UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA CENTRO DE TECNOLOGIA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

André Lübeck

COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ARGAMASSA NO MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

André Lübeck

COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ARGAMASSA NO MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Doutor em Engenharia** Civil.

Orientador Prof. Dr. Gihad Mohamad

Coorientador Prof. PhD Fernando Soares da Fonseca

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Lübeck, André

Comportamento Mecânico e Influência da Argamassa no Modo de Ruptura da Alvenaria Estrutural / André Lübeck.-2016.

284 p.; 30 cm

Orientador: Gihad Mohamad Coorientador: Fernando Soares da Fonseca Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2016

1. Modo de ruptura da alvenaria 2. Argamassa de assentamento 3. Esmagamento da argamassa 4. Confinamento das juntas de argamassa I. Mohamad, Gihad II. Soares da Fonseca, Fernando III. Título.

André Lübeck

COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ARGAMASSA NO MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Doutor em Engenharia Civil**.

Aprovado em 24 de novembro de 2016:

Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)

(Presidente/Orientador)

Fernando S. Fonseca, PhD (Brigham Young University) (Coorientador)

Rita de Cássia Silva Sant'Ana Alvarenga, Dra. (UFV)

Márcio R. S. Corrêa, Dr. (USP-EESC)

Eduardo Rizzatti, Dr. (UFSM)

Larissa D. Kirchhof, Dra. (UFSM)

Santa Maria, RS 2016

DEDICATÓRIA Dedico este trabalho ao Miguel e ao João, que sempre recebem o pai ausente com um grande sorriso e um abraço bem apertado.

AGRADECIMENTOS

Um trabalho como uma tese não se faz sozinho, se faz com ajuda da família e amigos. Exige paciência, compreensão e amizade das pessoas à volta. Cada um soma um pequeno pedaço que auxilia o alcance do objetivo. Assim, gostaria de agradecer a todos que de alguma forma foram importantes ao longo desses anos.

Gostaria de agradecer à Sheila, minha esposa, pela paciência, muita paciência, e apoio.

Agradecer aos meus pais, meus modelos, que sempre incentivaram a mim e as minhas irmãs a continuar estudando.

Agradecer ao meu orientador Gihad Mohamad, principalmente por ser um orientador fora do padrão, sempre presente e disposto a conversar, não só sobre a tese mas também sobre as mazelas do mundo. Um verdadeiro amigo, antes de orientador.

Ao professor Fernando S. Fonseca, coorientador do trabalho, muito tranquilo em suas sugestões, mas disposto a entrar nesse barco conosco.

Ao engenheiro Kesio Palacio, pelo apoio nas modelagens numéricas e uso do TNO Diana, sem ele minha tarefa teria sido, sem dúvida, muito mais complicada.

Ao amigo Carlos Eduardo De Marco, por tão gentilmente ter cedido seus resultados.

Aos meus colegas e amigos, professores Alisson S. Milani, Almir B. S. Santos Neto, Joaquim Pizzutti dos Santos, Luis Eduardo Modler, Magnos Baroni, Ricardo B. Schenato e Rogério C. Antocheves de Lima, pelas conversas e conselhos.

Ao pessoal da secretaria da pós-graduação, Marília e Camila, pela sempre necessária ajuda e presteza. E aos guris do LMCC, Diego, José Pedro, Vilson e William, sempre dispostos a me auxiliar no dia a dia do laboratório.

Agradecer também às professoras Ulrika Arns e Vanessa Rabelo Dutra pelo apoio e palavra.

Agradecer à Universidade Federal do Pampa por apostar em um professor jovem como eu e a Universidade Federal de Santa Maria que me acolheu tão bem.

Agradeço também às empresas que doaram materiais para minha pesquisa. As empresas Pauluzzi Blocos Cerâmicos que doou os blocos cerâmicos, a cerâmica Luiz Moacir Uliana que doou os tijolos maciços e a Prontomix Tecnologia de Concreto que doou os blocos de concreto. Sem elas, minha pesquisa teria sido menos rica.

Por fim, deixo o meu obrigado a todos os demais que me auxiliaram, mas que por um lapso esqueço de agradecer nominalmente aqui.

RESUMO

COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ARGAMASSA NO MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTOR: André Lübeck ORIENTADOR: Gihad Mohamad COORIENTADOR: Fernando Soares da Fonseca

É comum no meio técnico a ideia de que a resistência da argamassa de assentamento tem pouca influência sobre a resistência da alvenaria, devendo-se valorizar mais o desempenho da argamassa no estado fresco do que no endurecido. Essa forma de pensamento reflete-se, ainda, em alguns textos normativos que regem o projeto de edificações em alvenaria estrutural. No entanto, quando analisado também o modo de ruptura da alvenaria, percebe-se que as propriedades da argamassa no estado endurecido podem alterar completamente a dinâmica de propagação de dano na alvenaria, em especial quando a argamassa de assentamento é de baixa resistência e sujeita a sofrer o esmagamento quando carregada. Este estudo buscou avaliar como a argamassa de assentamento influencia o modo de ruptura da alvenaria estrutural através de três diferentes abordagens. A primeira foi a análise visual, através de sequências quadro a quadro, da ruptura de prismas comprimidos axialmente. Foram avaliadas diferentes geometrias de prismas, com duas ou três fiadas de altura, com ou sem juntas verticais; três tipos de blocos, cerâmicos de paredes vazadas, cerâmicos de paredes maciças e blocos de concreto; e argamassas de alta e baixa resistência. Observou-se nessa abordagem que a argamassa de assentamento pode sofrer esmagamento e alterar o modo de ruptura da alvenaria. A segunda abordagem adotada foi a de avaliar o comportamento tensãodeformação de corpos-de-prova de argamassa com pequena altura sujeitos à compressão confinada, buscando identificar alterações em propriedades como coeficiente de Poisson, variação volumétrica específica e incrementos de deformação. A análise desses resultados demonstrou que a propagação de trincas no material próximo a ruptura altera as propriedades mecânicas e pode ser usada como uma medida do avanço da degradação. Por fim, a terceira abordagem buscou viabilizar um modelo numérico em elementos finitos capaz de considerar a propagação de trinca através da variação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O modelo incremental por fases foi capaz de reproduzir de maneira satisfatória o comportamento de corpos-de-prova de argamassa comprimidos.

Palavras-chave: Modo de ruptura da alvenaria, argamassa de assentamento, esmagamento da argamassa, confinamento das juntas de argamassa.

ABSTRACT

MECHANICAL BEHAVIOR AND INFLUENCE OF BEDDING MORTAR ON FAILURE MODE OF STRUCTURAL MASONRY

AUTHOR: André Lübeck ADVISOR: Gihad Mohamad Co-ADVISOR: Fernando Soares da Fonseca

The literature indicates that mortar strength has little influence on concrete masonry strength, suggesting that the fresh state properties of the mortar are more relevant than the properties of the hardened mortar, and this point of view is reflected on standards and codes. However, the failure mode of the masonry can be dramatically influenced by the properties of the hardened bedding mortar especially when using a mortar with low compressive strength. In such case, mortar crushing can be the masonry failure mode. This study evaluated the influence of bedding mortar on the failure modes of axially loaded masonry through three distinct approaches. The first approach was a visual analysis that used pictures from a high-definition camera to determine the rupture sequence of masonry prisms. The analysis used pictures from tests of four different prism assemblages. The prisms were two and three blocks high with stack-bond and running-bond configurations and constructed with three types of blocks: concrete blocks and hollow and solid walls ceramic blocks. Two mortar types with different strengths were used to assemble the prisms. The visual analysis indicated that mortar crushing happens and completely changes the masonry failure mode. The second approach evaluated the stress-strain behavior of small thickness axially loaded mortar samples with the objective of capturing changes in the mechanical properties of the mortar. The properties of interest were the Poisson's ratio, volumetric strain, and strain increments. The evaluation demonstrated that crack propagation near failure results in changes on the mechanical properties of the mortar and that those changes can be used as a measure of the degradation of the mortar. The third approach was the development of a finite element model to represent the axially loaded mortar samples. The model used a phased analysis, which allowed the elastic modulus and Poisson's ratio of the material to be changed during the loading sequence. The nonlinear model was able to capture the strain changes on the confined mortar.

Keywords: Failure mode of masonry, mortar compressive strength, mortar crushing, confined joints, finite element analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Idealização do fenômeno de esmagamento da argamassa confinada	34
Figura 2.1 -	Resistência característica à compressão para alvenaria de tijolos em função	
	do tipo de argamassa e do tipo e resistência do bloco	44
Figura 2.2 -	Dimensões das paredes de alvenaria para ensaio de resistência à	
	compressão, (a) vista lateral e (b) vista frontal	48
Figura 2.3 -	Comportamento idealizado tensão-deformação proposto na norma europeia	
	para alvenaria comprimida	49
Figura 2.4 -	Algumas geometrias de blocos cerâmicos para alvenaria estrutural	
	encontrados no Brasil	52
Figura 2.5 -	Relação entre a resistência à compressão do bloco e a do prisma	53
Figura 2.6 -	Relação entre a resistência à compressão uniaxial da argamassa e a do	
	prisma	53
Figura 2.7 -	Variação da resistência do prisma em função da resistência do bloco e da	
	argamassa	55
Figura 2.8 -	Variação dimensional de um corpo comprimido axialmente	59
Figura 2.9 -	Definição dos diferentes tipos de avaliação do módulo de elasticidade	59
Figura 2.10 -	Deformações em um prisma comprimido (a) e efeito da aderência na junta	
	de argamassa (b)	61
Figura 2.11 -	Junta de argamassa comprimida triaxialmente (a) e bloco comprimido e	
	tracionado biaxialmente (b)	61
Figura 2.12 -	Tensões laterais que se desenvolvem em função da aderência argamassa-	
	bloco	62
Figura 2.13 -	Formas de aplicação do carregamento no ensaio triaxial. (a) convencional,	
	(b) "multistep" crescente, (c) "multistep" decrescente e (d) cíclico	63
Figura 2.14 -	Esquema de ensaio à compressão proposto por Schubert e Hoffmann (1994)	64
Figura 2.15 -	Comportamento tensão-deformação da argamassa confinada. Argamassas de	
C	traços (a) 1:0,5:4,5 e (b) 1:1:6	66
Figura 2.16 -		
	coeficiente de Poisson.	69
Figura 2.17 -	Variação volumétrica específica e variação do coeficiente de Poisson do	
	concreto e argamassa	70
Figura 2.18 -	Variação do coeficiente de Poisson em função do grau de comportamento	
	obtida por Cadappa, Sajayan e Setunge (2001) para o concreto com	
	resistência de 41,9 MPa	71
Figura 2.19 -	Variação volumétrica em função do grau de confinamento (k) para amostras	
	de argamassa comprimidas triaxialmente	72
Figura 2.20 -	Variação da deformação volumétrica em função da deformação axial	74
Figura 2.21 -	Coeficientes de correção para o cálculo da resistência da alvenaria	81
Figura 2.22 -	Modelo proposto para o comportamento tensão-deformação da alvenaria de	
	tijolos maciços	85
Figura 2.23 -	Modelo hiperbólico para o comportamento tensão-deformação para prismas	
	de blocos de concreto e argamassa fraca	86
Figura 2.24 -	Curva tensão-deformação hiperbólica e modelo hiperbólico linearizado	86
Figura 2.25 -	Comportamento tensão-deformação para prismas executados com blocos de	
	concreto e argamassa de elevada resistência (a) e baixa resistência (b)	88
Figura 2.26 -	Deterioração da junta de assentamento em prismas confeccionados com	

	argamassa 1:1:6	90
Figura 2.27 -	Diagrama tensão-deformação idealizado por Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014)	92
Figura 2.28 -	Comportamento tensão-deformação axial e lateral dos prismas estudados por Steil et al. (2001)	94
Figura 2.29 -	Instrumentação dos prismas de três fiadas para medição das deformações	99
Figura 2.30 -	Escalas de modelagem numérica em alvenaria	101
•	Mecanismos de falha da alvenaria segundo Lourenço e Rots (1997)	103
	Estratégia de modelagem adotada por Lourenço (1996) para o micromodelo simplificado	104
_	Critério de ruptura para as juntas da alvenaria proposto por Lourenço e Rots (1997)	105
_	Malha de elementos finitos utilizada na simulação numérica de Gomes (2001)	107
Figura 2.35 -	Gati (1997)	
	Modelo fictício para a microestrutura dos componentes da alvenaria	114
	Exemplo de malha de elementos finitos para as partículas (a) e interfaces (b)	115
	Panorama de fissuração para uma placa de concreto submetida a cisalhamento lateral: resposta do modelo reticulado	117
	Disposição dos grãos de agregado (a) e a malha de barras do reticulado (b)	
	Panorama de fissuração para o modelo numérico (a) e experimental (b)	
•	Malha regular de barras e as regiões modeladas	
•	Critério de ruptura adotado para os elementos de interface	120
Figura 3.1 -	Geometrias de prismas testadas por De Marco (2016). (a) Prismas de dois e (b) três blocos não-contrafiados, (c) prismas de três fiadas com blocos inteiros nas fiadas extremas e dois meio-blocos na fiada central e (d) prismas de três fiadas com um bloco e meio em todas elas	128
Figura 3.2 -	Blocos utilizados na pesquisa. (a) cerâmico de paredes vazadas, (b) cerâmico de paredes maciças, (c) blocos de concreto	132
Figura 3.3 -	Geometria dos prismas avaliados. (a) blocos de paredes vazadas, (b) blocos de paredes maciças, (c) blocos de concreto	
Figura 3.4 -	Ensaio de compressão diametral executado em corpos-de-prova de argamassa	135
Figura 3.5 -	Procedimento de execução dos prismas, (a) lançamento dos cordões de argamassa, (b) nivelamento das superfícies e (c) acabamento das juntas	136
Figura 3.6 -	Procedimento adotado para a filmagem dos ensaios de compressão dos prismas. (a) Posicionamento da câmera e (b) aparato para aplicação da carga	137
Figura 3.7 -	Prensa hidráulica marca WPM usada na Série 2 de prismas de argamassa fraca	137
Figura 3.8 -	Corpo-de-prova sendo ensaiado à compressão e analisado pelo ESPI	139
Figura 3.9 -	Amostra esmagada em um dos ensaios preliminares	
_	Campo de deslocamentos na direção X obtido com o ESPI (a) e micrografia	
-	da amostra de argamassa com os contornos de um agregado indicados (b)	140
Figura 3.11 -	Diagrama tensão-deformação típico das amostras de 40mm x 40mm x	
	10mm comprimidas	141

Figura 3.12 -	Panorama de fissuração dos corpos-de-prova de 40mm (a) e 80mm (b) ensaiados à compressão	142
Figura 3 13 -	Padrão inicial de carregamento aplicado às amostras	
	Comportamento tensão-deformação para corpos-de-prova com relação d/h	
	de 1,75	
Figura 3.15 -	Comportamento pós-pico adotado para a argamassa, exponencial à tração e Thorenfeldt à compressão	145
Figura 3.16 -	Retenção constante ao cisalhamento	146
Figura 3.17 -	Elemento adotado e malhas de elementos finitos utilizadas nas simulações	147
	Condições de contorno adotadas	
Figura 3.19 -	Variação do coeficiente de Poisson medida experimentalmente e pelo modelo de Ottosen (1979). (a) Argamassa ii e d/h=0,3, (b) Argamassa ii e d/h=1,0, (c) argamassa iii e d/h=0,3 e (d) argamassa iii e d/h=1,0	149
Figura 3.20 -	Modelo de Ottosen (1979) para a variação do coeficiente de Poisson	150
Figura 4.1 -	Resistências médias obtidas por De Marco (2016) para os componentes e prismas	
Figura 4.2 -	Avanço do processo de ruptura por esmagamento da junta no prisma D5,	134
	com blocos de paredes vazadas. (a) Surge a primeira fissura na junta de argamassa, (b) a partir da fissura na junta, propagam-se trincas nos blocos e	
	(c) há o fendilhamento do bloco junto à argamassa e a ruptura do	
	conjunto	163
Figura 4.3 -	Avanço do processo de ruptura por tração do bloco, prisma B3. (a) Surge a primeira trinca vertical na parede do bloco e (b) as trincas generalizam-se,	
	passando pela junta e indo até o bloco inferior	164
Figura 4.4 -	Avanço do processo de ruptura por esmagamento da junta em um prisma de três blocos de paredes vazadas, Prisma J8. (a) Surge a primeira fissura na	
	junta de argamassa, (b) a partir da fissura na junta propagam-se trincas para os blocos e (c) há a falha da junta e giro do conjunto na ruptura	165
Figura 4.5 -	Avanço do processo de ruptura por tração do bloco em prismas de três fiadas com blocos de paredes maciças (Prisma I10). (a) Surge a primeira trinca vertical na parede do bloco central, propagando-se para os blocos adjacentes até que o conjunto rompe (b)	166
Figura 4.6 -	Ruptura típica de um prisma do tipo 3 com blocos de paredes vazadas, Prisma M9. (a) A primeira trinca nasce a partir da junta vertical na fiada	
E: 4.7	central e (b) se propaga para o bloco superior.	10/
Figura 4.7 -	Ruptura típica de um prisma do tipo 3 com blocos de paredes maciças	
	(Prisma N7). (a) A primeira trinca nasce a partir da junta vertical na fiada	
E' 4.0	central e (b) se propaga para o bloco superior	16/
Figura 4.8 -	Sequência de ruptura de um prisma do tipo 3 executado com blocos de	
	paredes vazadas onde foi caracterizado o esmagamento (Prisma K6). As	
	imagens foram obtidas com um intervalo de um quinze avos de segundo de	
	diferença. Em (a) surge a primeira fissura na junta vertical, (b) é possível	
	ver o esmagamento da junta e (c) a ruptura do conjunto	168
Figura 4.9 -	Ruptura típica de um prisma do tipo 4 com blocos de paredes vazadas,	
	Prisma P10. A primeira trinca nasce a partir da junta vertical da fiada	
	superior (a), induz o esmagamento da junta horizontal (b), esse	
	esmagamento se generaliza (c) e o conjunto rompe (d)	169
Figura 4.10 -	Ruptura de um prisma do tipo 4 com blocos de paredes vazadas onde ficou	
<u> </u>	evidenciado o esmagamento (Prisma P6). A primeira trinca nasce a partir da	
	junta vertical da fiada superior (a), induz o esmagamento da junta horizontal	

Figura 4.11 -	(b), esse esmagamento se generaliza (c) e o conjunto rompe (d)	170
	S6). A primeira trinca nasce a partir da junta vertical da fiada superior e propaga-se para os blocos adjacentes (a), os blocos rompem por tração lateral (b) e ocorre a ruptura por perda de equilíbrio do conjunto (c)	171
Figura 4.12 -	Modelo em elementos finitos realizado por Mohamad (2007) para simular o efeito das juntas verticais sobre as tensões no prisma	173
Figura 4.13 -	Tensões desenvolvidas no encontro das juntas verticais e horizontais	
_	Variação da resistência à compressão em função do teor de umidade da	
C	argamassa fraca utilizada na pesquisa	179
Figura 4.15 -	Variação da resistência à compressão em função do teor de umidade da	
C	argamassa forte utilizada na pesquisa	179
Figura 4.16 -	Curva tensão axial <i>versus</i> deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
C	cerâmicos de paredes maciças	181
Figura 4.17 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
C	argamassa forte, CeMS3	182
Figura 4.18 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
\mathcal{E}	argamassa forte, CeMS4	182
Figura 4.19 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
C	argamassa fraca, CeMW6	183
Figura 4.20 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
\mathcal{E}	argamassa fraca, CeMW9	184
Figura 4.21 -	Curva tensão axial <i>versus</i> deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
8	cerâmicos de paredes vazadas	185
Figura 4.22 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
8	argamassa forte, CeVS1	187
Figura 4.23 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
8	argamassa forte, CeVS3	187
Figura 4.24 -		
\mathcal{E}	argamassa fraca, CeVW2	188
Figura 4.25 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
\mathcal{E}	argamassa fraca, CeVW4	189
Figura 4.26 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
C	argamassa fraca, CeVW7	
Figura 4.27 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
C	argamassa fraca, CeVW10	190
Figura 4.28 -	Curva tensão axial <i>versus</i> deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
C	de concreto.	192
Figura 4.29 -	Panorama pós-ruptura dos prismas de blocos de concreto e argamassa forte,	
C	CoMS5 e CoMS6	193
Figura 4.30 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca,	
C	CoMW1	194
Figura 4.31 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca,	
C	CoMW6	194
Figura 4.32 -	Completa quebra da aderência entre blocos e argamassa	
_	Aspecto da junta de argamassa do prisma CoMW6 após a ruptura	
	Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos de concreto e	
_	argamassa fraca	198
Figura 4.35 -	Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos cerâmicos de paredes	
	maciças e argamassa fraca	198

Figura 4.36 -	Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa fraca	199
Figura 4.37 -	Diagrama tensão-deformação axial e lateral para os corpos-de-prova	
Figura 4.38 -	variação do coeficiente de Poisson em função da relação entre a tensão	
Figura 4.39 -	axial atuante e a tensão última	
Figura 4.40 -	altura de 80 mm ($L/h=0,5$) Deformação lateral em função da deformação vertical para as amostras com altura de 40 mm ($L/h=1$)	
Figura 4.41 -	Variação volumétrica específica para corpos-de-prova com altura de 80mm .	
Figura 4.42 -	Variação volumétrica específica para corpos-de-prova com altura de 40mm.	
Figura 4 43 -	Incrementos de deformação axial para corpos-de-prova prismáticos	
_	Incrementos de deformação lateral para corpos-de-prova prismáticos	
-	Diferença das deformações laterais em função do confinamento provocado	
C	pelos pratos da prensa	
1 15414 1.10	com relação d/h igual a 0,3 e 1,0	214
Figura 4 47 -	Variação do coeficiente de Poisson em função do nível de carregamento	
	Relação entre as deformações axiais e laterais para os corpos-de-prova cilíndricos	
Figura 4.49 -	Variação volumétrica específica para a relação d/h de 0,3 e argamassa 1:0,5:4	
Figura 4.50 -	Variação volumétrica específica para a relação d/h de 1,0 e argamassa 1:0,5:4	
Figura 4.51 -	Variação volumétrica específica para a relação d/h de 0,3 e argamassa 1:1:6	
Figura 4.52 -	Variação volumétrica específica para a relação d/h de 1,0 e argamassa 1:1:6	
Figura 4.53 -	Incrementos de deformação em função do nível de tensão atuante: (a) Deformação específica vertical e argamassa ii, (b) deformação específica vertical e argamassa iii, (c) deformação específica lateral e argamassa ii e (d) deformação específica lateral e argamassa iii	
Figura 4.54 -	Distribuição das tensões horizontais S_{xx} na seção longitudinal média para altura de corpo-de-prova de 50mm.	
Figura 4.55 -	Distribuição das tensões horizontais S_{xx} na seção longitudinal média para altura de corpo-de-prova de 140mm.	
Figura 4.56 -	Comportamento tensão-deformação para os modelos numéricos e experimentais.	
Figura 4.57 -	Deformações específicas laterais e axiais dos modelos numérico por fissuração distribuída e experimentais.	
Figura 4.58 -	Comportamento tensão-deformação obtido experimentalmente e pelos modelos numéricos de fissuração distribuída e elástico não linear	
E' 450	incremental por fases.	
	Deformações específicas laterais e axiais dos modelos numérico incremental por fases e experimentais	
Figura 4.60 -	Diagrama parábola-retângulo idealizado para o concreto no estado limite último pela NBR 6118 (2014)	232

Figura A.1 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
E: 4.0	cerâmicos de paredes maciças e argamassa forte	
Figura A.2 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
F: 4.0	cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca	
Figura A.3 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
	cerâmicos de paredes vazadas e argamassa forte	
Figura A.4 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
	cerâmicos de paredes vazadas e argamassa fraca	
Figura A.5 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
	de concreto e argamassa forte	
Figura A.6 -	Curva tensão axial versus deslocamento do pistão para os prismas de blocos	
	de concreto e argamassa fraca	253
Figura B.1 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa forte, CeMS1	
Figura B.2 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
C	argamassa forte, CeMS2	
Figura B.3 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
1 18 WIW 2 V	argamassa forte, CeMS3	
Figura B.4 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
I Iguiu B. i	argamassa forte, CeMS4	
Figura B.5 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
rigura D.5 -		
Eigung D 6	argamassa forte, CeMS5	239
Figura B.6 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
F. D.7	argamassa forte, CeMS6	260
Figura B.7 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	260
T ' D 0	argamassa fraca, CeMW1	
Figura B.8 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW2	
Figura B.9 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW3	
Figura B.10 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW4	
Figura B.11 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW5	
Figura B.12 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW6	
Figura B.13 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
	argamassa fraca, CeMW7	
Figura B.14 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
C	argamassa fraca, CeMW8	
Figura B.15 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
8	argamassa fraca, CeMW9	
Figura B 16 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
1 1guru D.10	argamassa fraca, CeMW10	
Figura B 17 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e	
1 15u1 a D.1 / -	argamassa fraca, CeMW11	
Figure D 10	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
riguia D.10 -	argamassa forte, CeVS1	
Figure D 10		
rigura D.19 -	Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e	
	argamassa forte, CeVS2	208

Figura 1	B.20 -	Sequência	de ruptura d forte, CeVS3	lo prisma	de	blocos	cerâmicos	de	parede	vazada e	268
Ei arraa i	D 21										
_		argamassa	de ruptura d forte, CeVS4	·	••••						. 269
Figura 1	B.22 -	_	de ruptura d	_					_		
			forte, CeVS5								
Figura 1	B.23 -		de ruptura d								
			forte, CeVS6								
Figura .	B.24 -	_	de ruptura d	_					_		
			fraca, CeVW								
Figura .	B.25 -	-	de ruptura d	-					-		
.	D 0 4		fraca, CeVW								
Figura .	B.26 -		de ruptura d								
		_	fraca, CeVW								
Figura .	B.27 -	_	de ruptura d	_					_		
			fraca, CeVW								
Figura 1	B.28 -		de ruptura d								
_ .	- • •	argamassa	fraca, CeVW	5							. 273
Figura .	B.29 -		de ruptura d								
		_	fraca, CeVW								
Figura 1	B.30 -	-	de ruptura d	-					-		
			fraca, CeVW								
Figura l	B.31 -		de ruptura d								
		argamassa	fraca, CeVW	8	• • • • • •			• • • • • •			. 274
Figura l	B.32 -	_	de ruptura d	_					_		
		_	fraca, CeVW								
Figura 1	B.33 -		de ruptura d								
			fraca, CeVW								
Figura I	B.34 -		de ruptura d								
Figura l	B.35 -		de ruptura d								
Figura l	B.36 -		de ruptura d								
Figura l	B.37 -		de ruptura d								
Figura l	B.38 -	-	de ruptura d	-					-		
Figura 1	B.39 -		de ruptura d						_		
Figura I	B.40 -	Sequência	de ruptura d	o prisma	de	blocos	de concrete	o e	argama	ssa fraca	,
Figura I	B.41 -	Sequência	de ruptura d	o prisma	de	blocos	de concrete	o e	argama	ssa fraca	,
		CoMW2									281
Figura 1	B.42 -	Sequência	de ruptura d	o prisma	de	blocos	de concrete	o e	argama	ssa fraca	,
		CoMW3									281
Figura 1	B.43 -	Sequência	de ruptura d	o prisma	de	blocos	de concrete	o e	argama	ssa fraca	,
		CoMW4									282
Figura 1	B.44 -	Sequência	de ruptura d	o prisma	de	blocos	de concrete	ое	argama	ssa fraca	,

Figura B.45 -	Sequência	de ruptura	do prisma	de blocos	de	concreto	e argamassa	fraca,	
	CoMW6	•••••		•••••					283

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Resistência média à compressão em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa, ACI 530-01 (2002)	
Tabela 2.2 -	Traços em volume para as classes de argamassas e propriedades esperadas para cada classe	
Tabela 2.3 -	Fator de correção da resistência do prisma em função da esbeltez, ASTM C 1314 (2014)	
Tabela 2.4 -	Fator de redução da resistência da alvenaria em função do controle de qualidade da argamassa	
Tabela 2.5 -	Proporções propostas para argamassas de assentamento em função do seu desempenho	
Tabela 2.6 -	Comparativos entre os traços em volume e as resistências médias à compressão propostos nas normas ASTM C270-07 (2007) e a BS 5628	
Tabela 2.7 -	(1992)	
Tabela 2.8 -	de alvenaria	
Tabela 2.9 -	(2010) em função da resistência do bloco	
Tabala 2 10	diferentes pesquisadores.	
Tabela 2.10 -		
1 abeia 2.11 -	Propriedades dos blocos, argamassa e prismas avaliados por Valdameri et al. (2016)	95
Tabela 2.12 -	Resultados dos ensaios de prismas comprimidos obtidos por De Lima (2010)	97
	Propriedades mecânicas utilizadas por Gomes (2001) em suas simulações numéricas para blocos de concreto	
Tabela 2.14 -	Propriedades mecânicas utilizadas por Mohamad, Lourenço e Roman (2008) em suas simulações numéricas para blocos de concreto	
Tabela 3.1 -	Geometrias, áreas e resistência à compressão dos blocos testados por De Marco (2016)	
Tabela 3.2 -	Resistências da argamassa, blocos e prismas ocos	
Tabela 3.3 -	Propriedades físicas e mecânicas médias medidas para os blocos	
	estudados	
Tabela 3.4 -	Propriedades mecânicas das duas argamassas estudadas	
Tabela 3.5 -	Propriedades mecânicas adotadas para as argamassas nas simulações	
	numéricas utilizando o modelo de fissuração distribuída	
Tabela 3.6 -	Propriedades mecânicas utilizada para montar o modelo de Ottosen (1979) para variação do coeficiente de Poisson das argamassas	
Tabela 3.7 -	Valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson utilizados na análise por fases para cada uma das argamassas e relação d/h	
Tabela 4.1 -	Fatores de eficiência prisma/bloco obtidos por Portella (2015)	
Tabela 4.2 -	Relação dos vídeos das rupturas dos prismas de De Marco (2016)	
Tabela 4.3 -	Resultados das rupturas dos prismas executados com argamassa fraca	
Tabela 4.4 -	Resultados das rupturas dos prismas executados com argamassa forte	
Tabela 4.5 -	Valores de \emptyset em função do tamanho da amostra	
Tabela 4.6 -	Resistência característica dos prismas e da alvenaria segundo as normas	
T 1 1 4 7	brasileiras.	
rabela 477 -	Resistência característica da alvenaria segundo a norma BS 5628-1 (1992)	202

Resistência característica da alvenaria segundo a norma EN 1996-1-1	
(2002)	203
Resistência característica da alvenaria segundo as normas	
estudadas	203
Propriedades mecânicas medidas para as amostras com d/h 0,3 e 1,0	213
Resistência à compressão da argamassa em função dos limites propostos	236
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de	
paredes maciças e argamassa forte	254
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de	
paredes maciças e argamassa fraca	254
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de	
paredes vazadas e argamassa forte	254
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de	
paredes vazadas e argamassa fraca	255
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos de concreto e	
argamassa forte	255
Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos de concreto e	
argamassa fraca	255
	Resistência característica da alvenaria segundo as normas estudadas

LISTA DE SIGLAS

AAI - Absorção de água inicial ACI - American Concrete Institute

ASTM - American Society for Testing and Materials

CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

EPE - Modelo numérico em deformações planas modificado

ESPI - Electronic Speckle Pattern Interferometry (interferômetro eletrônico de padrão de matiz)

IRA - Índice de absorção inicial ou índice rápido de absorção

LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal da Santa Maria

LVDT - Linear Variable Differential Transformer (Extensômetro)

LDPM - Lattice Discrete Particle Model

NBR - Norma brasileira

PE - Modelo numérico em deformações planas PS - Modelo numérico em tensões planas UFSM - Universidade Federal de Santa Maria

LISTA DE SÍMBOLOS

\mathcal{E}	Deformação específica
\mathcal{E}_x , \mathcal{E}_y , \mathcal{E}_z	Deformações específicas nas direções x, y e z
$\mathcal{E}_1, \mathcal{E}_2, \mathcal{E}_3$	Deformações específicas nas direções principais 1, 2 e 3
\mathcal{E}_{A}	Deformação específica seccional ou de área
\mathcal{E}_m	Deformação específica em um ponto <i>m</i> qualquer
\mathcal{E}_m	Deformação específica máxima da alvenaria
	Deformação específica longitudinal ou axial
ε _L ε	Deformação específica transversal ou lateral
\mathcal{E}_T	Variação volumétrica específica
\mathcal{E}_{v}	Deformação específica de escoamento do aço, valor de projeto
\mathcal{E}_{yd}	Deformação específica de transição entre os comportamentos linear e não linear
\mathcal{E}_{lim}	Deformação específica máxima ou de ruptura
\mathcal{E}_o	Deformação específica axial de transição entre contração e expansão volumétrica
ε_l^*	
\mathcal{E}_{yp}	Deformação específica axial de pico
\mathcal{E}_{up}	Deformação específica axial última
$\frac{c}{c}$	Taxa de crescimento volumétrico do material ou coesão
f_k	Resistência característica
$f_m \ f_m *$	Resistência média, resistência da argamassa ou resistência em um ponto <i>m</i> qualquer Resistência da argamassa confinada
f_m'	Resistência máxima da alvenaria
F_m	força resistente média
	fator de correção em função do controle de qualidade dos blocos
φ_u	fator de correção em função do controle de qualidade da argamassa
$egin{array}{c} arphi_m \ A \end{array}$	Área da seção transversal
$A_{,Liq}$	Área líquida da seção transversal
$A_{,brut}$	Área bruta da seção transversal
α	Proporção entre as resistências da argamassa executada em obra e em laboratório ou relação entre
	a espessura da junta de argamassa e altura do bloco
f_b ou f_j	Resistência à compressão do bloco
f_a	Resistência à compressão da argamassa
$f_{b,brut}$	Resistência à compressão do bloco na área bruta
$f_{b,Liq}$	Resistência à compressão do bloco na área líquida
f_c ou f_c '	Resistência à compressão do concreto
f_{bk}	Resistência característica do bloco
f_{ak}	Resistência característica à compressão da argamassa
f_{bt}	Resistência à tração do bloco ou tensão lateral atuante no bloco
f_{at}	Resistência à tração da argamassa
$f_{at,d}$	Resistência à tração indireta da argamassa medida por compressão diametral
f_{mk}	Resistência característica da argamassa
f_p	Resistência do prisma Resistência característica do prisma
f_{pk}	Resistência característica do prisma Resistência característica da pequena parede
f _{ppk} f _{hb1}	Tensão axial de compressão aplicada ao prisma
f_{mli}	Coeficiente de influência
K	Constante definida em função do tipo de argamassa e tipo de bloco
k	Coeficiente angular da reta de envoltória resistente ou proporção entre a tensão lateral confinante e
	a tensão axial
E ou E_{tg}	Módulo de elasticidade tangente
E_m	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_o^m	Módulo de elasticidade inicial
E_s ou E_{sec}	Módulo de elasticidade secante
G	Módulo cisalhante
ν	Coeficiente de Poisson
2	Confidence to the confidence t

Coeficiente de não uniformidade ou deslocamento

Coeficiente de Poisson inicial

 δ

Coeficiente de Poisson final V_f Fator de eficiência prisma/bloco η Coeficiente de Poisson do bloco ν_b Coeficiente de Poisson da argamassa V_m

Variação Δ

Variação volumétrica ΔV

Volume V

Tensão ou tensão axial σ Tensão inferior ou inicial σ_{inf}

Tensões normais nas direções x, y e z σ_x , σ_y , σ_z

Tensão superior ou final σ_{sup}

Tensão correspondente a um ponto qualquer do gráfico tensão-deformação σ_n

Tensão lateral confinante σ_3 ou f_{tm}

Tensão inicial σ_i Tensão crítica σ_{cr}

Tensão no prisma no inicio da ruptura σ_{pi}

Tensão atuante na parede σ_{sd}

Deformação lateral da argamassa da junta D_a

Deformação lateral do bloco D_b

Nível de tensão ou nível de retenção ao cisalhamento β

 β_{l} Nível de tensão limite

Nível de tensão para a porção descendente do gráfico

Coeficiente de não uniformidade Tensão de compressão no bloco $\sigma_{\!cb}$ Tensão de compressão no graute σ_{cg} Tensão de tração no bloco σ_{tb}

Relação modular n

Resistência à compressão da argamassa σ_{cm}

Tensão na direção vertical σ_{y} ou f_{hm}

Coeficiente de correção da resistência E_b ou E_u Módulo de elasticidade do bloco ou unidade E_m Módulo de elasticidade da argamassa

 E_M k_r Coeficiente de Ritter

Ponto de interseção da reta com o eixo das ordenadas a Coeficiente angular da reta ou largura do bloco b

Módulo de elasticidade da alvenaria

Energia de fratura à compressão G_c ou G_{fc} G^{I} Energia de fratura à tração G_f^{II} Energia de fratura ao cisalhamento G_u Módulo cisalhante da unidade G_m Módulo cisalhante da argamassa Espessura da junta de argamassa h_m ou t_m

Altura do bloco h_b ou t_b

Coeficientes de rigidez normal e tangencial k_n e k_s

Ø Ângulo de atrito interno ou diâmetro de um cilindro

Coesão final c_f Dilatância

Altura do bloco ou do corpo-de-prova h

d Diâmetro Comprimento L

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇAO
1.1.	JUSTIFICATIVA DA PESQUISA
1.2.	OBJETIVOS
1.2.1	Objetivos específicos
1.3.	QUESTÕES DE PESQUISA
1.4.	ESTRUTURA DO TRABALHO
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA
2.1.	PRINCIPAIS NORMAS DE DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA
	ESTRUTURAL
2.1.1.	Norma Americana, ACI 530-05 (2005)
2.1.2.	Norma Britânica, BS 5628-1 (1992)
2.1.3.	Eurocode 6, EN 1996-1-1 (2002)
2.1.4.	Normas Brasileiras, NBR 15961 (2011) e NBR 15812 (2010)
2.1.5.	Fechamento da Seção
2.2.	MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL
2.2.1.	O Papel do Confinamento no Comportamento da Argamassa
	Definições das grandezas mecânicas
	O Fenômeno do confinamento da argamassa
	O Confinamento e a resistência à compressão
	O Confinamento e o comportamento tensão-deformação
	O Confinamento e o módulo de elasticidade
	O Confinamento e o Coeficiente de Poisson
	O Confinamento e a variação volumétrica
2.2.2.	Contexto Histórico dos Estudos Sobre a Previsão da Carga e Modo de
	Ruptura da Alvenaria.
2.2.3.	O Esmagamento ou Poro-Colapso das Juntas
2.2.4.	Fechamento da Seção.
2.3.	PRINCIPAIS MODELOS NUMÉRICOS EMPREGADOS PARA
	DESCREVER O COMPORTAMENTO DA ALVENARIA
2.3.1.	Modelos com Elementos de Interface Descontínuos
2.3.2.	Modelo de Partícula
2.3.3.	Modelo Reticulado (Lattice)
2.3.4.	Modelos Elasto-Plásticos Contínuos
2.2.5.	Fechamento da Seção.
3.	METODOLOGIA DA PESQUISA
3.1.	CARACTERIZAÇÃO VISUAL DO ESMAGAMENTO DA ARGAMASSA
	EM PRISMAS DE BLOCOS CERÂMICOS COMPRIMIDOS 12
3.1.1.	Segunda Fase de Análise Visual das Rupturas de Prismas Comprimidos 13
3.2.	ESTUDO EXPERIMENTAL DE CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA
	COMPRIMIDOS
3.2.1.	Testes Preliminares 13
3.2.2.	Ensaios em Corpos-de-prova Cilíndricos
3.3.	MODELAGEM NUMÉRICA DE CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA
	COMPRIMIDA
3.3.1.	Análise Numérica Utilizando o Modelo de Deformação Total com
	Fissuração Distribuída
3.3.2.	Análise Numérica Utilizando o Modelo Elástico Não Linear por Fases 14

4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	153
4.1.	ANÁLISE VISUAL DA RUPTURA DE PRISMAS COMPRIMIDOS	
	AXIALMENTE	153
4.1.1.	Resultados preliminares obtidos a partir dos ensaios de prismas de blocos	
	cerâmicos realizados por De Marco (2016)	
4.1.2.	Análise das rupturas à compressão de prismas de dois blocos	174
4.1.2.1.	Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos cerâmicos de paredes	
	maciças	180
4.1.2.2.	Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos cerâmicos de paredes	
	vazadas	185
4.1.2.3.	Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos de concreto	191
	O esmagamento das juntas de argamassa nos prismas ensaiados à compressão	196
4.1.2.5.	Previsão da resistência da alvenaria utilizando os valores normativos	
	pesquisados	200
4.1.3.	Fechamento da seção e conclusões parciais	204
4.2.	RESULTADOS DOS ENSAIOS EM CORPOS-DE-PROVA DE	
	ARGAMASSA COM PEQUENA ALTURA	206
4.2.1.	Fechamento da seção e conclusões parciais	222
4.3.	RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	224
4.3.1.	Fechamento da seção e conclusões parciais	230
4.4.	CONTRIBUIÇÕES PARA A ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DA	
	ARGAMASSA A SER USADA EM PROJETOS	231
5.	CONCLUSÕES	237
5.1.		239
		241
	APÊNDICE A - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS	
		251
	APÊNDICE B - IMAGENS DAS RUPTURAS DOS PRISMAS	257

1. INTRODUÇÃO

O uso da alvenaria como elemento de proteção e abrigo ao homem remonta à préhistória. Nesse período, blocos de pedra ou barro eram colocados uns sobre os outros, formando uma barreira que delimitava o espaço habitado e protegido para os ocupantes. Ao longo dos séculos e das diferentes civilizações, a alvenaria sempre se fez presente através do uso de blocos de pedra ou barro moldado, assentados com argamassa de barro, betume, pozolana, cal e, por fim, cimento portland.

Até o início do século XX, as construções em alvenaria valiam-se de regras empíricas e no escasso conhecimento técnico para a determinação da espessura das paredes. Apenas com o avanço no domínio dos materiais, tais como a fabricação dos blocos, argamassas e aço, somado ao maior conhecimento e padronização das técnicas construtivas, foi possível tornar a alvenaria um material estrutural para edificações de grande altura.

No Brasil, pela tradição construtiva de intenso uso de mão de obra, pelo baixo poder aquisitivo de boa parte da população e pelo grande incentivo ao fomento nos bancos públicos, a alvenaria estrutural tornou-se uma alternativa intensamente usada, tanto com blocos de concreto, quanto com blocos cerâmicos, chegando-se a construir torres de mais de 20 pavimentos. Contudo, nas maiores cidades, o sistema é mais competitivo para edifícios de até 15 pavimentos, (SILVESTRE, 2013). Em algumas regiões do país, a alvenaria estrutural é o sistema mais utilizado, principalmente de maneira combinada com o concreto armado, onde o primeiro pavimento em pilotis é executado em concreto, no nível da primeira laje é executada uma transição, e os pavimentos superiores são executados em alvenaria estrutural.

O crescimento da alvenaria estrutural como técnica construtiva foi acompanhado da intensificação das pesquisas e das práticas de projeto e do cálculo estrutural. Diferentes universidades do país possuem grupos de pesquisa em alvenaria estrutural. Alguns, como o da Universidade Federal de Santa Maria, possuem duas décadas de atuação. Na base do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico), no ano de 2016, existem 22 de pesquisa registrados alvenaria estrutural, grupos com atuação em (http://dgp.cnpq.br/dgp/faces/consulta/consulta_parametrizada/"alvenaria estrutural").

O avanço nas pesquisas resultou no crescimento de publicações específicas sobre o tema e na adequação dos currículos de graduação em engenharia civil para a prática de projeto em alvenaria. Questões como um projeto arquitetônico racional e modular e o cálculo estrutural da alvenaria aparecem como prática nos cursos de graduação. Contudo, o mesmo

crescimento das pesquisas que permitiu o avanço da técnica revelou a falta de conhecimento em relação ao comportamento do material, principalmente próximo à ruptura.

A falta de conhecimento leva ao conservadorismo, impactando no dimensionamento da alvenaria e nas práticas adotadas nas atividades do projeto estrutural, pois o comportamento do material depende do conhecimento das propriedades mecânicas dos componentes individualmente, bloco e argamassa, e da interação entre eles, para um completo entendimento do material compósito.

De acordo com Martha (2010), o projeto estrutural é o conjunto de procedimentos que tem como objetivo a concepção de uma estrutura que atenda a todas as necessidades para as quais será construída, satisfazendo as restrições legais e questões de segurança, de utilização, econômicas, estéticas, ambientais e construtivas. O resultado final normalmente é um conjunto de desenhos e definições que estipulam as dimensões a serem executadas, os materiais a serem utilizados, os procedimentos a serem seguidos e a forma de execução, de maneira a resultar em uma estrutura que, depois de construída, seja segura ao longo de todo o período em que será utilizada.

A fim de garantir que todos os projetistas sigam os mesmos procedimentos básicos ao realizar um dimensionamento estrutural, os países adotam as chamadas normas técnicas como um referencial teórico. Essas normas são documentos que definem quais os procedimentos a serem seguidos, estabelecendo como os modelos devem ser idealizados, quais carregamentos devem ser aplicados e como as respostas devem ser obtidas. Ou seja, definem qual o comportamento considerado adequado para uma estrutura.

No Brasil, as primeiras normas de cálculo estrutural estavam associadas ao concreto armado e foram publicadas na década de 1940. Esse material estrutural é o mais utilizado no país e, por isso, o histórico de evolução da sua normatização é o mais rico. Os demais materiais estruturais como o aço, a madeira e a alvenaria estrutural tiveram a publicação de normas nas décadas posteriores. Em especial, a alvenaria estrutural teve as primeiras normas nacionais publicadas no final da década de 1980.

Na ausência de normatização nacional, utilizavam-se e ainda utilizam-se normas estrangeiras como referencial para elaboração de projetos. Em especial, normas americanas e europeias, principalmente pelo pioneirismo na elaboração dessas normas, mas também pela influência que os países de origem têm sobre países em desenvolvimento, como o Brasil. As normas norte-americana, ACI 530-05 (2005), britânica, BS 5628 (1992), e europeia, EN 1996-1-1 (2002), ainda são muito utilizadas por projetistas brasileiros de alvenaria estrutural, apesar de haver normas nacionais sobre o tema.

As normas brasileiras vigentes que dispõe sobre os projetos em alvenaria estrutural são duas. A NBR 15812 (2010) trata de estruturas executadas com blocos cerâmicos e a NBR 15961 (2011) de estruturas executadas com blocos de concreto. Essa separação entre normas, em função do material utilizado nos blocos, difere da natureza das três normas estrangeiras anteriormente citadas, que tratam a alvenaria estrutural como um sistema único, onde os blocos são uma parte, mas as demais características se mantêm.

Com relação à abordagem normalmente proposta nas normas, existem duas filosofias de projeto utilizadas pelas normas estruturais: o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites. No Brasil, todas as normas vigentes adotam o método dos estados limites. Nele, uma estrutura é considerada inadequada quando deixa de atender aos estados limites último ou de serviço previstos em norma.

Os estados limites últimos estão relacionados à perda da capacidade de sustentação da estrutura, como por exemplo: a ruptura de uma seção, o colapso parcial ou total da estrutura, a perda da estabilidade ou deterioração por fadiga. Já os estados limites de serviço estão ligados à durabilidade, aparência e conforto dos usuários, traduzindo-se em limitação das deformações, vibrações e fissuração. Para cada um dos estados limites, as cargas são combinadas e a resistência dos materiais é verificada de maneira diferente, levando em consideração a probabilidade de ocorrência daquela situação.

Além da preocupação em impedir a ocorrência de ruína, os textos normativos visam garantir a segurança dos usuários das edificações projetadas, mesmo em situações próximas à falha dos elementos. Assim, é comum que determinem procedimentos a serem adotados para que as estruturas, caso falhem, sempre apresentem avisos, ou seja, é importante que tenham um comportamento dúctil. Dessa forma, os usuários têm tempo de deixar a edificação antes que o colapso ocorra. Como exemplo, pode-se citar a norma brasileira que rege os projetos de estruturas em concreto armado. Essa norma já passou por diversas revisões e atualizações ao longo de décadas e representa o resultado da incorporação da maioria do conhecimento técnico sobre o tema. A NBR 6118 (2014) limita as tensões e deformações atuantes tanto no concreto quanto no aço, bem como os procedimentos executivos, de maneira que as estruturas de concreto resultem em um comportamento dúctil. Por exemplo, a norma define que nas peças fletidas, a deformação específica do aço tracionado seja o limitante para a resistência da seção no estado limite último. Nessas peças, a deformação específica do aço deve ser maior que a de escoamento (ε_{vd}), mas menor que 10‰, enquanto que a deformação específica do concreto na zona comprimida deve ficar entre 0 e 3,5‰. Ou seja, é determinado que a limitação da resistência da seção dê-se pelo aço, material com comportamento dúctil na ruptura, ao contrário do concreto, com ruptura frágil. Mesmo para peças comprimidas, onde o concreto é o limitante, são adotadas taxas de armaduras máximas e mínimas buscando garantir a ductilidade da peça. Da mesma forma, o projetista incorpora no dimensionamento a ideia de que a ruptura do material se dá pelo esgotamento da resistência ou pelo atingimento de uma deformação específica limite. Esses limites de resistência e deformação são resultado de inúmeras pesquisas que buscaram identificar os mecanismos de ruptura do concreto armado.

Nas normas de alvenaria estrutural essas determinações também aparecem, mas de maneira mais tênue, sem definições e limites claros. Pela natureza e complexidade da alvenaria e pela falta de maior entendimento de seu comportamento, as normas tendem a limitar o comportamento da estrutura com relação à resistência última, sem maior atenção às deformações específicas atuantes. Enquanto na norma para estruturas de concreto a verificação no limite plástico (estádio 3) é realizada com limitantes claros e controle sobre o comportamento do material, nas normas para alvenaria esses limites recebem menos ênfase. A resistência da alvenaria é definida em função da sua carga última de ruptura, sem exigir o controle sobre o comportamento tensão-deformação e aparecimento de fissuras, por exemplo.

Trabalhos como o de Mohamad (2007) e Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) indicam que a caracterização de estruturas de alvenaria apenas em função da carga última pode resultar em estruturas com grau incerto de segurança ou até mesmo inseguras.

Mohamad (2007) avaliou o modo de ruptura e comportamento tensão-deformação de prismas de blocos de concreto executados com dois diferentes tipos de argamassa. O pesquisador concluiu que a argamassa comanda a forma de ruptura da alvenaria. Apesar da tensão última nos dois tipos de prisma ter sido muito próxima, pouco mais de 14 MPa, o comportamento tensão-deformação dos dois foi completamente diferente. Para os prismas de argamassa mais resistente, onde a resistência da argamassa assemelhava-se à do bloco, o comportamento tensão-deformação foi linear até aproximadamente 60% da carga última de ruptura. A partir desse ponto, surgiam fissuras verticais nos blocos e houve um súbito incremento das deformações laterais. Já para os prismas com argamassa fraca, o comportamento foi não linear desde um nível de tensão de 30% da resistência à compressão. Houve também um forte incremento de deformações laterais a partir de 60% da resistência, mas antes disso, observou-se o esmagamento localizado das juntas de argamassa para tensões a partir de 50% da resistência. Ou seja, a ruptura iniciou-se pelo esmagamento da junta e depois houve a propagação de fissuras nos blocos.

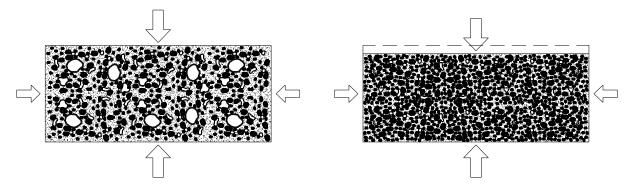
Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) avaliaram a forma de ruptura de prismas de blocos de concreto de alta resistência à compressão (resistência à compressão média de 18,65 MPa) moldados com diferentes tipos de argamassa. A forma de ruptura foi avaliada a partir do comportamento tensão-deformação dos prismas. Os pesquisadores afirmam que a alvenaria deixa de funcionar como um conjunto monolítico antes de atingir a máxima carga de ruptura, pois a degradação da junta de argamassa resulta na dessolidarização entre os blocos adjacentes. Os prismas executados com argamassas de resistência muito inferior a dos blocos apresentaram plastificação e esmagamento das juntas de argamassa com cargas menores que 70% da carga de ruptura.

Os resultados destes dois trabalhos indicam que a argamassa de assentamento tem influência sobre o modo de ruptura da alvenaria e, a depender da combinação das propriedades entre argamassa e bloco, pode-se resultar em situações onde haja severa degradação das juntas de argamassa, acontecendo o esmagamento das juntas, para cargas muito inferiores à carga considerada de ruptura. Sendo assim, ao utilizar a carga última como referência para o projeto, resultaria em um nível de segurança incerto, o que não é aceitável dentro da prática de projeto estrutural.

Os estudos de Mohamad (2007) e Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) mostram um fenômeno negligenciado nas pesquisas: a possibilidade de ocorrer o esmagamento da argamassa de assentamento com tensões menores que as máximas medidas e que essa possibilidade depende da razão resistência do bloco/resistência da argamassa. O esmagamento da argamassa está associado à destruição da estrutura porosa do material, chamada de porocolapso, e à quebra da aderência argamassa-bloco, deixando a alvenaria de funcionar como um material compósito e passando a ser apenas a sobreposição de blocos que atuariam de maneira independente, incapaz de resistir a esforços cisalhantes ou laterais, correntes nas construções.

A negligência na identificação do esmagamento das juntas deve-se à dificuldade de identificação do fenômeno, apesar de previsto há décadas por pesquisadores que serão citados na sequência desse estudo. A dificuldade em reproduzir e identificar sua ocorrência experimentalmente faz com que sua descrição fenomenológica não seja clara. Não é claro ainda, como ocorre a interação entre os componentes: grão, pasta, zona de transição e poros, e como são alteradas as propriedades mecânicas da argamassa, como coeficiente de Poisson, variação volumétrica e deformações específicas, quando ocorre o esmagamento. Na Figura 1.1 mostra-se a idealização adotada nesta pesquisa para o esmagamento de um volume discreto de argamassa confinado por tensões de compressão.

Figura 1.1. Idealização do fenômeno de esmagamento da argamassa confinada.



Fonte: (Própria).

O esmagamento da argamassa confinada, como idealizado, se dá às custas do fechamento dos macroporos do material, resultando em compactação da junta e destruição do esqueleto resistente da argamassa. A destruição da estrutura do material resulta na quebra da aderência da argamassa com os blocos assentados, desfazendo o mecanismo resistente da alvenaria. As propriedades mecânicas da argamassa colapsível tendem a variar de maneira brusca, o que acaba dificultando a sua medição.

Apesar das dificuldades impostas para medição e acompanhamento do fenômeno de esmagamento, a sua identificação é determinante para o completo entendimento da mecânica de ruptura da alvenaria comprimida, como já destacado.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A lacuna a respeito da influência da argamassa sobre a forma de ruptura da alvenaria fica evidente quando percebe-se que as normas brasileiras e internacionais abordam a argamassa apenas como elemento de função ligante, com baixa influência sobre a resistência à compressão e modo de ruptura, sendo mais destacadas as suas propriedades no estado fresco do que o seu papel no estado endurecido. Ainda, os textos normativos tendem a definir a alvenaria apenas em nível de resistência final e não em termos de desempenho, não fixando limites de deformação e nem estabelecendo como deve acontecer a ruptura do material.

A argamassa é um elemento que influencia conjuntamente o comportamento e a resistência da alvenaria, sendo assim, as normas poderiam, por exemplo, definir a resistência da alvenaria como uma função da razão resistência do bloco/resistência da argamassa, a qual indicaria para que nível de tensão tende a ocorrer o esmagamento da junta ou a fissuração do bloco.

Devido também à falta de conhecimento mencionado, os métodos numéricos usados para caracterizar o comportamento da alvenaria comprimida, em sua maioria, não são capazes de reproduzir a ruptura quando esta se dá pelo esmagamento da argamassa, nem são capazes de incorporar as modificações de comportamento provocadas por este fenômeno.

Sendo assim, justifica-se a necessidade do estudo da influência da argamassa sobre a forma de ruptura da alvenaria, com enfoque no esmagamento da argamassa de assentamento, de maneira a avaliar a relação entre o modo de ruptura e a resistência da alvenaria.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência da argamassa no modo de ruptura de prismas de alvenaria por meio de análises visuais e medição das deformações específicas da argamassa. Desdobrando-se nos seguintes objetivos específicos.

1.2.1 Objetivos específicos

- 1. Determinar as propriedades mecânicas de argamassas com duas resistências à compressão e caracterizar quando ocorre o esmagamento dessas argamassas.
- Determinar se existe diferença no modo de ruptura de prismas de dois e três blocos de altura, construídos com argamassas com duas resistências à compressão, com ou sem junta vertical de argamassa.
- Determinar se a resistência da argamassa é preponderante para a ocorrência do esmagamento.
- 4. Determinar se a geometria, o tipo de material e a resistência à compressão do bloco influenciam o esmagamento da junta de argamassa.
- Incorporar as variações das propriedades mecânicas das argamassas em um modelo numérico, de maneira a representar o comportamento da argamassa durante todo o carregamento.

1.3 QUESTÕES DE PESQUISA

As questões de pesquisa a serem respondidas em conjunto com os objetivos listados são:

- A resistência à compressão da argamassa é determinante para a ocorrência do esmagamento das juntas?
- 2. Existe influência do tipo de bloco sobre o esmagamento? O material constituinte do bloco, sua resistência e a relação área bruta/área líquida são relevantes para a ocorrência do fenômeno?
- 3. Variando o arranjo dos prismas, muda a dinâmica de ruptura? O esmagamento das juntas é influenciado pela dimensão do prisma e pela presença de juntas verticais?
- 4. As propriedades mecânicas medidas em ensaios de corpos-de-prova de argamassa, em termos de alterações de comportamento, podem ser usadas como uma maneira a caracterizar quando ocorre o esmagamento do material? Principalmente, como se comportam o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, deformações específicas e variações volumétricas de argamassas comprimidas?
- 5. O modo de ensaio afeta o comportamento das referidas propriedades mecânicas das argamassas? O confinamento proporcionado pelo aparato de ensaio influencia os resultados? É possível reproduzir o comportamento proporcionado pela aderência nas juntas de assentamento?
- 6. A incorporação das variações nas propriedades mecânicas em um modelo numérico computacional permite representar o comportamento de corpos-de-prova de argamassa comprimidos axialmente, principalmente próximo à ruptura, quando há propagação de trincas no material?

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em 5 capítulos. No primeiro, foi apresentado o tema, a justificativa da pesquisa e os objetivos do trabalho.

No segundo, é apresentada uma revisão bibliográfica, discutindo as principais normas de dimensionamento de alvenaria estrutural, as duas normas brasileiras, para blocos de concreto e cerâmicos, e as normas internacionais: americana, britânica e europeia. Descrevese, também, como se desenvolve o processo de ruptura da alvenaria comprimida, os principais estudos que buscaram prever a carga e forma de ruptura da alvenaria e a caracterização do

esmagamento das juntas. Por fim, são descritos os principais modelos numéricos em elementos finitos para representação do comportamento da alvenaria comprimida: são discutidos os modelos contínuos e descontínuos, destacando os principais resultados obtidos e as dificuldades de implementação de cada um.

No terceiro capítulo são descritos os procedimentos metodológicos adotados para alcançar os objetivos propostos. São apresentados os métodos para aquisição das imagens e execução dos ensaios de ruptura dos prismas, os ensaios em corpos-de-prova de argamassa com pequena altura e os modelos numéricos testados.

O quarto capítulo é dedicado à apresentação e discussão dos resultados. Primeiramente analisaram-se os resultados das rupturas de De Marco (2016) e as rupturas realizadas neste trabalho. Depois, avaliaram-se os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova de argamassa comprimidos realizados na Universidade Tecnológica de Eindhoven, na Holanda, e, por último, comparou-se os resultados de dois modelos numéricos com os dos corpos-de-prova ensaiados.

As conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no quinto capítulo. Na sequência, são apresentadas as referências bibliográficas e os Apêndices A e B, onde são apresentados os resultados das rupturas dos prismas, individualmente.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PRINCIPAIS NORMAS DE DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Como citado no capítulo anterior, na área da engenharia, as normas são textos que delimitam os procedimentos a serem adotados para o projeto e execução das estruturas. As normas dos diferentes países acabam por ter pontos em comum, já que há o intercâmbio constante de conhecimento e as boas práticas tendem a ser copiadas. Por outro lado, elas refletem, muitas vezes, as práticas e hábitos do país de origem, levando a divergências entre os textos de países diferentes.

Dessa forma, será apresentado um breve resumo do que as normas brasileiras, americana, britânica e europeia de alvenaria estrutural definem para a previsão da resistência à compressão da alvenaria, modo de ruptura, ductilidade das estruturas e previsão de deformações.

No âmbito dos pontos comuns entre as normas internacionais avaliadas está a preocupação em abordar todas as boas práticas construtivas a serem seguidas para execução da alvenaria estrutural, bem como a forma de dimensionamento dos diferentes elementos que compõe o sistema. Em termos de dimensionamento, as normas adotam como filosofia de projeto o método dos estados limites. A norma americana permite também a adoção do método das tensões admissíveis, ficando a cargo do projetista a escolha.

Sendo a alvenaria o resultado do conjunto formado pela sobreposição de blocos unidos por juntas de argamassa, o comportamento desse material heterogêneo resulta da interação entre as unidades e a argamassa. A previsão de como se dará esse comportamento depende do conhecimento das propriedades dos dois materiais e de como as propriedades de cada um interferem no comportamento do conjunto. Nesse sentido, as normas tendem a padronizar ou agrupar os constituintes da alvenaria de maneira a ser possível prever o comportamento final do conjunto. Por exemplo, blocos com geometrias semelhantes, mas executados em cerâmica ou concreto, tendem a resultar em alvenarias com resistência mecânica diferente. O mesmo acontece para a argamassa. Para um mesmo tipo de bloco, será obtido um comportamento diferente para a alvenaria ao variar-se a argamassa de assentamento.

As três normas internacionais estudadas procuram agrupar os blocos semelhantes e padronizar os tipos de argamassa, de maneira a obter algum sucesso na previsão do comportamento da alvenaria. Contudo, a forma de obtenção da resistência da alvenaria varia de norma para norma, país a país, assim como as proposições de agrupamento.

A argamassa recebe muita atenção nas três normas internacionais. De maneira geral, estas estabelecem que uma argamassa deve ter bom desempenho tanto no estado fresco quanto endurecido. No estado fresco, ela deve ser trabalhável e possuir boa retenção de água. No estado endurecido, deve ter boa aderência, durabilidade, elasticidade e resistência à compressão. Dentre estas características necessárias no estado endurecido, afirmam que a mais importante é a aderência, sendo esta mais relevante ao bom desempenho da alvenaria do que a resistência à compressão da argamassa propriamente dita.

Uma argamassa só é capaz de atingir um desempenho satisfatório no estado endurecido, se seu comportamento no estado fresco também for satisfatório. A trabalhabilidade e capacidade de retenção de água são propriedades fundamentais. A trabalhabilidade reflete características como a coesão, para manter a forma e espessura do cordão aplicado sobre o bloco e a plasticidade, para ser facilmente aplicada e manuseada. Já a retenção de umidade é uma característica crucial para que não haja o enfraquecimento da ligação entre a argamassa e os blocos pela rápida perda de água. Os blocos tendem a retirar água da argamassa, e essa migração de umidade pode, se em excesso, prejudicar a ligação bloco-argamassa, (MOHAMAD, 2013; PARSEKIAN, HAMID E DRYSDALE, 2012; CARASEK, 2010, PARSEKIAN E SOARES, 2010).

A medida indireta da trabalhabilidade é realizada em laboratório através do ensaio de consistência. A argamassa é moldada em um tronco de cone e, depois de liberada, submetida a uma série de golpes por um tempo determinado, em uma mesa de consistência. O valor recomendado como ideal nas bibliografias é de 230 mm, (MOHAMAD, 2013).

Apesar dos pontos comuns, existem algumas diferenças entre as três normas estrangeiras. A norma americana demonstra explicitamente a preocupação de diferenciar a argamassa do concreto. Apesar de a argamassa e o concreto serem materiais que resultam da hidratação do cimento portland, as propriedades finais são diferentes.

A norma americana ASTM C270-07 (2007) afirma que é comum a confusão entre as propriedades da argamassa e as do concreto, pois ambos materiais são produzidos praticamente com os mesmos insumos, assumindo que o que é bom na prática do concreto será bom na prática da argamassa. No entanto, as argamassas diferem do concreto na forma de manuseio, lançamento, consistência e cura. A argamassa é usada como um material colante entre as unidades de alvenaria buscando formar um material estrutural, já o concreto é um material estrutural por si só.

Essa confusão resulta em uma importância superestimada para a resistência à compressão da argamassa. A ASTM C270-07 (2007) destaca que a adesão, a trabalhabilidade

e a retenção de água são tão ou mais importantes que a resistência à compressão. Da mesma forma, a resistência à tração na flexão é importante, pois mostra a capacidade da argamassa de resistir à fissuração.

Com relação à espessura da junta de argamassa, em qualquer uma das normas existe a determinação de que o valor seja o menor possível, desde que seja exequível assentar os blocos, acomodando suas irregularidades. O valor de espessura indicado como ideal é de aproximadamente 10mm. A norma ACI 530-05 (2005) afirma que a resistência à compressão da argamassa em juntas de alvenaria, com altura próxima a 10mm, supera em mais de duas vezes a resistência medida em cubos de 50mm de lado. A determinação em adotar a menor espessura possível de junta está ligada à manutenção do estado de confinamento da argamassa das juntas.

A contribuição da resistência à compressão da argamassa na resistência da alvenaria não é direta, pois o fenômeno de confinamento da argamassa nas juntas altera suas propriedades. A argamassa das juntas é impedida de se expandir em função da aderência existente entre ela e os blocos vizinhos. Assim, ao comprimir-se axialmente uma parede de alvenaria, as juntas de argamassa ficam sujeitas a um estado de confinamento, que altera completamente o seu comportamento quando comparado ao observado nos ensaios uniaxiais de corpos-de-prova, (PARSEKIAN E SOARES, 2010; CARASEK, 2010; RAMALHO E CORRÊA, 2003). O confinamento da argamassa nas juntas da alvenaria é amplamente aceito e confirmado por diferentes pesquisadores, tais como: Khoo (1972), Atkinson et al. (1985), McNary e Abrams (1985), Cheema e Klingner (1986), Mohamad (1998), Hayen et al. (2001) e Mohamad (2007).

A certeza da existência do fenômeno de confinamento, que acaba por elevar a resistência da argamassa presente nas juntas, resulta em um foco contrário à resistência da argamassa nas normas. Os textos tendem a recomendar resistências baixas de maneira que as juntas funcionem como válvula de escape ao acúmulo de tensões. A argamassa acaba tendo o papel de garantir a ductilidade do comportamento da alvenaria.

Todas as normas estudadas determinam que a resistência da argamassa deve ser menor que a do bloco. Já que aquela é mais deformável, irá fissurar e funcionar como elemento frágil do sistema, garantindo a ductilidade. No entanto, é custoso para um texto amplo definir de maneira absoluta qual a menor resistência de argamassa que pode ser usada. As três normas estrangeiras estudadas optam por apresentar uma compatibilização indireta entre a resistência do bloco e da argamassa. Essa compatibilização visa a evitar que um projetista opte por um bloco de elevada resistência aplicado sobre uma argamassa de traço extremamente pobre. Ao

ensaiar à compressão prismas formados por este conjunto, a argamassa pode esmagar com valores baixos de carregamento sem, contudo, que a carga medida diminua. Assim, a carga máxima medida será a de ruptura do bloco e não da alvenaria como um elemento monolítico. Outro aspecto a ser compatibilizado é em relação à absorção de água dos blocos e à capacidade de retenção de água da argamassa: blocos mais ávidos por água precisam ser molhados antes do assentamento e aplicados sobre uma argamassa com alta retenção de umidade, (ACI 530-05, 2005).

2.1.1 Norma Americana, ACI 530-05 (2005)

A norma americana permite que a resistência à compressão seja determinada pela ruptura de prismas de dois blocos ou estimada em função do tipo de argamassa e bloco utilizados, desde que a espessura das juntas de argamassa não supere 15,9mm. Os valores propostos na norma são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Resistência média à compressão em função da resistência do bloco e do tipo de argamassa, ACI 530-01 (2002).

	Resistência à compressão de	o bloco na área líquida (MPa)	Resistência da alvenaria
	Argamassa tipos M ou S	Argamassa tipo N	na área líquida (MPa)
	11,72	14,48	6,90
iicc	23,10	28,61	10,34
iân So	34,13	42,75	13,79
lo cerâı maciço	45,51	56,88	17,24
olo	56,88	71,02	20,69
Tijolo cerâmico maciço	68,26	-	24,13
	91,01	-	27,58
	8,62	8,96	6,90
de eto	13,10	14,82	10,34
Bloco de concreto	19,31	21,03	13,79
	25,86	27,92	17,24
	33,10	36,20	20,69

Fonte: (ACI 530-01, 2002)

Os traços de argamassa são padronizados e sugere-se a escolha em função da agressividade do meio. Na Tabela 2.2 apresenta-se as proporções de cimento, cal e areia, medidos em volume, para os traços M, S, N e O, propostos na norma. Para cada um dos traços é especificada uma resistência à compressão média esperada, índice de retenção de água e teor de ar incorporado.

A preocupação em delimitar o índice de retenção de água e teor de ar incorporado para cada um dos traços de argamassa está em garantir um adequado comportamento no estado fresco do material.

Tabela 2.2. Traços em volume para as classes de argamassas e propriedades esperadas para cada classe.

				Resistência à	Retenção	Teor máximo
Classe da	1	Materiais em v	olume	compressão média aos	de água	de ar
Argamassa				28 dias	mínima	incorporado
	Cimento	Cal	Areia	(MPa)	(%)	(%)
M	1	0,25	25 0 2 110700 0	17,2		12
S	1	0,25 a 0,5	2,5 a 3 vezes a	12,4	75	12
N	1	0,5 a 1,25	soma dos	5,2	13	14
О	1	1,25 a 2,25	aglomerantes	2,4		14

Fonte: (ASTM C270-07, 2007)

A segunda possibilidade de determinação da resistência à compressão da alvenaria, segundo a norma americana ACI 530-01 (2002), dá-se pela ruptura de prismas de dois blocos de altura. Estes devem ser armazenados e curados segundo as recomendações da ASTM C 1314 (2014). A resistência medida é corrigida por um fator em função da relação altura/espessura (*h/t*) do prisma, conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Fator de correção da resistência do prisma em função da esbeltez, ASTM C 1314 (2014).

Relação h/t	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0
Fator de correção	0,75	0,86	1,0	1,04	1,07	1,15	1,22

Fonte: (ASTM C1314, 2014)

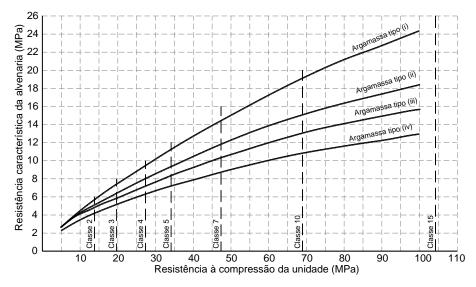
2.1.2 Norma Britânica, BS 5628-1 (2005)

Nesta, a previsão da resistência da alvenaria pode ser realizada de duas maneiras: utilizando-se ábacos ou tabelas que são função do tipo de bloco e argamassa utilizados, ou pela ruptura de paredes em escala real. Não há a previsão de emprego de prismas nesta norma.

A preferência deve ser dada à ruptura de paredes, mas quando isso não for possível, ábacos, como o da Figura 2.1, podem ser utilizados. Na norma existem outros ábacos como este, em função do tipo de bloco considerado.

O uso de tabelas ou ábacos que relacionam as propriedades da argamassa e do bloco indicam a preocupação em compatibilizar o comportamento dos dois materiais.

Figura 2.1. Resistência característica à compressão para alvenaria de tijolos em função do tipo de argamassa e do tipo e resistência do bloco.



Fonte: BS 5628-1 (2005).

Quando for possível obter a resistência da alvenaria pela ruptura de paredes deve-se respeitar as dimensões mínimas definidas pela norma. O comprimento deve ficar entre 1,2 e 1,8 metros; a altura entre 2,4 a 2,7 metros e área da seção transversal paralela à base deve ser no mínimo de 0,125 m². Pelas dimensões do corpo-de-prova, percebe-se como é custoso o ensaio desse tipo de elemento.

A resistência característica da alvenaria (f_k) será calculada, nesse caso, a partir da resistência média obtida no ensaio, corrigida por dois fatores em função do controle de qualidade do bloco (φ_u) e da argamassa (φ_m), conforme a Equação 2.1.

$$f_k = \frac{F_m}{A} \frac{\varphi_u \, \varphi_m}{1,2} \tag{2.1}$$

Onde: F_m é a força resistente média medida para as paredes testadas.

A é a área da seção transversal da parede.

 φ_u é o fator de correção em função do controle de qualidade dos blocos.

 φ_m é o fator de correção em função do controle de qualidade da argamassa.

O fator de correção em função do controle de qualidade da argamassa é obtido na Tabela 2.4, sendo função da resistência da argamassa utilizada nas paredes ensaiadas e da resistência especificada para a obra.

A Equação 2.1 é válida para paredes com esbeltez máxima igual a 20. Caso a esbeltez seja maior do que 20, deve ser usado um fator de correção da resistência em função da deflexão medida no centro da parede.

Tabela 2.4. Fator de redução da resistência da alvenaria em função do controle de qualidade da argamassa.

α = resistência da argamassa usada na parede / resistência da argamassa especificada para a obra.	Fator de redução (φ_m)
1,0 a 1,5	1,0
2,0	0,93
2,5	0,88
3,0	0,84
3,5	0,81
4,0	0,78

Fonte: (BS 5628-1, 2005).

Em total concordância com o exposto na norma americana, o texto da norma britânica ressalta a importância das propriedades no estado fresco da argamassa como mais relevantes para a resistência à compressão da alvenaria do que a resistência à compressão da argamassa.

A norma estabelece que a escolha da argamassa de assentamento está ligada a diferentes fatores como: trabalhabilidade, aderência, durabilidade, deformabilidade no estado endurecido, resistência mecânica e compatibilidade com o bloco usado. Na Tabela 2.5 apresenta-se as classes de argamassa propostas na norma. Nesta tabela, são apresentadas as proporções dos traços para argamassa e a resistência à compressão esperada, além de um indicativo de quanto o aumento da resistência influi na diminuição da deformabilidade.

Tabela 2.5. Proporções propostas para argamassas de assentamento em função do seu

desempenho.

		Classe da	Proporção em volume	Resist. média à compressão	aos 28 dias (MPa)
		argamassa	Cimento:cal:areia	Em laboratório	Em obra
	n 0	(i)	1:0 a 0,25:3	16,0	11,0
Resistência crescente	Capacidade crescente de acomodar deformações e movimentos	(ii)	1:0,5:4 a 4,5	6,5	4,5
icia		(iii)	1:1:5 a 6	3,6	2,5
stêr □	idac dar mo	, ,		,	,
Resi	Capacidade acomodar de movii	(iv)	1:2:8 a 9	1,5	1,0

Fonte: (BS 5628-1, 2005).

Tomando os limites superiores para as quantidades de cal em cada uma das classes de argamassa propostas na norma ASTM C270-07 (2007), chega-se a traços muito semelhantes aos apresentados na norma britânica. No entanto, as resistências à compressão propostas pelas duas normas variam significativamente. A norma britânica é mais conservadora em termos de valores propostos. Na Tabela 2.6 apresenta-se o comparativo entre as resistências médias previstas nos dois textos.

Tabela 2.6. Comparativos entre os traços em volume e as resistências médias à compressão

propostos nas normas ASTM C270-07 (2007) e a BS 5628 (2005).

Classes	Classes de argamassa		Cimento:Cal:Areia		Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)
	M	1	0,25	3,12 a 3,75	17,2
ASTM C270-0 (2007)	S	1	0,5	3,75 a 4,5	12,4
	N	1	1,25	5,62 a 6,75	5,2
	O	1	2,25	8,12 a 9,75	2,4
	(i)	1	0 a 0,25	3	16,0
BS 5628 (1992)	(ii)	1	0,5	4 a 4,5	6,5
	(iii)	1	1	5 a 6	3,6
	(iv)	1	2	8 a 9	1,5

Fonte: (Elaboração própria).

2.1.3 Eurocode 6, EN 1996-1-1 (2002)

A norma europeia, EN 1996-1-1 (2002), da mesma forma que os textos anteriores, discute as características básicas para os elementos que compõem a alvenaria. Os blocos são classificados em função do material, do teor de vazios (relação área líquida/área bruta), espessura das paredes e controle de qualidade na fabricação. Já as argamassas são definidas em função da agressividade do meio.

A classificação dos blocos em função do controle de qualidade na fabricação dá-se pela separação em duas categorias. Blocos da categoria I apresentam não mais do que 5% das amostras ensaiadas com resistência menor que a nominal. Já blocos da categoria II superam este limite. Com relação ao tipo de material, teor de vazios e espessura das paredes, a norma classifica os blocos em quatro grupos. Esses grupos vão impactar no coeficiente de minoração da resistência da alvenaria para o cálculo estrutural.

Já para a argamassa, o Eurocode 6 sugere que a seleção resulte da análise das condições de exposição desta e das características do bloco utilizado, principalmente com relação à capacidade de retenção de umidade e plasticidade.

Com relação à previsão da resistência da alvenaria, a norma difere das anteriores por determinar que a resistência seja medida sobre o ensaio de paredes ou a partir das resistências à compressão individuais da argamassa e do bloco.

No caso da determinação da resistência em ensaios de paredes, as dimensões dos corpos-de-prova devem respeitar os limites apresentados na Tabela 2.7, de acordo com a norma EN 1052-1 (1999).

Observando a Tabela 2.7, percebe-se que apesar de tratar o elemento como parede, as dimensões indicadas assemelham-se às praticadas em estudos de pequenas paredes no Brasil.

Tabela 2.7. Dimensões a serem respeitadas para caracterização da resistência de paredes de alvenaria.

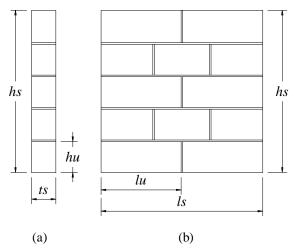
Dimensões de	o bloco (mm)	Dimensões da parede (mm)			
Comprimento (l_u)	Altura (h_u)	Comprimento (l_s)	Altura (h _s)		Espessura (t_s)
≤ 300	≤ 150	$\geq 2 l_u$	\geq 5 h_u	> 2 + 0	
≥ 300	> 150	$\leq 2 \iota_u$	\geq 3 h_u	$\geq 3 t_s e$ $\leq 15 t_s e$	\ \ \
> 200	≤ 150	> 1 5 1	\geq 5 h_u	$\leq 13 l_s$ e $\geq l_s$	$\geq t_u$
> 300	> 150	$\geq 1,5 l_u$	$>$ 3 h_u	$\leq l_{S}$	

Onde: l_u é o comprimento do bloco; h_u a altura do bloco; t_u é a espessura da unidade; l_s é o comprimento da parede; h_s é a altura da parede; t_s é a espessura da parede. $l_s \ge 400$ mm e $l_s \ge l_u$.

Fonte: (EN 1052-1, 1999).

Na Figura 2.2 exemplifica-se as dimensões das paredes para ensaio de ruptura à compressão.

Figura 2.2. Dimensões das paredes de alvenaria para ensaio de resistência à compressão, (a) vista lateral e (b) vista frontal.



Fonte: (EN 1052-1, 1999).

Quando não há possibilidade de realizar ensaios, a norma permite que a resistência da alvenaria seja prevista a partir das propriedades dos componentes. A Equação 2.2 é uma das propostas na norma.

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

Onde: f_k é a resistência característica da alvenaria à compressão axial.

 $\it K$ é uma constante definida em função do tipo de bloco e argamassa, variando de 0,35 a 0,55 para argamassas de uso comum.

 f_b é a resistência média normalizada do bloco à compressão simples, limitada a 75 MPa para argamassas convencionais.

 f_m é a resistência média normalizada da argamassa à compressão simples, limitada a 20 MPa ou $2f_b$.

O coeficiente *K* da Equação 2.2 é o responsável por realizar a compatibilização do comportamento da argamassa e do bloco.

Um aspecto interessante dessa norma é que ao invés de apenas propor valores para o módulo de elasticidade da alvenaria, ela propõe um comportamento idealizado tensão-deformação, conforme a Figura 2.3. A norma destaca que o comportamento real é não linear, podendo ser adotado para projeto um comportamento idealizado parábola-retângulo.

Diagrama típico f fDiagrama idealizado parábola-retângulo f_d Diagrama de projeto f_d f_d

Figura 2.3. Comportamento idealizado tensão-deformação proposto na norma europeia para alvenaria comprimida.

Fonte: (EN 1996-1-1, 2002).

Na Figura 2.3 percebe-se que é proposto um comportamento não linear desde uma tensão igual a um terço da tensão de ruptura. O módulo de elasticidade secante para cargas de curta duração é igual a $1000f_k$, onde f_k é a resistência à compressão característica da alvenaria, e o módulo cisalhante (G) é sugerido como 40% do módulo de elasticidade (E). No entanto, para o emprego do diagrama tensão-deformação idealizado, as deformações máxima e de ruptura da alvenaria teriam de ser medidas no ensaio de parede.

Apesar de apresentar avanços, como a utilização de pequenas paredes para obtenção da resistência e deformações específicas da alvenaria comprimida, a preocupação com a compatibilização do bloco e da argamassa e a proposta de empregar um comportamento idealizado tensão-deformação para a alvenaria, não são propostos limites claros para deformação específica da alvenaria comprimida como um todo, ou deformações dos constituintes individualmente, ao contrário do observado no dimensionamento do concreto armado, onde existem limites muito claros para deformações específicas do material.

Contudo, pode-se considerar um avanço a proposição de um comportamento tensão-deformação para a alvenaria, pois as demais normas consultadas apenas propõem valores para o módulo de elasticidade da alvenaria em função da sua resistência à compressão. A título de comparação, a norma americana, ao contrário da europeia, propõe apenas valores para o módulo de elasticidade em função da resistência da alvenaria e do tipo de bloco. A norma ACI 530-05 (2005) estabelece que o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser obtido a partir da resistência à compressão da alvenaria conforme a Equação 2.3, para blocos cerâmicos, e a Equação 2.4, para blocos de concreto.

$$E_m = 700 \, . f'_m \tag{2.3}$$

$$E_m = 900 \, .f'_m \tag{2.4}$$

Onde: f'_m é a resistência admissível da alvenaria à compressão simples.

 E_m é o módulo de elasticidade inicial da alvenaria.

2.1.4 Normas Brasileiras, NBR 15961 (2011) e NBR 15812 (2010)

As normas brasileiras são duas, como já destacado, separadas em função do material dos blocos: NBR 15961 (2011), para blocos de concreto, e NBR 15812 (2010), para blocos cerâmicos. São textos muito semelhantes; ambas são divididas em duas partes, uma para projeto e outra pra execução e controle.

Na parte referente às prescrições de projeto, a filosofia adotada também é a do método dos estados limites, sendo que os coeficientes de minoração da resistência e majoração das ações são propostos na norma.

A previsão da resistência da alvenaria comprimida deve ser realizada pela ruptura de paredes em escala real, pequenas paredes ou prismas. Não há um meio de estimar a resistência por ábacos, tabelas ou equações como nas normas estrangeiras.

A resistência característica da alvenaria (f_k) será a medida nas paredes, ou igual a 85% da medida nas pequenas paredes (f_{ppk}) , ou 70% da medida nos prismas (f_{pk}) .

Para determinação por meio de prismas, devem ser ensaiados, pelo menos, 12 corposde-prova com dois blocos de altura. Já as pequenas paredes devem ter dois blocos de comprimento e altura maior que cinco vezes a largura do bloco, mas não menos do que 70 cm. Devem ser rompidos pelo menos 6 exemplares para determinação da resistência.

A dificuldade imposta aos projetistas é que se conhece de antemão apenas a resistência à compressão dos blocos comercializados na região. A resistência do prisma dependerá da argamassa utilizada e só será conhecida depois que os blocos forem adquiridos para a obra. Assim, fica a dúvida de qual valor de resistência de bloco indicar ao proprietário da obra para que a resistência dos prismas seja atingida. Acaba-se por trabalhar com valores médios do fator de eficiência prisma-bloco, que é a razão entre a resistência à compressão do prisma e a do bloco que o compõe ($\eta = f_{pk}/f_{bk}$).

No entanto, o fator de eficiência depende do tipo de bloco e da proporção entre as resistências do bloco e da argamassa, o que torna os valores muito amplos. Ramalho e Corrêa

(2003) citam que o fator de eficiência prisma-bloco varia entre 0,5 e 0,8 para blocos de concreto, enquanto que para blocos cerâmicos, varia de 0,3 a 0,6.

Pode-se, ainda, citar o estudo de Portella (2015), no qual o autor calculou o fator de eficiência para prismas de blocos cerâmicos ensaiados à compressão axial no Laboratório de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria, entre os anos de 2007 e 2014. A pesquisa avaliou a eficiência apenas de prismas de blocos cerâmicos de parede vazada, não grauteados. Os fatores de eficiência encontrados por Portella (2015) variaram entre 0,5, para blocos com resistência de até 8,5 MPa, e 0,35, para blocos com resistência acima de 15 MPa.

Esta incerteza dificulta a definição da resistência do bloco e da argamassa no projeto. Apenas um profissional com uma grande experiência prévia e com um histórico de resultados de ruptura de prismas para os blocos de uma determinada região, terá condições de prever de maneira acertada a resistência a especificar para os componentes. E isso nem sempre é a regra.

As normas brasileiras não fornecem nenhum indicativo de previsão de carga como as normas internacionais estudadas. Uma justificativa para essa lacuna seria a dada por Ramalho e Corrêa (2003). Estes entendem que tal modelo não seria possível, pois propor a resistência da alvenaria a partir do conhecimento das propriedades dos componentes esbarraria nas dimensões continentais do Brasil, onde a variabilidade sobre os constituintes é muito grande.

Talvez o Brasil seja o único país do mundo onde se pratica a alvenaria estrutural utilizando uma gama tão grande de blocos. A diversidade de materiais e geometrias é vasta, sendo que os blocos de concreto e cerâmicos são igualmente usados.

Os blocos de concreto possuem uma geometria praticamente única, variando muito pouco de fabricante para fabricante. O contrário acontece com os blocos cerâmicos. Cada fabricante tem uma gama de geometrias. Existem blocos de parede maciça, com paredes maciças e septo central vazado, e com paredes e septos vazados, mas com diferentes geometrias de furos. A relação área líquida/área bruta para os blocos cerâmicos estruturais brasileiros varia desde 0,62 a 0,36 (SANTOS, CARVALHO E SANTOS, 2005). Na Figura 2.4 apresenta-se algumas das geometrias de blocos cerâmicos para alvenaria estrutural encontradas no Brasil para a chamada família 14 (blocos com 14cm de largura).

Figura 2.4. Algumas geometrias de blocos cerâmicos para alvenaria estrutural encontrados no Brasil.



Fonte: (Elaboração própria).

Surpreende que ao constatar essa ampla variação de geometrias de blocos, não haja um esforço nas normas brasileiras de alvenaria estrutural para agrupar os blocos de maneira a prever o comportamento da alvenaria em função das características dos mesmos, algo que acontece nas normas internacionais. Por exemplo, como discutido anteriormente, é consenso entre as normas que o confinamento da argamassa é crucial para o perfeito funcionamento da alvenaria. Nesse sentido, as normas brasileiras, inclusive, estipulam que a espessura das juntas de argamassa deve ser de 10mm.

No entanto, questiona-se se o grau de confinamento oferecido por um bloco cerâmico de paredes vazadas, com espessura de septo de 7mm, será o mesmo grau oferecido por um bloco de paredes maciças, com espessura de parede de 2,0cm. A argamassa estará sujeita ao mesmo estado confinado nas juntas de alvenaria executadas com blocos tão diferentes? Será que para o bloco de paredes vazadas a argamassa não acabará sendo esmagada na região de contato com o bloco, caso sua resistência à compressão seja baixa?

As exigências feitas para a argamassa são sucintas nas normas brasileiras. Estabelecese apenas que a argamassa deve ter resistência à compressão maior que 1,5 MPa e menor que 70% da resistência característica à compressão do bloco, medida na área líquida.

Vê-se que não existe a discussão sobre a compatibilização entre as propriedades do bloco e da argamassa. No entanto, estudos como o de Mohamad (2007) e Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) apontam que existem casos onde o projetista, ao utilizar as especificações da norma brasileira, estaria utilizando como resistência característica da alvenaria valores de tensão da mesma ordem de grandeza da de esmagamento da argamassa.

A tendência observada nas bibliografias é abordar a influência da argamassa sobre a resistência da alvenaria apenas de maneira direta, sem considerar a sua influência sobre o modo de ruptura e deformabilidade da alvenaria. Um estudo interessante que demonstra essa ótica é o de Sarhat e Sherwood (2014). Estes avaliaram 40 trabalhos anteriores que estudaram a resistência de prismas confeccionados com blocos de concreto, com até 6 blocos de altura, capeamento rígido, blocos com dois ou três furos verticais, resistência do bloco entre 9 e 50 MPa e relação área líquida/área bruta entre 0,25 e 0,60. As resistências foram calculadas com relação à área líquida de assentamento e corrigidas em função da esbeltez dos prismas.

Na Figura 2.5 apresenta-se a correlação entre a resistência à compressão dos prismas com a resistência dos blocos usados, enquanto na Figura 2.6, faz-se o mesmo tipo de correlação entre a resistência do prisma e a resistência à compressão da argamassa.

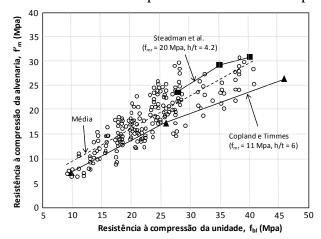


Figura 2.5. Relação entre a resistência à compressão do bloco e a do prisma.

Fonte: (Sarhat e Sherwood, 2014).

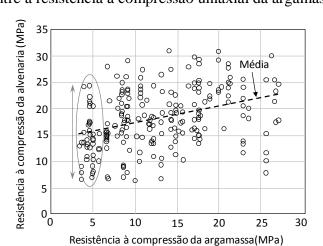


Figura 2.6. Relação entre a resistência à compressão uniaxial da argamassa e a do prisma.

Fonte: (Sarhat e Sherwood, 2014).

Percebe-se, pela análise das Figuras 2.5 e 2.6, que a relação entre a resistência do prisma e a resistência dos blocos é aproximadamente linear, enquanto que para a argamassa não foi possível identificar uma tendência de comportamento. A resistência dos prismas em função da argamassa tem variações da ordem de 5 vezes.

De maneira direta, a resistência do bloco é sem dúvida o fator de maior contribuição para a resistência da alvenaria. A argamassa tem participação mais marcante com relação às suas propriedades no estado fresco e à resistência de aderência no estado endurecido, (PARSEKIAN, HAMID E DRYSDALE, 2012; CARASEK, 2010, PARSEKIAN E SOARES, 2010).

Contudo, mesmo que de maneira indireta, as normas internacionais e alguns autores demonstram a preocupação em compatibilizar as resistências do bloco e argamassa. Parsekian e Soares (2010) sugerem que a resistência do traço de argamassa seja tomada como sendo aproximadamente 70% da resistência à compressão do bloco na área bruta. Na Tabela 2.8 apresenta-se as resistências à compressão da argamassa recomendadas pelos autores para blocos cerâmicos com relação área líquida/área bruta de 0,44. Na tabela, os valores entre parênteses ao lado das resistências da argamassa, representam a relação entre estas e as resistências dos blocos na área líquida.

Tabela 2.8. Resistências à compressão para argamassas indicadas por Parsekian e Soares (2010) em função da resistência do bloco.

Place	f _{bk} (MPa)		Argamassa - f _a (N	/(D ₀)
,			•	,
Área bruta	Área líquida	Mínimo	Máximo	Recomendado
3,0	6,9	2,1 (0,3)	4,8 (0,7)	4,0 (0,58)
6,0	13,8	4,2 (0,3)	9,7 (0,7)	5,0 (0,36)
8,0	18,4	5,6 (0,3)	12,9 (0,7)	6,0 (0,33)
10,0	23,0	7,0 (0,3)	16,1 (0,7)	7,0 a 8,0 (0,30 a 0,35)

Fonte: (Parsekian e Soares, 2010).

Mohamad (1998) estudou a influência da argamassa sobre a resistência à compressão e modo de ruptura de prismas de blocos de concreto não grauteados. Na Figura 2.7 mostra-se a resistência dos prismas em função da resistência do bloco e da argamassa.

1:0,5:4,5

Traço de argamassa

1:1:6

1:2:9

Figura 2.7. Variação da resistência do prisma em função da resistência do bloco e da argamassa.

Fonte: (Adaptado de Mohamad, 1998).

0

1:0,25:3

O autor observou que para um mesmo nível de resistência do bloco, quanto maior a resistência da argamassa, maior a resistência do prisma, mas este aumento não aconteceu de maneira proporcional. O aumento de resistência do prisma foi menor que o aumento da resistência da argamassa. Ainda, de sua pesquisa, verificou-se que, ao analisar individualmente cada traço de argamassa, ao aumentar-se a resistência do bloco, ficava evidente que nos traços de argamassa mais fracos, as variações na resistência do prisma eram mais sensíveis à variação da resistência do bloco.

O estudo de Mohamad (1998) indica que existe um ponto ótimo entre a máxima resistência do prisma atingível, para uma resistência de bloco especificada, que é função da resistência da argamassa. O projetista, ao especificar valores de resistência da argamassa mais elevados, estará aumentando a resistência do prisma, mas também diminuindo a sua ductilidade e, ao mesmo tempo, aumentando o custo da alvenaria. Por outro lado, ao especificar valores muito baixos de resistência da argamassa, diminuirá a resistência do prisma e poderá dar margem à plastificação e esmagamento das juntas de argamassa.

Outro ponto omisso nas normas brasileiras é com relação à ductilidade. As normas internacionais apresentam um conjunto de recomendações de maneira a garantir a ductilidade da alvenaria, mas esse tipo de recomendação não aparece nas normas brasileiras. Apenas é limitado o valor da resistência máxima da argamassa em função da resistência do bloco.

Parsekian e Soares (2010) fazem recomendações nesse sentido, dizendo que argamassas fortes, formadas apenas por cimento e areia, devem ser evitadas pois resultam em

juntas muito rígidas, com baixa capacidade de absorver deformações. Qualquer deformação que possa ocorrer resultará em concentração de tensões nos blocos e aparecimento de fissuras.

Fica clara a carência nas normas brasileiras de limitantes de valores para as propriedades desejáveis da argamassa a ser utilizada na alvenaria estrutural, principalmente com relação à resistência à compressão. Deve-se adotar a menor resistência possível a fim de manter a ductilidade da alvenaria. No entanto, a argamassa é responsável pelo comportamento não linear da alvenaria e pode sofrer esmagamento, induzindo a ruptura da parede por concentração de tensões nos blocos.

Mais importante ainda é a compatibilização da resistência da argamassa com o tipo de bloco quando se analisa a gama de blocos cerâmicos com paredes vazadas existentes no Brasil. Para blocos com paredes de 7 e 8 milímetros de espessura, uma argamassa de baixa resistência nas juntas tenderá a esmagar em função da ausência de confinamento proporcionado pela aderência bloco-argamassa. De maneira geral, e não apenas nas normas brasileiras, não há um controle e nem previsão nas normas de como e onde a alvenaria deverá romper.

2.1.5 Fechamento da Seção

As normas brasileiras e principais normas internacionais de alvenaria estrutural foram avaliadas em termos de previsão da carga de ruptura da alvenaria e influência da argamassa na resistência e forma de ruptura das paredes.

Viu-se que as três normas internacionais estudadas procuraram agrupar os blocos semelhantes e padronizar os tipos de argamassa, de maneira a conseguir prever o comportamento da alvenaria. A forma de agrupamento dos blocos e argamassa variou de norma para norma, mas houve uma tentativa de padronização a partir das propriedades físicas. Da mesma forma, foi constatada a preocupação com compatibilizar os blocos e argamassa utilizados, seja em termos de resistência, seja em termos de absorção de água.

Ainda, nestas normas é prevista a possibilidade de obtenção da resistência à compressão de maneira direta ou indireta. A norma britânica trabalha com ábacos e tabelas para a obtenção indireta e a ruptura de paredes em escala real para a escala direta. Já a norma americana trabalha com tabelas para a obtenção indireta ou ruptura de prismas de dois blocos para forma direta. O Eurocode, por sua vez, apresenta uma equação para a determinação da resistência a partir das propriedades do bloco e da argamassa, ou a ruptura de pequenas paredes para a caracterização direta.

Nas normas brasileiras não há a preocupação em agrupar os blocos e argamassa em termos de propriedades, nem de buscar uma compatibilização entre os mesmos. Apenas a resistência à compressão da argamassa é estabelecida como, no mínimo, 1,5 MPa e, no máximo, 70% da resistência do bloco na área líquida. Não há também nenhuma forma de obtenção da resistência da alvenaria de maneira indireta, a partir das propriedades dos seus constituintes. Há apenas a previsão da ruptura de prismas, pequenas paredes ou paredes em escala real, sendo que os projetistas acabam por utilizar o fator de eficiência como uma forma de prever a resistência da parede.

2.2. MODO DE RUPTURA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

O entendimento de como a alvenaria se comporta quando carregada e quais os mecanismos desenvolvidos que resultam na ruptura depende da caracterização do papel do bloco e da argamassa e de como estes interagem entre si.

Como visto, a aderência entre os blocos e a argamassa é primordial para o funcionamento do conjunto, pois permite que as tensões e deformações sejam compatibilizadas na interface entre os dois materiais, resultando no confinamento da argamassa.

Assim, neste capítulo será apresentado um resumo dos principais estudos a respeito dos efeitos do confinamento sobre as propriedades da argamassa, antes de discutir os trabalhos mais relevantes que buscaram descrever o modo de ruptura da alvenaria e, finalmente, dos estudos que identificaram o esmagamento ou poro-colapso da argamassa.

2.2.1 O Papel do Confinamento no Comportamento da Argamassa

A existência do confinamento da argamassa nas juntas é fundamental para o funcionamento da alvenaria como um sistema estrutural resistente. Como visto, as normas limitam a espessura das juntas a um tamanho máximo, de maneira que a argamassa mantenhase confinada.

O confinamento da argamassa nas juntas da alvenaria é amplamente aceito e confirmado por diferentes pesquisadores como: Khoo (1972), Atkinson et al. (1985), McNary e Abrams (1985), Afshari e Kaldjian (1989), Stöckl, Bierwirth e Kupfer (1994), Mohamad (1998), Hayen et al. (2001), Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003), Mohamad (2007) e

Mohamad et al. (2015). Estes trabalhos buscaram, de alguma maneira, descrever o comportamento da argamassa no estado confinado, visto que buscaram avaliar como se desenvolvia a envoltória de ruptura da argamassa confinada e qual o comportamento de outras propriedades mecânicas como o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a variação volumétrica específica.

Antes de caracterizar o fenômeno de confinamento e descrever os principais estudos a respeito do tema, é importante definir algumas das grandezas mecânicas que serão usadas e que são relevantes para descrever o comportamento do material.

2.2.1.1 Definições das grandezas mecânicas

A deformação específica é uma grandeza adimensional e definida como a variação do comprimento de um corpo-de-prova quando carregado. Quando medida no sentido longitudinal do corpo-de-prova, é dita deformação específica axial ou longitudinal (ε_L). Quando medida transversalmente é dita deformação específica transversal ou lateral (ε_T). As Equações 2.5 e 2.6 e a Figura 2.8 definem a deformação específica.

$$\varepsilon_L = \frac{\Delta L}{L} \tag{2.5}$$

$$\varepsilon_T = \frac{\Delta t}{T} \tag{2.6}$$

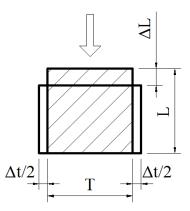
Onde: ε_L é a deformação específica longitudinal.

 ε_T é a deformação específica transversal.

 ΔL e Δt são as variações do comprimento do corpo-de-prova no sentido longitudinal e no sentido transversal, respectivamente.

L e T são as dimensões originais do corpo-de-prova no sentido longitudinal e transversal, respectivamente.

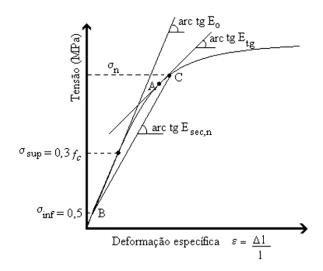
Figura 2.8. Variação dimensional de um corpo comprimido axialmente.



Fonte: (Elaboração própria).

O módulo de elasticidade representa a inclinação da curva tensão-deformação para um material carregado uniaxialmente. Como o comportamento tensão-deformação de um material real dificilmente é uma reta, podem ser definidos diferentes módulos de elasticidade para um mesmo material. A NBR 8522 (2008) define o módulo de elasticidade inicial (E_0) como sendo a inclinação da reta que passa pelo ponto com tensão igual a 0,5 MPa (σ_{inf}) e pelo ponto com uma tensão equivalente a 30% da tensão de ruptura (σ_{sup}). O módulo de elasticidade secante (E_s ou E_{sec}) é a inclinação da corda que passa pelo ponto com tensão de 0,5 MPa e por um outro ponto qualquer com tensão maior que esta (σ_n). E, por fim, o módulo de elasticidade tangente (E_{tg}) é a inclinação de uma reta tangente à curva tensão-deformação em um ponto qualquer da mesma. Na Figura 2.9 apresenta-se as diferentes possibilidades de apresentação do módulo de elasticidade.

Figura 2.9. Definição dos diferentes tipos de avaliação do módulo de elasticidade.



Fonte: (NBR 8522, 2008).

O coeficiente de Poisson (*v*) é uma característica do material definida pela proporção entre as deformações específicas lateral e longitudinal de um corpo carregado (Equação 2.7). O coeficiente de Poisson é uma grandeza estabelecida para materiais elásticos, mas também usado para análises inelásticas adaptando a denominação para coeficiente de Poisson aparente. Aqui será tratado como coeficiente de Poisson, tanto para análises na fase elástica quanto na inelástica.

$$v = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_L} \tag{2.7}$$

A variação volumétrica específica é definida pela soma das deformações específicas axiais. Para um corpo comprimido axialmente como o da Figura 2.8, a sua variação volumétrica específica será dada pela Equação 2.8, desconsiderando os termos de ordem superior e tomando as deformações com seus sinais correspondentes.

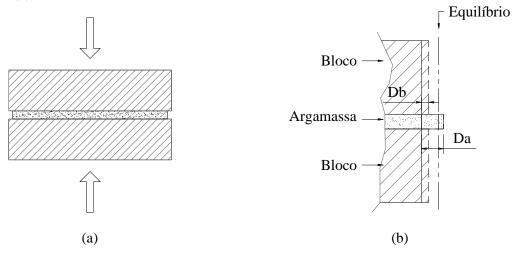
$$\varepsilon_{\rm v} = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \varepsilon_L + 2 \varepsilon_T$$
 (2.8)

Onde: ε_x , ε_y e ε_z são as deformações específicas nos eixos x, y e z, respectivamente.

2.2.1.2 O Fenômeno do confinamento da argamassa

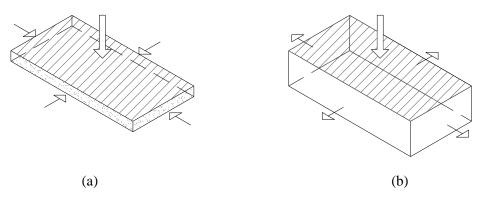
O fenômeno de confinamento se dá pela existência da aderência entre a argamassa e os blocos nas juntas da alvenaria. Sendo a argamassa mais deformável que o bloco, ao comprimir um prisma de alvenaria como o indicado na Figura 2.10 (a), a tendência da argamassa será a de apresentar uma expansão lateral (D_a) maior que a dos blocos (D_b) que estão unidos a ela (Figura 2.10 (b)). A aderência entre a argamassa e os blocos força que a deformação real seja um valor intermediário entre a tendência de deformação dos dois materiais. Assim, desenvolvem-se tensões laterais e os blocos ficam sujeitos a um estado de compressão e tração biaxial, enquanto que a argamassa é comprimida triaxialmente, conforme a Figura 2.11.

Figura 2.10. Deformações em um prisma comprimido (a) e efeito da aderência na junta de argamassa (b).



Fonte: (Elaboração própria).

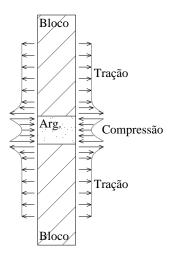
Figura 2.11. Junta de argamassa comprimida triaxialmente (a) e bloco comprimido e tracionado biaxialmente (b).



Fonte: (Elaboração própria).

As tensões laterais que se desenvolvem não são uniformes ao longo da altura dos elementos, elas são maiores próximo à interface (Figura 2.12). Afshari e Kaldjan (1989) afirmam que quanto maiores as tensões horizontais desenvolvidas, menor a resistência à compressão da alvenaria. Dessa forma, quanto maior a espessura da junta, ou quanto menor a proporção de rigidez entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco, ou ainda, quanto maior o coeficiente de Poisson dos dois materiais, maiores as tensões horizontais desenvolvidas.

Figura 2.12. Tensões laterais que se desenvolvem em função da aderência argamassa-bloco.



Fonte: (Adaptado de Afshari e Kaldjan, 1989).

O fenômeno do confinamento é responsável por incrementar a resistência da argamassa, como já citado, mas ao mesmo tempo altera outras propriedades. A presença da pressão lateral confinante impede a livre expansão de um corpo-de-prova comprimido axialmente e, assim, todas as propriedades mecânicas do material se alteram.

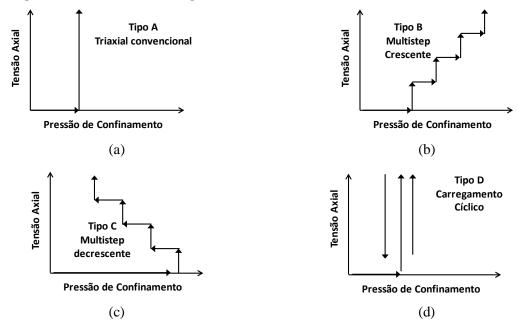
Diferentes pesquisadores conduziram estudos buscando identificar como o confinamento altera a resistência à compressão da argamassa, o seu comportamento tensão-deformação, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a variação volumétrica específica. Isto porque a partir do emprego destas grandezas medidas em ensaios uniaxiais, não era possível reproduzir o comportamento da argamassa nas juntas da alvenaria.

A maior parte dos estudos buscou reproduzir o confinamento através do ensaio de compressão triaxial, onde um corpo-de-prova é submetido a uma pressão lateral (pressão de confinamento) e é carregado axialmente até a ruptura. No entanto, o ensaio triaxial não consegue reproduzir exatamente o confinamento da argamassa nas juntas da alvenaria, pois as pressões laterais variam diretamente em função da tensão axial aplicada, enquanto que o equipamento de ensaio triaxial normalmente não consegue esta variação constante. A pressão lateral é aplicada por etapas.

Imran e Pantazopoulou (1996) avaliaram o comportamento do concreto submetido à compressão triaxial. A forma de aplicação do carregamento variou de quatro maneiras distintas. A primeira foi a aplicação da pressão confinante de maneira integral e, posteriormente, a aplicação da carga de compressão axial até a ruptura, Figura 2.13 (a). A segunda foi a aplicação de parte da pressão confinante seguida da aplicação da compressão

axial e, assim, aplicados vários passos de carregamento crescentes, Figura 2.13 (b). A terceira foi a aplicação de toda a pressão lateral seguida de parte da carga axial, e após, a pressão lateral era diminuída em passos ao mesmo tempo que a carga axial era acrescida, Figura 2.13 (c). E a última forma era a da aplicação da integralidade da pressão lateral seguida de ciclos de carga e descarga da carga axial, Figura 2.13 (d).

Figura 2.13. Formas de aplicação do carregamento no ensaio triaxial. (a) convencional, (b) "multistep" crescente, (c) "multistep" decrescente e (d) cíclico.



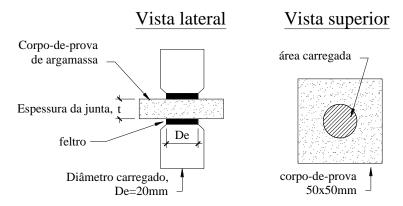
Fonte: (Imran e Pantazopoulou, 1996).

Os autores concluíram que a forma da aplicação do carregamento no ensaio triaxial influencia na variação volumétrica do corpo-de-prova e, assim, influencia no desenvolvimento do coeficiente de Poisson e no comportamento tensão-deformação.

Outra possibilidade encontrada para estudar os efeitos do confinamento é a de ensaiar à compressão axial corpos-de-prova de baixa relação altura/espessura, da ordem de 1 ou menos. Como os aparatos de aplicação de carga das prensas normalmente atritam com o espécime ensaiado, há restrição aos deslocamentos laterais, criando um estado confinado nesse corpo-de-prova.

Schubert e Hoffmann (1994) propuseram um esquema de ensaio onde prismas de argamassa com lados de 50 por 50 milímetros e altura igual à espessura da junta eram parcialmente carregados em uma área com diâmetro de 20mm. Na Figura 2.14 apresenta-se o esquema proposto.

Figura 2.14. Esquema de ensaio à compressão proposto por Schubert e Hoffmann (1994).



Fonte: (Schubert e Hoffmann, 1994).

Os resultados de resistência à compressão obtidos com o método foram condizentes com os encontrados para a ruptura de corpos-de-prova cúbicos de 50mm de lado. No entanto, pela pequena espessura do prisma de argamassa, a medição das deformações específicas é muito dificultada.

2.2.1.3 O Confinamento e a resistência à compressão

Há consenso entre as referências consultadas a respeito do crescimento da resistência da argamassa em função do confinamento lateral. O entendimento geral é que a resistência à compressão da argamassa cresce como uma função linear da tensão de confinamento lateral, conforme a Equação 2.9.

$$f_{\rm m}^{\ *} = f_a + k \,\sigma_3 \tag{2.9}$$

Onde: f_m * é a tensão de compressão da argamassa confinada.

 f_a é a resistência à compressão uniaxial da argamassa.

 σ_3 é a tensão de confinamento lateral.

k é o coeficiente angular da reta.

O coeficiente angular da reta depende das propriedades da argamassa testada. Diferentes pesquisadores avaliaram a resistência da argamassa confinada chegando a diferentes valores para o coeficiente angular. Khoo (1972), Atkinson et al. (1985) e Mohamad (1998) avaliaram a influência do confinamento da argamassa sobre a sua resistência à

compressão. Na Tabela 2.9 resume-se os traços de argamassa pesquisados, resistência à compressão uniaxial e coeficiente angular da reta de envoltória.

Tabela 2.9. Coeficiente angular da reta de envoltória da argamassa confinada para diferentes

pesquisadores.

Pesquisador	Traço de argamassa em	Resistência uniaxial da	Coeficiente angular da
-	volume de cimento, cal	argamassa, f_a (MPa)	reta de envoltória, k
	e areia		
Khoo (1972)	1:0,25:3	21,47	3,30
K1100 (1972)	1:1:6	6,54	2,17
	1:0,25:3	32,0	5,10
Atkinson et al. (1985)	1:0,5:4,5	22,0	3,30
Atkinson et al. (1903)	1:1:6	15,0	2,30
	1:2:9	6,5	2,20
	1:0,25:3	34,9	4,00
Mohamad (1009)	1:0,5:4,5	21,4	3,60
Mohamad (1998)	1:1:6	11,8	2,60
	1:2:9	5,2	2,50

Fonte: (Elaboração própria).

Como pode ser observado, o coeficiente angular da reta de envoltória varia significativamente em função do traço de argamassa. Para as argamassas mais ricas, traço 1:0,25:3, variou entre 5,1 e 3,3. Já para o traço 1:1:6 variou de 2,6 a 2,17.

2.2.1.4 O Confinamento e o comportamento tensão-deformação

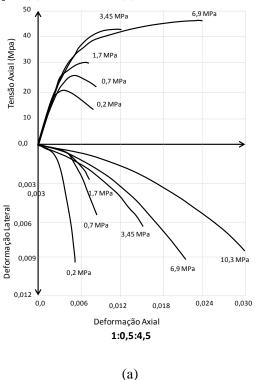
A influência do confinamento sobre o comportamento tensão-deformação da argamassa foi estudada por: Khoo (1972), Atkinson et al. (1985), McNary e Abrams (1985), Stöckl, Bierwirth e Kupfer (1994), Mohamad (1998), Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) e Mohamad et al. (2009). A argamassa, por sua natureza porosa, apresenta tendência à ruptura frágil. A presença da tensão lateral confinante altera o comportamento da argamassa, acrescentando-lhe ductilidade.

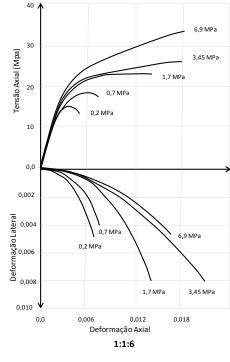
As curvas obtidas por Atkinson et al. (1985) para o comportamento tensão-deformação axial e transversal são um exemplo da variação do comportamento da argamassa, em função do confinamento lateral. As argamassas testadas tinham traços 1:0,5:4,5 e 1:1:6, medidos em volume de cimento, cal e areia. Na Figura 2.15 mostra-se as curvas obtidas pelos pesquisadores. Os valores junto às curvas indicam a tensão lateral confinante aplicada.

Houve uma mudança de comportamento de frágil para dúctil na argamassa 1:0,5:4,5 para níveis elevados de confinamento. Para a argamassa 1:1:6 (fraca) foi observado um

comportamento bilinear para níveis elevados de tensão axial. Para ambas as argamassas o comportamento foi claramente não linear a partir de uma carga axial de 50% da carga última.

Figura 2.15. Comportamento tensão-deformação da argamassa confinada. Argamassas de traços (a) 1:0,5:4,5 e (b) 1:1:6.





(b)

Fonte: (Atkinson et al., 1985).

2.2.1.5 O Confinamento e o módulo de elasticidade

Khoo (1972), Atkinson et al. (1985) e Mohamad (1998) estudaram a influência do confinamento sobre o módulo de elasticidade da argamassa.

Os resultados dos três autores não foram semelhantes. Khoo (1972) observou que para um traço de argamassa 1:0,25:3, o módulo de elasticidade não se alterava com a presença do confinamento. Já para o traço 1:1:6, o módulo de elasticidade diminuiu com o aumento do confinamento.

Atkinson et al. (1985) observou que para valores baixos de pressão confinante, o módulo de elasticidade apresenta um decréscimo pouco acentuado para pequenas tensões axiais, no entanto, com o aumento da pressão axial, há uma queda brusca no valor de *E*. Já para valores elevados de confinamento lateral, a queda no valor do módulo de elasticidade é constante. Esse comportamento foi mais acentuado para as argamassas mais fracas.

Mohamad (1998), por sua vez, observou que para traços fortes de argamassa, 1:0,25:3 e 1:0,5:4,5, o módulo de elasticidade aumenta com o aumento do confinamento. Já o traço 1:1:6, fraco, teve o módulo de elasticidade diminuído.

A mudança no comportamento do módulo de elasticidade em função da presença do confinamento já seria esperada, pois este impede a livre deformação lateral do corpo-de-prova comprimido, modificando, também, a dinâmica de deformação axial do material.

A variação dos resultados observada deve-se, provavelmente, à dificuldade de realizar a medição de deformações nos ensaios triaxiais. Os três pesquisadores fizeram as medições com relógios comparadores, utilizando prensas não servo-controladas.

2.2.1.6 O Confinamento e o Coeficiente de Poisson

Como o confinamento limita as deformações laterais da argamassa, pesquisadores como Khoo (1972), Atkinson et al. (1985), McNary e Abrams (1985), Mohamad (1998), Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) e Mohamad et al. (2015) buscaram entender como o confinamento alterava o coeficiente do coeficiente de Poisson, já que os modelos de comportamento baseados nas teorias da elasticidade ou plasticidade consideram este coeficiente como constante e mostram-se incapazes de descrever de maneira fidedigna o comportamento da argamassa próximo à ruptura.

Mohamad et al. (2015) afirmam que a argamassa é determinante na forma de ruptura da alvenaria. As argamassas de resistência próxima à resistência do bloco apresentam um comportamento linear, com Poisson constante até uma tensão próxima a 80% da sua resistência à compressão. A partir desse nível de tensão, forma-se uma malha de fissuras que se traduz em um aumento de volume e, consequentemente, em um aumento do coeficiente de Poisson. Esse comportamento foi descrito no modelo de Ottosen (1979), válido para o concreto.

De acordo com os estudos de Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003), Mohamad (1998), Atkinson et al. (1985) e Khoo (1972), as argamassas de menor resistência tendem a falhar por poro-colapso ou esmagamento das juntas de argamassa. Esse fenômeno é caracterizado pela diminuição de volume do material, onde há fechamento dos vazios e poros internos da estrutura.

A diminuição do volume provocada pelo poro-colapso resulta em uma diminuição do coeficiente de Poisson. Depois do fechamento dos poros, a degradação do material se dá pela formação de uma extensa rede de fissuras. Essa fissuração extensiva se traduz em um

aumento de volume e, sendo assim, aumento do coeficiente de Poisson. Ou seja, primeiramente haveria uma diminuição do coeficiente de Poisson até um valor crítico e após esse ponto, um crescimento.

Dessa forma, Mohamad et al. (2015) propõe um modelo constitutivo onde o coeficiente de Poisson é modificado em função do nível de tensão aplicado. O modelo é apresentado na Figura 2.16 juntamente com o modelo original de Ottosen (1979).

O modelo proposto por Mohamad et al. (2015) possibilita dois caminhos: "a" e "b". No caminho "a", o valor do coeficiente de Poisson diminui até o limite de $\beta=\beta_I$ e depois há um crescimento gradual do coeficiente de Poisson em função do aumento do nível de tensão. Já para o caminho "b", aplicável a argamassas colapsíveis, a partir do limite de tensão β_I , há um crescimento súbito do coeficiente de Poisson, sem que varie o nível de tensão, em função do poro-colapso. As Equações 2.10 e 2.11 descrevem o caminho "a" enquanto que as Equações 2.12 e 2.13 descrevem o caminho "b".

$$v = v_i \cdot e^{-\beta}$$
 Se $\beta \le \beta_l$ (2.10)

$$v = v_f - (v_f - v_i) \cdot \sqrt{1 - \frac{\beta - \beta_1}{1 - \beta_1}}$$
 Se $\beta > \beta_l$ (2.11)

$$v = v_i \cdot e^{-\beta}$$
 Se $\beta \le \beta_l$ (2.12)

$$v = v_i \cdot e^{\beta}$$
 Se $\beta > \beta_l$ (2.13)

Onde: ν é o coeficiente de Poisson.

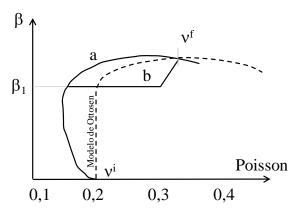
 v_i é o coeficiente de Poisson inicial.

 v_f é o coeficiente de Poisson final.

 β é o nível de tensão aplicado.

 β_1 é o limite de tensão a partir do qual ocorre a variação no comportamento do coeficiente de Poisson, medido experimentalmente e dependente do tipo de argamassa.

Figura 2.16. Modelo de Ottosen (1979) e de Mohamad et al. (2015) para a variação do coeficiente de Poisson.



Fonte: (Adaptado de Mohamad et al., 2015).

Shah e Chandra (1968) estudaram as variações no coeficiente de Poisson, volume e avanço da fissuração em argamassas e concretos submetidos à compressão. Os pesquisadores afirmam que quando um corpo-de-prova de concreto ou argamassa é comprimido axialmente, existe um certo nível de tensão que faz com que seu coeficiente de Poisson passe a crescer. Essa tensão é chamada de tensão inicial (σ_i). Se o aumento do carregamento persistir, existe um segundo nível de tensão, chamada tensão crítica (σ_{cr}), a partir da qual o material passa a sofrer aumento de volume. Esse comportamento é característico de materiais inelásticos.

Vê-se que a proposta de Mohamad et al. (2015) é bastante semelhante à de Shah e Chandra (1968). Ambas baseiam-se na alteração do comportamento a partir de um certo nível de degradação, sendo que a tensão crítica de Shah e Chandra (1968) tem uma função semelhante ao coeficiente β_I de Mohamad et al. (2015).

Shah e Chandra (1968) observaram que as propriedades diretamente ligadas ao comportamento inelástico, variação do coeficiente de Poisson e aumento de volume estão intimamente ligadas à fissuração. No caso de concretos, a tensão a partir da qual passou a variar o Poisson é aquela em que foi observada a quebra da aderência entre a pasta e o agregado. Enquanto que a tensão, a partir da qual passou a acontecer o aumento de volume, é aquela onde houve fissuração na matriz de argamassa.

Para os pesquisadores, quanto mais pobre o traço, contendo maior teor de agregados, e maior a relação água/aglomerante, menores os valores de tensão inicial e crítica, ou seja, mais cedo o material passa a se comportar inelasticamente quando comprimido. Sendo assim, mais dúctil tende a ser o seu comportamento. A maior ductilidade dos traços pobres já havia sido apontada nas normas e referências citadas anteriormente.

Na Figura 2.17 apresenta-se a variação do coeficiente de Poisson e da variação volumétrica específica obtidos por Shah e Chandra (1968) para os dois tipos de argamassa e concretos testados. Os traços estão indicados em proporções de cimento, areia, brita e relação água/aglomerante, todos medidos em volume.

1:2:4:0,54 1:2:1:0.54 1:2:0:0,54 80 1:2:1:0.54 1:2:0:0,54 Fensão/Resistência (%) 1.2.5.0.54 1:2:4:0,54 1:2:1:0,54 1:2:0:0,54 20 0,002 0.01 0.001 0.1 0.2 0.4 0.5 0.6 Coef. de Poisson Def. Vol. Específica

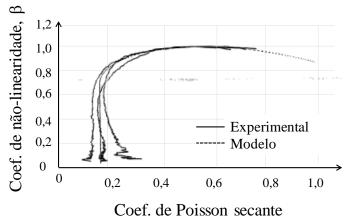
Figura 2.17. Variação volumétrica específica e variação do coeficiente de Poisson do concreto e argamassa.

Fonte: (Adaptado de Shah e Chandra, 1968).

Cadappa, Sajayan e Setunge (2001) fizeram um estudo semelhante, mas apenas para o concreto. Avaliaram a relação tensão-deformação axial e lateral para concretos de alta resistência submetidos à compressão triaxial. Foram avaliadas quatro misturas, com resistências à compressão uniaxial de 41,9 (U40), 60,6 (U60), 73,1 (U75) e 103,3 MPa (U100). As pressões laterais confinantes aplicadas foram de 0, 4, 8 e 12 MPa. Os resultados apontam que, para o concreto com resistência à compressão de 41,9 MPa, o comportamento do coeficiente de Poisson deixa de ser constante quando a tensão ultrapassa 70% da resistência ($\beta_1 = 0.7$), muito semelhante ao observado pelos pesquisadores anteriores.

A proposição inicial de Otossen para o valor de β_I era 0,8 e Dahl (1992, apud Cadappa, Sajayan e Setunge, 2001) indicou o valor de 0,6. O comportamento do coeficiente de Poisson para o concreto de 41,9 MPa testado pelos pesquisadores é apresentado na Figura 2.18.

Figura 2.18. Variação do coeficiente de Poisson em função do grau de comportamento obtida por Cadappa, Sajayan e Setunge (2001) para o concreto com resistência de 41,9 MPa.



Fonte: (Adaptado de Cadappa, Sajayan e Setunge, 2001).

Cadappa, Sajayan e Setunge (2001) propuseram uma equação para prever o valor do coeficiente de Poisson inicial do concreto em função da resistência à compressão. A Equação 2.14 está em unidades do Sistema Internacional (SI). O coeficiente de Poisson inicial é indicado na Figura 2.16.

$$v_i = 8.10^{-6} (f_c')^2 + 0,0002 f_c' + 0,138$$
 (2.14)

Onde f_c ' é a resistência à compressão do concreto.

Para o comportamento pós-pico do coeficiente de Poisson, os autores propuseram a Equação 2.15, sendo que o máximo valor aceitável para o coeficiente de Poisson (*v*) é 1.

$$\beta_v = 0.5 (v)^2 + 0.45 v + 0.9 \tag{2.15}$$

Onde: β_V é o coeficiente β para a porção descendente da curva.

2.2.1.7 O Confinamento e a variação volumétrica

A variação do coeficiente de Poisson está intimamente ligada às variações volumétricas do material. Além de Shah e Chandra (1968), Cadappa, Sajayan e Setunge (2001) e Mohamad et al. (2015), já citados, Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) e

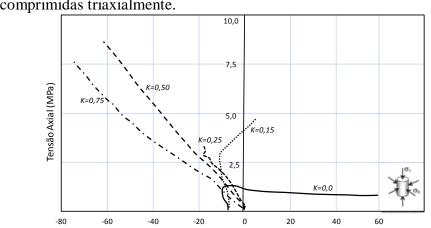
Pantazopoulou (1995) avaliaram como se dá a variação volumétrica dos materiais cimentícios próximos à ruptura.

A influência na variação volumétrica da argamassa em função da compressão triaxial foi estudada por Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003). A relação tensão confinante/compressão axial aplicada foi denominada (k).

Os pesquisadores observaram uma mudança de comportamento para um grau de confinamento maior que 25% (k=0,25). Para valores menores que 25%, ficou evidenciada a falha por cisalhamento da argamassa, em função da variação volumétrica e variação do coeficiente de Poisson observados. Para estes casos, inicialmente, houve diminuição do volume da amostra, para depois haver um aumento de volume próximo à ruptura.

Para graus de confinamento maiores que 25%, não foi observada variação volumétrica dos corpos-de-prova ao longo de todo o carregamento. A diminuição volumétrica foi constatada mesmo na ruptura e os autores concluíram que a falha deve ter havido por porocolapso da argamassa, sem o desenvolvimento de tensões cisalhantes.

Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) observaram que o aumento do grau de confinamento que resultou no poro-colapso das amostras não comprometeu sua resistência final, mesmo tendo resultado na completa destruição da estrutura interna da argamassa. Sendo assim, os autores entendem que a delimitação de ruptura deve ser estabelecida não para a carga final apresentada pela amostra, mas sim quando se iniciou o poro-colapso. Essa conclusão é muito semelhante às apontadas por Mohamad (2007) e Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015). Na Figura 2.19 apresenta-se as curvas de variação volumétrica para argamassas de cal hidráulica submetidas a diferentes níveis de confinamento lateral e compressão axial.



Expansão de volume

Figura 2.19. Variação volumétrica em função do grau de confinamento (*k*) para amostras de argamassa comprimidas triaxialmente.

Fonte: (Hayen, Van Balen e Van Gemert, 2003).

Redução de volume

Buscando confirmar a existência do poro-colapso, Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) aprofundaram o estudo sobre o comportamento de uma argamassa de cal, com baixa resistência. A variação da porosidade e a distribuição da dimensão da rede de poros foram algumas das propriedades avaliadas. A distribuição da porosidade foi avaliada por intrusão de mercúrio e microscopia eletrônica. Já a porosidade total foi medida por submersão a vácuo. Ficou evidenciado que houve alteração na estrutura de poros da argamassa comprimida triaxialmente para graus de confinamento maiores que 50%. Houve diminuição da porosidade total e mudança na dimensão dos poros para elevados graus de confinamento. Os autores concluem que para valores de $k \ge 0,5$ há formação de intensa rede de microfissuras e oclusão de poros de diâmetro intermediário.

A partir da avaliação da variação volumétrica de corpos-de-prova de concreto comprimidos, Pantazopoulou (1995) propôs um modelo para medir o grau de degradação do material e, assim, prever a sua forma de ruptura. A pesquisadora afirma que é a restrição às deformações laterais e não a aplicação de pressões propriamente ditas que resultam no confinamento. A justificativa para tal foi dada na forma de um exemplo, citando os resultados de Cusson e Paultre (1994), onde foram estudados pilares cintados comprimidos. Os pilares foram cintados com estribos de dois tipos diferentes de aço: um com aço de elevada resistência e outro com aço de baixa resistência. O comportamento dos pilares foi diferente para um mesmo nível de carregamento axial.

Pantazopoulou (1995) entende que a variação volumétrica de um corpo-de-prova de concreto comprimido é uma forma importante de acompanhar o avanço do dano no material, sendo que as expansões volumétricas indicam a progressão da microfissuração interna e a medida dessa expansão poderia ser usada como uma correlação ao grau de dano do material. Para a pesquisadora, a aferição das deformações específicas analisadas em conjunto com os impedimentos à deformação provocados pelas condições de contorno dos ensaios podem ser usados como medida do grau de degradação.

Na Figura 2.20 mostra-se uma curva de variação da deformação volumétrica hipotética em função da deformação específica para o concreto comprimido axialmente.

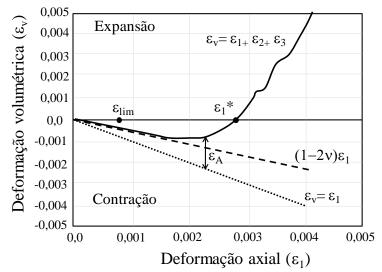


Figura 2.20. Variação da deformação volumétrica em função da deformação axial.

Fonte: (Adaptado de Pantazopoulou, 1995).

Em ensaios uniaxiais, a inclinação no início da curva de variação volumétrica é igual a resposta elástica do material, com valor (1-2v), onde v é o coeficiente de Poisson. No entanto, como o comportamento do concreto é não linear, a curva de variação volumétrica se desvia da reta ε_v = $(1-2v)\varepsilon_l$ logo no início do ensaio. Isso representa que o crescimento das deformações laterais, ε_2 e ε_3 , é mais rápido que o da deformação axial, ε_l , provavelmente em função da propagação de microfissuras internas no material. Quanto maior a deformação específica axial, maior é o afastamento da curva em relação à reta que representa o comportamento elástico. A deformação a partir da qual o comportamento deixa de ser linear e passa a ser não linear é indicada por ε_{lim} .

Até um nível de deformação de aproximadamente 80% da deformação última axial, a curva de variação volumétrica indica contração do material. A partir desse limite, há uma reversão no comportamento e o material passa a expandir até a ruptura. A deformação axial limite no ponto onde acontece a reversão de contração para expansão é representada por ε_l *.

Na Figura 2.20 também foi plotada a reta $\varepsilon_v = \varepsilon_I$. A distância entre a curva de variação volumétrica e essa reta representa a deformação específica seccional (ε_A) do corpo-de-prova. Em função do comportamento não linear do concreto, quanto maior o avanço da deterioração do material, maior o valor da deformação específica seccional.

Pantazopoulou (1995) afirma que o crescimento da deformação específica seccional (ε_A) indica a progressão da deterioração do concreto, tanto para compressão axial quanto para compressão triaxial. A obtenção da deformação ε_A seria realizada da mesma maneira, medindo a diferença entre a curva da variação volumétrica em relação à reta $\varepsilon_V = \varepsilon_I$. Nos

resultados do ensaio de compressão triaxial, a diferença está na magnitude da deformação específica axial, menor quanto maior for a pressão lateral confinante.

A pesquisadora propôs duas equações empíricas para estimar a deformação específica volumétrica em função da deformação axial.

$$\varepsilon_v = (1 - 2v)$$
 Para $\varepsilon_1 \le \varepsilon_{lim} = \frac{-\varepsilon_{cr}}{v}$ (2.16)

$$\varepsilon_{v} = (1 - 2v) \varepsilon_{1}^{*} \left[\frac{\varepsilon_{1}}{\varepsilon_{1}^{*}} - \left(\frac{\varepsilon_{1} - \varepsilon_{lim}}{\varepsilon_{1}^{*} - \varepsilon_{lim}} \right)^{c} \right]$$
Para $\varepsilon_{1} > \varepsilon_{lim} = \frac{-\varepsilon_{cr}}{v}$ (2.17)

Onde: ${\varepsilon_l}^*$ é a deformação específica axial no instante em que a deformação volumétrica deixa de ser de contração e passa a ser de expansão.

 ε_{lim} é a deformação específica axial no limite elástico.

 ε_{cr} é a deformação específica de início da fissuração do concreto.

c é a taxa de crescimento volumétrico do material próximo à ruptura.

Pantazopoulou (1995) sugere que a deformação específica axial para variação volumétrica nula (ε_I^*) do concreto seja adotada entre a 0,8 e 1 da deformação específica última de ruptura (ε_o). Enquanto que a taxa de crescimento de volume (c) seja adotada igual a 3.

Imran (1994, apud Pantazopoulou, 1995) concluiu que existe um limite de deformação de contração volumétrica a partir do qual as deformações subsequentes devem-se ao colapso dos poros e compactação dos vazios. Esse limite ficaria entre 0,7 e 1,25%. Nos resultados obtidos por Imran (1994), corpos-de-prova de concreto submetidos à compressão triaxial, com elevados valores de pressão lateral confinante, apresentavam aspecto pulverizado e compactado após a ruptura.

2.2.2 Contexto Histórico dos Estudos Sobre a Previsão da Carga e Modo de Ruptura da Alvenaria

Ao longo dos anos, diferentes autores buscaram descrever e prever o modo de ruptura da alvenaria a partir do conhecimento das propriedades dos seus constituintes. Os estudos se baseavam em avaliações feitas com prismas, alvenarias ou pequenas paredes, de blocos de concreto ou de tijolos cerâmicos, utilizando experimentação e análise numérica.

Em 1969, um dos primeiros estudos dos mecanismos de ruptura da alvenaria comprimida foi apresentado por Hilsdorf (1969). O autor propôs um critério de ruptura da alvenaria de tijolos maciços baseado em cinco fatores: na resistência do bloco à compressão uniaxial, na envoltória de ruptura do bloco na compressão e tração biaxial, na resistência à compressão uniaxial da argamassa, no comportamento da argamassa quando comprimida triaxialmente e no coeficiente de não-uniformidade (U). U seria função da relação tensão/resistência (σ/f_c), da resistência da argamassa e da trabalhabilidade da mesma.

O pesquisador observou que ocorriam fissuras verticais nos tijolos dos prismas comprimidos mesmo para valores de esforços muito abaixo da carga de ruptura. Atribuiu este comportamento à aderência bloco-argamassa e a indução de tensões de tração nos blocos, concluindo que a ruptura se inicia com a fissuração vertical ou o fendilhamento lateral dos tijolos. Assim, buscou relacionar a resistência da alvenaria à compressão com a resistência à tração dos tijolos.

Já no início da década de 70, outro pesquisador a realizar uma análise semelhante foi Khoo (1972). Este também buscou estabelecer um critério de falha para alvenaria de tijolos maciços comprimida. As premissas que adotou para seu estudo eram a de que a alvenaria possui um comportamento não linear e a resistência do conjunto depende da interação entre os blocos e argamassa. Assim, estudou o comportamento dos tijolos comprimidos e tracionados biaxialmente e o comportamento da argamassa comprimida triaxialmente.

O critério de ruptura proposto por Khoo (1972) precisou da introdução de um coeficiente α de correção, que é a relação entre a altura da junta de argamassa e a altura do bloco ($\alpha = h_a/h_b$), para que os resultados teóricos se aproximassem dos experimentais.

O pesquisador concluiu que a resistência da alvenaria de tijolos cerâmicos tem relação linear com a resistência à compressão dos tijolos e que a influência da argamassa se dá sobre a forma de ruptura dos prismas. Adicionalmente, o pesquisador supôs que a argamassa nas juntas horizontais não ficava confinada ao longo de toda sua espessura, apenas nas regiões em contato com os tijolos ficariam sujeitas ao confinamento, sendo assim, uma porção substancial da junta sofreria a plastificação pelas tensões laterais antes que o estado de compressão triaxial se estabelecesse por completo com cargas próximas à ruptura. Khoo (1972) observou também que as argamassas fracas, quando comprimidas triaxialmente, falham por esmagamento, sendo esta uma possibilidade de causa para a ruptura da alvenaria.

Mais tarde, Hamid e Drysdale (1979) propuseram um critério de ruptura para a alvenaria de blocos de concreto, grauteados ou não. O critério baseia-se no conhecimento das

resistências à compressão axial dos componentes: bloco, graute e argamassa. Além disso, considera também a aproximação do comportamento em função do conhecimento das tensões últimas de ruptura dos materiais à compressão. Segundo os autores, o critério baseado em tensões tem a vantagem de trabalhar com propriedades de medida mais simples e precisas. No entanto, o desconhecimento das deformações impede a avaliação das não linearidades do comportamento dos materiais. A partir de uma dedução matemática, os pesquisadores chegaram à Equação 2.18 que determina a tensão vertical atuante nos blocos em função das resistências à tração do bloco, da resistência à compressão simples da argamassa e do graute.

$$\sigma_{yb} = \frac{4.1 \,\sigma_{tb} + 1.14 \,\alpha \,\sigma_{cm} + \beta \,\sigma_{cg}}{4.1 \,\sigma_{tb} + \left(1.14 \,\alpha + \frac{c \,\beta}{n}\right) \,\sigma_{cb}} \tag{2.18}$$

Onde: σ_{yb} é a tensão vertical no bloco

graute.

 σ_{tb} é a resistência à tração direta do bloco.

 α é a relação entre a altura da argamassa e do bloco.

 β é a relação entre a seção transversal do graute e a do bloco na área líquida.

c é um coeficiente que relaciona as áreas mínima e máxima do núcleo de

n é a relação entre os módulos de elasticidade do bloco e do graute,

 σ_{cm} é a resistência à compressão simples da argamassa.

 σ_{cg} é a resistência à compressão simples do graute.

 σ_{cb} é a resistência à compressão simples do bloco.

Hamid e Drysdale (1979) observaram que os resultados obtidos com a Equação 2.18 diferiam dos medidos experimentalmente. Assim, propuseram um coeficiente de correção k, definido empiricamente, dado pelas Equações 2.19 e 2.20.

$$k = 1,08 + 0.21 \left(\frac{E_g}{E_{hs}}\right) \tag{2.19}$$

$$k = \frac{\sigma_{yb}}{n \gamma f'_{ma}} \tag{2.20}$$

Onde: E_{bs} é o módulo de elasticidade secante do bloco medido para uma deformação de 2%.

 $E_{\it g}$ é o módulo de elasticidade secante do graute também para uma deformação de 2%.

γ é definido pela Equação 2.21.

 f'_{mg} é a resistência à compressão da alvenaria grauteada.

$$\gamma = \frac{1}{1 + (n-1)\eta} \tag{2.21}$$

Logo, pode-se escrever a resistência à compressão da alvenaria grauteada em função das resistências dos seus constituintes, conforme a Equação 2.22.

$$f'_{mg} = \frac{4.1 \,\sigma_{tb} + 1.14 \,\alpha \,\sigma_{cm} + \beta \,\sigma_{cg}}{4.1 \,\sigma_{tb} + \left(1.14 \,\alpha + \frac{c \,\beta}{n}\right) \,\sigma_{cb}} \cdot \frac{\sigma_{cb}}{n \,\gamma \,k}$$
(2.22)

Os autores afirmam que a Equação 2.22 pode ser usada para prever a resistência da alvenaria não-grauteda desde que a tensão no graute seja considerada nula ($\sigma_{cg}=0$) e que $n\gamma = 1/\eta$, resultando a Equação 2.23.

$$f'_{mg} = \frac{3.6 \sigma_{tb} + \alpha \sigma_{cm}}{3.6 \sigma_{tb} + \alpha \sigma_{cb}} \cdot \frac{\sigma_{cb}}{k} \eta$$
 (2.23)

No modelo proposto por Hamid e Drysdale (1979) a envoltória resistente da argamassa foi tomada com uma inclinação que só se aplica para traços fortes, igual a 4,1, valor válido para concretos. Para traços mais pobres de argamassa, o coeficiente angular da reta fica entre 2 e 3, conforme visto nos trabalhos de Khoo (1972), Atkinson et al. (1985) e Mohamad (1998).

Na década de 80, surgiram outros estudos sobre previsão de carga e ruptura de alvenarias. O primeiro deles, de Atkinson et al. (1985), buscou um modelo utilizando tijolos maciços. Uma inovação proposta pelos autores foi a de considerar o comportamento não linear para o coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade da argamassa como funções das tensões principal e lateral. Com isso, os autores propuseram a Equação 2.24 que relaciona a

variação das tensões laterais no bloco ($\Delta \sigma_{xb}$) com a variação das tensões de compressão axial aplicada ($\Delta \sigma$), em função das propriedades dos blocos e argamassa.

$$\Delta \sigma_{xb} = \frac{\Delta \sigma \left(v_b - \frac{E_b}{E_m(\sigma_1, \sigma_3)} \cdot v_m(\sigma_1, \sigma_3) \right)}{1 + \frac{E_b}{E_m(\sigma_1, \sigma_3)} \cdot \frac{t_b}{t_m}}$$
(2.24)

Onde: E_m é o módulo de elasticidade secante da argamassa e v_m é o coeficiente de Poisson secante, ambos função das tensões axial (σ_I) e lateral (σ_3).

 E_b é o módulo de elasticidade e v_b o coeficiente de Poisson do bloco.

 t_b e t_m são a altura do bloco e da argamassa, respectivamente.

A equação de Atkinson et al. (1985) permite corrigir o comportamento da argamassa através da variação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson secante do material. No entanto, é necessário conhecer previamente o comportamento tensão-deformação da mesma para poder aplicar o modelo desenvolvido.

Os pesquisadores simularam numericamente o comportamento de um prisma de alvenaria com cinco blocos de altura comprimido axialmente através de incrementos de carga vertical. Para cada incremento, era calculada a variação da tensão lateral do bloco utilizando a Equação 2.24 e, em função do equilíbrio existente entre as tensões laterais, era obtida a tensão lateral na argamassa. A tensão lateral total atuante era obtida pela soma de cada um dos incrementos calculados a cada passo. A ruptura teórica era alcançada quando a tensão lateral de tração atuante no bloco interceptava a envoltória resistente do bloco à compressão e tração biaxial, ou quando a tensão confinante na argamassa atingia a envoltória da argamassa comprimida triaxialmente.

Cheema e Klingner (1986) propuseram um modelo analítico para prever o comportamento de prismas de blocos de concreto comprimidos. O modelo foi proposto a partir dos resultados de uma análise numérica via método dos elementos finitos, usando dados obtidos em estudos experimentais.

No modelo proposto pelos autores, a ruptura poderia ocorrer por três razões:

1) Tração no bloco: quando a tensão lateral de tração atuante no bloco supera a sua resistência à tração. Sendo que a tensão lateral atuante no bloco é dada pela Equação 2.25.

$$f_{tb} = \frac{1}{\delta} \cdot f_{hb1} \tag{2.25}$$

Onde: f_{tb} é a tensão de tração lateral atuante no bloco.

 f_{hb1} é a tensão axial de compressão aplicada ao prisma.

 δ é um coeficiente de não uniformidade, função da relação entre os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco.

2) Esmagamento do bloco: quando a tensão de compressão atuante no bloco atingir a resistência à compressão do bloco.

$$f_{hb} = \delta. f_{tb} < f_b \tag{2.26}$$

Onde: f_{hb} é a tensão de compressão atuante no bloco.

 f_b é a resistência à compressão do bloco.

3) Esmagamento da argamassa: quando a tensão de compressão atuante na argamassa atingir o limite de resistência de compressão da argamassa confinada. A resistência da argamassa confinada é dada pela Equação 2.27.

$$f_m^* = f_m + 4.1.f_{tm} (2.27)$$

Onde: f_m * é a resistência à compressão da argamassa confinada.

 f_m é a resistência à compressão uniaxial da argamassa.

 f_{tm} é a pressão lateral confinante obtida pela Equação 2.28.

$$f_{tm} = f_{lmi} \cdot f_{hm} \tag{2.28}$$

Sendo: f_{lmi} coeficiente de influência.

 f_{hm} é a tensão de compressão atuante no prisma.

Como a tensão na parede do bloco e a tensão da argamassa no contato são iguais, escreve-se:

$$f_{hm} = f_m^* = f_m + 4,1. (f_{lmi}.f_{hm})$$
 (2.29)

Isolando a tensão de compressão atuante no prisma.

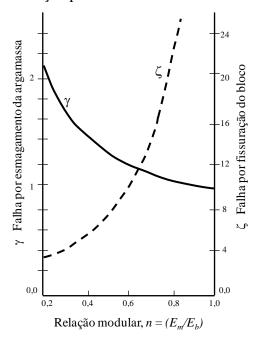
$$f_{hm} = \gamma f_m \tag{2.30}$$

Sendo y dado por:

$$\gamma = \frac{1}{1 - 4.1 f_{lmi}} \tag{2.31}$$

O coeficiente γ pode ser obtido na Figura 2.21.

Figura 2.21. Coeficientes de correção para o cálculo da resistência da alvenaria.



Fonte: (Adaptado de Cheema e Klingner, 1986).

Usando o modelo proposto por Cheema e Klingner (1986) o projetista deve inicialmente obter a relação modular entre a argamassa e o bloco (E_m/E_b) . Estes valores podem ser obtidos por meio de ensaios ou calculados pelas equações propostas anteriormente. Depois deve-se:

- 1. Calcular a tensão de compressão atuante no bloco (f_{hb}) .
- 2. Calcular a tensão de compressão atuante na argamassa (f_{hm}).
- 3. A resistência do prisma será o menor valor entre f_{hb} e f_{hm} .

Contudo, cabe ressaltar que o modelo proposto por Cheema e Klingner (1986) não apresentou resultados semelhantes aos medidos para prismas confeccionados com argamassa de baixa resistência, provavelmente pela escolha do coeficiente angular da reta de envoltória da argamassa comprimida triaxialmente. Os pesquisadores adotaram o valor de 4,1, válido para concretos, enquanto que para argamassas fracas, o valor indicado seria entre 2 e 3.

No final da década de 80, Afshari e Kaldjian (1989) propuseram um modelo de ruptura para alvenaria de blocos de concreto baseado em análises numéricas. O modelo considera o comportamento dos blocos submetidos à compressão e tração biaxial, o comportamento tensão-deformação da argamassa carregada uniaxialmente e a relação área líquida/área bruta dos blocos. Para os autores, a envoltória resistente da argamassa confinada não é importante porque a falha da alvenaria sempre se daria por tração nos blocos. Esta conclusão contraria o observado pelos pesquisadores anteriormente citados.

Já na década de 1990, Knutsson (1993) propôs um modelo de relação tensãodeformação para alvenarias de blocos cerâmicos maciços e vazados, a partir da linearização do comportamento. A relação tensão-deformação foi aproximada pela teoria de Ritter (1899, apud Knutsson, 1993), onde a relação tensão-deformação é normalizada em função do módulo de elasticidade inicial da alvenaria (E_0) e da resistência à compressão da mesma (f_c).

A equação proposta por Ritter partiu da expressão para o módulo de elasticidade tangente em um ponto qualquer da curva tensão-deformação conforme a Equação 2.32.

$$E_{tan} = \frac{E_0}{f_c} \cdot (f_c - \sigma) = E_0 (1 - \frac{\sigma}{f_c})$$
 (2.32)

Onde: E_0 é o módulo de elasticidade inicial.

 E_{tan} é o módulo de elasticidade tangente em qualquer ponto da curva.

 f_c é a resistência à compressão do material.

 σ é a tensão de compressão atuante em um ponto qualquer da curva.

O módulo de elasticidade tangente é definido como a derivada da tensão pela deformação conforme a Equação 2.33. Aplicando-se esta definição na Equação 2.32 e integrando-se em termos de $d\varepsilon$ tem-se a Equação 2.34.

$$E_{tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \tag{2.33}$$

$$k_r \,\varepsilon = -\ln(1 - \frac{\sigma}{f_c}) \tag{2.34}$$

Onde: $k_r = \frac{E_0}{f_c}$ é a constante de Ritter e depende da natureza do material.

A proposição feita por Knutsson (1993), para a relação tensão-deformação linearizada, é dada pelas Equações 2.35 e 2.36. A Equação 2.35 é indicada para níveis de tensão relativa menores que 0,75, enquanto que a Equação 2.36 é para níveis maiores.

$$\varepsilon = -\frac{f_c}{E_0} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{f_c} \right)$$
 Para $\frac{\sigma}{f_c} \le 0.75$ (2.35)

$$\varepsilon = -4 \frac{f_c}{E_0} \left(0,403 - \frac{\sigma}{f_c} \right)$$
 Para $\frac{\sigma}{f_c} > 0,75$ (2.36)

O uso das Equações 2.35 e 2.36 para prismas de blocos de concreto vazados e argamassa fraca é viável desde que as deformações sejam multiplicadas por 1,4, segundo o autor.

Mohamad (1998) buscou caracterizar o comportamento da alvenaria de blocos de concreto não-grauteada, com foco na forma de ruptura e nas tensões e deformações que se desenvolvem nos componentes: bloco e argamassa.

O pesquisador propôs duas equações que permitem prever a carga de ruptura dos prismas de blocos de concreto, em função da proporção do módulo de elasticidade da argamassa (E_a) e do bloco (E_b), da resistência à compressão da argamassa (f_a) e da resistência à tração do bloco (f_{bt}). Ele afirmou que a resistência do prisma (f_p) será o menor valor encontrado entre as Equações 2.37 e 2.38. Ainda, caso a Equação 2.37 apresente o menor valor, a falha do prisma se dará pelo esmagamento da argamassa. Caso a Equação 2.38 apresente o menor valor, a ruptura acontecerá pela ruptura à tração do bloco.

$$f_p = f_a \left[0,5794 \left(\frac{E_a}{E_b} \right)^{-1,1093} \right]$$
 (2.37)

$$f_p = f_{bt} \left[5,4491 \left(\frac{E_a}{E_b} \right)^2 + 3,6377 \left(\frac{E_a}{E_b} \right) + 10,219 \right]$$
 (2.38)

Os estudos de Khoo (1972), Atkinson et al. (1985), Cheema e Klingner (1986) e Mohamad (1998), apesar das limitações de terem sido desenvolvidos para tijolos cerâmicos maciços ou blocos de concreto, são relevantes por buscar prever não só a carga de ruptura mas também onde esta irá ocorrer, se na junta ou no bloco. Estudos mais recentes buscaram não só prever a carga de ruptura, mas também descrever o comportamento tensão-deformação da alvenaria.

Kaushik, Rai e Jan (2007) propuseram uma idealização do comportamento tensãodeformação da alvenaria de tijolos maciços. A proposição baseia-se no conhecimento de seis pontos significativos na caracterização do comportamento, que são:

- 1. $0.33 f_m$ ': ponto até o qual o comportamento tensão-deformação permanece linear.
- 2. $0.75 f_m$ ': ponto a partir do qual começam a surgir fissuras verticais nos blocos.
- 3. $0.90 f_m$ ': tensão onde as fissuras verticais nos blocos já estão disseminadas.
- 4. f_m ': resistência última do prisma.
- 5. $0.50 f_m$ ': tensão limite no ramo descendente.
- 6. $0.20 f_m$ ': tensão residual no ramo descendente.

O modelo proposto pelos autores é de uma curva parabólica para o ramo descendente da curva tensão-deformação e de uma reta para a representação do comportamento pós-pico. A Equação 2.39 representa o comportamento parabólico pré-pico proposto no modelo.

$$\frac{f_m}{f_m'} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_m'}\right)^2 \tag{2.39}$$

Onde: f_m e ε_m são as coordenadas de um ponto qualquer na curva tensão-deformação.

 ε_m ' é a deformação específica máxima (pico) da alvenaria.

 f_m ' é a tensão resistente máxima (pico) da alvenaria.

A deformação específica máxima da alvenaria pode ser obtida pela Equação 2.40.

$$\varepsilon_m' = \frac{0.27 f_m'}{f_i^{0.25} \cdot E_m^{0.7}} \tag{2.40}$$

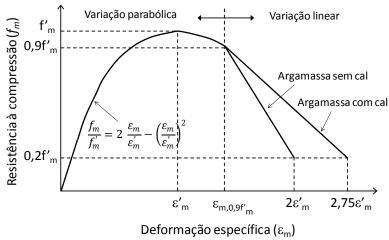
Onde: f_m ' é a tensão resistente máxima (pico) da alvenaria.

 f_i é a resistência à compressão do bloco.

 E_m é o módulo de elasticidade da alvenaria.

Na Figura 2.22 apresenta-se o modelo simplificado da curva tensão-deformação proposta por Kaushik, Rai e Jan (2007).

Figura 2.22. Modelo proposto para o comportamento tensão-deformação da alvenaria de tijolos maciços.



Fonte: (Adaptado de Kaushik, Rai e Jan, 2007).

Mohamad, Lourenço e Roman (2007) realizaram um estudo experimental onde prismas confeccionados com blocos de concreto vazados e quatro diferentes tipos de argamassa foram submetidos à compressão axial, enquanto as deformações axiais e laterais eram medidas. Foram usados dois traços de argamassa de baixa resistência, 1:1:6 e 1:2:9, um de média resistência, 1:0,5:4,5, e um de elevada resistência, 1:0,25:3, todos indicados em volume de cimento, cal e areia, respectivamente. Os prismas possuíam três fiadas de altura e não foram contrafiados, ou seja, não haviam juntas verticais nos prismas. A espessura da junta de argamassa foi mantida constante em 10mm.

A partir dos resultados experimentais, os autores propuseram um modelo matemático capaz de descrever o comportamento tensão-deformação de alvenarias de blocos de paredes vazadas de concreto, não grauteados. Foi adotado um modelo hiperbólico para a definição do módulo de elasticidade tangente inicial. As Equações 2.41 e 2.42 representam o modelo proposto onde a relação tensão-deformação foi linearizada. Para tal, no eixo vertical tem-se a razão deformação/tensão e no eixo horizontal as deformações.

$$\sigma = \frac{\varepsilon}{a + b.\varepsilon} \tag{2.41}$$

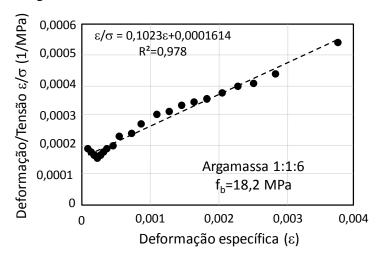
$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = a + b.\,\varepsilon\tag{2.42}$$

Onde: a é o ponto de interseção da reta com o eixo vertical.

b é a constante angular da reta tensão-deformação.

Na Figura 2.23 apresenta-se a relação hiperbólica para os prismas confeccionados com argamassa 1:1:6 e blocos de resistência à compressão de 18,2 MPa.

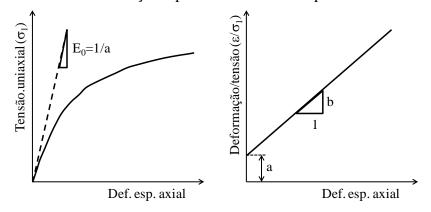
Figura 2.23. Modelo hiperbólico para o comportamento tensão-deformação para prismas de blocos de concreto e argamassa fraca.



Fonte: (Adaptado de Mohamad, Lourenço e Roman, 2007).

Do modelo proposto, percebe-se que a relação 1/a representa o módulo de elasticidade tangente inicial da alvenaria (E_o) , conforme mostrado na Figura 2.24.

Figura 2.24. Curva tensão-deformação hiperbólica e modelo hiperbólico linearizado.



Fonte: (Adaptado de Mohamad, Lourenço e Roman, 2007).

Mohamad, Lourenço e Roman (2007) observaram que a forma de ruptura dos prismas de concreto foi dependente do tipo de argamassa empregada. Para os prismas de argamassa 1:0,25:3, as fissuras foram localizadas, enquanto que para o traço 1:1:6, as fissuras foram dispersas em todo o bloco. Os autores explicaram o mecanismo de ruptura também de maneira diferenciada. Para a argamassa forte, foram induzidas tensões de tração no bloco pela maior deformabilidade da argamassa, resultando em fissuras verticais nos mesmos. Para os prismas de argamassa fraca, houve o fendilhamento do bloco junto à junta de argamassa, indicando um possível esmagamento da junta. O esmagamento da junta resultou na fissuração das paredes do bloco, mas não imediatamente na perda de resistência do prisma. Ainda, a perda de aderência provocada pelo esmagamento foi mais pronunciada na face superior da junta, provavelmente em função da maior porosidade e menor resistência de aderência provocada pela exsudação da argamassa.

Destacam que a carga última do prisma só é alcançada depois da ocorrência de três fenômenos que interagem entre si: primeiro ocorre a perda da coesão da argamassa; segundo há o esmagamento da mesma e, por fim, a parede do bloco fendilha e o prisma rompe. Sendo assim, os autores destacaram que para haver o completo entendimento e caracterizar os fenômenos que envolvem a ruptura da alvenaria, é necessário entender o papel do coeficiente de Poisson da argamassa sobre o comportamento do conjunto.

Ainda em 2007, Mohamad (2007) avaliou o modo de ruptura e comportamento tensão-deformação de prismas de blocos de concreto executados com diferentes tipos de argamassa. Na Figura 2.25 é apresentado o comportamento tensão-deformação obtido para prismas executados com duas argamassas de resistência distinta. Na Figura 2.25 (a) foi usada argamassa de resistência à compressão uniaxial de 19,8 MPa e na Figura 2.25 (b) a argamassa possuía resistência de 7,2 MPa. Em ambos os prismas a resistência à compressão do bloco era de 23,1 MPa.

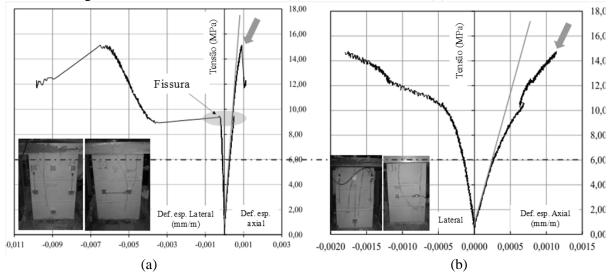


Figura 2.25. Comportamento tensão-deformação para prismas executados com blocos de concreto e argamassa de elevada resistência (a) e baixa resistência (b).

Fonte: (Mohamad, 2007).

Mohamad (2007) concluiu que a argamassa comanda a forma de ruptura da alvenaria. Apesar da carga última nos dois tipos de prisma ter sido muito próxima, pouco mais de 14 MPa, o comportamento dos dois tipos de prisma foi completamente diferente. Para o primeiro tipo, as resistências da argamassa e do bloco eram próximas e o comportamento tensão-deformação do prisma foi linear até, aproximadamente, 60% da carga última de ruptura. A partir desse ponto, surgiram fissuras verticais nos blocos e houve um súbito incremento das deformações laterais. Já para os prismas com argamassa fraca, o comportamento foi não linear desde um nível de tensão de 30% da resistência à compressão. Houve também um forte incremento de deformações laterais a partir de 60% da resistência, mas antes disso, o autor observou o esmagamento localizado das juntas de argamassa para tensões a partir de 50% da resistência. Ou seja, a ruptura iniciou-se pelo esmagamento da junta e depois houve a propagação de fissuras nos blocos.

Jonaitis e Zavalis (2013) estudaram o modo de ruptura de pequenas paredes de alvenaria comprimidas axialmente, confeccionadas com blocos de concreto vazados, grauteadas ou não. Foram estudadas quatro geometrias de blocos de concreto, um tipo de argamassa de assentamento e dois tipos de graute de preenchimento.

Seus resultados indicaram que a ruptura das pequenas paredes não grauteadas se inicia pela falha das juntas de assentamento. Em função da pequena área de contato promovida pelas paredes delgadas do bloco com a argamassa, as tensões desenvolvidas foram elevadas, o que levou a ruptura a se iniciar pelo esmagamento da junta. As primeiras falhas foram observadas para um nível de carregamento de aproximadamente 80% da resistência final.

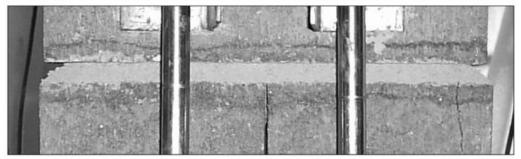
Em 2014, Özhan e Cagatay (2014) realizaram um estudo sobre o comportamento tensão-deformação e modo de ruptura de pequenas paredes de alvenaria compostas por tijolos cerâmicos furados e diferentes tipos de argamassa submetidas à compressão uniaxial. Um tipo de tijolo com resistência à compressão de 5,2 MPa e dois tipos de argamassa foram combinados para o estudo. Os traços em volume de cimento e areia da argamassa testados foram 1:3 e 1:6. A resistência dos traços de argamassa medidos em cubos de 150mm de lado foram de 22,53 MPa e 8,89 MPa, respectivamente. Os pesquisadores concluíram que a resistência da alvenaria é dependente das propriedades da argamassa e do bloco. Além disso, o modo de ruptura observado para os prismas com argamassas forte e fraca foi diferente. O de argamassa forte rompeu com intensa fissuração vertical dos blocos enquanto que o de argamassa fraca mostrou perda de aderência entre a argamassa e o bloco, além da fissuração vertical nos blocos.

Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) avaliaram o comportamento à compressão de prismas de blocos de concreto, contrafiados, moldados com diferentes tipos de argamassas. Foram estudados prismas de três blocos de altura, preenchidos ou não com argamassa nos vazios verticais. Os prismas foram confeccionados em escala reduzida, 1:3. Na fiada central eram usados dois meio-blocos de maneira a simular uma junta vertical no centro desta fiada.

Foram testadas quatro misturas diferentes de argamassa, três dosadas em laboratório e uma industrializada. As dosadas em laboratório tinham proporções de: 1:0:3, 1:0,5:4,5 e 1:1:6, em volume de cimento:cal:areia, respectivamente. Para cada argamassa foram testadas três relações água/aglomerante, ajustadas de maneira que as diferentes argamassas fossem testadas em três níveis de espalhamento na mesa de abatimento. Para os prismas preenchidos, foi usada a mesma argamassa para assentamento dos blocos e preenchimento dos septos verticais.

Em geral, todos os prismas rompidos por Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) apresentaram a mesma forma de ruptura. A primeira fissura surgia no bloco superior, em continuação à junta vertical da fiada intermediária. Em alguns prismas, uma fissura simétrica surgia também no bloco inferior. Essas fissuras devem-se às elevadas tensões de tração horizontais desenvolvidas próximo à junta vertical. Para os prismas executados com argamassa 1:1:6, foi observado o esmagamento da junta horizontal de argamassa próximo ao limite de ruptura do prisma. Os autores creditaram o esmagamento à baixa resistência à compressão da argamassa e sua elevada porosidade. Conjuntamente com o esmagamento, houve perda da aderência argamassa-bloco, surgindo uma fissura horizontal entre o bloco e a argamassa. Na Figura 2.26 mostra-se um prisma que apresentou esmagamento da junta.

Figura 2.26. Deterioração da junta de assentamento em prismas confeccionados com argamassa 1:1:6.



Fonte: (Haach, Vasconcelos e Lourenço, 2014).

Os resultados obtidos indicaram a grande influência da argamassa sobre a deformabilidade da alvenaria. A diminuição na resistência da argamassa resultou no crescimento dos valores de deformação específica de pico e última. Os autores observaram uma relação linear entre a resistência da argamassa e as deformações específicas. As Equações 2.43 e 2.44 apresentam as relações lineares observadas para prismas não preenchidos com argamassa.

$$\varepsilon_{yp} = 6.17 - 0.30 f_{cm} \tag{2.43}$$

$$\varepsilon_{up} = 14,20 - 0,74 f_{cm} \tag{2.44}$$

Onde: ε_{vp} é deformação específica axial de pico.

 ε_{up} é deformação específica axial última.

 f_{cm} é a resistência à compressão uniaxial da argamassa.

O crescimento das deformações específicas de pico está associado ao crescimento também das deformações últimas, sendo linear a relação entre as duas. A Equação 2.45 apresenta a relação encontrada para os prismas não preenchidos.

$$\varepsilon_{up} = 2,27.\,\varepsilon_{vp} \tag{2.45}$$

Da mesma forma, Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) associaram o aumento da deformação específica de pico ao incremento do comportamento não linear pré-pico. A análise do comportamento tensão-deformação das argamassas estudadas demonstrou que as

argamassas de menor resistência, com traço 1:1:6, foram as com comportamento não linear mais pronunciado.

Uma relação linear também foi observada entre as deformações específicas últimas e a energia de fratura à compressão. Quanto maior a deformação última, maior a energia de fratura à compressão. A Equação 2.46 apresenta essa relação para prismas não preenchidos.

$$G_c = 1.13. \varepsilon_{un} \tag{2.46}$$

Foi proposto um modelo analítico para prever o comportamento tensão-deformação de prismas de alvenaria. A relação σ-ε adotada para o comportamento pré-pico seguiu a proposta de curva parabólica apresentada no trabalho de Kaushik, Rai e Jan (2007 b) conforme a Equação 2.47.

$$\sigma = f_p \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{yp}} \right)^2 \right] \tag{2.47}$$

Onde: f_p é a tensão máxima de ruptura do prisma à compressão.

 σ e ε são o par tensão e deformação para qualquer ponto pré-pico da curva.

O módulo de elasticidade secante da alvenaria pode ser obtido a partir da resistência à compressão da argamassa e da resistência à compressão do prisma. Sendo o módulo secante calculado para a corda que liga a origem do diagrama tensão-deformação ao ponto de máxima resistência, pode-se escrever a Equação 2.48.

$$E_s = \frac{f_p}{\varepsilon_{yp}} \tag{2.48}$$

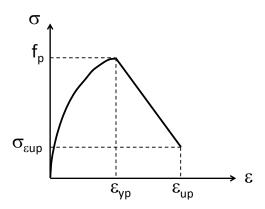
Substituindo a Equação 2.43 na Equação 2.48, pode-se escrever a deformação específica de pico da alvenaria em função da resistência da argamassa e do prisma, conforme a Equação 2.49.

$$\varepsilon_{yp} = \frac{f_p}{407 f_{cm}} \tag{2.49}$$

O comportamento pós-pico foi aproximado por uma reta ligando o ponto de máxima tensão ao de ruptura.

O diagrama tensão-deformação idealizado por Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) é mostrado na Figura 2.27.

Figura 2.27. Diagrama tensão-deformação idealizado por Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014).



Fonte: (Adaptado de Haach, Vasconcelos e Lourenço, 2014).

Fonseca et al. (2015) avaliaram o comportamento tensão-deformação e modo de ruptura de prismas e pequenas paredes de blocos vazados de concreto. Foram estudados dois tipos de prismas com três blocos de altura, contrafiados ou não, e dois tipos de pequenas paredes com um metro de altura. A confecção de todos os corpos-de-prova deu-se com apenas um tipo de bloco de concreto vazado, mas variou-se o tipo de argamassa. Os traços em volume de argamassa testados foram: tipo I (1:0,25:3), tipo II (1:0,5:4,5) e tipo III (1:1:6).

Os resultados apontaram que a forma de ruptura dos prismas foi diferente em função da diferença de resistência da argamassa de assentamento. Para a argamassa mais resistente, tipo I, a ruptura se deu com a formação de fissuras verticais ao longo de toda a altura dos prismas. Já para a argamassa tipo II, houve uma combinação entre a formação de fissuras verticais e esmagamento da junta de argamassa em pontos localizados. Os prismas moldados com a argamassa tipo III iniciaram a ruptura por esmagamento da junta de argamassa. O esmagamento se iniciou para uma tensão aplicada de aproximadamente 50% da resistência, provocando o fendilhamento da parede do bloco próximo à junta e depois a fissuração generalizada do bloco.

A forma de ruptura das paredes foi descrita por Fonseca et al. (2015) como a combinação de diferentes fatores. Para um nível de tensão de 60%, foi observado o esmagamento localizado de algumas juntas horizontais. Desses pontos de esmagamento

partiram fissuras verticais nos blocos provocadas pelas tensões laterais de tração localizadas nas interfaces onde houve esmagamento da junta. Essas fissuras propagavam-se com um nível de tensão de 80% a 90%. Simultaneamente, surgiam fissuras nas juntas verticais de argamassa. Por fim, ocorria a quebra da aderência entre os blocos e a argamassa nas juntas horizontais em diferentes pontos de ambas as faces da parede.

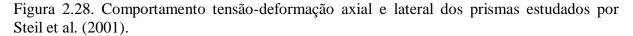
Outro estudo foi realizado por Steil et al. (2001). Esses pesquisadores avaliaram o modo de ruptura, fator de eficiência prisma/bloco e deformabilidade de prismas executados com um único tipo de bloco de concreto e quatro tipos diferentes de argamassa, duas industrializadas e duas dosadas em laboratório. As argamassas industrializadas diferiam de fabricante e no tipo de agregado. A primeira, denominada I-1, possuía agregados calcários, e a segunda, I-2, agregados silicosos. As misturadas em laboratório eram mistas de cimento, cal e areia, com traços em volume de 1:1:5 (C-1) e 1:0,5:3,75 (C-2). Os traços moldados em laboratório foram escolhidos de maneira a obter resistências à compressão semelhantes aos traços industrializados. A resistência à compressão na área bruta dos blocos era de 6,86 MPa e relação entre área líquida e área bruta de 0,54. Os prismas avaliados eram todos de 3 blocos de altura, não contrafiados. O índice de consistência, resistência à compressão e módulo de elasticidade secante, medido para um nível de tensão de 33% da tensão última, são apresentados na Tabela 2.10.

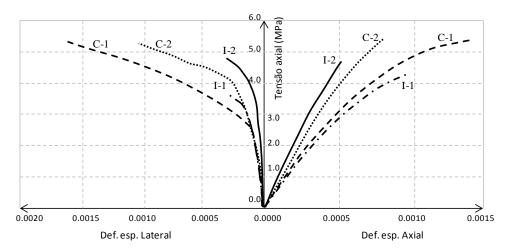
Tabela 2.10. Propriedades mecânicas das argamassas estudadas por Steil et al. (2001).

Argamassa	Índice de consistência (mm)		à compressão (IPa)	Módulo de elasticidade	
-		Média	Desv. Pad.	(MPa)	
I-1	225	4,66	0,29	5310	
I-2	235	9,99	0,60	9419	
C-1	265	5,07	0,49	5143	
C-2	255	9,52	0,40	6972	

Fonte: (Adaptado de Steil et al., 2001).

O comportamento tensão-deformação axial e lateral dos prismas avaliados por Steil et al. (2001) é apresentado na Figura 2.28. Junto às curvas, são indicados os nomes das argamassas usadas na confecção dos prismas.





Steil et al. (2001) observou que as resistências à compressão dos prismas executados com argamassa I-1 e C-1 diferiu significativamente, apesar dessas argamassas terem resistências à compressão e módulos de elasticidade semelhantes. A explicação para a menor resistência foi atribuída à forma de ruptura dos prismas. Os prismas de argamassa I-1 romperam por esmagamento das juntas, enquanto os demais romperam por tração no bloco. As argamassas industrializadas apresentaram menores deformações transversais que as misturadas em laboratório. Este comportamento era esperado para as argamassas de maior resistência, pois I-2 possuía módulo de elasticidade maior que C-2. No entanto, I-1 e C-1 possuíam resistência à compressão e módulo de elasticidade semelhantes, o que não explica as menores deformações transversais da argamassa I-1 em relação a C-1. Steil et al. (2001) explicaram este comportamento em função da aderência junta-bloco. A argamassa I-1 apresentou maior retenção de água que C-1, o que resultou em maior relação água-cimento e, consequentemente, menor resistência à compressão e menor resistência de aderência da argamassa das juntas dos prismas executados com I-1. Sendo a aderência menor, menor a capacidade de transmitir deformações por contato, assim, as juntas dos prismas I-1 resultaram em deformações transversais menores, pois não foram capazes de transmitir as deformações aos blocos adjacentes. Houve quebra da aderência junta-bloco, com desconfinamento da argamassa e esmagamento das juntas.

Destaca-se nas conclusões de Steil et al. (2001) não só a observação do esmagamento das juntas de argamassa, como também a influência da capacidade da argamassa de reter água e sua interação hidrodinâmica com os blocos, influenciando a resistência de aderência e, por consequência, o modo de ruptura dos prismas.

Valdameri et al. (2016) avaliaram a influência da espessura dos septos de blocos cerâmicos vazados sobre o comportamento à compressão de prismas de alvenaria. Foram testados dois tipos de blocos cerâmicos (F e G) com uma geometria única e mesma área bruta, mas com diferentes espessuras para as paredes dos septos e, consequentemente, áreas líquidas diferentes. Os blocos tipo G atendiam os limites mínimos para espessura dos septos, conforme previsto na NBR 15270-2 (2010), enquanto que os blocos tipo F ficavam ligeiramente abaixo desses limites. A área líquida dos blocos tipo G era de 154,89 cm² e a dos blocos tipo F, 140,37 cm². A relação área líquida/área bruta para os blocos foi de 0,39 e 0,35, e a resistência à compressão na área líquida foi de 21,67 MPa e 20,67 MPa para os blocos G e F, respectivamente. Foram testados dois tipos de argamassa (A e B), com traços em volume de 1:1:6 e 1:0,5:4,5, de cimento:cal:areia. As resistências à compressão das argamassas aos 28 dias foram de 2,6 MPa e 6,37 MPa para as argamassas A e B, respectivamente, resultando em relações entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco de 0,12 e 0,31, para as argamassas menos e mais resistentes, respectivamente.

Os dois tipos de blocos foram combinados com os dois tipos de argamassa na confecção de prismas com três fiadas de altura, sem juntas verticais, de maneira a avaliar a influência da espessura da parede dos septos sobre a resistência à compressão, modo de ruptura e eficiência prisma/bloco. Na Tabela 2.11 reproduz-se a nomenclatura dos prismas em função da combinação bloco e argamassa, resistência à compressão do bloco na área líquida (f_b) e da argamassa (f_a) , relação entre as resistências entre os dois constituintes (f_a/f_b) , resistência à compressão média medida para os prismas na área líquida (f_b) e o fator de eficiência prisma/bloco (f_p/f_b) .

Tabela 2.11. Propriedades dos blocos, argamassa e prismas avaliados por Valdameri et al. (2016).

	Prisma	Bloco	Argamassa	f _b (MPa)	f _a (MPa)	$f_{a}\!/f_{b}$	f _p (MPa)	f_p/f_b
-	GA	G	A	21,67	2,60	0,12	11,13	0,51
	GB	G	В	21,67	6,37	0,29	12,43	0,57
	FA	F	A	20,67	2,60	0,13	10,58	0,51
	FB	F	В	20,67	6,37	0,31	11,72	0,57

Fonte: (Adaptado de Valdameri et al., 2016).

Valdameri et al. (2016) observaram que tanto a resistência da argamassa quanto a espessura das paredes dos septos foram influentes sobre a resistência dos prismas. O crescimento de 145% na resistência da argamassa resultou em um crescimento de 11,7% na resistência dos prismas confeccionados com blocos tipo G e 10,8% de crescimento para

blocos tipo F. A diminuição da espessura das paredes dos septos resultou em queda na resistência do prismas. Considerando um mesmo tipo de argamassa, a diminuição da resistência foi de 4,9%, quando comparadas as resistências dos prismas com blocos tipo G e F, para a argamassa tipo A, menos resistente. Para a argamassa mais resistente, tipo B, a diminuição de resistência entre os prismas de blocos tipo G e F foi de 5,7%.

A respeito do modo de ruptura dos prismas estudados por Valdameri et al. (2016), os autores relataram não ter percebido diferença no modo de ruptura dos prismas em função das diferentes geometrias de blocos e resistências de argamassa. Contudo, destaca-se que as variações nas espessuras dos septos testadas eram pequenas, 0,76mm para os septos transversais e 1,28mm para os septos laterais, e as resistências das duas argamassas eram significativamente inferiores a do bloco, sendo o maior valor da relação entre as resistências da argamassa e do bloco (f_a/f_b) igual a 0,31. Não foi avaliado nenhum conjunto com argamassa de maior resistência, que poderia resultar em diferente modo de ruptura dos prismas. Da mesma forma, considerando a espessura das juntas e dimensões dos blocos, uma variação da ordem de 1mm na espessura das paredes dos septos pode não ser suficiente para induzir uma diferença de comportamento no modo de ruptura, pois os mecanismos envolvidos são influenciados por fatores como defeitos internos da junta, deficiência de aderência, pequenas excentricidades de carregamento. Todos estes tão influentes quando a variação de espessura adotada.

Outro estudo relevante foi o de De Lima (2010). Esse pesquisador avaliou experimentalmente a influência da resistência da argamassa e espessura da junta de assentamento sobre a resistência à compressão, fator de eficiência e modo de ruptura de prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas, com dois blocos de altura. Os blocos cerâmicos possuíam relação área líquida/área bruta de 0,37, resistência à compressão na área bruta de 10,2 MPa e na área líquida de 27,2 MPa e índice de absorção de água dos blocos de 9,4%. Os traços das argamassas eram 1:0,5:4, 1:0,4:3,2 e 1:0,5:2, medidos em volume de cimento, cal e areia. Os traços foram definidos em função da resistência do bloco. O primeiro traço resultou em resistência média à compressão aproximadamente igual a 50% da resistência do bloco; o segundo resultou em resistência igual à do bloco; e o terceiro, resistência igual a uma vez e meia a resistência do bloco, todas comparadas com a resistência do bloco na área bruta. As espessuras de junta de assentamento testadas foram de 10, 15 e 20mm.

Na Tabela 2.12 apresenta-se os resultados de De Lima (2010) para as rupturas dos prismas estudados. São apresentados os valores de resistência à compressão da argamassa,

resistência à compressão do prisma, fator de eficiência prisma/bloco e modo de ruptura observado do prisma. Os conjuntos estudados são identificados pela proporção entre a resistência da argamassa em relação à resistência do bloco na área bruta e pela espessura da junta. Por exemplo, o conjunto 50%, 15mm, representa os prismas onde a argamassa utilizada resultava, teoricamente, em 50% da resistência do bloco, e a espessura da junta de assentamento foi de 15mm.

Tabela 2.12. Resultados dos ensaios de prismas comprimidos obtidos por De Lima (2010).

Conjunto	Traço argamassa (cim:cal:areia)	f_a (MPa)	$f_a/f_{b,Liq}$	$f_{p,Liq}\left(MPa\right)$	Eficiência	Esmagamento
50%, 10mm	1:0,5:4	7,50	0,27	18,65	0,68	Sim
50%, 15mm	1:0,5:4	7,20	0,26	17,30	0,63	Sim
50%, 20mm	1:0,5:4	7,50	0,27	12,97	0,47	Sim
100%, 10mm	1:0,4:3,2	10,40	0,38	20,54	0,75	Não
100%, 15mm	1:0,4:3,2	10,40	0,38	18,38	0,67	Sim
100%, 20mm	1:0,4:3,2	9,80	0,36	14,86	0,54	Sim
150%, 10mm	1:0,5:2	18,10	0,66	25,14	0,91	Não
150%, 15mm	1:0,5:2	20,40	0,74	21,35	0,77	Não
150%, 20mm	1:0,5:2	18,40	0,67	18,65	0,68	Sim

Fonte: (Adaptado de De Lima, 2010).

Os resultados de De Lima (2010) apontam que a ocorrência do esmagamento da argamassa é dependente de sua resistência à compressão e da espessura da junta. Para os prismas com argamassa de menor resistência, com resistência da argamassa da ordem de 0,27 da resistência do bloco na área líquida, houve esmagamento da argamassa para todas as espessuras de junta de assentamento. Quando a resistência da argamassa cresceu para, aproximadamente, 0,37 da resistência do bloco na área líquida, o esmagamento não ocorreu para a espessura de junta de 10mm e para as demais, sim. Já quando a resistência da argamassa era próxima a 0,7 da resistência do bloco, o esmagamento só ocorreu para a espessura de junta de 20mm. Ou seja, o confinamento da argamassa, dependente da espessura da junta, foi influente sobre o modo de ruptura dos prismas. Espessuras de junta maiores, onde o confinamento é menor, tenderam a romper por esmagamento da argamassa.

Os fatores de eficiência prisma/bloco medidos por De Lima (2010) também foram dependentes da resistência da argamassa e da espessura da junta. Um aumento da resistência da argamassa de 156% resultou em um aumento da eficiência de 33%, enquanto o aumento da espessura da junta de 10mm para 20mm, resultou, em uma diminuição entre 25 e 30% no fator de eficiência.

2.2.3 O Esmagamento ou Poro-Colapso das Juntas

Ao longo deste estudo foram identificados pesquisadores que evidenciaram a existência do esmagamento como uma das formas de ruptura da alvenaria comprimida. Khoo (1972) e Atkinson et al. (1985) previram o esmagamento como parte de seus critérios de ruptura da alvenaria de tijolos maciços. Já Mohamad (1998), Mohamad, Lourenço e Roman (2007), Jonaitis e Zavalis (2013), Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) e Fonseca et al. (2015) avaliaram visualmente a forma de ruptura de prismas e pequenas paredes de blocos de concreto, e identificaram a ocorrência do esmagamento para situações onde empregava-se argamassa de baixa resistência.

Além do estudo de De Lima (2010), não foram encontrados outros que buscassem identificar a ocorrência do esmagamento da junta para blocos cerâmicos com furos verticais, como os utilizados no Brasil. Özhan e Cagatay (2014) estudaram o modo de ruptura da alvenaria de blocos cerâmicos furados, mas os seus blocos assemelhavam-se aos tijolos furados de vedação utilizados no Brasil e não aos blocos cerâmicos estruturais, com furos verticais.

A identificação visual do esmagamento não é prática. A depender da relação entre as propriedades do bloco e da argamassa, a ruptura se dá de forma abrupta, quase instantânea. É o que tende a ocorrer com os prismas de blocos cerâmicos e, provavelmente, esta é a causa da não existência de estudos que apontam o esmagamento da junta de alvenaria de blocos cerâmicos. Quando se usam blocos de concreto, com comportamento mais dúctil, em alguns casos é possível visualizar o esmagamento.

Em função disso, alguns pesquisadores buscaram caracterizar o esmagamento de maneira indireta. Alguns estudos foram feitos em função da análise da variação volumétrica, como Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003), e da variação do coeficiente de Poisson, como Mohamad et al. (2015), para amostras de argamassas, ou em função do comportamento tensão-deformação da alvenaria, como realizado por Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015).

Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) acompanharam a variação volumétrica específica (ΔV/V) da argamassa comprimida triaxialmente. Para argamassas fortes ou concreto, a variação volumétrica do material confinado indica inicialmente uma redução de volume, até aproximadamente 80% da resistência última e a partir deste nível passa a acontecer a expansão volumétrica. Para os autores, quando há o esmagamento ou porocolapso da argamassa, não acontece aumento de volume da amostra, o nível de tensão

aumenta sempre com diminuição de volume, às custas da oclusão dos poros internos do material.

As propostas de Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) e Mohamad et al. (2015) trabalhavam com a argamassa comprimida triaxialmente, isolada, e não com a alvenaria em si. O trabalho de Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) propõe caracterizar o esmagamento em prismas de alvenaria de três fiadas de blocos de concreto comprimidos axialmente. Na Figura 2.29 apresenta-se o posicionamento dos relógios comparadores para a medição das deformações.

Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) estabeleceram que a argamassa das juntas de assentamento plastificava quando o incremento de deformação, entre duas leituras consecutivas, dobrava para um incremento de carga de 25 kN. A plastificação era o prenúncio para o esmagamento da junta que era identificado de maneira visual.

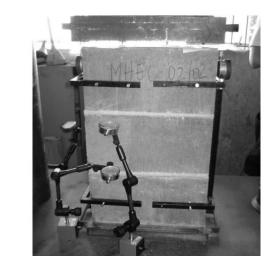


Figura 2.29. Instrumentação dos prismas de três fiadas para medição das deformações.

Fonte: (Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar, 2015).

Schankoski, Prudêncio Jr. e Pilar (2015) avaliaram a resistência à compressão, aderência e mecanismo de ruptura de prismas de blocos de concreto de alta resistência à compressão (resistência à compressão média de 18,65 MPa) moldados com diferentes tipos de argamassa. Foram testados quatro tipos de argamassas industrializadas e três de argamassas mistas de cimento, cal, areia e aditivos.

Os prismas executados com argamassas de menor resistência (6,07 MPa) apresentaram a plastificação e esmagamento das juntas de argamassa com cargas menores que 70% da carga de ruptura. Ou seja, alvenarias executadas com argamassas de resistência muito

inferior à do bloco tenderiam a deixar de apresentar um comportamento monolítico para cargas muito inferiores às máximas de ruptura.

2.2.4 Fechamento da Seção

Neste capítulo buscou-se entender como a alvenaria se comporta quando comprimida axialmente e quais os mecanismos que se desenvolvem até que aconteça a ruptura do elemento.

Primeiramente, foi discutida a importância do confinamento sobre o desenvolvimento da resistência da alvenaria, discutindo a influência do mesmo sobre a resistência à compressão, o comportamento tensão-deformação, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a variação volumétrica da argamassa. Foram apresentados trabalhos que utilizaram o conhecimento da influência do confinamento sobre essas propriedades para prever a degradação da argamassa das juntas, discutindo como estas se comportam próximo à ruptura.

Apresentaram-se, em ordem cronológica, os principais estudos que buscaram descrever a forma de ruptura da alvenaria, com enfoque no esmagamento da argamassa. E, por fim, o poro-colapso ou esmagamento da argamassa foi discutido de maneira específica, mostrando alguns estudos que buscaram caracterizar este fenômeno e as dificuldades envolvidas nesse tipo de estudo.

2.3 PRINCIPAIS MODELOS NUMÉRICOS EMPREGADOS PARA DESCREVER O COMPORTAMENTO DA ALVENARIA

Os modelos numéricos são atualmente muito utilizados em todas as áreas de pesquisas em engenharia de estruturas, e a alvenaria estrutural é uma delas. Talvez a principal vantagem dos trabalhos numéricos seja o fato de possibilitarem prever o comportamento de um material ou estrutura a partir apenas de esforço numérico, sem custos materiais para a execução de um ensaio real. No entanto, qualquer trabalho numérico depende de validação experimental para ser aplicável e, dessa forma, ainda há carência de modelos capazes de serem aplicados sem restrições. Cada modelo de material ou análise é aplicável a um conjunto restrito de situações. Ainda há um vasto campo de estudos nesse sentido, principalmente na alvenaria, que é um material de comportamento complexo.

Os trabalhos que buscam descrever o comportamento da alvenaria através de métodos numéricos se dividem em função da escala de discretização. Quanto menor a escala, ou seja, quanto mais refinado o modelo, maior o número de fenômenos que podem ser descritos e abordados, mas também maior é a complexidade dos parâmetros a serem conhecidos para a realização da análise.

Lourenço (1996) descreve três diferentes estratégias de discretização da alvenaria: a micromodelagem, a micromodelagem simplificada e a macromodelagem. Na Figura 2.30 representa-se esta conceituação.

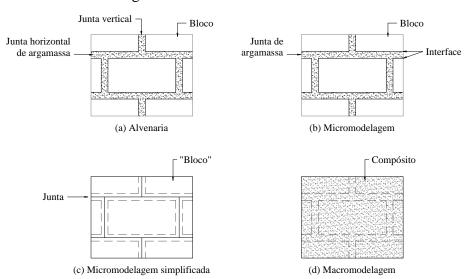


Figura 2.30. Escalas de modelagem numérica em alvenaria.

Fonte: (Adaptado de Lourenço, 1996).

A micromodelagem detalhada é a mais refinada das três. Nesta, os blocos, a argamassa e a camada de interface (contato) são discretizados separadamente. Todos os parâmetros que descrevem o comportamento dos materiais, sejam elásticos ou inelásticos, precisam ser conhecidos, principalmente as propriedades que descrevem o comportamento das camadas de interface, que servem como um plano potencial de fissuração e/ou deslizamento.

Na micromodelagem simplificada, os blocos são descritos em função das suas características e a argamassa é substituída pela camada de interface. Nesta estratégia, os blocos são expandidos e modelados de maneira contínua e as juntas são consideradas como elementos sem espessura, modeladas de maneira descontínua. Normalmente, adotam-se as propriedades do bloco como elásticas, e a não linearidade do modelo é toda dependente da camada de interface. Como a argamassa não é discretizada, perde-se em precisão,

principalmente pela não consideração do coeficiente de Poisson da argamassa, (LOURENÇO, 1996).

Na macromodelagem, o bloco e a argamassa são modelados como um elemento único com propriedades homogeneizadas, com comportamento de um compósito anisotrópico, onde as propriedades são diferentes em todas as direções. Perde-se, assim, a possibilidade de analisar os fenômenos que acontecem individualmente nos componentes da alvenaria, pois se busca o comportamento do conjunto.

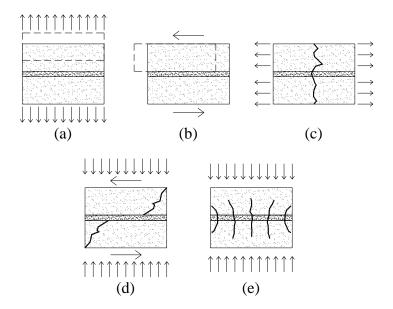
Nenhuma estratégia é mais correta ou vantajosa que as demais. A empregabilidade de cada uma depende da análise a ser realizada. Os modelos refinados são utilizados apenas em análises pontuais, onde é importante estudar a interação entre os blocos e a argamassa. Para problemas em maior escala, como por exemplo, na escala de uma parede em dimensão real, opta-se pelos macromodelos visando obter respostas do conjunto como um todo, sem levar em consideração o que acontece ao nível das juntas e interfaces. Van Mier (1995) destaca que quanto mais complexo e refinado o modelo numérico, maior a dificuldade de obtenção de todos os parâmetros necessários para a descrição dos materiais. Para o autor, muitos dos parâmetros necessários são de obtenção difícil e dependentes do método de ensaio, o que torna os modelos refinados restritos aos casos estudados, sem que seus resultados possam ser generalizados a outras situações.

As equações que representam o comportamento tensão-deformação de um material são chamadas de equações constitutivas ou de modelo constitutivo. Lourenço e Rots (1997) afirmam que um modelo constitutivo, para descrever o comportamento da alvenaria, precisa ser capaz de descrever todos os tipos de falha que podem ocorrer, sendo elas:

- a) Fissura nas juntas de argamassa.
- b) Escorregamento nas juntas para pequenos valores de tensão normal.
- c) Fissuração nos blocos por tração.
- d) Fissura diagonal nos blocos quando a tensão normal for suficiente para causar atrito nas juntas.
- e) Fendilhamento dos blocos em função da tração lateral provocada pela aderência blocoargamassa.

Na Figura 2.31 apresenta-se os modos de falha descritos por Lourenço e Rots (1997). Os autores afirmam que os modos de falha (a) e (b) são fenômenos que ocorrem nas juntas, (c) é um mecanismo de falha exclusivo do bloco e (d) e (e) são uma combinação de falha de blocos e argamassa.

Figura 2.31. Mecanismos de falha da alvenaria segundo Lourenço e Rots (1997).



Fonte: (Adaptado de Lourenço e Rots, 1997).

A capacidade de prever como se dará a falha do material é uma das ações mais complexas na implementação dos métodos numéricos. Em materiais frágeis, como a alvenaria, a ruptura acontece pela formação de fissuras que se propagam de maneira quase instantânea. No entanto, antes do aparecimento das primeiras fissuras nos blocos, acontecem microfissuras nas juntas de argamassa, que são responsáveis pelo comportamento não linear da alvenaria.

Há duas grandes linhas de pesquisa em termos de implementação numérica de micromodelos em alvenaria. A primeira trabalha com modelos contínuos, normalmente baseados na teoria da plasticidade, enquanto que a segunda trabalha com modelos descontínuos, muitas vezes usando a teoria da fratura para descrição do comportamento do material. Existem ainda alguns que unem as duas teorias buscando maximizar o que há de mais vantajoso em termos de resultados em cada uma. Obviamente estes modelos tendem a ser mais complexos e de difícil aplicação e, por isso, são utilizados apenas em estudos específicos. A seguir serão descritos, de maneira sucinta, os micromodelos mais utilizados.

2.3.1 Modelos com Elementos de Interface Descontínuos

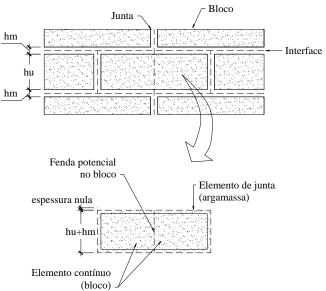
Lourenço (1996) resumiu o que havia de conhecimento em modelagem numérica aplicada à alvenaria até então, abordando a problemática de obtenção dos parâmetros e a dificuldade de implementação e solução dos modelos. Como resultado, o autor propôs dois

modelos: um micromodelo simplificado usando elementos de interface e um macromodelo anisotrópico utilizando a teoria da homogeneização. Apenas o micromodelo será discutido neste trabalho.

No micromodelo simplificado, as juntas de argamassa são substituídas por elementos de interface com espessura nula. As interfaces funcionam como planos preferenciais para a formação das fissuras e falha do material, incluindo todas as possibilidades de falha da junta descritas na Figura 2.31. Para contemplar as possibilidades de falha nos blocos, foram previstas linhas potenciais de ruptura no meio destes. Essas linhas também são modeladas com elementos de interface. Lourenço (1996) afirma que a preferência por posicionar um plano de fratura dentro do bloco parece mais natural do que usar um modelo de fissuração distribuída (*smeared crack model*) para este elemento, diferentemente do que é usado normalmente para elementos de concreto armado.

O modelo proposto trabalha então de forma mista, com blocos modelados de maneira contínua e as interfaces com elementos descontínuos. Essa proposição é uma continuação da ideia exposta por Rots (1991). Na Figura 2.32 esquematiza-se a estratégia proposta por Lourenço (1996).

Figura 2.32. Estratégia de modelagem adotada por Lourenço (1996) para o micromodelo simplificado.



Fonte: (Adaptado de Lourenço, 1996).

Os elementos de interface tem matriz de rigidez diagonal com coeficientes calculados a partir dos dados do bloco, da argamassa e da espessura da junta (h_m) . A Equação 2.50

apresenta a matriz de rigidez para os elementos de interface e as Equações 2.51 e 2.52, os coeficientes da matriz.

$$D = \begin{bmatrix} k_n & 0\\ 0 & k_s \end{bmatrix} \tag{2.50}$$

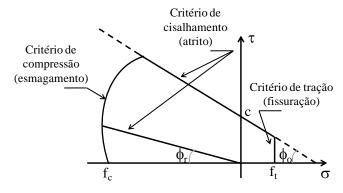
$$k_n = \frac{E_u E_m}{h_m (E_u - E_m)}$$
 (2.51)

$$k_{s} = \frac{G_{u} G_{m}}{h_{m} (G_{u} - G_{m})}$$
 (2.52)

Onde: E_u e E_m são os módulos de elasticidade, G_u e G_m os módulos de cisalhamento da unidade (bloco) e argamassa, respectivamente, e h_m a espessura da junta de argamassa.

O modelo constitutivo proposto por Lourenço (1996), aprimorado posteriormente por Lourenço e Rots (1997), para os elementos de interface é chamado de modelo de interface com múltiplas superfícies ou modelo fissuração-cisalhamento-esmagamento (*multisurface interface model*) e contém três superfícies de ruptura associadas, cada uma com um critério de falha: uma superfície em tração, uma em cisalhamento e outra em compressão, todas contemplando o amolecimento pós-pico (*softening*) e baseadas na teoria da plasticidade não associada. A superfície de compressão triaxial tem forma elíptica e baseia-se nos modelos desenvolvidos para solos, comumente chamados de *Cap-model* na literatura. O critério em tração é com curva de decaimento exponencial e o critério em cisalhamento baseia-se na teoria de atrito de Coulomb. O critério de ruptura é representado simplificadamente na Figura 2.33.

Figura 2.33. Critério de ruptura para as juntas da alvenaria proposto por Lourenço e Rots (1997).



Fonte: (Adaptado de Lourenço e Rots, 1997).

Lourenço (1996) afirma que para a aplicação do modelo constitutivo de interface é necessário conhecer cinco parâmetros de resistência e quatro inelásticos. Os parâmetros de resistência são: resistência à tração direta (f_t) , coesão (c), ângulo de atrito interno $(tan \phi)$, resistência à compressão axial da argamassa (f_c) e o parâmetro que correlaciona a influência do cisalhamento no modo de ruptura à compressão (C_{ss}) . Os parâmetros inelásticos são: energia de fratura à tração (G_f^I) , energia de fratura ao cisalhamento (G^{II}_f) , ângulo de dilatância $(tan \psi)$ e energia de fratura à compressão (G_{fc}) . Para o pesquisador, apesar de serem de difícil obtenção, nem todos os parâmetros possuem influência significativa sobre os resultados. Por exemplo, para a falha por compressão, os parâmetros mais significativos são a resistência à compressão da argamassa e o fator C_{ss} , além da forma de amolecimento na compressão. Para as paredes submetidas ao cisalhamento, o ângulo de dilatância apresenta grande influência sobre os resultados. Cabe, assim, ao pesquisador, buscar caracterizar as grandezas mais influentes para cada tipo de análise a ser realizada.

A validação do micromodelo numérico usando elementos de interface de Lourenço (1996) foi realizada através da comparação com resultados experimentais para paredes de alvenaria de tijolos maciços submetidas ao cisalhamento e vigas-parede de alvenaria. As análises basearam-se no método dos elementos finitos utilizando uma discretização bidimensional em tensões planas. Os resultados indicaram boa aproximação, com a carga última dos modelos numéricos diferindo não mais do que 15% das cargas medidas experimentalmente. A forma de ruptura e previsão de fissuras também apresentou boa concordância entre os resultados.

Os elementos de interface elaborados por Lourenço (1996) foram implementados no software TNO Diana[®] e utilizados em diversos trabalhos publicados. Entre os pesquisadores brasileiros pode-se citar Gomes (2001), Mohamad, Lourenço e Roman (2008), Oliveira (2014) e Izquierdo (2015). Todos estes trabalhos associaram os elementos de interface com o modelo de fissuração distribuída (*smeared crack model*) para os blocos, trabalhando de maneira combinada com blocos modelados de forma contínua e interfaces descontínuas.

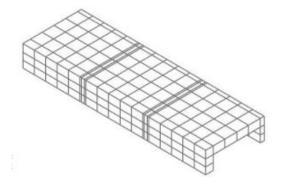
Gomes (2001) simulou numericamente o ensaio de compressão axial de prismas de blocos de concreto e cerâmicos utilizando um modelo tridimensional de elementos finitos com auxílio do TNO Diana[®]. Os resultados numéricos foram confrontados com os valores experimentais medidos por Mohamad (1998) e Romagna (2000), para blocos de concreto, e Mendes (1998), para blocos cerâmicos.

O pesquisador modelou apenas um quarto do prisma, já que o problema de compressão axial de prismas é simétrico. As condições de contorno restringiam os

deslocamentos de translação nas três direções X, Y e Z, na base do prisma, e nas direções X e Y no topo, de maneira que fosse simulado o confinamento provocado pelo atrito dos pratos da prensa sobre o corpo-de-prova. A carga foi aplicada em incrementos de pressão de maneira paralela ao eixo Z, longitudinal à altura do prisma.

Para modelagem dos blocos foram utilizados hexaedros quadráticos de 20 nós, e para as interfaces, elementos tridimensionais quadráticos de 16 nós. Na Figura 2.34 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada. O modelo constitutivo adotado para os blocos foi o deformação total com fissuração distribuída (*total strain smeared crack model*), enquanto que para as interfaces foi adotado o modelo com múltiplas superfícies de Lourenço (1996). Para simular o amolecimento na tração foi adotado um decaimento linear, enquanto que para a compressão, Gomes (2001) não informa o critério adotado.

Figura 2.34. Malha de elementos finitos utilizada na simulação numérica de Gomes (2001).



Fonte: (Gomes, 2001).

O modelo de deformação total com fissuração distribuída foi desenvolvido para simular os efeitos da fissuração sobre o comportamento do concreto e está disponível como um modelo constitutivo no TNO Diana[®]. Esse modelo é resultado dos avanços conquistados por diferentes estudos como Litton (1974), De Borst e Nauta (1985), Riggs e Powell (1985), Vecchio e Collins (1986), Willam, Pramono e Sture (1987), Rots (1988), Selby e Vecchio (1993), Vecchio e Collins (1993), entre outros.

Nesse modelo, quando a tensão principal de tração ultrapassa o limite de resistência do material, considera-se o surgimento de uma fissura na direção normal à tensão principal, alterando o comportamento do material. A vantagem da consideração da fissuração como distribuída é que se pode trabalhar com um estado múltiplo de fissuras, já que se trabalha com o conceito de decomposição das deformações em fases elástica, plástica e fissurada. Para maiores informações sobre o modelo de deformação total com fissuração distribuída, sugere-

se a leitura dos trabalhos citados e do manual do TNO Diana[®]. Neste são descritos os avanços do modelo e como estes foram implementados no software.

Nas simulações de Gomes (2001) foram utilizadas as propriedades mecânicas medidas por Mohamad (1998), Mendes (1998) e Romagna (2000) para as fases elástica e plástica dos materiais. A Tabela 2.13 apresenta as propriedades utilizadas. Percebe-se que nas análises para blocos de concreto, a relação entre os módulos de elasticidade e resistência à compressão medidos por Mohamad (1998) e Romagna (2000) variaram significativamente. Enquanto que Mohamad (1998) trabalhou com argamassas de baixa resistência, relação entre os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco (E_a/E_b) de 0,34 e relação entre resistências da argamassa e do bloco (f_a/f_b) de 0,22, Romagna (2000) trabalhou com E_a/E_b igual a 0,67 e f_a/f_b igual a 1,09.

Tabela 2.13. Propriedades mecânicas utilizadas por Gomes (2001) em suas simulações

numéricas para blocos de concreto.

Simulação	Material	Propriedades elásticas	Propriedades plásticas
	Argamassa	E = 5781 MPa	$f_c = 3.9 \text{ MPa}$
		<i>L</i> = 3701 WH u	$f_t = 0.38 \text{ MPa}$
		v = 0.12	$c_i = 0.48 \text{ MPa (inicial)}$
Mohamad (1998)		, 0,12	$c_f = 0.62 \text{ MPa (final)}$
E /E 0.24		E = 15540 MPa	$f_c = 17,68 \text{ MPa}$
$E_a/E_b = 0.34$	Bloco de		$f_t = 1,31 \text{ MPa}$
$f_a/f_b=0,22$	concreto	v = 0.17	$c_i = 1,35 \text{ MPa (inicial)}$
			$c_f = 5,11 \text{ MPa (final)}$ c = 0,51 MPa
	Interface	$k_n = k_s = k_t = 1. \ 10^6$	$tan \ \phi = 0.80$
			$f_c = 19.9 \text{ MPa}$
		E = 11055 MPa	$f_c = 15,5 \text{ WH a}$ $f_t = 1,6 \text{ MPa}$
	Argamassa		$c_i = 2,32 \text{ MPa (inicial)}$
Romagna (2000)		$\nu = 0.2$	$c_f = 5,75$ MPa (final)
nomagna (2000)	Bloco de concreto	T 16100 1 T	$f_c = 18,2 \text{ MPa}$
$E_a/E_b = 0.67$		$E = 16400 \mathrm{MPa}$	$f_t = 1,19 \text{ MPa}$
$f_a/f_b = 1,09$		0.17	$c_i = 2,02 \text{ MPa (inicial)}$
		v = 0.17	c_f = 5,26 MPa (final)
	Interface	$k_n = k_s = k_t = 1. \ 10^6$	c = 0.82 MPa
		$\kappa_n - \kappa_s - \kappa_t - 1.10$	$tan \ \phi = 0.60$
	Argamassa	E = 10131 MPa	$f_c = 7,14 MPa$
		<i>E</i> = 10131 M1 u	$f_t = 0.68 MPa$
Mendes (1998) $E_a/E_b = 0.92$ $f_a/f_b = 0.16$		v = 0.12	$c_i = 1,35 MPa (inicial)$
		, 0,1-	$c_f = 2,06 MPa (final)$
	Bloco cerâmico	E = 10550 MPa	$f_c = 43,68 MPa$
			$f_t = 1.31 \text{ MPa}$
		v = 0.07	$c_i = 1,35 \text{ MPa (inicial)}$
			$c_f = 5,11 \text{ MPa (final)}$ $c = 0,85 \text{ MPa}$
	Interface	$kn = ks = kt = 1. \ 10^6$	$tan \ \phi = 0.90$
·			$uuu \psi = 0,50$

Fonte: (Adaptada de Gomes, 2001).

Onde: E é o módulo de elasticidade, v é o coeficiente de Poisson, f_c é a resistência à compressão axial, f_t é a resistência à tração direta, c_i é a coesão inicial, c_f é a coesão final, ϕ o ângulo de atrito interno e k_n e k_s são os coeficientes da matriz de rigidez para o modelo de interface de Lourenço (1996).

Para a validação dos modelos, Gomes (2001) comparou as curvas tensão-deformação e forma de ruptura dos prismas ensaiados com os resultados das simulações numéricas. O modelo numérico apresentou boa concordância com os resultados experimentais em relação à previsão da carga de ruptura, com diferença máxima de 12,1%. No entanto, próximo à ruptura, o modelo numérico não foi capaz de acompanhar as curvas tensão-deformação medidas experimentalmente.

Gomes (2001) concluiu que seu modelo não foi capaz de representar a ruptura dos prismas por esmagamento da argamassa ou a combinação desta ruptura com o fendilhamento dos blocos. No entanto, a análise da forma de fissuração obtida nas simulações demonstra que, para as relações f_{c}/f_{b} de 0,22 e 0,16, as fissuras nos blocos concentravam-se próximo às juntas, na região de interface, o que indica a influência das juntas sobre a forma de ruptura dos prismas.

Em um trabalho mais recente, Mohamad, Lourenço e Roman (2008) utilizaram o modelo de interface com múltiplas superfícies de Lourenço (1996) em algumas de suas simulações numéricas bidimensionais, em tensões planas, de prismas de concreto de três blocos de altura comprimidos axialmente. O modelo constitutivo adotado para os blocos foi o plástico, contínuo, combinando os critérios de Rankine e Drucker-Prager. Nas simulações onde não se adotou o modelo de interface, a argamassa teve o mesmo comportamento constitutivo adotado para os blocos. O amolecimento pós-pico foi simulado por um decaimento exponencial à tração e parabólico à compressão. Na base e no topo do modelo foram aplicadas restrições aos deslocamentos horizontais de maneira a simular o atrito entre os pratos da prensa e o corpo-de-prova. O carregamento foi aplicado através de uma deformação imposta no topo do prisma.

Foram avaliados um tipo de bloco de concreto e dois tipos de argamassa, de acordo com as propriedades obtidas por Mohamad (2007). O modelo numérico levou em consideração a diminuição do coeficiente de Poisson da argamassa em função do confinamento lateral. Na Tabela 2.14 apresenta-se as propriedades mecânicas utilizadas.

Os autores compararam os resultados numéricos obtidos com os valores medidos experimentalmente por Mohamad (2007). O modelo numérico foi capaz de prever satisfatoriamente a carga última de ruptura, mas não o comportamento tensão-deformação. As

deformações medidas experimentalmente foram menores que as previstas no modelo. Ainda, quando surgiram fissuras nos prismas comprimidos, com brusca diminuição de rigidez axial, houve descontinuidade nas curvas tensão-deformação que não foram previstas pelos modelos numéricos.

Comparando os modelos numéricos entre si, Mohamad, Lourenço e Roman (2008) não observaram diferença significativa entre os modelos com e sem elementos de interface. Concluíram que as tensões de compressão atuantes sobre a interface minimizam os efeitos não lineares desta sobre o conjunto.

Tabela 2.14. Propriedades mecânicas utilizadas por Mohamad, Lourenço e Roman (2008) em

suas simulações numéricas para blocos de concreto.

Material	Propriedades elásticas	Propriedades plásticas
		c = 6.5 MPa
	E = 16 GPa	$f_t = 2,13 \text{ MPa}$
Bloco de concreto		sen $\phi = 0.15$
Dioco de concreto		sen $\psi = 0.0871$
	v = 0.19	$G_{fi} = 0.094 \text{ N/mm}$
		$G_{fc} = 12 \text{ N/mm}$
		c = 7,2 MPa
	E = 18 GPa	$f_t = 2,4 \text{ MPa}$
Argamassa tipo I		sen $\phi = 0.15$
Argamassa upo r		$sen \ \psi = 0.0871$
	v = 0.10	$G_{ft} = 0.094 \text{ N/mm}$
		$G_{fc} = 13 \text{ N/mm}$
		c = 5.2 MPa
	E = 14,25 GPa	$f_t = 2.0 \text{ MPa}$
Amanmaga tima II		sen $\phi = 0.15$
Argamassa tipo II		$sen \ \psi = 0.0871$
	v = 0.10	$G_{\rm ft}=0.08~{ m N/mm}$
		$G_{fc} = 11 \text{ N/mm}$
Interface	$k_n = 81 \text{ MPa/mm}$	f = 2.1 MPc
interface	$k_s = 33 \text{ MPa/mm}$	$f_t = 2,1 \text{ MPa}$

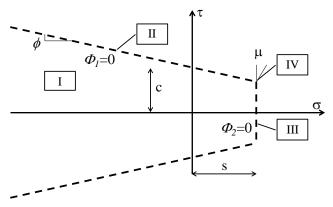
Fonte: (Adaptada de Mohamad, Lourenço e Roman, 2008).

Oliveira (2014) e Izquierdo (2015) também utilizaram elementos de interface em simulações numéricas realizadas no software TNO Diana[®]. A pesquisa da primeira visava caracterizar o comportamento de painéis de paredes em formato H, submetidos ao cisalhamento, confeccionados com blocos de concreto e cerâmicos, utilizando amarração direta ou com grampos metálicos. Izquierdo (2015) buscou caracterizar o comportamento na interface bloco-graute em prismas de alvenaria submetidos a solicitações de empurramento (*push-out*) e arrancamento (*pull-out*) de barras embebidas no graute de preenchimento. Os modelo constitutivo adotado nas duas pesquisas foi o mesmo para os blocos: o de deformação total com fissuras fixas (*total strain fixed smeared crack model*), com lei de amolecimento

exponencial à tração e parabólica à compressão. Ambas pesquisas consideraram os resultados numéricos satisfatórios.

Outro modelo de interface foi desenvolvido por Giambanco e Gati (1997). O modelo difere do de Lourenço por considerar a presença da coesão na interface e por trabalhar com duas superfícies de ruptura, uma ao cisalhamento, baseado na lei de Coulomb, combinando coesão e atrito, e outra à tração (*cut-off tension*). Não há um limite de compressão neste modelo como há no de Lourenço (1996). A idealização do critério é apresentada na Figura 2.35.

Figura 2.35. Critério de ruptura para as juntas da alvenaria proposto por Giambanco e Gati (1997).



Fonte: (Giambanco e Gati, 1997).

Giambanco, Rizzo e Spalino (2001) aplicaram este modelo de interface em modelagens numéricas via elementos finitos, combinando o emprego de blocos de comportamento elástico com a argamassa idealizada como um elemento de interface. Os autores confrontaram seu modelo com os resultados de Lourenço (1996) para paredes de alvenaria submetidas à compressão e cisalhamento. Dois tipos de análise foram realizados, um negligenciando a rugosidade das juntas e outro considerando a rugosidade. Concluíram que a rugosidade tem grande influência sobre a resistência e o modo de falha das paredes. Contudo, em nenhum dos casos o modelo foi capaz de reproduzir de maneira satisfatória o comportamento tensão-deformação medido experimentalmente.

Alfano e Sacco (2006) propuseram outro modelo de interface baseado na mecânica da fratura não linear. O modelo de interface proposto combinava o avanço da degradação das juntas com o aumento do atrito interno do material. Próximo às fissuras, a junta poderia ser dividida em uma região fraturada e uma região não fraturada. Os pesquisadores propuseram um modelo constitutivo onde apenas na região fraturada é introduzida uma lei de atrito

unilateral baseada na teoria de Coulomb, enquanto que na região não fraturada é idealizado um comportamento elástico. A fim de validar o seu modelo de interface, confrontaram os resultados obtidos por seu modelo para uma parede de alvenaria submetida à compressão e cisalhamento, tal qual a verificada por Lourenço (1996). A análise consistiu na modelagem de uma malha bidimensional de elementos finitos, em tensões planas, usando elementos quadráticos de quatro nós. Os elementos de interface foram dispostos na posição das juntas de argamassa e no meio de cada bloco, de maneira a permitir simular a ruptura se propagando nos blocos. Os pesquisadores consideraram a resposta do seu modelo como satisfatória apesar de não terem conseguido reproduzir o comportamento tensão-deformação da parede comprimida.

Posteriormente, Sacco e Toti (2010) propuseram uma modificação no modelo de interface de Alfano e Sacco (2006) introduzindo o comportamento coesivo nas interfaces. Os pesquisadores relataram uma maior aproximação dos resultados do modelo modificado com os resultados experimentais de Lourenço (1996). Os coeficientes da matriz de rigidez para os elementos de interface são dados pelas Equações 2.53 e 2.54.

$$k_n = \frac{E_b E_m}{h_b h_m \left(\frac{E_b}{h_b} + \frac{E_m}{h_m}\right)} \tag{2.53}$$

$$k_t = \frac{G_b G_m}{h_b h_m \left(\frac{G_b}{h_b} + \frac{G_m}{h_m}\right)}$$
(2.54)

Onde: E_b e E_m são o módulos de elasticidade do bloco e da argamassa, respectivamente.

 G_b e G_m são o módulo cisalhantes do bloco e da argamassa, respectivamente. h_b e h_m são a altura do bloco e a espessura da junta, respectivamente.

Tzamtzis e Asteris (2003) realizaram uma análise, através do método dos elementos finitos, de paredes comprimidas micromodeladas tridimensionalmente de maneira bifásica, tratando os tijolos e a argamassa de maneira distinta, de forma que o comportamento não linear e a progressão das fraturas fossem aplicáveis aos dois materiais. As juntas foram modeladas com elementos de interface com lei constitutiva baseada na combinação traçãocisalhamento de acordo com a proposição de Page (1978, apud Tzamtzis e Asteris, 2003). De

acordo com esse critério, os coeficientes que compõe a matriz de rigidez do elemento de interface são calculados de acordo com as Equações 2.55 e 2.56.

$$k_{sx} = k_{sy} = \frac{G t_b}{t_m} \tag{2.55}$$

$$k_{nz} = \frac{E t_b}{t_m} \tag{2.56}$$

Onde: t_m é a espessura das juntas de argamassa e t_b a altura do bloco.

E e G são os módulos de elasticidade e cisalhante tangentes do material, respectivamente. Estas duas propriedades variam em função do nível de tensão aplicado.

Os elementos de interface de Tzamtzis e Asteris (2003) eram tridimensionais, ao contrário dos trabalhos até então aqui descritos. As paredes modeladas por eles utilizavam blocos discretizados em elementos hexaédricos, isoparamétricos, de 8 nós, e juntas com elementos de interface de 8 nós. Os blocos foram considerados com comportamento perfeitamente elastoplástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os autores confrontaram os resultados obtidos em seu modelo com análises experimentais presentes na literatura. Para carregamentos estáticos, escolheram o caso de uma viga-parede de alvenaria carregada à compressão apresentada por Page (1978, apud Tzamtzis e Asteris, 2003). Eles relataram um boa concordância entre os resultados de seu modelo numérico e os valores experimentais. No entanto, a adoção de um modelo elastoplástico perfeito para os blocos impede a previsão da formação e propagação de fissuras nestes elementos, não sendo possível prever a forma de ruptura em casos onde o limitante é a resistência à tração dos blocos.

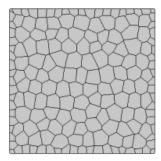
Os diferentes modelos de interface aqui descritos possuem variações em termos da lei constitutiva para os elementos. Apenas o modelo de Lourenço (1996) apresenta a possibilidade de falha por compressão (*cap*) e por isso é o mais utilizado. Esse modelo, associado à aplicação de modelos de fissuração distribuída para os blocos, permite contemplar toda a gama de possibilidades de falhas da alvenaria listada pelo autor. Contudo, em nenhum dos trabalhos consultados foi encontrada referência a resultados que indicassem a validade dos modelos com relação à capacidade de prever a ruptura por esmagamento da argamassa.

2.3.2 Modelo de Partícula

Outro micromodelo de discretização numérica encontrado para caracterizar o comportamento da alvenaria à compressão é o apresentado por Pina-Henriques e Lourenço (2004). Neste, os blocos e as juntas de argamassa são discretizados por uma estrutura fictícia formada por partículas (polígonos) de comportamento linear elástico, separadas por interfaces de comportamento não linear. Todos os fenômenos inelásticos ocorrem nas interfaces e o processo de fratura consiste na quebra progressiva da aderência partícula-interface. Na Figura 2.36 apresenta-se a idealização realizada por Pina-Henriques e Lourenço (2004).

Para a correta caracterização do fenômeno de fratura neste modelo de partícula, é necessário reproduzir a "desordem" natural do material. Os autores utilizaram uma rotina que atribuía as propriedades mecânicas às partículas e interfaces de maneira randômica, assim, os vazios e falhas que normalmente existem em nível de microestrutura podiam ser simulados na análise numérica.

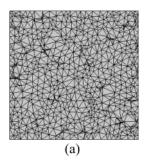
Figura 2.36. Modelo fictício para a microestrutura dos componentes da alvenaria.

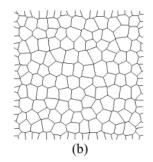


Fonte: (Pina-Henriques e Lourenço, 2004).

O modelo foi testado em uma análise bidimensional, através do método dos elementos finitos, em tensões planas, utilizando elementos triangulares de três nós para as partículas e elementos de barra para as interfaces. O comportamento adotado para os elementos de interface foi o desenvolvido por Lourenço (1996). A disposição dos elementos triangulares na malha foi definida randomicamente. Na Figura 2.37 apresenta-se um exemplo de malha de elementos finitos para as partículas (a) e interfaces (b).

Figura 2.37. Exemplo de malha de elementos finitos para as partículas (a) e interfaces (b).





Fonte: (Pina-Henriques e Lourenço, 2004).

As respostas do modelo numérico de Pina-Henriques e Lourenço (2004) foram confrontadas com os resultados experimentais de Binda, Fontana e Frigerio (1988). Estes ensaiaram prismas de alvenaria de tijolos maciços à compressão axial. Os primeiros resultados obtidos por Pina-Henriques e Lourenço (2004) superestimaram os valores experimentais em todas as simulações realizadas. O comportamento tensão-deformação do modelo numérico também não foi condizente com as curvas experimentais. Assim, os autores propuseram a correção do módulo de elasticidade da argamassa em função das propriedades do bloco e da alvenaria conforme a Equação 2.57.

$$E_m = \frac{h_m E_M E_b}{E_b (h_m + h_b) - E_M h_b}$$
 (2.57)

Onde: E_m é o módulo de elasticidade ajustado da argamassa.

 E_M é o módulo de elasticidade da alvenaria (compósito).

 E_b é o módulo de elasticidade do bloco.

 h_m é a espessura da junta de argamassa e h_b é a altura do bloco.

Mesmo após o ajuste do módulo de elasticidade, o modelo numérico ainda superestimou as resistências dos prismas em até 40%. O comportamento tensão-deformação do modelo também não foi capaz de acompanhar os resultados experimentais. Ainda, houve grande exigência de esforço computacional para a solução do sistema de equações, pois a malha de elementos finitos precisava ser muito refinada para evitar problemas de convergência. Assim, o emprego do modelo de partícula acaba injustificado para a simulação da alvenaria comprimida axialmente.

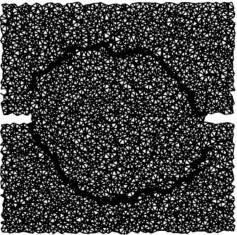
2.3.3 Modelo Reticulado (*Lattice*)

Schlangen e Garboczi (1996) afirmaram que a previsão e reprodução da forma de fratura de materiais heterogêneos é complexa e que os modelos existentes até aquela época ainda careciam de ajustes para serem capazes de reproduzir o comportamento destes materiais próximo à ruptura. Assim, propuseram um modelo reticulado de barras (*lattice model*) a fim de reproduzir a desordem interna do material e prever a propagação de trincas. Neste modelo, o material é entendido como um arranjo de barras ligadas por nós formando uma treliça. No entanto, ao contrário de uma treliça clássica, as barras podem receber e transmitir esforços normais, cortantes e momentos fletores. Ao solicitar o material, cada barra acaba sujeita a um conjunto de esforços e, caso estes superem o critério de resistência adotado, a barra é considerada rompida ou fraturada, sendo ali o princípio de uma trinca. Esta barra é então retirada do modelo e os esforços são redistribuídos entre as barras vizinhas. Estas podem não ser capazes de resistir aos novos esforços e também romper, resultando na propagação das trincas. É uma ideia interessante, mas que demanda um esforço computacional elevado, pois a cada passo de carga, a malha de barras precisa ser refeita e os carregamentos reaplicados.

No mesmo trabalho, os pesquisadores discutiram a influência da forma da malha de barras sobre os resultados obtidos, entendendo que para ser capaz de reproduzir a desordem interna dos materiais, era necessário que a malha fosse irregular e randomicamente lançada, pois a propagação das fissuras neste modelo é fortemente dependente da malha gerada. No entanto, a malha randômica não era capaz de reproduzir resultados fidedignos quando o carregamento era homogêneo e distante da fratura. Assim, produziram um algoritmo que ajustava as propriedades elásticas das barras de maneira a conseguir reproduzir essa homogeneidade de comportamento com uma malha irregular.

Schlangen e Garboczi (1996) discutiram a problemática anterior e avaliaram o comportamento de uma placa de concreto entalhada submetida ao cisalhamento lateral. O modelo consistiu em uma malha bidimensional de barras irregularmente dispostas. Cada nó de extremidade da barra era capaz de transladar no plano além de girar em torno do eixo perpendicular ao plano. Na Figura 2.38 apresenta-se o panorama de fissuração obtido com o modelo. Os autores relatam que esse panorama se assemelhou muito com o obtido experimentalmente.

Figura 2.38. Panorama de fissuração para uma placa de concreto submetida a cisalhamento lateral: resposta do modelo reticulado.



Fonte: (Schlangen e Garboczi, 1996).

O critério de ruptura para cada barra da malha era bastante simples. Uma barra era considerada rompida quando a tensão de tração na barra superava a tensão resistente estabelecida para o material.

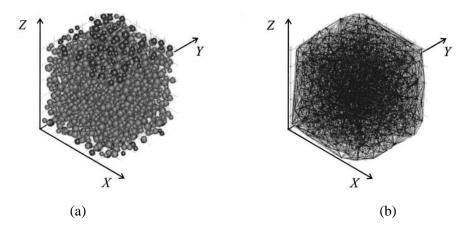
No ano seguinte, Schlangen e Garboczi (1997) publicaram novo artigo aprimorando o seu modelo. O critério de ruptura adotado foi ligeiramente diferente, pois ao invés de avaliar a ruptura a nível de barra, ela foi avaliada a nível de nó. As barras que chegavam a um nó eram consideradas rompidas quando a tensão principal numa determinada seção daquele nó superasse a tensão limite. Assim, a malha de barras não era recriada toda vez que uma barra rompia, e sim quando várias barras de uma mesma região rompiam. Os autores compararam o desempenho do modelo reticulado utilizando os dois tipos de critério de falha, por barra ou por nó, com os resultados de corpos-de-prova quadrados, de pequena espessura e comprimidos em seu plano. Os resultados indicaram que o panorama de fissuração ainda era dependente da forma da malha adotada, o que os tornava pouco satisfatórios. Assim, uma nova técnica foi adotada. A malha foi idealizada a partir de uma imagem microscópica de um espécime de argamassa. A partir da imagem, quatro regiões foram identificadas: grãos, matriz de pasta, interfaces pasta-agregado e vazios. Sobrepondo a malha de barras à imagem, foram atribuídas propriedades para cada barra em função da região em que se localizava, sendo que nos vazios não eram dispostas barras.

Foram simuladas duas situações distintas para corpos-de-prova comprimidos. A primeira era com restrição de deslocamento nas extremidades, para simular o atrito do aparato de carga, e a segunda sem a restrição, quando se usa algum dispositivo que diminua o confinamento aplicado pelos pratos da prensa. No caso da simulação sem restrição, o modelo

indicou fissuras diagonais (bandas de cisalhamento). Já para a simulação com restrição aos deslocamentos, foi observada a ruptura tronco-cônica. Estas duas formas de ruptura são as observadas em resultados experimentais, o que demonstrou a boa capacidade do modelo de prever a forma de ruptura. No entanto, a tensão última resistente prevista pelos modelos não foi condizente com os resultados experimentais, além de ter sido necessário muito tempo e esforço computacional para obtenção dos resultados, o que justifica a adoção deste modelo apenas para casos específicos.

Cusatis, Bazant e Cedolin (2003a) propuseram uma variação do modelo reticulado para avaliar a fratura do concreto comprimido ou tracionado, adotando um comportamento tração-cisalhamento como critério de ruptura (*confinament-shear lattice model - CSLM*). Nesta variação, as partículas de agregado são posicionadas randomicamente em função do diâmetro característico dos grãos e, a partir delas, são ligadas as barras do reticulado. As barras neste modelo são capazes de transmitir esforços normais e cortantes, sendo que a rigidez cisalhante leva em conta o atrito e a coesão. Assim, a única propriedade das barras que precisa ser ajustada é a seção transversal. Na Figura 2.39 exemplifica-se a disposição dos grãos de agregado e a malha de barras do reticulado.

Figura 2.39. Disposição dos grãos de agregado (a) e a malha de barras do reticulado (b).



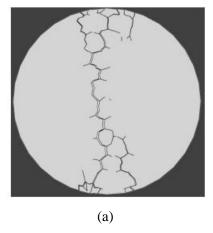
Fonte: (Cusatis, Bazant e Cedolin, 2003b).

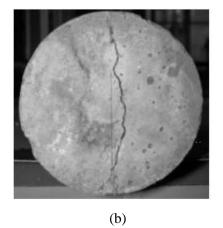
Os autores relataram que seu modelo foi capaz de reproduzir o comportamento da fratura à tração, bem como o comportamento não linear para compressão uniaxial, biaxial e triaxial, incluindo o amolecimento pós-pico, e a previsão e resistência última do material. Mais tarde foi publicada uma evolução deste modelo por Cusatis et al. (2011), estes chamaram seu novo modelo de Modelo Reticulado de Partículas Discretas (*Lattice Discrete*

Particle Model - LDPM). Diversas aplicações para simulação da fratura no concreto foram descritas.

O modelo desenvolvido por Cusatis, Bazant e Cedolin (2003b) foi usado por Javidan, Shahbeyk e Safarnejad (2014) para avaliar a forma de ruptura e a resistência de blocos de concreto comprimidos. A calibragem do modelo foi realizada simulando o ensaio de corposde-prova cilíndricos comprimidos axialmente e transversalmente (tração indireta). O modelo, nestes dois casos, reproduziu fidedignamente o diagrama tensão-deformação para o ensaio de compressão e o padrão de fissuração na ruptura por tração indireta, além de prever a carga de ruptura com uma pequena margem de erro. Na Figura 2.40 apresenta-se o padrão de fissuração para o cilindro comprimido transversalmente previsto pelo modelo numérico, e o padrão obtido no ensaio experimental.

Figura 2.40. Panorama de fissuração para o modelo numérico (a) e experimental (b).



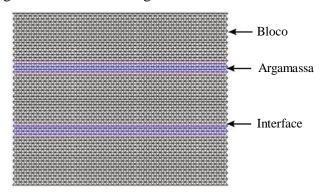


Fonte: (Javidan, Shahbeyk e Safarnejad, 2014).

Mohammadipour e Willam (2016) aplicaram o modelo reticulado à alvenaria, buscando estudar o comportamento da interface pasta-agregado quanto à fratura. Segundo os autores, a falha desta região a nível microscópico é a responsável pelo comportamento não linear do material, podendo, em alguns casos, controlar o processo de ruptura da alvenaria.

Para caracterizar a perda de aderência, foi empregada uma análise bidimensional, linear elástica. As barras eram ligadas por nós com três graus de liberdade, cada. Diferentemente dos outros autores citados que estudaram o modelo reticulado, Mohammadipour e Willam (2016) adotaram uma malha regular em sua análise. Na Figura 2.41 apresenta-se a malha adotada e as diferentes regiões: bloco, argamassa e interface.

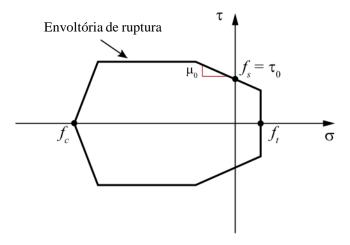
Figura 2.41. Malha regular de barras e as regiões modeladas.



Fonte: (Adaptado de Mohammadipour e Willam, 2016).

O critério de ruptura adotado para as barras que representam o bloco e a argamassa combinava, em termos de tensão, os esforços normais e os momentos fletores. Caso a tensão superasse o limite de tração ou compressão, a barra era considerada rompida. Já para as interfaces, o critério de ruptura era semelhante ao de Lourenço (1996). No entanto, o limite à compressão era linear, e não elíptico como naquele. Na Figura 2.42 mostra-se o critério de ruptura adotado por Mohammadipour e Willam (2016).

Figura 2.42. Critério de ruptura adotado para os elementos de interface.



Fonte: (Adaptado de Mohammadipour e Willam, 2016).

Os autores realizaram testes confrontando o seu modelo com outros já apresentados em estudos que envolviam a teoria da fratura discreta, buscando determinar a energia de fratura liberada. O primeiro foi o de um corpo-de-prova prismático de material homogêneo, ensaiado à tração axial e sujeito a um entalhe no centro ou em uma lateral. O segundo foi o da aderência entre dois materiais distintos, com a camada de interface submetida à tração direta.

O terceiro era de um prisma de três blocos, com o central carregado à compressão lateral, enquanto que os extremos eram mantidos fixos, ficando as interfaces sujeitas ao cisalhamento direto. O último teste era o de uma viga com dois materiais distintos fletida, carregada em dois pontos, e com um entalhe no centro. Os autores consideraram seu modelo satisfatório e com possibilidade de ser aprimorado e empregado em outros estudos.

2.3.4 Modelos Elasto-Plásticos Contínuos

Os modelos numéricos contínuos, utilizando principalmente o método dos elementos finitos, são os usados há mais tempo na modelagem de estruturas. Inicialmente com análises elásticas e modelagens planas, evoluíram para a reprodução de estruturas e comportamentos mais complexos, com modelos tridimensionais e leis constitutivas das mais variadas.

Khoo (1972) foi um dos primeiros a utilizar um modelo contínuo para reproduzir o comportamento da alvenaria, analisando a forma de ruptura da alvenaria de blocos maciços. A análise realizada pelo pesquisador buscava prever a forma de distribuição das tensões laterais próximo às juntas da alvenaria. Ele utilizou uma análise linear, elástica, em tensões planas, aplicando um carregamento de compressão no topo de uma malha de elementos triangulares de três nós. Sua análise permitiu concluir que a distribuição das tensões laterais não é uniforme ao longo da altura do bloco e da argamassa, sendo que há concentração de tensões junto à interface e decréscimo ao se afastar da junta.

Outros pesquisadores buscaram descrever o modo de ruptura da alvenaria utilizando modelos contínuos em elementos finitos, entre eles: Page, Kleeman e Dhanasekar (1985), Cheema e Klingner (1986), Afshari e Kaldjian (1989), Ganesan e Ramamurthy (1992). Page, Kleeman e Dhanasekar (1985) realizaram uma análise bidimensional em tensões planas para descrever a forma de ruptura de paredes de alvenaria de tijolos maciços. A alvenaria foi idealizada com um comportamento não linear, elastoplástico, não isotrópico, com a envoltória de ruptura definida a partir de ensaios bidirecionais executados sobre pequenas paredes pelos autores. O critério baseou-se na combinação das tensões normal, paralela e de cisalhamento nas juntas da alvenaria, formando um espaço delimitado por três cones elípticos. Já Cheema e Klingner (1986), Afshari e Kaldjian (1989) e Ganesan e Ramamurthy (1992) realizaram análises elásticas lineares tridimensionais para caracterizar o comportamento da alvenaria comprimida executada com blocos de concreto. Os resultados serviram para descrever o desenvolvimento das tensões laterais nos blocos e argamassa das juntas, permitindo que os autores propusessem critérios de ruptura para a alvenaria.

Mais recentemente, Berto et al. (2005) utilizaram um modelo contínuo em elementos finitos para avaliar o comportamento de prismas de alvenaria de três blocos comprimidos. Os autores compararam os resultados de três tipos de análise: tridimensional, bidimensional em tensões planas e bidimensional em tensões planas modificado. O modelo constitutivo dos materiais era não linear e desenvolvido a partir do conceito de deformações equivalentes, descrito pelos autores como um modelo fenomenológico de fratura isotrópico. Esta ideia resultou em um critério de falha de Drucker-Prager modificado, com uma tensão limite de tração (*cap*). Nas simulações foi adotada uma relação entre as resistências à compressão da argamassa e dos tijolos da ordem de um terço.

A análise tridimensional foi realizada com elementos hexaédricos de 8 nós, tanto para os tijolos quanto para a argamassa. Os autores observaram que a ruptura dos prismas era comandada pela falha do bloco central à tração, tendendo a haver fendilhamento lateral deste bloco próximo às juntas. A avaliação da forma de ruptura por modelos contínuos é realizada pela análise da distribuição de tensões para cargas próximas a de ruptura, já que estes modelos não são capazes de prever a propagação das trincas do material.

Na análise em tensões planas convencional, utilizando elementos retangulares de 4 nós, houve concentração de tensões de compressão próximo às juntas e a ruptura aconteceria por esmagamento das mesmas, contrariando o observado na análise tridimensional. Esta diferença foi atribuída à não consideração da tensão lateral que acontece fora do plano, subestimando a tensão de compressão resistente da junta de argamassa, que na análise bidimensional acabou não confinada.

A análise em tensões planas modificada incorporou no modelo o valor da tensão fora do plano através das Equações 2.58 e 2.59.

$$\sigma_x^b = \sigma_z^b = \frac{\sigma_y(-n \, v^m + v^b)}{1 + \alpha \, n - v^b - \alpha \, n \, v^m} \tag{2.58}$$

$$\sigma_{x}^{m} = \sigma_{z}^{m} = \frac{\alpha \, \sigma_{y} (n \, v^{m} - v^{b})}{1 + \alpha \, n - v^{b} - \alpha \, n \, v^{m}}$$
(2.59)

Onde: σ_x^b , σ_z^b e σ_x^m , σ_z^m são as tensões laterais atuantes no bloco e na argamassa, respectivamente.

 σ_{v} é a tensão vertical aplicada ao conjunto.

 \boldsymbol{v}^b e \boldsymbol{v}^m são os coeficientes de Poisson do bloco e da argamassa, respectivamente.

n é a relação entre os módulos de elasticidade do bloco e da argamassa (E_b / E_m).

 α é a relação entre a altura do bloco e da junta de argamassa (h_b/h_m) .

O modelo em tensões planas modificado resultou em uma distribuição de tensões para a carga próxima a de ruptura semelhante a do modelo tridimensional. Da mesma forma, a resistência última entre estes dois modelos foi semelhante, maior do que a obtida para o modelo em tensões planas convencional.

Lourenço e Pina-Henriques (2006) realizaram três análises bidimensionais para prever o comportamento da alvenaria comprimida: em deformações planas (PE), em tensões planas (PS) e em deformações planas modificado (EPE). Este último, na verdade, foi uma modelagem tridimensional onde a espessura era muito inferior às dimensões no plano de carregamento, e na direção da espessura foi imposta a igualdade de deslocamentos. Nos modelos PE e PS foram usados elementos retangulares de 8 nós. O modelo constitutivo plástico adotado para os materiais foi o de Drucker-Prager na compressão e o critério de escoamento de Rankine na tração. O comportamento inelástico apresentava uma lei parabólica para o endurecimento/amolecimento na compressão e exponencial para o amolecimento na tração. O comportamento era considerado elástico até que a tensão de compressão atingisse um terço da tensão resistente à compressão ou a tensão de tração superasse a resistência à tração do material.

No modelo EPE foram usados elementos hexaédricos de 20 nós. O modelo constitutivo à compressão foi o de Drucker-Prager, mas na tração foi adotado o modelo de fissuração distribuída. A diferença no comportamento à tração dos materiais ocorreu pelo fato do TNO Diana[®] não possuir implementação tridimensional para o comportamento usado nas análises planas.

Os autores relataram graves problemas de convergência nas análises onde as propriedades da argamassa e dos blocos eram muito diferentes. Ainda, os resultados numéricos não foram capazes de reproduzir o comportamento tensão-deformação observado para prismas testados experimentalmente. Atribuíram esse comportamento impreciso ao fato de não terem considerado as propriedades da interface bloco-argamassa no modelo, e nem a rigidez real da argamassa confinada, pois as propriedades do material confinado e as medidas em ensaios uniaxiais são diferentes. Assim, propuseram um ajuste no módulo de elasticidade da argamassa em função das propriedades medidas para a alvenaria, conforme a Equação 2.57, anteriormente apresentada. Mesmo após o ajuste, os modelos numéricos não foram

capazes de reproduzir o comportamento tensão-deformação medido experimentalmente. O pior modelo para previsão do comportamento foi o de deformações planas.

Avaliando a forma de ruptura prevista nos modelos numéricos a partir da distribuição de tensões para a carga última, Lourenço e Pina-Henriques (2006) concluíram que o modelo em tensões planas não foi capaz de prever corretamente o modo de ruptura, ao contrário dos modelos em deformações planas e tensões planas modificado. Sendo assim, os autores consideraram que os modelos planos pecam pela imprecisão na previsão do comportamento tensão-deformação, no caso o modelo PE, ou na incapacidade de prever a forma de ruptura, no caso do modelo PS. A proposta do modelo em deformações planas modificado ficaria em um estágio intermediário entre os dois.

Por fim, Barbosa, Lourenço e Hanai (2010) avaliaram numericamente o comportamento de prismas de blocos de concreto comprimidos. Foram realizadas análises bidimensionais, em tensões e deformações planas, e uma análise tridimensional. Nas análises bidimensionais foram empregados elementos retangulares de 8 nós, enquanto que no modelo tridimensional foram usados elementos hexaédricos de 20 nós. Os modelos constitutivos usados para descrever os materiais foram os mesmos de Lourenço e Pina-Henriques (2006) e as análises também foram realizadas no software TNO Diana[®].

Apenas o modelo tridimensional foi capaz de reproduzir com relativa precisão o comportamento tensão-deformação medido experimentalmente. Enquanto o modelo em tensões planas subestimava a resistência do prisma, o modelo em deformações planas superestimava. A concordância do modelo tridimensional foi satisfatória até próximo à ruptura, onde houve variações nas curvas experimentais que o modelo numérico não foi capaz de reproduzir. Na maioria das simulações houve concordância na previsão da tensão última de ruptura, mas não na previsão da deformação última. Concluíram que os modelos numéricos são inadequados para estudos onde se busca avaliar o comportamento da alvenaria próximo à ruptura. Os autores também relataram problemas sérios de convergência para as simulações onde as propriedades da argamassa e do bloco diferiam muito. Mesmo assim, nestes casos, a distribuição de tensões próximo à ruptura indicou a tendência de falha por esmagamento da junta de argamassa combinada com o fendilhamento lateral dos blocos.

2.3.5 Fechamento da Seção

Neste capítulos foram apresentados os principais modelos empregados para a simulação numérica do comportamento da alvenaria, com enfoque na previsão do

comportamento e forma de ruptura de paredes comprimidas. Como discutido, os modelos contínuos até então desenvolvidos, não são capazes de prever a forma de propagação das fissuras nos blocos e argamassa, indicando apenas como as tensões se concentram e quando haveria o escoamento dos materiais. Desta forma, os modelos descontínuos que incorporam algumas propriedades da mecânica da fratura acabaram se difundindo.

Os modelos descontínuos reticulado (*lattice*) e de interface aparentemente são os mais vantajosos para a previsão da ruptura da alvenaria. O modelo reticulado tridimensional desenvolvido por Cusatis et al. (2011) foi descrito como capaz de prever o comportamento do concreto na ruptura. Contudo, sua aplicação é custosa, dependendo de programas não comerciais para seu emprego e resultando em grande esforço computacional pela quantidade de elementos necessários.

Já o modelo de interface combinado, principalmente com o de fissuração distribuída para os blocos, aparenta ser uma ferramenta útil para simular o comportamento da alvenaria comprimida, especialmente pela facilidade obtida com a implementação deste modelo em um programa comercial, tendo sido usado por um grande número de pesquisadores, apesar de Mohamad, Lourenço e Roman (2008) afirmarem que não observaram variações de comportamento de prismas comprimidos simulados com e sem elementos de interface. Contudo, para situações onde tenderia a acontecer o esmagamento da argamassa, quando a resistência à compressão desta é muito menor que a do bloco que compõe o prisma, o modelo de interface não foi capaz de representar a ruptura dos prismas por esmagamento da argamassa ou a combinação desta ruptura com o fendilhamento dos blocos, como observado por Gomes (2001).

Não foram encontrados trabalhos que descrevessem modelos numéricos capazes de prever e reproduzir a ruptura da alvenaria por esmagamento da argamassa, provavelmente, por depender da incorporação da variação do coeficiente de Poisson da argamassa dentro do modelo constitutivo da junta.

3. METODOLOGIA DA PESQUISA

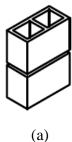
A caracterização e o entendimento da influência da argamassa sobre o modo de ruptura da alvenaria estrutural foram abordados em termos de três grupos de procedimentos experimentais e numéricos. O primeiro foi o estudo da forma e mecânica de ruptura de prismas de alvenaria comprimidos, de maneira a determinar como uma argamassa de baixa resistência aplicada nas juntas pode ser o fator desencadeante da falha da alvenaria. A forma de ruptura foi analisada através da análise visual de rupturas de prismas comprimidos. No segundo estudo, foi realizado um conjunto de ensaios em corpos-de-prova de argamassa com pequena altura buscando identificar como o fenômeno de confinamento influencia o comportamento tensão-deformação de argamassas de baixa resistência. O terceiro avaliou a viabilidade do emprego da modelagem numérica computacional de maneira a reproduzir o comportamento observado nos corpos-de-prova de argamassa estudados. Estes três grupos complementares de procedimentos visaram determinar como o esmagamento da argamassa pode ser responsável pela perda da capacidade resistente da alvenaria; da mesma forma, que tipo de comportamento tensão-deformação é esperado para uma argamassa suscetível a sofrer esmagamento e, por fim, se um modelo numérico seria capaz de prever este comportamento.

3.1. CARACTERIZAÇÃO VISUAL DO ESMAGAMENTO DA ARGAMASSA EM PRISMAS DE BLOCOS CERÂMICOS COMPRIMIDOS

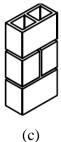
O esmagamento das juntas de argamassa é uma possível forma de ruptura da alvenaria, conforme discutido anteriormente neste trabalho. Estudos como os de Mohamad (1998), Mohamad, Lourenço e Roman (2007), De Lima (2010), Jonaitis e Zavalis (2013), Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014) e Fonseca et al. (2015) analisaram a forma de ruptura visualmente e constataram que o esmagamento das juntas é o elemento desencadeante na ruptura. Foi destacado também que esses trabalhos, em sua maioria, avaliaram elementos de alvenaria de blocos de concreto, e não blocos cerâmicos, mais utilizados no sul do Brasil. Apenas o trabalho de De Lima (2010) estudou blocos cerâmicos. Dessa forma, foi realizado um experimento onde se buscou observar o esmagamento das juntas de argamassa em prismas de blocos cerâmicos comprimidos. A análise foi desenvolvida a partir dos ensaios realizados por De Marco (2016), que avaliou a resistência à compressão, a forma de ruptura e o fator de eficiência de prismas de alvenaria, e de prismas ensaiados nesta pesquisa. De Marco (2016) utilizou blocos cerâmicos e argamassas industrializadas, não preenchidos e preenchidos com

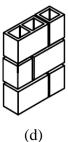
graute ou argamassa. Aqui serão retratados apenas os resultados para prismas ocos, não preenchidos. O autor testou quatro diferentes arranjos de prismas: de dois e três blocos não-contrafiados (*stack-bond*); de três fiadas com dois blocos inteiros nas fiadas extremas e dois meio-blocos na fiada central; e prismas de três fiadas, com um bloco e meio em cada uma. Na Figura 3.1 apresenta-se as geometrias de prismas testadas por De Marco (2016).

Figura 3.1. Geometrias de prismas testadas por De Marco (2016). (a) Prismas de dois e (b) três blocos não-contrafiados, (c) prismas de três fiadas com blocos inteiros nas fiadas extremas e dois meio-blocos na fiada central e (d) prismas de três fiadas com um bloco e meio em todas elas.









Fonte: (Adaptada de De Marco, 2016).

Foram testados cinco diferentes tipos de blocos cerâmicos, sendo três de paredes vazadas e dois de paredes maciças. Todos os tipos de blocos foram combinados com todas as geometrias de prismas, totalizando 320 prismas ensaiados. Na Tabela 3.1 apresenta-se a geometria, a área bruta, a área líquida, a relação entre áreas, a resistência à compressão na área bruta, a resistência à compressão na área líquida e a resistência à tração na área bruta para todos os blocos testados. A resistência à tração foi adotada igual a 3% da resistência à compressão, de acordo com Leão (2008), Santos (2008) e Pinheiro (2009), pois De Marco (2016) não avaliou essa propriedade dos blocos.

Tabela 3.1. Geometrias, áreas e resistência à compressão dos blocos testados por De Marco (2016).

(2010).						
Nome	A	В	С	D	E	
Geometria						
Área bruta (Ab) - cm ²	397,27	401,74	400,34	399,27	395,63	
Área líquida (Al) - cm²	172,17	175,13	243,86	251,34	197,32	
Relação Al/Ab	0,43	0,44	0,61	0,63	0,50	
Resistência na área bruta (MPa)	12,5	13,0	15,8	20,2	16,5	
Resistência na área líquida (MPa)	28,7	29,7	26,0	32,0	33,1	
Resistência à tração na área bruta (MPa)	0,86	0,89	0,78	0,96	0,99	

Fonte: (Adaptado de De Marco, 2016).

As argamassas industrializadas utilizadas possuíam resistência à compressão nominal de 4 e 12 MPa. A resistência média medida no ensaio de compressão de corpos-de-prova prismáticos de 4cm x 4cm x 16cm, com idade de 28 dias, foi de 5,15 MPa para a primeira argamassa e 12,12 MPa para a segunda. Os dois grautes usados eram industrializados, com resistência à compressão, medida em corpos-de-prova cilíndricos de Ø10cm x 20cm, também aos 28 dias, de 16,8 e 26,98 MPa. A argamassa e o graute de menor resistência foram combinados com os três blocos de paredes vazadas (A, B e E). Os dois blocos de paredes maciças (C e D) foram combinados com a argamassa e graute mais resistentes. De Marco (2016) não estudou a combinação dos blocos de paredes maciças e argamassa de menor resistência, nem os blocos de paredes vazadas com as argamassas de maior resistência, pois ao contrário da pesquisa desenvolvida no presente trabalho, seu objetivo não era o de entender e identificar a influência da argamassa na mecânica de ruptura da parede.

Os ensaios de resistência à compressão de De Marco (2016) foram realizados em uma prensa servo-controlada, marca Instron[®], modelo Estrutura 1500HDX, com software de aquisição de dados e operação Bluehill[®] versão 3.13.1260. A execução dos ensaios seguiu as recomendações da norma NBR 12118 (2013), sendo que a aplicação da carga foi realizada com controle de força.

Os prismas rompidos por De Marco (2016) não foram ensaiados todos com a mesma idade, sendo assim, as argamassas não apresentavam todas a mesma resistência medida aos 28 dias. O pesquisador corrigiu as resistências em função da curva de crescimento da resistência obtida experimentalmente para cada uma das argamassas industrializadas. Na Tabela 3.2 são apresentadas as resistências médias à compressão das argamassas corrigidas em função da idade (f_a), resistências à compressão média dos blocos na área bruta ($f_{b,bru}$) e líquida (f_{a/f_b}), resistência à compressão média dos prismas na área bruta (f_p^i , f_p^i) e líquida (f_p^i , f_p^i), fator de eficiência entre a resistência do prisma e resistência do bloco (f_p/f_b) e relação entre a resistência dos prismas 2, 3 e 4 em relação à resistência do prisma 1 (f_p^i/f_p^i), de dois blocos. As resistências médias dos componentes, blocos e argamassa, foram obtidas em amostras com treze unidades cada, já as dos prismas foram obtidas em amostras com seis unidades.

Tabela 3.2. Resistências da argamassa, blocos e prismas ocos.

			A	В	Е	С	D
		f _a (MPa)	5,10	6,40	4,90	16,20	11,50
		$f_{b,bru}$ (MPa)	12,50	13,00	16,50	15,80	20,20
Duiama		$f_{b,liq}$ (MPa)	28,70	29,70	33,10	26,00	32,00
Prisma 1		f_a/f_b	0,18	0,22	0,15	0,62	0,36
1		$f_{p,bru}^{l}$ (MPa)	6,55	6,00	8,01	14,61	15,83
		$f_{p,liq}^{l}$ (MPa)	15,04	13,64	16,02	23,98	25,14
		f_p/f_b	0,52	0,46	0,48	0,92	0,79
		f_a (MPa)	4,60	7,10	4,30	17,00	18,40
		$f_{b,bru}$ (MPa)	12,50	13,00	16,50	15,80	20,20
		$f_{b,liq}$ (MPa)	28,70	29,70	33,10	26,00	32,00
Prisma		f_a/f_b $f_{p_b,bru}^2$ (MPa)	0,16	0,24	0,13	0,65	0,58
2		$f_{p,bru}^{2}$ (MPa)	6,18	5,58	6,01	12,76	16,22
		$f_{p,liq}^{2}$ (MPa)	14,26	12,68	12,02	20,95	25,76
	\checkmark	f_p/f_b	0,50	0,43	0,36	0,81	0,81
		f_p^2/f_p^T	0,95	0,93	0,75	0,87	1,02
		f_a (MPa)	7,80	7,50	7,30	16,20	17,20
		$f_{b,bru}$ (MPa)	12,50	13,00	16,50	15,80	20,20
		$f_{b,liq}$ (MPa)	28,70	29,70	33,10	26,00	32,00
Prisma		f_a/f_b	0,27	0,25	0,22	0,62	0,54
3		$f_{p,bru}^{3}$ (MPa)	4,98	5,28	5,51	13,97	15,61
		$f_{p,liq}^{3}$ (MPa)	11,43	12,06	11,05	22,99	24,73
	\checkmark	f_p/f_b	0,40	0,41	0,33	0,88	0,77
		f_p^3/f_p^1	0,76	0,88	0,69	0,96	0,98
		f_a (MPa)	9,10	7,10	7,50	15,50	16,20
		$f_{b,bru}$ (MPa)	12,50	13,00	16,50	15,80	20,20
Prisma 4		$f_{b,liq}$ (MPa)	28,70	29,70	33,10	26,00	32,00
		f_a/f_b	0,32	0,24	0,23	0,60	0,51
		$f_{p,bru}^{4}$ (MPa)	4,48	4,11	3,40	8,35	9,38
		$f_{p,liq}^{4}$ (MPa)	10,29	9,39	6,82	13,74	14,86
	\checkmark	f_p/f_b	0,36	0,32	0,21	0,53	0,46
	lamta da da I	f_p^4/f_p^1	0,68	0,69	0,43	0,57	0,59

Fonte: (Adaptado de De Marco, 2016).

Da análise dos dados da Tabela 3.2, percebe-se que De Marco (2016) chegou a trabalhar com prismas de blocos de parede vazada, onde a resistência à compressão da argamassa era de apenas 0,13 da resistência do bloco na área líquida (prisma tipo 2 com geometria de bloco E), sendo a maior relação f_a/f_b obtida para os prismas executados com blocos de paredes vazadas de 0,32 (prisma tipo 4 com geometria de bloco A) e a relação média entre resistências dos componentes para estes casos de 0,22. Para os blocos de paredes maciças, a relação média entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco foi de 0,56, variando entre os extremos de 0,36 e 0,65.

Com relações entre resistência da argamassa e do bloco tão baixas, combinadas com espessuras de parede dos blocos de paredes vazadas da ordem de 8 milímetros, existia a

tendência de acontecer o esmagamento da argamassa nas juntas desses prismas. Sendo assim, no presente trabalho se propôs a realização da análise visual da forma de ruptura dos prismas rompidos por De Marco (2016) a partir das filmagens realizadas durante os seus ensaios. Este filmou a maior parte das rupturas utilizando dois equipamentos convencionais: uma câmera digital Sony Cyber-Shot® de 7.2 Megapixels ou um IPhone 6®. A câmera digital produziu filmes com 15 quadros (*frames*) por segundo, enquanto que o IPhone produziu filmes com 30 quadros por segundo.

A partir das filmagens, obtiveram-se imagens, quadro a quadro, utilizando-se um software gratuito, o Free Video to JPG Converter[®], versão 5.0.72, desenvolvido e disponibilizado pela empresa Freestudio[®]. Com as imagens das rupturas, quadro a quadro, conseguiu-se analisar como se dava o desencadeamento e avanço do processo, se por esmagamento da junta ou por fissuração do bloco, além de permitir acompanhar o avanço da propagação e combinação das fissuras, culminando na ruína do prisma.

De maneira a complementar o estudo a partir das rupturas realizadas por De Marco (2016), foi realizado um novo conjunto de ensaios de rupturas filmadas. Neste segundo conjunto buscou-se testar combinações de blocos de paredes vazadas com argamassa de alta e baixa resistência, da mesma forma que foram combinados blocos de paredes maciças com os dois tipos de argamassa, para que a influência do confinamento e da resistência da argamassa sobre o mecanismo de ruptura da alvenaria fossem determinados.

3.1.1 Segunda Fase de Análise Visual das Rupturas de Prismas Comprimidos

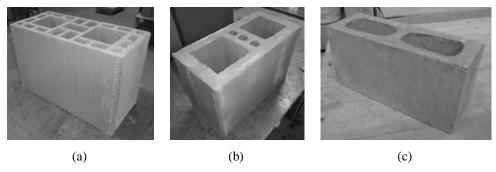
A continuidade do programa experimental visou aprofundar o estudo em termos da influência da área de contato bloco-argamassa sobre o confinamento e comportamento da argamassa. Mais especificamente, para uma mesma argamassa, com mesma resistência e deformabilidade, existiria esmagamento apenas para blocos de paredes vazadas, ou pode acontecer também para blocos de paredes maciças? Blocos de paredes vazadas são capazes de garantir o confinamento necessário das juntas de argamassa de maneira que a alvenaria atinja a resistência esperada de maneira segura?

Para avaliar essas questões, ensaiaram-se à compressão axial, prismas de dois blocos de altura, não contrafiados, variando a geometria do bloco entre paredes maciças e paredes vazadas e o tipo de argamassa, uma de elevada resistência e outra de baixa resistência. As dimensões nominais dos blocos eram de 14cm x 19cm x 29cm (espessura, altura e comprimento, respectivamente), resultando em uma relação de altura/espessura para os

prismas de 2,79. De maneira a permitir a comparação dos resultados obtidos para os blocos cerâmicos com outros estudos que trabalharam com blocos de concreto, foram ensaiados, também, prismas de blocos de concreto utilizando as mesmas argamassas testadas nos primeiros. As dimensões nominais dos blocos de concreto eram de 14cm x 19cm x 39cm, assim, a relação altura/espessura destes prismas também foi de 2,79. Na Figura 3.2 apresentase os blocos estudados e na Figura 3.3, a geometria proposta para os prismas ensaiados.

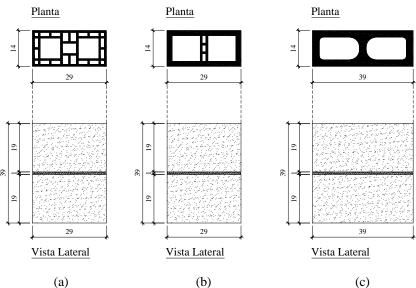
As duas argamassas testadas eram industrializadas, com resistências à compressão nominais aos 28 dias de 4 e 15 MPa, sendo aqui denominadas de argamassa fraca e argamassa forte, respectivamente.

Figura 3.2. Blocos utilizados na pesquisa. (a) cerâmico de paredes vazadas, (b) cerâmico de paredes maciças, (c) blocos de concreto.



Fonte: (Elaboração própria).

Figura 3.3. Geometria dos prismas avaliados. (a) blocos de paredes vazadas, (b) blocos de paredes maciças, (c) blocos de concreto.



Fonte: (Elaboração própria).

A caracterização física e mecânica dos blocos seguiu as recomendações das normas brasileiras vigentes. Para os blocos cerâmicos foi utilizada a NBR 15270 (2005), partes 2 e 3, e para os blocos de concreto, a NBR 12118 (2014). Foram avaliadas as dimensões médias dos blocos e a sua resistência à compressão. Os blocos cerâmicos e de concreto foram capeados com argamassa de cimento e areia, com resistência superior à do bloco, para a realização dos ensaios. A resistência à tração indireta dos blocos foi obtida através do ensaio de compressão diametral, segundo a norma americana ASTM C 1006 (1984). Os blocos foram ensaiados com capeamento de argamassa de cimento e areia e a resistência à tração indireta por compressão diametral foi calculada utilizando a Equação 3.1.

As propriedades físicas e mecânicas médias medidas para os blocos estudados são apresentadas na Tabela 3.3.

$$f_{bt} = \frac{2F}{\pi b h} \tag{3.1}$$

Onde: f_{bt} é a resistência à tração indireta do bloco.

F é a força máxima medida no ensaio.

b e h são a largura e altura do bloco, respectivamente.

As argamassas industrializadas utilizadas nos ensaios de caracterização foram moldadas de maneira concomitante à execução dos prismas, com vistas a garantir que as propriedades dos corpos-de-prova fossem as mesmas das juntas dos prismas. A quantidade de água foi adicionada segundo as recomendações do fabricante, necessitando de pequenos ajustes para a obtenção do índice de consistência de 230±10mm, determinado segundo a NBR 13276 (2005). As resistências à compressão e tração por flexão foram determinadas segundo a NBR 13279 (2005), utilizando corpos-de-prova prismáticos de 4cm x 4cm x 16cm, ensaiados aos 28 dias. A resistência à tração indireta por compressão diametral foi calculada segundo a NBR 7222 (2011), utilizando corpos-de-prova cilíndricos de Ø5cm x 10cm ensaiados, também, aos 28 dias. A resistência à tração indireta foi calculada de acordo com a Equação 3.2. Na Figura 3.4 apresenta-se a execução de um destes ensaios.

$$f_{at} = \frac{2 F}{\pi d L} \tag{3.2}$$

Onde: f_{at} é a resistência à tração indireta da argamassa.

F é a força máxima medida no ensaio.

d e L são o diâmetro e comprimento do corpo-de-prova, respectivamente.

Tabela 3.3. Propriedades físicas e mecânicas médias medidas para os blocos estudados.

Propriedades médias	Cerâmico de parede vazada	Cerâmico de parede maciça	Concreto	
Largura (mm)	140,0	139,8	139,8	
Altura (mm)	192,3	189,3	189,6	
Comprimento (mm)	290,2	289,3	395,0	
Esp. paredes ext. (mm)	8,2	25,3	25,9	
Esp. septos (mm)	7,0	16,3	26,9	
Parede vazada (mm)	33,8	52,2	-	
Vazados (mm)	70,7	90,5	79,2 e 147,8	
Massa natural (g)	6078,8	8115,0	12960,0	
Índice de abs. de água (%)	13,0	10,9	6,0	
Índice de abs. inicial - AAI - (g/193,55cm²/min)	24,2	22,1	-	
Área bruta (cm²) - A _{Liq}	405,85	406,12	552,34	
Área líquida (cm²) - A _{brut}	169,60	231,19	323,29	
Relação A _{Liq} /A _{brut}	0,42	0,57	0,59	
Resistência à compr. na área bruta (Mpa) - f _{b,brut}	12,5 (14%)	19,04 (22%)	12,29 (13%)	
Resistência à compr. na área líquida (Mpa)- f _{b,Liq}	21,95 (14%)	33,45 (22%)	21,0 (13%)	
Resistência à tração indireta na área bruta (Mpa) - f _{bt}	0,6 (29%)	1,14 (26%)	1,65 (22%)	
Relação das resistências tração/compr. (%) - f_{bt}/f_{bc}	5,96	4,81	13,40	

Observação 1: O índice entre parênteses representa o coeficiente de variação medido no ensaio.

Fonte: (Elaboração própria).

Na Tabela 3.4 apresenta-se as propriedades mecânicas medidas para as argamassas testadas. Duas moldagens foram realizadas para a argamassa fraca, denominadas de Séries 1 e 2.

Tabela 3.4. Propriedades mecânicas das duas argamassas estudadas.

Argamassa	$\begin{array}{c} Resistência~\grave{a}\\ compressão^1~(MPa) - f_{ac} \end{array}$	Resistência à tração na flexão ¹ (MPa) - f _{at,f}	Resistência à tração por compressão diametral 1 (MPa) - $f_{at,d}$	$f_{\text{at,d}}/f_{\text{ac}}$
Forte	20,63 (9,5%)	5,55 (5,1%)	3,72 (18,2%)	0,18
Fraca - série 1	2,94 (10,9%)	1,32 (8,9%)	0,52 (8,4%)	0,18
Fraca - série 2	2,70 (6,0%)	1,49 (5,2%)	0,49 (12,9%)	0,18

Observação 1: O índice entre parênteses representa o coeficiente de variação medido no ensaio.

Fonte: (Elaboração própria).

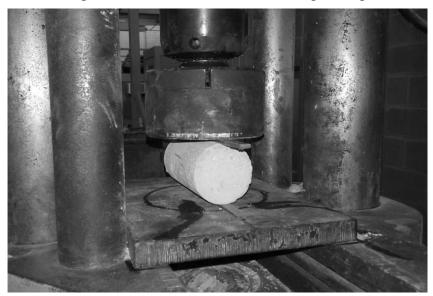
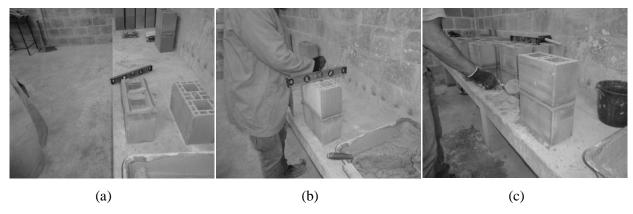


Figura 3.4. Ensaio de compressão diametral executado em corpos-de-prova de argamassa.

Os prismas foram todos moldados por um mesmo profissional experiente, garantindo a homogeneidade dos espécimes e o perfeito nivelamento das faces horizontais. Para os prismas de argamassa de maior resistência, foram executados seis espécimes por ensaio para cada tipo de bloco. Para os de argamassa fraca, foram executadas duas séries de prismas, a primeira com seis espécimes para todos os tipos de blocos, e a segunda, com cinco prismas apenas com blocos cerâmicos de paredes vazadas e maciças. Na Série 1 a espessura da junta de argamassa foi fixada em 10mm e na Série 2, em 15mm. Assim, para a argamassa fraca foram testados seis prismas de blocos de concreto e onze para os blocos cerâmicos. Os prismas foram ensaiados aos 28 dias, seguindo as recomendações das NBR 15812-2 (2010) para os executados com blocos cerâmicos e NBR 15961-2 (2011) para os executados com blocos de concreto. Na Figura 3.5 ilustra-se o procedimento de execução dos prismas.

Figura 3.5. Procedimento de execução dos prismas, (a) lançamento dos cordões de argamassa, (b) nivelamento das superfícies e (c) acabamento das juntas.



As rupturas dos prismas foram realizadas seguindo os mesmos procedimentos adotados por De Marco (2016). Para os prismas de argamassa forte e os de argamassa fraca da Série 1 também foi usada a prensa Instron®, servo-controlada, modelo Estrutura 1500HDX, com software de aquisição de dados e operação Bluehill® versão 3.13.1260, com aplicação da carga com controle de força. Para esses ensaios, foi desenvolvido um aparato de aplicação da carga, rotulado, com elevada rigidez, de maneira a garantir que o carregamento fosse uniforme sobre o prisma. Na Figura 3.6 apresenta-se um dos ensaios de compressão dos prismas sendo executado. Nessa imagem é possível visualizar como foi montada a câmera que realizou as filmagens e o aparato usando para aplicação da carga nos prismas. A Série 2 de prismas de argamassa fraca, foi ensaiada na prensa hidráulica, marca WPM, com capacidade de 1500 kN e controle manual de velocidade de aplicação de carga, Figura 3.7. Em função das limitações do equipamento, para a segunda série de rupturas de prismas com argamassa fraca, não foram obtidas as curvas carga *versus* deslocamento, sendo avaliados apenas a carga final e o modo de ruptura dos prismas.

As filmagens foram realizadas com uma câmera digital de alta definição, modelo Nikon[®] D90, capaz de filmar 24 quadros por segundo. A câmera foi montada sobre tripé e mantida fixa na mesma posição para todas as filmagens. A aquisição das imagens, quadro a quadro, foi realizada, mais uma vez, utilizando-se o software Free Video to JPG Converter[®], versão 5.0.72, desenvolvido e disponibilizado pela empresa Freestudio[®].

Figura 3.6. Procedimento adotado para a filmagem dos ensaios de compressão dos prismas. (a) Posicionamento da câmera e (b) aparato para aplicação da carga.



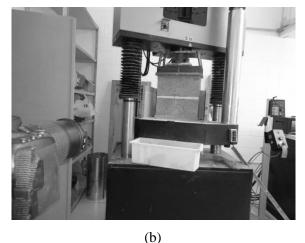


Figura 3.7. Prensa hidráulica marca WPM usada na Série 2 de prismas de argamassa fraca.



Fonte: (Própria).

3.2 ESTUDO EXPERIMENTAL DE CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA COMPRIMIDOS

A dificuldade em caracterizar e estudar o esmagamento da argamassa de assentamento da alvenaria já ficou evidente nos capítulos anteriores. Foram apresentados estudos de pesquisadores que realizaram ensaios sobre corpos-de-prova de argamassa de maneira a identificar padrões de comportamento em função das variações nas propriedades mecânicas, como coeficiente de Poisson, variação volumétrica específica e comportamento tensão-deformação. A partir dos resultados publicados nesses estudos e em função das limitações experimentais do Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM, foi idealizado e

realizado um conjunto de procedimentos experimentais no Laboratório de Estruturas da Universidade Tecnológica de Eindhoven, na Holanda, buscando determinar a influência das propriedades da argamassa e dos padrões de ensaio sobre o comportamento daquelas propriedades mecânicas.

3.2.1 Testes Preliminares

A fim de simular e estudar o comportamento da argamassa confinada, como acontece nas juntas de alvenaria, foram realizados os ensaios de compressão de corpos-de-prova prismáticos de argamassa com pequena altura. Foram utilizadas quatro amostras de seção quadrada, com lados de 40mm e altura de 10mm, espessura semelhante à utilizada nas juntas. As amostras foram executadas com argamassa industrializada, classificada como M5 de acordo com a EN 998-2 (2003), com resistência nominal de 10 MPa, aos 28 dias, medida em corpos-de-prova cúbicos de 40mm de lado. Os ensaios foram realizados em uma prensa servo-controlada, com capacidade máxima de 250 kN, com controle de deslocamentos e velocidade de carregamento de 0,001 mm/s. As amostras foram coladas em chapas de aço com cola epóxi, de resistência muito superior à da amostra, e enquanto eram comprimidas, as deformações axial e lateral foram medidas por dois LVDTs (Linear Variable Differential Transformer) em cada direção, ao mesmo tempo em que eram analisadas de maneira contínua por um interferômetro eletrônico de padrão de matiz (ESPI - Electronic Speckle Pattern Interferometry). O ESPI é um equipamento que utiliza laser e detecção por vídeo para registrar as alterações de deslocamento da amostra, permitindo detectar as menores alterações na superfície do espécime durante o ensaio, sem precisar ter contato com o corpo-de-prova. Nas Figuras 3.8 e 3.9 mostram-se o ESPI e um dos corpos-de-prova sendo ensaiados, e uma amostra após o esmagamento, respectivamente.



Figura 3.8. Corpo-de-prova sendo ensaiado à compressão e analisado pelo ESPI.

Fonte: (Própria).

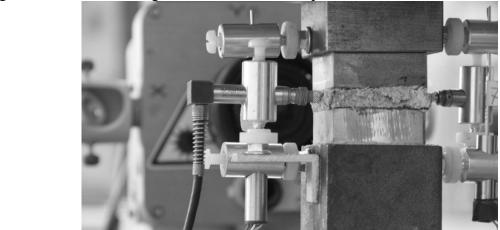


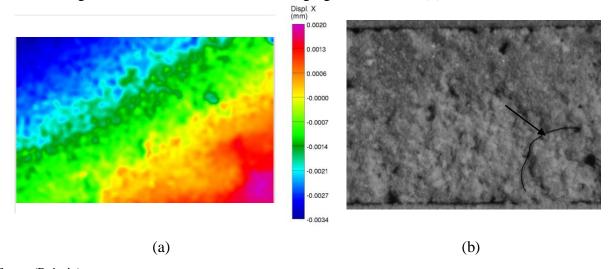
Figura 3.8. Amostra esmagada em um dos ensaios preliminares.

Fonte: (Própria).

O objetivo dos testes preliminares foi de analisar a variação do coeficiente de Poisson em função do nível de tensão atuante na amostra, além de medir a variação volumétrica específica até a ruptura, buscando caracterizar o esmagamento da argamassa. Não foi possível alcançar este objetivo em função da pouca espessura da amostra, da granulometria da areia e da distribuição dos grãos no material, que foram determinantes sobre os campos de deslocamentos obtidos. Na Figura 3.10 (a) apresenta-se a variação do campo de deslocamentos na direção X (horizontal), obtida para uma das amostras comprimidas e a Figura 3.10 (b), uma micrografia daquele corpo-de-prova. Os contornos de um grão de

agregado são indicados exatamente onde houve distorção do campo de deslocamentos. A presença do agregado resultou em maior rigidez naquela região da amostra, provocando a rotação do prato de carga e a distorção nas medidas dos LVDTs. Seria esperado que o campo de deslocamentos fosse de variação aproximadamente uniforme ao longo da horizontal, à meia-altura do corpo-de-prova, representando as expansões laterais do conjunto. No entanto, pela presença dos agregados com uma ordem de grandeza próxima à da espessura, isso não foi possível.

Figura 3.10. Campo de deslocamentos na direção X obtido com o ESPI (a) e micrografia da amostra de argamassa com os contornos de um agregado indicados (b).



Fonte: (Própria).

Na Figura 3.11 apresenta-se o diagrama tensão-deformação típico obtido para as amostras comprimidas. A tensão máxima alcançada superou 50 MPa, acima da resistência nominal da argamassa. Não foi observada nenhuma perda de rigidez axial da amostra até uma tensão de 20 MPa, mesmo que o corpo-de-prova já estivesse desprendendo grãos de areia de sua superfície antes disso, mostrando a desagregação do material. No entanto, a rigidez horizontal apresentou decréscimo entre 0 e 10 MPa, depois permaneceu praticamente constante entre 10 e 20 MPa, sofreu nova queda entre 20 e 30 MPa e, após 30 MPa, houve um aumento da rigidez horizontal. Este aumento deveu-se à desagregação da argamassa e a transferência do carregamento para os agregados de maior dimensão. A argamassa industrializada utilizada possuía grãos de agregado com dimensão máxima de 4,75mm.

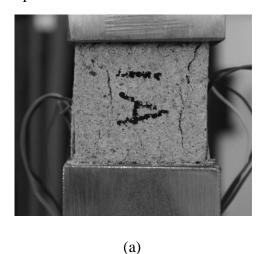
60 12 50 10 Tensão (MPa) 40 Fensão (MPa) 4 20 10 -30 -20 -10 Def.esp.axial Def.esp.lateral 0 (mm/m) (mm/m) 200 -200 -100 0 100 Def. esp. axial (mm/m) Def. esp. lateral (mm/m)

Figura 3.11. Diagrama tensão-deformação típico das amostras de 40mm x 40mm x 10mm comprimidas.

As dificuldades encontradas com os primeiros ensaios levaram à idealização de um novo procedimento laboratorial. Foram testados dois novos conjuntos de corpos-de-prova de 40mm lado, mas agora com alturas de 40mm e 80mm, resultando em relações largura/altura (*L/h*) de 1 e 0,5, respectivamente. O uso de duas alturas busca identificar a influência do confinamento dos pratos da prensa sobre o comportamento dos corpos-de-prova. As deformações axiais e laterais foram medidas com dois *strain gauges* cada, fixados em lados opostos da amostra. Para cada altura, dois corpos-de-prova foram ensaiados. Apenas um tipo de argamassa industrializada foi testado: uma argamassa padrão M5 de acordo com a norma EN 998-2 (2003). As amostras de 40mm de altura atingiram uma resistência à compressão média de 8,7 MPa, enquanto que para a altura de 80mm, a resistência foi de 10,15 MPa.

Apesar de permitir a medida das deformações até próximo à ruptura, o estudo com corpos-de-prova prismáticos tiveram os resultados influenciados pela forma dos espécimes, as fissuras na ruptura tinham formato tronco-cônico e resultavam no desprendimento das arestas laterais. Na Figura 3.12 apresenta-se o panorama de fissuração das amostras de 40mm e 80mm de altura. Para a amostra de 40mm, na Figura 3.12 (a) mostra-se claramente o formato tronco-cônico delimitado pelas fissuras, característico dos materiais frágeis comprimidos e com deslocamentos confinados nas extremidades. Já para a amostra de 80mm de altura, na Figura 3.12 (b) mostra-se que onde os efeitos do confinamento foram menores, houve a formação de fissuras de cisalhamento em função da existência de uma falha no material.

Figura 3.12. Panorama de fissuração dos corpos-de-prova de 40mm (a) e 80mm (b) ensaiados à compressão.





3.2.2 Ensaios em Corpos-de-prova Cilíndricos

Buscando contornar os efeitos de borda observados nos corpos-de-prova prismáticos, foi idealizado um novo conjunto de ensaios com espécimes cilíndricos. Em um primeiro momento buscou-se caracterizar o comportamento de amostras com altura semelhante à da argamassa nas juntas de alvenaria e, posteriormente, trabalhou-se com amostras de maior altura. A altura da amostra no primeiro conjunto de ensaios foi definida de maneira que a altura do corpo-de-prova superasse em, pelo menos, vinte vezes a dimensão característica da areia utilizada, de maneira a evitar as dificuldades encontradas nos testes preliminares em amostras com pequena altura. Assim, foram ensaiadas amostras com 35mm de diâmetro e 20mm de altura, resultando em uma relação diâmetro/altura (d/h) de 1,75. Dois tipos de argamassa foram testados, padrões ii e iii, de acordo com as recomendações da norma britânica BS 5628 (2005), com traços em volume de cimento, cal e areia de 1:0,5:4 e 1:1:6, para que resultassem em argamassas de resistência à compressão distintas. As deformações axial e lateral foram medidas por dois strain gauges cada, colados diametralmente opostos. A prensa utilizada nos ensaios foi a mesma anterior, mas a forma de aplicação do carregamento foi diferente. Dois padrões foram adotados. No primeiro padrão, o corpo-de-prova foi submetido a cinco ciclos de carga e descarga, até uma tensão de 30% da tensão de ruptura, com velocidade constante de 0,2 kN/s. Os cinco ciclos visavam acomodar e homogeneizar as deformações do corpo-de-prova. Após os cinco ciclos, a velocidade de carregamento foi

diminuída pela metade e a tensão foi mantida constante em 30% da tensão última por um tempo de 90 segundos. Após estas etapas, o carregamento foi retirado. O segundo padrão de carga foi a aplicação de um carregamento com controle de deslocamentos, com velocidade de 0,001 mm/s, levando o corpo-de-prova à ruptura. Na Figura 3.13 esquematiza-se o primeiro padrão de carregamento realizado.

2.5 2.0 (ed W) 0.5 0.5 Vel.= 0.2 kN/s 0.0 Tempo (s)

Figura 3.13. Padrão inicial de carregamento aplicado às amostras.

Fonte: (Própria).

Em função das pequenas dimensões do corpo-de-prova, não foi possível evitar que as fissuras passassem pelos *strain gauges*. Sendo assim, a partir do momento em que o processo de fissuração se iniciava, as leituras das deformações passavam a ser pouco confiáveis. Para todos os corpos-de-prova ensaiados, as primeiras fissuras surgiam para um nível de carregamento de, aproximadamente, 30% da resistência à compressão. Na Figura 3.14 apresenta-se o comportamento tensão-deformação para os corpos-de-prova com 20mm de altura e o padrão de fissuração para um dos espécimes ensaiados. É possível visualizar uma grande fissura passando por um dos *strain gauges*.

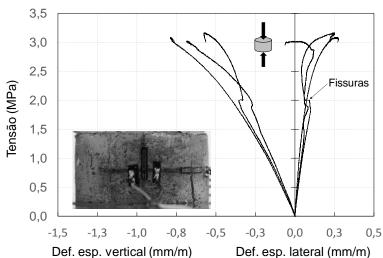


Figura 3.14. Comportamento tensão-deformação para corpos-de-prova com relação d/h de 1,75.

Buscando aprimorar o procedimento de medida das deformações, um novo conjunto de ensaios com corpos-de-prova cilíndricos foi realizado. As amostras nos novos ensaios possuíam 45mm de diâmetro e altura de 50mm e 140mm, resultando em relações diâmetro/altura (d/h) de aproximadamente 1,0 e 0,3, respectivamente. Os demais procedimentos de ensaio foram mantidos iguais aos das amostras de altura de 20mm.

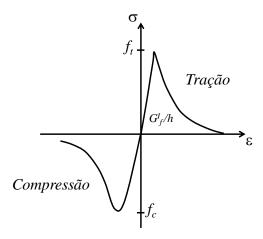
3.3. MODELAGEM NUMÉRICA DE CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA COMPRIMIDA

Buscando simular o comportamento observado nos ensaios de corpos-de-prova de argamassa com pequena altura, foram realizadas duas modelagens numéricas computacionais em elementos finitos. A primeira proposta considerou o mesmo tipo de modelo constitutivo adotado por outros trabalhos realizados no Brasil, utilizando o modelo de fissuração distribuída. Assim, as grandezas da fase não elástica do comportamento puderam ser mais facilmente obtidas. A segunda proposta de análise realizada baseou-se em uma análise elástica não linear por fases, incorporando a variação do coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade do material, em função do avanço da fissuração.

3.3.1. Análise Numérica Utilizando o Modelo de Deformação Total com Fissuração Distribuída

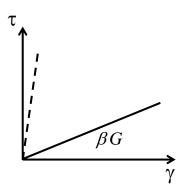
Pesquisadores como Gomes (2001), Mohamad, Lourenço e Roman (2008), Oliveira (2014) e Izquierdo (2015) utilizaram em suas simulações o software TNO Diana[®], associando os modelos constitutivos de elementos de interface de Lourenço (1996) para representar o comportamento das juntas de argamassa, com o modelo de fissuração distribuída (smeared crack model) para os blocos. O modelo de deformação total com fissuração distribuída (total strain smeared crack model) foi escolhido para representar o comportamento da argamassa comprimida em uma simulação tridimensional em elementos finitos desenvolvida no TNO Diana[®]. A opção por esse tipo de modelo se justifica pela facilidade de simulação do comportamento próximo à fratura, quando existe uma rede de pequenas fissuras que alteram o comportamento da argamassa comprimida. Como já descrito anteriormente, a vantagem da consideração da fissuração como distribuída é que se pode trabalhar com um estado múltiplo de fissuras. O amolecimento pós-pico da argamassa tracionada foi modelado usando uma lei exponencial, enquanto que o comportamento à compressão foi representado pela lei de decaimento de Thorenfeldt (1987). Na Figura 3.15 apresenta-se as curvas do comportamento pós-pico adotadas. Foi considerada a redução da rigidez ao cisalhamento devido à fissuração, adotando a retenção ao cisalhamento constante (β), aplicável para materiais frágeis e quasifrágeis, (DIANA, 2014). Na Figura 3.16 representa-se a idealização da retenção constante no cisalhamento.

Figura 3.15. Comportamento pós-pico adotado para a argamassa, exponencial à tração e Thorenfeldt à compressão.



Fonte: (Adaptado de DIANA, 2014).

Figura 3.16. Retenção constante ao cisalhamento.



Fonte: (Adaptado de DIANA, 2014).

Os dois traços de argamassa estudados experimentalmente, 1:0,5:4 e 1:1:6, em volume de cimento, cal e areia, foram avaliados na simulação numérica utilizando as propriedades mecânicas medidas experimentalmente ou calculadas indiretamente. Na Tabela 3.5 apresentase a resistência à compressão, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade determinados experimentalmente, além da resistência à tração, adotada como um décimo da resistência à compressão, a energia de fratura à compressão (G_{fc}), calculada usando a Equação 3.3, segundo Feenstra e Borst (1993), Farias (2008) e Diógenes (2013), e a energia de fratura à tração (G_{fi}), calculada usando a Equação 3.4, proposta no CEB-FIP Model Code (1990). O parâmetro de retenção ao cisalhamento (β) foi adotado igual a 0,01, valor default do TNO Diana[®].

Tabela 3.5. Propriedades mecânicas adotadas para as argamassas nas simulações numéricas utilizando o modelo de fissuração distribuída.

Propriedades mecânicas	Argamass	a - 1:0,5:4	Argamas	sa - 1:1:6
Propriedades mecanicas	d/h=0,3	d/h=1,0	d/h=0,3	d/h=1,0
Módulo de elasticidade (GPa)	20	17	4,95	8,36
Coeficiente de Poisson	0,15	0,21	0,17	0,29
Resistência à compressão (MPa)	14,4	13,1	2,8	4,0
Energia de fratura à compressão (MPa/mm)	3,3	3,0	1,02	1,32
Resistência à tração (MPa)	1,44	1,31	0,28	0,40
Energia de fratura à tração (MPa/mm)	0,033	0,03	0,010	0,013

Fonte: (Própria).

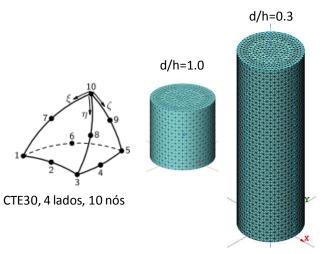
$$G_{fc} = 100 G_{ft}$$
 (3.3)

$$G_{ft} = 0.025 \left(\frac{fc}{10}\right)^{0.7} \tag{3.4}$$

Onde: f_c é a resistência à compressão uniaxial da argamassa.

Os corpos-de-prova simulados possuíam diâmetro de 45mm e alturas de 50mm e 140mm, resultando em relações diâmetro/altura (*d/h*) de 0,3 e 1,0, aproximadamente. O elemento finito utilizado foi o tetraedro CTE30, quadrático, de 10 nós. O modelo de menor altura possuía 22858 elementos e 33879 nós, enquanto que o de maior altura, 44732 elementos e 66969 nós. Na Figura 3.17 apresenta-se o elemento adotado, e as malhas de elementos finitos utilizadas.

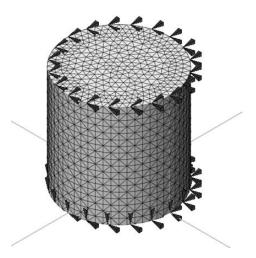
Figura 3.17. Elemento adotado e malhas de elementos finitos utilizadas nas simulações.



Fonte: (Própria).

O carregamento foi aplicado na forma de incrementos de deformação, tomando como limite o valor médio observado nos ensaios experimentais. As condições de contorno foram de restrição aos deslocamentos de translação horizontal nos nós da face superior do prisma, e restrição a todas as translações, verticais e horizontais, nos nós da face inferior, como mostrado na Figura 3.18. A estratégia de solução do sistema de equações não lineares foi do tipo secante, quasi-Newtoniano, solucionado pelo método BFGS (Broyden, Fletcher, Goldfarb e Shanno, apud DIANA, 2014). O critério de convergência foi o de deslocamentos, com tolerância de 0,001. A técnica do *Line Search* foi adotada para acelerar a convergência na solução.

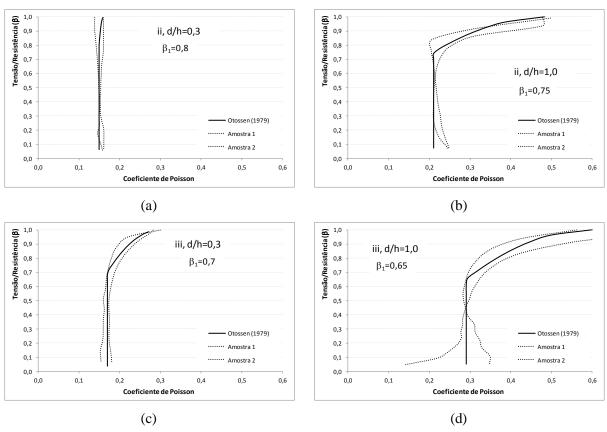
Figura 3.18. Condições de contorno adotadas.



3.3.2. Análise Numérica Utilizando o Modelo Elástico Não Linear por Fases

As dificuldades encontradas na reprodução do comportamento da argamassa comprimida próximo à ruptura com os modelos não lineares existentes, sugeriram uma abordagem diferente. Propôs-se um modelo elástico não linear aplicado de maneira incremental por fases. No TNO Diana® esta abordagem é chamada de "phased analysis". Em cada fase é realizada uma análise utilizando as informações da fase anterior, podendo incorporar novos carregamentos e modificar as propriedades dos materiais ou condições de contorno entre uma fase e outra. No presente estudo, foram realizadas análises elásticas não lineares utilizando a malha deformada e as tensões nos elementos das fases anteriores, atualizando o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do material a cada nova fase. Os valores do módulo de elasticidade foram ajustados a partir dos resultados experimentais obtidos para as argamassas testadas, de maneira a sobrepor o comportamento do modelo numérico com os valores experimentais. Já o coeficiente de Poisson foi aproximado pelo modelo de Ottosen (1979), pois foi o que apresentou a melhor concordância com os resultados medidos experimentalmente, como pode ser observado na Figura 3.19. No modelo de Ottosen (1979) o coeficiente de Poisson é modificado em função do nível de tensão (β) aplicado. A partir de um nível de tensão β_I há a propagação de fissuras e um grande incremento no coeficiente de Poisson. O valor de β_I , bem como, os valores do coeficiente de Poisson inicial (v^i) e final (v^f) , são dependentes da natureza do material e foram obtidos dos resultados experimentais.

Figura 3.19. Variação do coeficiente de Poisson medida experimentalmente e pelo modelo de Ottosen (1979). (a) Argamassa ii e d/h=0,3, (b) Argamassa ii e d/h=1,0, (c) argamassa iii e d/h=0,3 e (d) argamassa iii e d/h=1,0.



Os valores do coeficiente de Poisson inicial e final, resistência à compressão, módulo de elasticidade e limite de tensão β_I adotados para a confecção dos gráficos da Figura 3.19, são apresentados na Tabela 3.6.

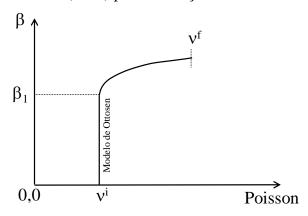
Tabela 3.6. Propriedades mecânicas utilizada para montar o modelo de Ottosen (1979) para variação do coeficiente de Poisson das argamassas.

Argamassa	d/h	v^{i}	v^f	eta_l	E_i (GPa)	f_{ac} (MPa)
::	0,3	0,15	0,16	0,80	20,0	15,6
11	1,0	0,21	0,50	0,75	17,0	13,5
:::	0,3	0,17	0,30	0,70	4,95	2,8
111	1,0	0,29	0,60	0,65	8,36	4,0

Fonte: (Própria).

Na Figura 3.20 apresenta-se a idealização do modelo Ottosen (1979) e as Equações 3.6 e 3.7 descrevem o modelo.

Figura 3.20. Modelo de Ottosen (1979) para a variação do coeficiente de Poisson.



Fonte: (Adaptado de Ottosen, 1979).

$$v = v_i Se \beta \le \beta_l (3.6)$$

$$v = v_f - (v_f - v_i). \sqrt{1 - \frac{\beta - \beta_1}{1 - \beta_1}}$$
 Se $\beta > \beta_I$ (3.7)

Onde: ν é o coeficiente de Poisson para um determinado nível de tensão aplicado.

 v_i é o coeficiente de Poisson inicial.

 v_f é o coeficiente de Poisson final.

 β é o nível de tensão aplicado.

 β_l é o limite de tensão a partir do qual ocorre a variação no comportamento do coeficiente de Poisson, dependente do tipo de argamassa.

Calculados os valores do coeficiente de Poisson utilizando o modelo de Ottosen (1979) e do módulo de elasticidade tangente em função do nível de tensão com auxílio dos resultados experimentais, pôde-se montar a Tabela 3.7 onde mostra-se os valores dessas propriedades para cada uma das dez fases avaliadas nas análises numéricas para as argamassas testadas.

Tabela 3.7. Valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson utilizados na análise por fases para cada uma das argamassas e relação d/h.

Fase	ii - <i>d/h</i> =	=0,3	ii - <i>d/h</i> =	=1,0	iii - d/h	=0,3	iii - d/h=	=1,0
rase	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν	E (MPa)	ν
1	20000	0,150	17000	0,210	4980	0,170	8900	0,290
2	17800	0,150	14000	0,210	4620	0,170	7000	0,290
3	15500	0,150	10000	0,210	3830	0,170	5500	0,290
4	12900	0,150	7950	0,210	3120	0,170	4320	0,290
5	11500	0,150	5940	0,240	2240	0,170	3100	0,350
6	9400	0,150	5100	0,330	1710	0,170	2300	0,370
7	7400	0,153	3500	0,360	1240	0,180	1900	0,400
8	6800	0,154	2200	0,390	830	0,211	1700	0,430
9	3170	0,156	1500	0,430	480	0,240	1250	0,460
10	1810	0,158	550	0,482	280	0,270	1000	0,499

A geometria, malha de elementos finitos, condições de contorno e carregamentos foram mantidos iguais aos da análise numérica usando o modelo de fissuração distribuída. A estratégia de solução do sistema de equações não lineares foi do tipo Newton-Raphson, com aproximação tangencial, (DIANA, 2014). O critério de convergência foi o de deslocamentos, com tolerância de 0,001.

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Três grupos de procedimentos experimentais e numéricos foram realizados de maneira a identificar a influência da argamassa no modo de ruptura da alvenaria. Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados encontrados.

4.1. ANÁLISE VISUAL DA RUPTURA DE PRISMAS COMPRIMIDOS AXIALMENTE

Como já descrito, o modo de ruptura e influência da argamassa de assentamento foram analisados visualmente a partir de dois conjuntos de ensaios. As rupturas de prismas realizadas por De Marco (2016) e as realizadas nesta pesquisa. Na sequência, serão discutidos os resultados encontrados nessas análises.

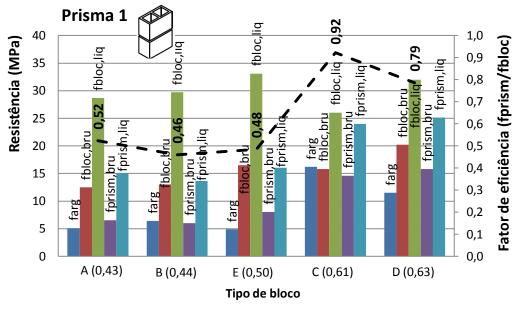
4.1.1. Resultados preliminares obtidos a partir dos ensaios de prismas de blocos cerâmicos realizados por De Marco (2016)

O estudo realizado por De Marco (2016), apesar de não abordar o modo de ruptura da alvenaria, forneceu informações relevantes para esta pesquisa. Como aquele combinou blocos cerâmicos de paredes vazadas e maciças com dois tipos de argamassas, com resistências à compressão diferentes, os resultados de resistência dos prismas e o fator de eficiência prisma/bloco podem ter sido influenciados pelo modo de ruptura e, por isso, são aqui considerados. Na Figura 4.1 apresenta-se as resistências médias dos prismas obtidas por De Marco (2016), além das resistências médias dos blocos e das argamassas, para cada uma das quatro configurações de prismas testadas e para cada uma das geometrias de bloco. Os blocos tipo A, B e E eram blocos de paredes vazadas, enquanto os tipos C e D, de paredes maciças. No eixo horizontal são indicados os tipos de bloco e, entre parênteses, é mostrada a relação área líquida/área bruta do bloco. No eixo vertical da esquerda são indicadas as resistências à compressão axial dos componentes e prismas e no eixo da direita, o fator de eficiência prisma/bloco (linha tracejada).

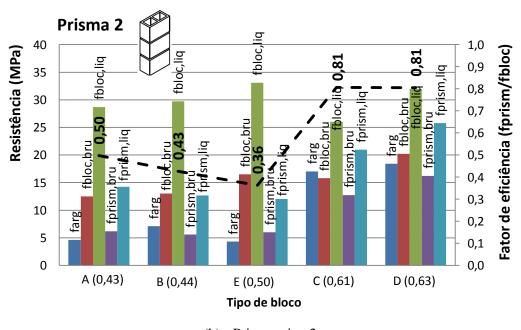
As argamassas utilizadas por De Marco (2016) na confecção dos prismas de blocos de paredes vazadas de dois e três blocos, não contrafiados, tipos 1 e 2, tiveram resistência à compressão variando entre 4,3 MPa e 7,10 MPa, respectivamente, resultando em relações entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco na área líquida entre 0,13 e 0,24. Nesses prismas, o fator de eficiência prisma/bloco oscilou entre 0,36 e 0,52. A média do fator

de eficiência para esses prismas com dois blocos de altura foi de 0,49, enquanto que para os de três blocos, foi de 0,43. Ao aumentar a altura do prisma, de dois para três blocos, houve uma diminuição do fator de eficiência nos prismas de blocos de paredes vazadas, chegando a 25% de diminuição para os blocos tipo E.

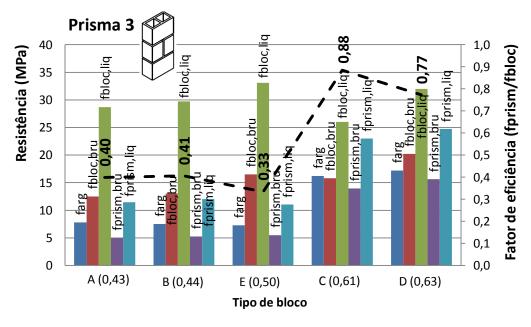
Figura 4.1. Resistências médias obtidas por De Marco (2016) para os componentes e prismas.



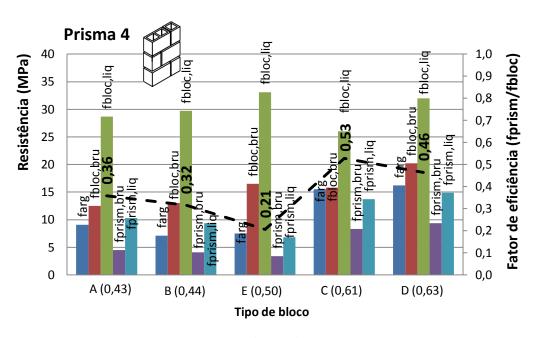
(a) - Prismas tipo 1



(b) - Prismas tipo 2



(c) - Prismas tipo 3



(d) - Prismas tipo 4

Fonte: (Adaptado de De Marco, 2016).

Já os prismas tipos 1 e 2 executados com blocos de paredes maciças, onde as relações entre as resistências da argamassa e do bloco variavam entre 0,36 e 0,65, as eficiências prisma/bloco obtidas foram significativamente maiores, ficando entre 0,79 e 0,92.

O comportamento observado para os prismas tipo 3, com três blocos de altura e fiada central com dois meio-blocos, foi semelhante. Os conjuntos com blocos de paredes vazadas apresentavam relações entre a resistência da argamassa e resistência do bloco na área líquida

entre 0,22 e 0,27, enquanto para os conjuntos com blocos de paredes maciças, essa relação foi de 0,54 e 0,62. Os fatores de eficiência prisma/bloco foram distintos entre os prismas com blocos de paredes vazadas e de blocos de paredes maciças, em média foram de 0,38 para os de blocos de paredes vazadas e 0,83 para os de blocos de paredes maciças.

Os fatores de eficiência obtidos para os prismas tipo 4, com três fiadas de altura, todas com um bloco e meio, foram sensivelmente menores que os dos demais prismas. Em média, foram 60% dos valores obtidos para os prismas de dois blocos, tipo 1, indicando que essa conformação de prisma apresenta um comportamento semelhante ao de parede, como sugerido no Eurocode 6. Para essa geometria de prisma, os conjuntos de blocos de paredes maciças apresentavam relações entre as resistências da argamassa e do bloco de 0,26, em média, enquanto para os conjuntos com blocos de paredes maciças, essa relação era, em média, de 0,55. Os fatores de eficiência também diferiram nessa situação. Os prismas com blocos de paredes vazadas apresentaram um valor médio de 0,29, enquanto nos prismas com blocos de paredes maciças o fator de eficiência médio foi de 0,50. A influência da geometria do prisma sobre o fator de eficiência prisma/bloco já foi extensamente relatada no meio técnico, visto que quanto maior o número de fiadas e presença de juntas verticais, menor o fator de eficiência observado. O estudo de Santos (2008) exemplifica essa observação. O autor encontrou fatores de eficiência prisma/bloco para pequenas paredes da ordem de 58% do observado para prismas de dois blocos de altura.

Santos (2008) avaliou dois tipos de blocos cerâmicos, de paredes vazadas e maciças, com relação área líquida/área bruta de 0,41 e 0,49, respectivamente, e resistências à compressão na área líquida de 28,54 MPa para o bloco vazado e 30,82 MPa para o bloco de paredes maciças. Os dois blocos foram combinados com quatro tipos diferentes de argamassas industrializadas, resultando em proporções de resistência da argamassa e resistência do bloco, em média, de 0,15, 0,30, 0,47 e 0,58. Três geometrias diferentes de prismas foram avaliadas. Prismas de dois blocos de altura, três blocos de altura e pequenas paredes com quatro fiadas, todas com dois blocos e meio.

Os fatores de eficiência observados por Santos (2008) foram sempre maiores para os prismas com blocos de paredes maciças, quando comparados com os prismas de blocos de paredes vazadas com mesma geometria e mesmo tipo de argamassa. Da mesma forma, o aumento da resistência da argamassa resultou em aumento do fator de eficiência do prisma. A argamassa de menor resistência ($f_a/f_{b,liq} = 0,15$) resultou em uma eficiência média de 0,40 para os prismas de dois blocos de altura, enquanto que para a argamassa mais resistente ($f_a/f_{b,liq} = 0,58$) a eficiência média foi de 0,66. O estudo de Santos (2008) não foi conclusivo sobre o

modo de ruptura dos prismas. O autor relatou a ocorrência de esmagamento da argamassa das juntas, mas sua ocorrência aparentava ser "randômica", provavelmente pelo método de observação empregado.

A diferença entre os fatores de eficiência dos prismas executados com blocos de geometria diferentes, paredes maciças e vazadas, e com proporções de resistência argamassa/bloco distintas, observados por De Marco (2016), indicam que o modo de ruptura foi diferente, demonstrando que a interação entre a argamassa e o bloco é determinante sobre o modo de ruptura.

Cita-se novamente o estudo de Portella (2015), onde foram apresentados fatores de eficiência prisma/bloco obtidos em mais de novecentos ensaios de compressão axial de prismas de blocos cerâmicos, com dois blocos de altura, executados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSM. O pesquisador concluiu que o fator de eficiência era dependente da resistência à compressão do bloco. Contudo, Portella (2015) não apresentou as resistências das argamassas de assentamento, desconsiderando a influência da argamassa sobre a eficiência dos prismas, mesmo assim, seus resultados são significativos pela grande quantidade de amostras estudadas. Na Tabela 4.1 resume-se os fatores de eficiência médios e característicos medidos por Portella (2015) e os valores que o autor sugere, em função das faixas de resistência à compressão na área bruta dos blocos.

Tabela 4.1. Fatores de eficiência prisma/bloco obtidos por Portella (2015).

Faixa de resistência	Fa	Fator de eficiência prisma/bloco									
do bloco (MPa)	Médio	Característico	Sugerido								
6 a 8,5	0,55	0,48	0,50								
8,5 a 10	0,44	0,37	0,40								
10 a 12	0,46	0,38	0,40								
12 a 15	0,41	0,33	0,35								
Acima de 15	0,39	0,31	0,35								

Fonte: (Adaptado de Portella, 2015).

Rememorando que as resistências médias na área bruta medidas para os blocos estudados por De Marco (2016) foram todas maiores que 12,5 MPa e, a partir dos valores propostos na Tabela 4.1, os fatores de eficiência esperados para os prismas de De Marco (2016) seriam de, aproximadamente, 0,35. No entanto, os valores obtidos superaram esse valor na maior parte dos casos, principalmente quando analisados os resultados dos prismas de blocos de paredes maciças, onde para os prismas tipo 1, com blocos tipo C, a eficiência

obtida foi de 0,92, muito acima da relatada por Portella (2015) e Santos (2008). O estudo de De Lima (2010), citado na revisão bibliográfica, relatou fatores de eficiência de até 0,91 para prismas de dois blocos com argamassas de assentamento com resistência próxima a 70% da resistência do bloco na área líquida e espessura da junta de assentamento de 10mm. O autor concluiu que o modo de ruptura dos prismas e o fator de eficiência estão relacionados e dependem da proporção entre as resistências da argamassa e do bloco e da espessura da junta de assentamento. Espessuras de junta de 20mm resultaram sempre em ruptura por esmagamento da argamassa. Da mesma forma, o esmagamento ocorreu para todas espessuras de junta testadas quando a resistência da argamassa era da ordem de 0,3 da resistência do bloco na área líquida. Os resultados de De Lima (2010) evidenciam que o fator de eficiência está ligado ao modo de ruptura.

O modo de ruptura dos prismas estudados por De Marco (2016) foi avaliado através da análise de 68 vídeos dos ensaios de compressão realizados. Na Tabela 4.2 apresenta-se a relação de vídeos, a geometria e o nome do prisma a que se referem, o tipo de bloco utilizado, a resistência à compressão da argamassa, e a carga e a tensão no início do processo de ruptura, seja pelo surgimento de fissuras ou desplacamento nas juntas, seja pelo surgimento de fissuras nos blocos. Na Tabela apresenta-se, também, a carga máxima de ruptura do prisma e a tensão correspondente (f_p) , a relação entre as tensões no início e no fim do processo de ruptura (σ_{pi}/f_p) e a relação entre a resistência no início da ruptura e a resistência à compressão da argamassa confinada (σ_{pi}/f_a*) . As tensões da Tabela foram calculadas em função da área líquida do bloco. Os prismas com campos não preenchidos para o início do processo de ruptura são aqueles que apresentaram ruptura brusca, sem aviso. As linhas sombreadas indicam os blocos de parede vazada.

A resistência à compressão confinada da argamassa (f_a *) apresentada na Tabela 4.2 foi estimada a partir da Equação 2.9. Nesta, a resistência à compressão confinada é maior que a resistência à compressão axial em função da pressão lateral confinante. O coeficiente angular (k) da reta foi adotado igual a 2,35 para as argamassas de menor resistência, usada nos prismas de blocos de paredes vazadas, e 3,3 para a de maior resistência, usada nos prismas de blocos de paredes maciças. A pressão lateral confinante foi adotada igual à resistência à tração do bloco, de acordo com a Tabela 3.1.

Da análise dos resultados da Tabela 4.2, percebe-se que a forma e o avanço do processo de ruptura foram dependentes da geometria do prisma e do tipo de bloco utilizado.

Foi proposto o uso da relação entre a tensão atuante no início do processo de ruptura (σ_{pi}) e a tensão final de ruptura (f_p) como um indicativo da ductilidade do prisma. Quanto menor o valor desta relação, mais dúctil foi a ruptura.

Para prismas de dois blocos, a relação σ_{pi}/f_p variou entre 0,52 e 0,92, sendo que, para os prismas de paredes vazadas houve predominância de valores mais altos. Mesmo assim, o avanço da degradação foi visível para todos os prismas estudados. Esse fato deve-se ao efeito do confinamento provocado pelos pratos da prensa sobre o corpo-de-prova, aumentando a ductilidade do material. Os valores mais baixos de σ_{pi}/f_p foram para os prismas executados com blocos de paredes maciças (blocos tipo C e D), onde a área de contato entre o bloco e a argamassa é maior, assim como a relação entre a resistência da argamassa e a do bloco. Esses dois fatores contribuíram para o aumento da ductilidade do conjunto. Ainda, a forma de ruptura foi diferente em função do tipo de bloco utilizado. Nos blocos de parede vazada combinados com argamassa de baixa resistência, houve evidências do esmagamento da argamassa, enquanto que nos de parede maciça combinados com argamassa de alta resistência, houve o surgimento de fissuras verticais, caracterizando a ruptura por tração no bloco.

Na Figura 4.2 apresenta-se o típico avanço da ruptura em um prisma de blocos de paredes vazadas, onde houve o esmagamento da argamassa. Na Figura 4.2 (a) surge a primeira fissura na junta para um nível de tensão (σ_{pi}/f_p) de 0,92. A partir da falha na junta, houve a propagação das trincas para os blocos, com seu crescimento em número e tamanho, conforme pode ser observado na Figura 4.2 (b), até resultar na ruptura do conjunto com o desplacamento do bloco próximo à junta, ilustrado na Figura 4.2 (c).

Tabela 4.2. Relação dos vídeos das rupturas dos prismas de De Marco (2016).

	- ·			Área líquida	Argamassa	Início da	ruptura	Final da F	Ruptura		
Vídeo	Geometria	Bloco	Prisma	bloco (cm²)	f_a^* (MPa)	Carga (kN)	σ_{pi} (Mpa)	Carga (kN)	f_p (MPa)	$\sigma_{\!pi}/f_p$	$\sigma_{\!pi}/f_{a^*}$
Vídeo 01		Bloco A	D5	172,17	7,12	241,60	14,03	262,36	15,24	0,92	1,97
Vídeo 02	•	Bloco A	D4	172,17	7,12	195,59	11,36	232,16	13,48	0,84	1,60
Vídeo 03		Bloco B	C10	175,13	8,49	127,89	7,30	243,75	13,92	0,52	0,86
Vídeo 04		Bloco B	C11	175,13	8,49	195,46	11,16	246,62	14,08	0,79	1,31
Vídeo 05		Bloco C	A9	243,86	18,77	450,00	18,45	603,46	24,75	0,75	0,98
Vídeo 06		Bloco D	B2	251,34	14,67	333,98	13,29	644,26	25,63	0,52	0,91
Vídeo 07	•	Bloco D	В3	251,34	14,67	350,00	13,93	636,24	25,31	0,55	0,95
Vídeo 08		Bloco D	B4	251,34	14,67	350,00	13,93	631,23	25,11	0,55	0,95
Vídeo 09		Bloco B	J6	175,13	9,19	-	-	204,94	11,70	-	-
Vídeo 10		Bloco B	J7	175,13	9,19	-	-	244,22	13,95	-	-
Vídeo 11		Bloco B	Ј8	175,13	9,19	179,67	10,26	208,05	11,88	0,86	1,12
Vídeo 12	•	Bloco B	J9	175,13	9,19	-	-	243,62	13,91	-	-
Vídeo 13		Bloco B	J10	175,13	9,19	193,60	11,05	202,96	11,59	0,95	1,20
Vídeo 14		Bloco B	J11	175,13	9,19	205,95	11,76	241,59	13,80	0,85	1,28
Vídeo 15		Bloco C	I 6	243,86	19,57	470,70	19,30	565,35	23,18	0,83	0,99
Vídeo 16		Bloco C	I 7	243,86	19,57	334,57	13,72	508,06	20,83	0,66	0,70
Vídeo 17		Bloco C	I9	243,86	19,57	404,41	16,58	562,77	23,08	0,72	0,85
Vídeo 18	\checkmark	Bloco C	I10	243,86	19,57	321,97	13,20	570,01	23,37	0,56	0,67
Vídeo 19		Bloco C	I11	243,86	19,57	233,11	9,56	471,84	19,35	0,49	0,49
Vídeo 20		Bloco D	H10	251,34	21,63	267,62	10,65	642,79	25,57	0,42	0,49
Vídeo 21		Bloco D	Н8	251,34	21,63	374,40	14,90	642,71	25,57	0,58	0,69

continua.

Tabela 4.2, continuação.

					Amaamaaaa	Início da	minting	Final da I	Disentismo		
Vídeo	Geometria	Bloco	Prisma	Área líquida bloco (cm²)	Argamassa f_a^* (MPa)				_	$\sigma_{\!pi}/f_{\!p}$	$\sigma_{\!pi}/f_{a^*}$
V/ 1 22		D1 A	1.0	172.17		Carga (kN)	σ_{pi} (Mpa)	Carga (kN)	f_p (MPa)		
Vídeo 22		Bloco A	L8	172,17	9,82	168,44	9,78	196,47	11,41	0,86	1,00
Vídeo 23		Bloco A	L9	172,17	9,82	141.70	- 0.22	205,68	11,95	0.74	-
Vídeo 24		Bloco A	L10	172,17	9,82	141,70	8,23	192,14	11,16	0,74	0,84
Vídeo 25		Bloco B	M6	175,13	9,59	142,70	8,15	220,20	12,57	0,65	0,85
Vídeo 26		Bloco B	M8	175,13	9,59	121,83	6,96	211,97	12,10	0,57	0,73
Vídeo 27		Bloco B	M9	175,13	9,59	149,94	8,56	199,92	11,42	0,75	0,89
Vídeo 28		Bloco B	M10	175,13	9,59	121,60	6,94	189,05	10,79	0,64	0,72
Vídeo 29		Bloco B	M11	175,13	9,59	168,45	9,62	223,41	12,76	0,75	1,00
Vídeo 30		Bloco E	K6	197,32	9,63	139,44	7,07	238,31	12,08	0,59	0,73
Vídeo 31		Bloco E	K7	197,32	9,63	139,43	7,07	226,57	11,48	0,62	0,73
Vídeo 32		Bloco E	K8	197,32	9,63	123,92	6,28	200,90	10,18	0,62	0,65
Vídeo 33		Bloco E	K11	197,32	9,63	120,89	6,13	216,43	10,97	0,56	0,64
Vídeo 34		Bloco C	N6	243,86	18,77	411,33	16,87	578,64	23,73	0,71	0,90
Vídeo 35		Bloco C	N7	243,86	18,77	244,53	10,03	501,32	20,56	0,49	0,53
Vídeo 36	•	Bloco C	N9	243,86	18,77	405,62	16,63	568,36	23,31	0,71	0,89
Vídeo 37		Bloco D	O6	251,34	20,37	-	-	607,15	24,16	-	-
Vídeo 38		Bloco D	O7	252,34	20,37	475,45	18,84	656,58	26,02	0,72	0,93
Vídeo 39		Bloco D	O8	253,34	20,37	541,22	21,36	608,87	24,03	0,89	1,05
Vídeo 40		Bloco D	O9	254,34	20,37	443,33	17,43	640,36	25,18	0,69	0,86
Vídeo 41		Bloco D	O10	255,34	20,37	468,25	18,34	618,38	24,22	0,76	0,90
Vídeo 42		Bloco D	O11	256,34	20,37	543,99	21,22	607,63	23,70	0,90	1,04
Vídeo 43		Bloco A	P6	172,17	11,12	248,63	14,44	292,14	16,97	0,85	1,30
Vídeo 44		Bloco A	P7	172,17	11,12	228,28	13,26	257,89	14,98	0,89	1,19
Vídeo 45		Bloco A	P8	172,17	11,12	209,29	12,16	263,37	15,30	0,79	1,09
Vídeo 46		Bloco A	P9	172,17	11,12	217,42	12,63	245,72	14,27	0,88	1,14
Vídeo 47		Bloco A	P10	172,17	11,12	255,88	14,86	285,64	16,59	0,90	1,34
Vídeo 48		Bloco A	P11	172,17	11,12	249,53	14,49	310,29	18,02	0,80	1,30
Vídeo 49		Bloco E	Q8	197,32	9,83	48,40	2,45	156,72	7,94	0,31	0,25
Vídeo 50		Bloco E	Q10	197,32	9,83	95,52	4,84	215,23	10,91	0,44	0,49
Vídeo 51	\bigvee	Bloco E	Q11	197,32	9,83	120,11	6,09	191,95	9,73	0,63	0,62
Vídeo 52	-	Bloco B	R6	175,13	9,19	114,73	6,55	240,89	13,75	0,48	0,71
Vídeo 53		Bloco B	R7	175,13	9,19	105,82	6,04	249,48	14,25	0,42	0,66

continua.

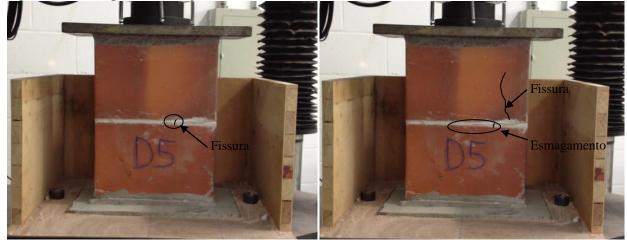
Tabela 4.2, continuação.

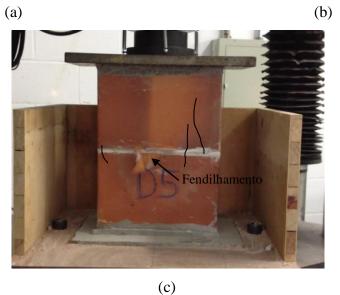
Vídeo	Geometria	Bloco	Prisma	Área líquida	Argamassa	Início da	ruptura	Final da	Ruptura	7 /f	- /f																	
Video	Geometria	Dioco	1 HSHIa	bloco (cm²)	f_a^* (MPa)	Carga (kN)	σ_{pi} (Mpa)	Carga (kN)	f_p (MPa)	$\sigma_{\!pi}\!/\!f_p$	$\sigma_{\!pi}/f_{\!a}*$																	
Vídeo 54		Bloco B	R8	175,13	9,19	79,90	4,56	204,75	11,69	0,39	0,50																	
Vídeo 55		Bloco B	R9	175,13	9,19	-	-	275,25	15,72	-	-																	
Vídeo 56		Bloco B	R10	175,13	9,19	192,82	11,01	297,49	16,99	0,65	1,20																	
Vídeo 57		Bloco B	R11	175,13	9,19	-	-	250,79	14,32	-	-																	
Vídeo 58		Bloco C	T6	243,86	18,07	86,47	3,55	560,45	22,98	0,15	0,20																	
Vídeo 59		Bloco C	T8	243,86	18,07	203,87	8,36	388,17	15,92	0,53	0,46																	
Vídeo 60		Bloco C	T9	243,86	18,07	162,83	6,68	689,37	28,27	0,24	0,37																	
Vídeo 61		Bloco C	T10	243,86	18,07	202,50	8,30	347,72	14,26	0,58	0,46																	
Vídeo 62		Bloco C	T11	243,86	18,07	122,74	5,03	485,80	19,92	0,25	0,28																	
Vídeo 63		Bloco D																		S6	256,34	19,37	403,02	15,72	669,72	26,13	0,60	0,81
Vídeo 64	•	Bloco D	S 7	256,34	19,37	236,49	9,23	625,83	24,41	0,38	0,48																	
Vídeo 65		Bloco D			S 8	256,34	19,37	289,38	11,29	683,93	26,68	0,42	0,58															
Vídeo 66		Bloco D	S9	256,34	19,37	-	-	578,62	22,57	-	-																	
Vídeo 67		Bloco D	S10	256,34	19,37	414,73	16,18	526,65	20,54	0,79	0,84																	
Vídeo 68		Bloco D	S11	256,34	19,37	244,34	9,53	380,68	14,85	0,64	0,49																	

Fonte: (Elaboração própria).

Figura 4.2. Avanço do processo de ruptura por esmagamento da junta no prisma D5, com blocos de paredes vazadas. (a) Surge a primeira fissura na junta de argamassa, (b) a partir da fissura na junta, propagam-se trincas nos blocos e (c) há o fendilhamento do bloco junto à

argamassa e a ruptura do conjunto.

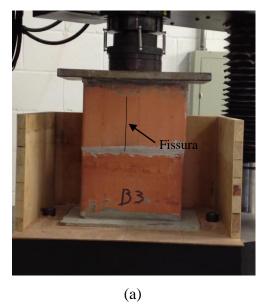


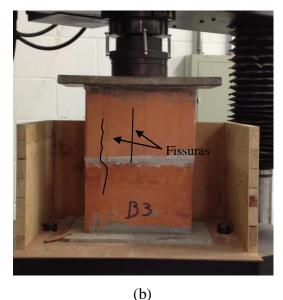


Fonte: (Própria).

Já a Figura 4.3 apresenta a ruptura típica de um prisma de blocos de paredes maciças que rompeu por tração no bloco. A primeira trinca vertical surgiu na parede do bloco superior para um nível de tensão (σ_{pi}/f_p) de 0,55, conforme mostrado na Figura 4.3 (a). Com o crescimento do carregamento, a fissura aumenta de tamanho, propagando-se pela junta até o bloco inferior. Na ruptura, já haviam duas grandes fissuras perfeitamente visíveis na Figura 4.3 (b), que dividiam as paredes dos blocos.

Figura 4.3. Avanço do processo de ruptura por tração do bloco, prisma B3. (a) Surge a primeira trinca vertical na parede do bloco e (b) as trincas generalizam-se, passando pela junta e indo até o bloco inferior.

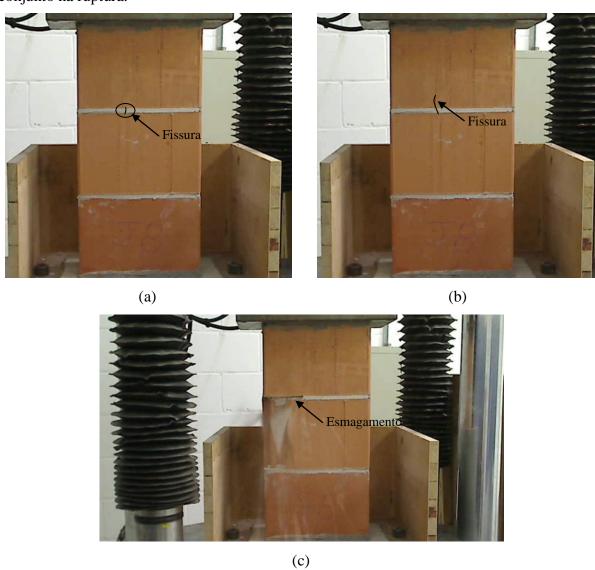




Analisando os prismas de três blocos (tipo 2), houve aumento da esbeltez e diminuição do efeito de confinamento pela ação dos pratos da prensa, diminuindo a ductilidade na ruptura. Nesta geometria, havia apenas vídeos de ensaios de prismas de blocos de paredes vazadas do tipo B, com valor mínimo de σ_{pi}/f_p de 0,85. Três prismas de blocos de paredes vazadas romperam sem aviso. Para os prismas com blocos de parede maciça, foram filmados dois tipos de blocos, C e D, e a relação entre as tensões foi menor do que nos prismas de blocos de paredes vazadas, variando entre 0,42 e 0,83.

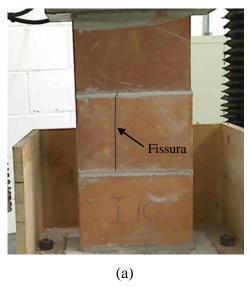
A forma de ruptura dos prismas de três blocos também foi dependente do tipo de bloco utilizado. A Figura 4.4 exemplifica um prisma que rompeu por esmagamento da argamassa. A primeira fissura do prisma J8 surgiu na junta superior, para um nível de tensão de 0,86 da tensão última, conforme a Figura 4.4 (a), e propagou-se para os blocos adjacentes com o avanço da ruína. Com o crescimento das fissuras, observado na Figura 4.4 (b), houve falha da argamassa em uma das extremidades da junta, girando o conjunto e resultando na ruptura mostrada na Figura 4.4 (c).

Figura 4.4. Avanço do processo de ruptura por esmagamento da junta em um prisma de três blocos de paredes vazadas, Prisma J8. (a) Surge a primeira fissura na junta de argamassa, (b) a partir da fissura na junta propagam-se trincas para os blocos e (c) há a falha da junta e giro do conjunto na ruptura.



Já na Figura 4.5 é apresentada a ruptura de um prisma de blocos com paredes maciças (Prisma I10) onde a primeira fissura surgiu na parede do bloco e daí propagou-se pela junta e o bloco adjacente. Essa evolução da ruptura foi típica para essa configuração de prisma e bloco. A fissura surgiu no bloco central, para um nível de tensão de 0,78 (Figura 4.5, a) e propagou-se para os blocos adjacentes. A ruptura aconteceu pela concentração de tensões na interface bloco-junta da fiada superior (Figura 4.5, b).

Figura 4.5. Avanço do processo de ruptura por tração do bloco em prismas de três fiadas com blocos de paredes maciças (Prisma I10). (a) Surge a primeira trinca vertical na parede do bloco central, propagando-se para os blocos adjacentes até que o conjunto rompe (b).





Para os prismas tipo 3, com três fiadas, sendo a central com dois meio blocos e as extremas com blocos inteiros, a ruptura foi função direta da presença da junta vertical na fiada central. A relação média entre tensões no início e no final da ruptura foi de 0,71. O desencadeamento da ruptura foi semelhante para todos os prismas testados, com a primeira fissura surgindo a partir da junta vertical e propagando-se para os blocos adjacentes. A fissura na junta vertical aconteceu, na maioria dos casos, na extremidade superior da junta, tendendo a propagar-se mais para o bloco de cima do que para o inferior, em função da diferença de confinamento provocado pelo aparato móvel de aplicação de carga sobre o bloco superior e a base fixa, na extremidade inferior. No entanto, foi possível observar que a partir da formação da fissura vertical, houve a redistribuição e concentração das tensões nas porções íntegras da fiada central, tendendo a acontecer o esmagamento da junta horizontal imediatamente antes da ruptura dos prismas de blocos de paredes vazadas. Nos prismas de paredes maciças, a ruptura aconteceu por tração no bloco.

Nas Figuras 4.6 e 4.7 exemplificam-se a ruptura dos prismas de paredes vazadas e maciças, respectivamente. A primeira fissura surgiu no prisma da Figura 4.6, para um nível de tensão de 0,75, enquanto que para a Figura 4.7, a primeira fissura surgiu para uma tensão igual a 0,49 da tensão de ruptura.

Figura 4.6. Ruptura típica de um prisma do tipo 3 com blocos de paredes vazadas, Prisma M9. (a) A primeira trinca nasce a partir da junta vertical na fiada central e (b) se propaga para o bloco superior.





Figura 4.7. Ruptura típica de um prisma do tipo 3 com blocos de paredes maciças (Prisma N7). (a) A primeira trinca nasce a partir da junta vertical na fiada central e (b) se propaga para o bloco superior.



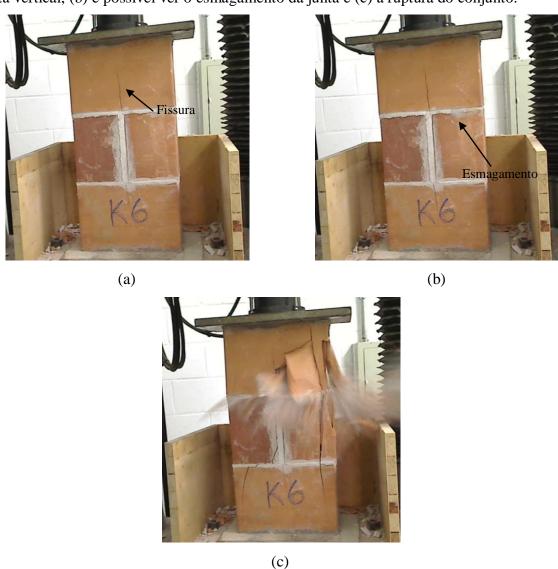


Fonte: (Própria).

Na Figura 4.8 é apresentada a sequência de ruptura de um prisma executado com blocos de paredes vazadas, onde o esmagamento da argamassa pôde ser observado. As três imagens representam quadros com intervalo de tempo de um quinze avos de segundo. Elas

mostram uma sequência praticamente instantânea, que só pôde ser observada pelo método aqui proposto, com extração de imagens quadro a quadro a partir de uma filmagem. Fica evidente que o esmagamento da junta horizontal foi um dos fenômenos que contribuíram na ruptura do prisma.

Figura 4.8. Sequência de ruptura de um prisma do tipo 3 executado com blocos de paredes vazadas onde foi caracterizado o esmagamento (Prisma K6). As imagens foram obtidas com um intervalo de um quinze avos de segundo de diferença. Em (a) surge a primeira fissura na junta vertical, (b) é possível ver o esmagamento da junta e (c) a ruptura do conjunto.



Fonte: (Própria).

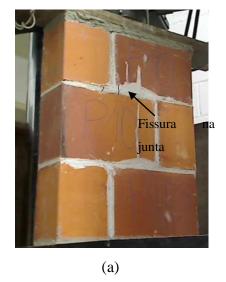
Para os prismas do tipo 4, com três fiadas de altura, todas com um bloco e meio, é perceptível a variação da ductilidade e forma de ruptura em função do tipo de bloco. Os blocos com paredes maciças apresentaram rupturas com maior ductilidade do que os blocos

com paredes vazadas, com as primeiras fissuras surgindo para uma relação entre tensões σ_{pi}/f_p média de 0,42, para os de parede maciça, e 0,65, para os de parede vazada.

O desenvolvimento do processo de ruptura também foi diferente em função do tipo de bloco. Em todos os casos houve o surgimento da primeira fissura próxima à junta vertical da fiada superior, mas para os blocos de parede vazada, ao se propagar, essas fissuras resultaram no acúmulo de tensões nas juntas horizontais, que culminaram no esmagamento da argamassa e, consequentemente, no fendilhamento lateral do bloco próximo à junta. Já para os blocos de paredes maciças, a primeira fissura se propagou até que os blocos rompessem por tração lateral.

Na Figura 4.9 é apresentado o avanço do processo de ruptura para prismas do tipo 4 executados com blocos de parede vazada. A primeira fissura observada aconteceu na junta horizontal, próximo à junta vertical, Figura 4.9 (a). Imediatamente após o aparecimento dessa fissura, ocorreu o esmagamento da junta horizontal, Figura 4.9 (b) e, por fim, ocorreu a rotação do conjunto e a ruptura do prisma, 4.9 (c). A sequência de imagens apresentada é quadro a quadro, ou seja, com um intervalo de um quinze avos de segundo entre elas. Pela forma de ruptura observada, o esmagamento da junta de argamassa induziu a primeira fissura observada na junta horizontal.

Figura 4.9. Ruptura típica de um prisma do tipo 4 com blocos de paredes vazadas, Prisma P10. A primeira trinca nasce a partir da junta vertical da fiada superior (a), induz o esmagamento da junta horizontal (b), esse esmagamento se generaliza (c) e o conjunto rompe (d).









A mesma sequência foi observada no prisma da Figura 4.10, também de paredes vazadas. No entanto, o esmagamento da junta resultou na concentração de tensões sobre o bloco inteiro da fiada inferior, e não sobre o meio bloco, como na Figura 4.9. Isso se deve ao caráter frágil e errático da propagação de trinca em um material como a argamassa.

Figura 4.10. Ruptura de um prisma do tipo 4 com blocos de paredes vazadas onde ficou evidenciado o esmagamento (Prisma P6). A primeira trinca nasce a partir da junta vertical da fiada superior (a), induz o esmagamento da junta horizontal (b), esse esmagamento se generaliza (c) e o conjunto rompe (d).









Na Figura 4.11 exemplifica-se o processo de ruptura de prismas do tipo 4 executados com blocos de paredes maciças, onde a ruptura aconteceu por falha do bloco. Ao contrário do prisma de paredes vazadas, a fissura surgiu na junta vertical e propagou-se para o bloco adjacente, sem a ocorrência de esmagamento da argamassa.

Figura 4.11. Ruptura típica de um prisma do tipo 4 com blocos de parede maciça (Prisma S6). A primeira trinca nasce a partir da junta vertical da fiada superior e propaga-se para os blocos adjacentes (a), os blocos rompem por tração lateral (b) e ocorre a ruptura por perda de equilíbrio do conjunto (c).







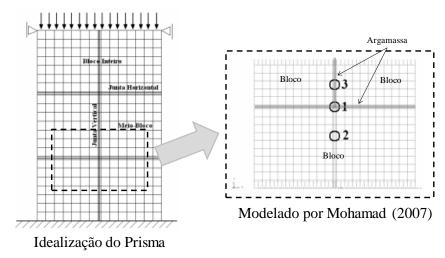
(c)

Fonte: (Própria).

Após a análise dos resultados de De Marco (2016), fica evidente que o esmagamento da junta de argamassa em prismas com blocos cerâmicos é um dos fenômenos envolvidos no processo de ruptura da alvenaria. O esmagamento pode ser considerado um fator desencadeante do processo, como observado nos prismas tipo 1 e 2, onde não há junta vertical, ou pode ser considerado uma parte intermediária, como visto nos prismas tipo 3 e 4, onde a fissura surgia na junta vertical e posteriormente acontecia o esmagamento da argamassa. A segunda possibilidade já havia sido identificada por Mohamad (2007).

Mohamad (2007) simulou numericamente o comportamento da interação das juntas verticais e horizontais de prismas de blocos de concreto comprimidos, com o intuito de identificar a influência da abertura das fissuras nas juntas verticais sobre o desenvolvimento das tensões nas juntas. O modelo consistia em uma malha bidimensional de elementos finitos de 8 nós para representar os blocos e a argamassa, e elementos de interface na ligação entre os materiais, tanto nas juntas horizontais quanto verticais. O modelo plástico constitutivo utilizado para os blocos e a argamassa foi o combinado de Rankine e Ducker-Prager, enquanto que o utilizado para as interfaces foi o de fissuração discreta, todos incorporados no software TNO Diana[®]. Por ser um problema simétrico, o pesquisador modelou apenas metade do prisma, conforme a Figura 4.12. Os pontos 1, 2 e 3 indicados na Figura foram escolhidos para a análise das tensões. O ponto 1 é o encontro das juntas vertical e horizontal, enquanto que o ponto 2 é um elemento localizado no bloco, e o 3, um elemento da junta vertical.

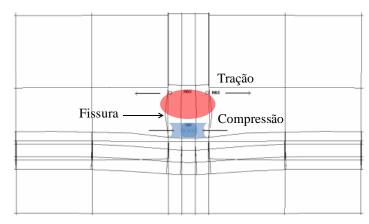
Figura 4.12. Modelo em elementos finitos realizado por Mohamad (2007) para simular o efeito das juntas verticais sobre as tensões no prisma.



Fonte: (Adaptado de Mohamad, 2007).

Os resultados do modelo numérico de Mohamad (2007) indicaram o desenvolvimento de tensões de tração imediatamente acima do encontro entre as juntas vertical e horizontal, provocando o descolamento entre o bloco e a junta vertical. A partir desse descolamento, houve a concentração de tensões na junta horizontal, provocando o esmagamento da mesma e o colapso do prisma. Na Figura 4.13 apresenta-se os pontos de concentração de tensões. Os resultados foram condizentes com o observado em prismas de blocos de concreto rompidos pelo pesquisador e com o indicado nas Figuras 4.6 a 4.10 do presente trabalho.

Figura 4.13. Tensões desenvolvidas no encontro das juntas verticais e horizontais.



Fonte: (Adaptado de Mohamad, 2007).

O mesmo mecanismo de ruptura foi observado por Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014), quando ensaiaram prismas de concreto com três blocos de altura, contrafiados na fiada

central. A fissura surgia no bloco superior, na continuidade da junta vertical central, e propagava-se para o corpo do bloco.

A tentativa de prever o início do processo de ruptura a partir da tensão de compressão resistente da argamassa confinada não apresentou resultados satisfatórios. O valor da tensão resistente confinada foi previsto a partir da Equação 2.9, adotando o valor do coeficiente angular como a média dos trabalhos de Khoo (1972), Atkinson et. al (1985) e Mohamad (1998), para argamassas com o mesmo nível de resistência à compressão. A tensão lateral confinante foi adotada como sendo a resistência à tração indireta do bloco, igual a 3% da resistência à compressão na área bruta, conforme os trabalhos de Santos (2008) e Leão (2008). No entanto, os valores da relação do início de processo de ruptura e da resistência da argamassa confinada (σ_{pi}/f_a*) variaram entre 0,20 e 1,97, sendo que uma boa estimativa seria indicada por valores próximos à unidade. Essas variações devem-se à aproximação do valor da resistência à tração dos blocos e da obtenção da resistência da argamassa comprimida em ensaios uniaxiais, onde a variação da relação água/cimento da argamassa em função da perda de água para os blocos não é considerada.

Os resultados de De Marco (2016) demonstram que o esmagamento da argamassa é um fenômeno presente nos mecanismos de ruptura da alvenaria. Contudo, como o pesquisador utilizou sempre argamassa de menor resistência com os blocos de paredes vazadas e argamassas de maior resistência com os blocos de paredes maciças, não foi possível identificar em seu estudo a influência da argamassa e da área de contato na junta propiciada pela geometria do bloco sobre o modo de ruptura dos prismas.

4.1.2. Análise das rupturas à compressão de prismas de dois blocos

A influência da resistência da argamassa de assentamento e da geometria do bloco sobre o modo de ruptura da alvenaria foram estudadas na ruptura de prismas executados com diferentes tipos de argamassa e blocos. Como descrito no capítulo anterior, foram avaliados prismas de dois blocos de altura, executados com blocos cerâmicos de paredes maciças e vazadas, além de blocos de concreto. Duas argamassas diferentes foram testadas, ambas industrializadas, a primeira com resistência à compressão nominal de 4 MPa (fraca) e a segunda com resistência nominal de 15 MPa (forte). Os três tipos de blocos foram combinados com os dois tipos de argamassa, totalizando seis conjuntos ensaiados, com seis espécimes cada conjunto. Uma segunda série de cinco espécimes foi ensaiada para os prismas de argamassa fraca e blocos cerâmicos de paredes maciças e vazadas, sendo chamada de Série

2. Assim, os prismas de blocos cerâmicos e argamassa fraca foram divididos nas Séries 1 e 2, moldadas com os mesmos componentes, mas em períodos distintos. Para identificação dos prismas, usou-se um código alfanumérico. As duas primeiras letras indicavam o tipo de bloco, Ce para blocos cerâmicos e Co para blocos de concreto. Na sequência foi usada uma identificação para o tipo de parede do bloco, M para paredes maciças ou V para paredes vazadas. Como os blocos de concreto são todos com paredes maciças, na identificação desses prismas usou-se a letra M apenas para manter o mesmo número de caracteres no nome de todos os prismas, independente do tipo de bloco. A argamassa foi identificada através das letras S e W. S para a argamassa forte e W para a argamassa fraca. Por fim, usou-se um algarismo arábico sequencial para identificar os prismas do mesmo conjunto. Assim, por exemplo, o segundo prisma testado de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca recebeu o nome de CeMW2. Nos prismas de blocos cerâmicos, os primeiros seis prismas representam a Série 1 e os demais, a Série 2.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam-se os resultados das rupturas dos prismas executados com argamassa fraca e forte, respectivamente. Nessas tabelas são mostradas: a relação dos vídeos, o nome do prisma, o tipo de bloco utilizado, as resistências à compressão uniaxial (f_a) e confinada (f_a *) da argamassa, a resistência à compressão do bloco na área bruta ($f_{bc,brut}$) e na área líquida ($f_{bc,liq}$), resistência à tração indireta por compressão diametral do bloco (f_{bt}), a tensão no início do processo de ruptura do prisma na área líquida ($\sigma_{pi,liq}$), seja pelo surgimento de fissuras ou esmagamento das juntas, seja pelo surgimento de fissuras nos blocos. As Tabelas apresentam, também, a carga máxima de ruptura do prisma e as tensões correspondentes nas áreas líquida ($f_{p,liq}$) e bruta ($f_{p,brut}$), além da relação entre as tensões no início e no fim do processo de ruptura (σ_{pi}/f_p), a relação entre a resistência no início da ruptura e a resistência à compressão da argamassa confinada (σ_{pi}/f_a *). Por fim, são apresentados os resultados médios de tensões de ruptura dos prismas, desvio padrão medido, coeficiente de variação e fator de eficiência prisma/bloco médio (f_p/f_b). Os prismas com campos não preenchidos para o início do processo de ruptura são aqueles que apresentaram ruptura brusca, sem aviso.

Da mesma forma que foi realizado com os resultados de De Marco (2016), a resistência à compressão confinada da argamassa (f_a *), apresentada na Tabela 4.3, foi estimada a partir da Equação 2.9. O coeficiente angular (k) da reta também foi adotado igual a 2,35 para a argamassa de menor resistência, e 3,3 para a de maior resistência. A tensão lateral confinante foi adotada igual à resistência à tração do bloco, medida experimentalmente.

Tabela 4.3. Resultados das rupturas dos prismas executados com argamassa fraca.

				Bloco				Arga	massa						Pr	isma				
										Iníci	o da Rup	tura				Final da	ruptura			
Vídeo	Nome	Tipo	Área líquida (cm²)	Área bruta (cm²)	$f_{bc,brut}$ (MPa)	$f_{bc,liq}$ (MPa)	f_{bt} (MPa)	f_a (MPa)	f_a^* (MPa)	$\sigma_{\!pi,liq} \ m (MPa)$	$\sigma_{\!pi}/\!f_{\!p}$	$\sigma_{\!pi}/f_a*$	Carga (kN)	$f_{p,liq}$ (MPa)	$f_{p,brut}$ (MPa)	Média liq. (MPa)	Média brut. (MPa)	D. Pad. (MPa)	Coef. Var.	f_p/f_b
Vídeo1	CoMW1									2,81	0,26	0,41	344,65	10,66	6,24					
Vídeo2	CoMW2									4,43	0,30	0,65	476,90	14,75	8,63					
Vídeo3	CoMW3	Comonata	222.20	550.24	12.20	21,00	1 65	2.04	6 92	4,37	0,25	0,64	564,50	17,46	10,22	14,08	9.24	2.49	17 60/	0.67
Vídeo4	CoMW4	Concreto	323,29	552,34	12,29	21,00	1,65	2,94	6,82	-	-	-	461,48	14,27	8,35	14,08	8,24	2,48	17,6%	0,67
Vídeo5	CoMW5									3,25	0,21	0,48	501,33	15,51	9,08					
Vídeo6	CoMW6									2,75	0,23	0,40	381,58	11,80	6,91					
Vídeo7	CeMW1									9,69	0,86	1,72	261,24	11,30	6,43					
Vídeo8	CeMW2	Cerâmico								7,19	0,91	1,28	182,94	7,91	4,50					
Vídeo9	CeMW3	Maciço -	231,19	406,13	19,04	33,45	1,14	2,94	5,62	8,91	0,81	1,58	254,33	11,00	6,26	9,15	5,21	1,75	19,1%	0,27
Vídeo10	CeMW4	Série 1	231,19	400,13	19,04	33,43	1,14	2,94	3,02	7,79	0,82	1,39	219,46	9,49	5,40	9,13	3,21	1,73	19,170	0,27
Vídeo11	CeMW5	Serie 1								5,81	0,70	1,03	191,28	8,27	4,71					
Vídeo12	CeMW6									5,07	0,73	0,90	160,43	6,94	3,95					
Vídeo 13	CeMW7									9,19	0,90	1,71	236,00	10,21	5,81					
Vídeo 14	CeMW8	Cerâmico								9,24	0,77	1,72	278,00	12,02	6,85					
Vídeo 15	CeMW9	Maciço -	231,19	406,13	19,04	33,45	1,14	2,70	5,38	7,86	0,77	1,46	237,00	10,25	5,84	11,12	6,33	1,33	12,0%	0,33
Vídeo 16	CeMW10	Série 2								6,27	0,62	1,17	233,00	10,08	5,74					
Vídeo 17	CeMW11									7,23	0,56	1,34	301,00	13,02	7,41					
Vídeo 18	CeVW1									-	-	-	209,81	12,37	5,17					
Vídeo 19	CeVW2	Cerâmico								-	-	-	177,06	10,44	4,36					
Vídeo 20	CeVW3	Vazado -	169,60	405,85	12,50	21,95	0,60	2,94	4,35	-	-	-	241,20	14,22	5,94	10,53	4,40	3,44	32,7%	0,48
Vídeo 21	CeVW4	Série 1								-	-	-	226,28	13,34	5,58					
Vídeo 22	CeVW5									-	-	1.20	115,55	6,81	2,85					
Vídeo 23	CeVW6									5,66	0,94	1,30	101,85	6,01	2,51					
Vídeo 24	CeVW7	Cerâmico								5,71	0,63	1,39	153,00	9,02	3,77					
Vídeo 25	CeVW8	Vazado -	169,60	405,85	12,50	21,95	0,60	2,70	4,11	7,38	0,82	1,80	152,00	8,96	3,75	9,01	3,76	0,15	1,6%	0,41
Vídeo 26	CeVW9	Série 2		102,00		21,73	0,00	2,70	4,11	5,07	0,55	1,23	156,00	9,20		3,84				-,
Vídeo 27	CeVW10									7,43	0,84	1,81	150,00	8,84	3,70					

Fonte: (Elaboração própria).

Tabela 4.4. Resultados das rupturas dos prismas executados com argamassa forte.

				Bloce	0			Arga	massa						Prisma	ı				
										Início	da Rup	tura				Final da ru	ptura			
Vídeo	Nome	Tipo	Área líquida (cm²)	Área bruta (cm²)	f _{bc,brut} (MPa)	$f_{bc,liq}$ (MPa)	f_{bt} (MPa)	f _a (MPa)	f_a* (MPa)	$\sigma_{\!pi,liq} \ m (MPa)$	$\sigma_{\!pi}/\!f_p$	$\sigma_{\!pi}/f_a*$	Carga (kN)	$f_{p,liq}$ (MPa)	$f_{p,brut}$ (MPa)	Média liq. (MPa)	Média brut. (MPa)	D. Pad. (MPa)	Coef. Var.	f_p/f_b
Vídeo 28	CoMS1									-	-	-	429,52	13,29	7,78					
Vídeo 29	CoMS2									-	-	-	451,81	13,98	8,18					
Vídeo 30	CoMS3	Comomoto	222.20	550.24	12.20	21,00	1 65	20,63	26.00	-	-	-	419,06	12,96	7,59	15 10	8,89	2.22	14 60/	0.72
Vídeo 31	CoMS4	Concreto	323,29	552,34	12,29	21,00	1,65	20,03	26,08	-	-	-	488,76	15,12	8,85	15,18	0,09	2,22	14,6%	0,72
Vídeo 32	CoMS5									-	-	-	572,55	17,71	10,37					
Vídeo 33	CoMS6									-	-	-	583,79	18,06	10,57					
Vídeo 34	CeMS1									15,81	0,64	0,65	570,48	24,68	14,05					
Vídeo 35	CeMS2									-	-	-	609,19	26,35	15,00					
Vídeo 36	CeMS3	Cerâmico	231,19	406,13	19,04	33,45	1,14	20,63	24,39	-	-	-	548,85	23,74	13,51	24,70	14,06	1,10	4,5%	0,74
Vídeo 37	CeMS4	Maciço	231,19	400,13	19,04	33,43	1,14	20,03	24,39	25,18	0,98	1,03	594,70	25,72	14,64	24,70	14,00	1,10	4,5%	0,74
Vídeo 38	CeMS5									20,72	0,87	0,85	551,56	23,86	13,58					
Vídeo 39	CeMS6									23,67	0,99	0,97	551,86	23,87	13,59					
Vídeo 40	CeVS1									-	-	-	386,37	22,78	9,52					
Vídeo 41	CeVS2									23,06	0,97	1,02	402,46	23,73	9,92					
Vídeo 42	CeVS3	Cerâmico	169,60	405,85	12,50	21,95	0,60	20,63	22,61	-	-	-	386,05	22,76	9,51	21,69	9,07	2,23	10,3%	0.00
Vídeo 43	CeVS4	Vazado	109,00	405,65	12,50	21,93	0,00	20,03	22,01	-	-	-	295,12	17,40	7,27	21,09	9,07	2,23	10,5%	0,99
Vídeo 44	CeVS5									-	-	-	369,61	21,79	9,11					
Vídeo 45	CeVS6									-	-	-	367,92	21,69	9,07					

Fonte: (Elaboração própria).

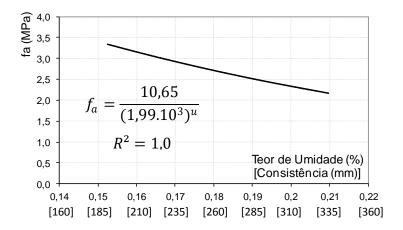
A relação (σ_{pi}/f_p) foi usada como uma medida da ductilidade na ruptura dos prismas. Quanto menor a relação, mais dúctil foi a ruptura, ou seja, houve um intervalo entre o aparecimento de falhas localizadas nos blocos ou junta de argamassa e o crescimento dessas falhas até a ruptura. Já a relação entre a tensão de início da ruptura e a resistência confinada da argamassa (σ_{pi}/f_a^*) foi determinada com o intuito de estabelecer matematicamente as situações em que o esmagamento da junta seria a causa da ruptura do prisma. O valor unitário para esta relação indicaria o esmagamento da junta. Valores menores que um, indicariam ruptura por tração no bloco e valores maiores que um seriam, teoricamente, impossíveis. Contudo, nas séries com argamassa fraca e blocos cerâmicos, a relação σ_{pi}/f_a * foi significativamente maior que 1,0, chegando, em alguns casos, a valores próximos a dois. Sendo a tensão de início da ruptura determinada pela análise das imagens quadro a quadro, as variações nos seus valores seriam pequenas e pouco significativas. Assim, a resistência da argamassa confinada foi subestimada e por isso a relação σ_{pi}/f_a * não foi unitária. Estimando a resistência à compressão axial da argamassa das juntas através de um cálculo reverso, tomando a tensão de início da ruptura como igual à resistência da argamassa confinada, obteve-se valores de 4,98 MPa para a argamassa de assentamento dos prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e 4,93 MPa para os blocos cerâmicos de paredes vazadas, indicando um crescimento de, aproximadamente, 70% na resistência da argamassa.

A resistência da argamassa das juntas foi influenciada significativamente pela perda de água para os blocos. Apesar dos blocos cerâmicos terem sido previamente molhados antes do assentamento, sua avidez por umidade foi suficiente para retirar água da argamassa, alterando sua relação água/cimento e, consequentemente, aumentando sua resistência à compressão. O índice de absorção inicial (AAI) dos blocos cerâmicos estudados foi próximo ao limite estabelecido na NBR 15270-2 (2005), de 30 g/193,55cm²/min, o que explica o incremento de resistência da argamassa das juntas quando comparada com a resistência medida nos corposde-prova ensaiados. Foram determinadas experimentalmente as curvas de comportamento resistência à compressão *versus* teor de umidade das argamassas estudadas de maneira a estimar o ganho de resistência da argamassa das juntas, decorrente do menor fator água/cimento. Essas curvas são mostradas nas Figuras 4.14 e 4.15. Nas mesmas Figuras são apresentadas as consistências medidas na mesa de abatimento para os teores de umidade estudados e a curva de "Abrams" representativa do comportamento da argamassa e o coeficiente R² que indica o ajuste da equação aos resultados experimentais. A curva de "Abrams" é extensamente usada no estudo de materiais cimentícios e relaciona a resistência à

compressão ao inverso da potência da relação água/cimento, ou ao teor de umidade, como descrito neste trabalho.

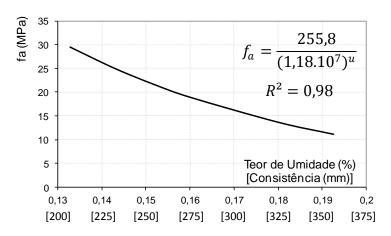
Nas curvas das Figuras 4.14 e 4.15 indica-se a forte influência do teor de umidade da argamassa sobre a sua resistência à compressão. A variação da resistência da argamassa forte chegou a 80% entre os limites de umidade testados, enquanto que para a argamassa fraca essa variação foi de 55%.

Figura 4.14. Variação da resistência à compressão em função do teor de umidade da argamassa fraca utilizada na pesquisa.



Fonte: (Elaboração própria).

Figura 4.15. Variação da resistência à compressão em função do teor de umidade da argamassa forte utilizada na pesquisa.



Fonte: (Elaboração própria).

Barbosa et al. (2011) estudaram a influência da perda da água de amassamento sobre a resistência à compressão da argamassa da assentamento. Os pesquisadores avaliaram a capacidade de blocos de concreto de retirar água de argamassas com traços distintos, 1:1:5 e

1:0,25:3, medidos em volume de cimento, cal e areia, e concluíram que a alteração do fator água/cimento pode ser significativa a ponto de dobrar a resistência à compressão da argamassa.

Dos resultados da Tabela 4.3 mostra-se que os prismas de blocos de concreto e argamassa fraca, apresentaram relações σ_{pi}/f_a* significativamente menores que um, mesmo para o caso de esmagamento da junta durante a ruptura do prisma. Nesse caso, a resistência confinada da argamassa foi superestimada, pois se considerou que a aderência bloco-argamassa seria suficiente para desenvolver tensões laterais na junta até o limite de resistência à tração do bloco, o que não ocorreu. Houve quebra da aderência na interface argamassa-bloco e consequente desconfinamento da argamassa, induzindo o esmagamento, como observado. Esse comportamento foi análogo ao observado por Steil et al. (2001).

4.1.2.1 Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças

Na Figura 4.16 apresenta-se o comportamento da tensão axial *versus* deslocamento do pistão da prensa para os prismas executados com blocos cerâmicos de paredes maciças e os dois tipos de argamassa. As regiões sombreadas indicam os comportamentos extremos dos conjuntos de prismas estudados. As linhas tracejadas dentro das regiões sombreadas são o comportamento médio do conjunto. Junto às regiões sombreadas está indicado o tipo de argamassa utilizada, forte ou fraca. Abaixo do gráfico, foi destacada a variação de deslocamento medida entre os resultados extremos para cada conjunto de prismas, para um mesmo nível de tensão. O deslocamento medido para o início da ruptura do primeiro prisma de cada conjunto foi indicado pela palavra Ruptura. A direita do gráfico foram exemplificadas imagens das sequências de ruptura de cada conjunto de prismas. As curvas com os resultados individuais para cada prisma são apresentadas no Apêndice A.

A resistência à compressão do bloco cerâmico de paredes maciças medida na área líquida foi 33,45 MPa, enquanto que a da argamassa forte foi de 20,63 MPa e das argamassas fracas das Séries 1 e 2 foram de 2,94 MPa e 2,70 MPa, respectivamente, resultando em relações de resistência argamassa/bloco de 0,62 para a argamassa forte e 0,09 e 0,08 para as argamassas fracas.

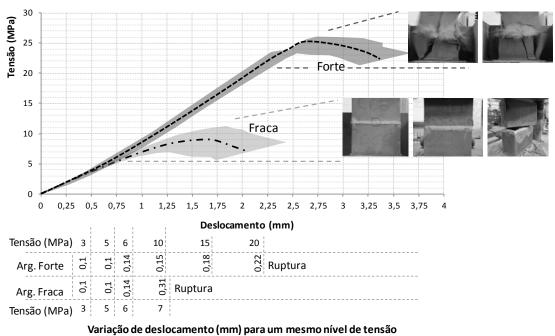


Figura 4.16. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças.

Fonte: (Elaboração própria).

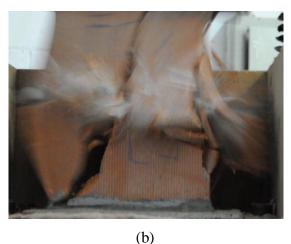
O gráfico da Figura 4.16 indica um comportamento bastante uniforme para os prismas ensaiados. Houve sobreposição das curvas dos dois conjuntos até uma tensão de 6 MPa, sendo a variação de deslocamentos entre os prismas de comportamento extremo dos dois conjuntos de, no máximo, 0,1mm. A partir dessa tensão, o comportamento dos prismas de argamassa forte e fraca passou a diferir. Os prismas de argamassa forte continuaram com uma variação de deslocamento entre os exemplares praticamente constante até uma tensão de 22 MPa, com variação menor que 0,2mm entre os prismas, enquanto que os prismas de argamassa fraca passaram a aumentar a variação de deslocamento a partir de uma tensão de 7 MPa, chegando a uma variação de 0,31mm, antes do início da ruptura do primeiro prisma. A resistência média na área líquida para os prismas com argamassa forte foi de 24,7 MPa, com um coeficiente de variação de 4,5% e fator de eficiência prisma/bloco de 0,74. Já para os prismas executados com argamassa fraca, a resistência média foi de 9,15 MPa, com coeficiente de variação de 19,1% e fator de eficiência prisma/bloco de 0,27. A resistência dos prismas executados com argamassa fraca foi de apenas 37% da dos prismas com argamassa forte. Contudo, mais pronunciada ainda foi a influência da argamassa sobre o modo de ruptura dos prismas.

Os prismas executados com argamassa forte apresentaram rupturas com grande acúmulo de energia interna, explosivas, que resultaram na completa fragmentação do prisma após a ruptura. Fissuras verticais surgiram nos blocos para níveis de tensão maiores que 90%

da tensão última. Exceção feita ao prisma CeMS1 que apresentou uma fissura pré-existente na parede do bloco superior. Essa fissura passou a crescer, a partir de um nível de tensão de 64% da tensão última, resultando na ruptura do prisma. Nas Figuras 4.17 e 4.18 apresentam-se as sequências de ruptura dos prismas CeMS3 e CeMS4. As sequências de ruptura dos demais prismas é apresentada no Apêndice B.

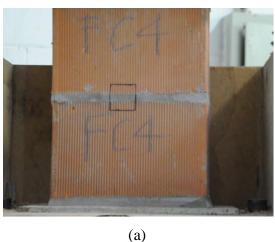
Figura 4.17. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS3.

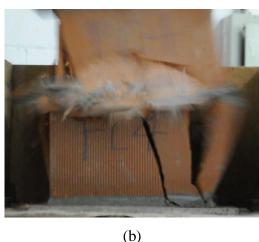




Fonte: (Própria).

Figura 4.18. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS4.





Fonte: (Própria).

Os prismas executados com argamassa fraca, por sua vez, apresentaram rupturas com aviso, dúcteis, com relações entre a tensão de início da ruptura e a resistência máxima medida variando entre 0,56 e 0,91. A forma de ruptura também foi diferente. O esmagamento da junta

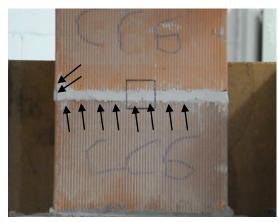
de argamassa foi dominante e indutor da ruptura dos prismas. A junta de argamassa apresentava os sinais de degradação antes da obtenção da carga máxima em todos os prismas, com quebra da aderência entre o bloco e a argamassa. Exceção ao prisma CeMW4 que apresentou uma fissura pré-existente no bloco superior e rompeu pela propagação dessa fissura.

A partir da quebra de aderência junta-bloco, houve a indução de fissuras verticais nas paredes dos blocos e desplacamento da superfície externa da junta. Próximo à ruptura, houve a formação de fissuras lamelares nos blocos, nas regiões próximas à junta, com desprendimento dessas lamelas durante a ruptura. O panorama pós-ruptura era de uma região "descascada" nos blocos no entorno da junta de argamassa, com completo desprendimento dos blocos e da argamassa, ou seja, quebra total da aderência, e junta com aspecto de pó compactado, sem a estrutura porosa normal da argamassa. Nas Figuras 4.19 e 4.20 apresentam-se a sequência de ruptura e o panorama pós-ruptura dos prismas CeMW6 e CeMW9, como representativos do comportamento dos prismas executados com blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca. As sequências de ruptura dos demais prismas são apresentadas no Apêndice B. As setas nas Figuras indicam os pontos onde houve descolamento entre argamassa e os blocos, função do esmagamento da junta, ou onde aconteceram fissuras nos blocos.

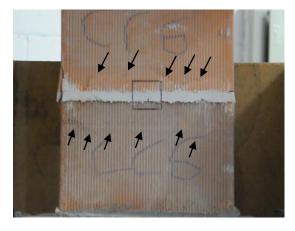
Figura 4.19. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW6.



(a) -
$$\sigma / f = 0.76$$



(b) - $\sigma / f = 0.86$



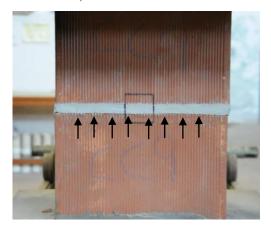
(c) - $\sigma / f = 0.97$



(d) - pós-ruptura

Fonte: (Própria).

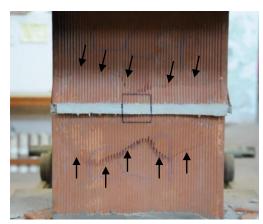
Figura 4.20. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW9.



(a) - $\sigma / f = 0.77$



(c) - pós-ruptura



(b) - $\sigma / f = 1,0$



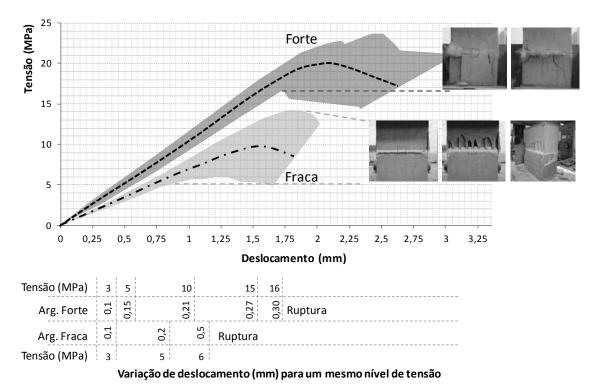
(d) - pós-ruptura

4.1.2.2 Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas

O comportamento tensão *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e os dois tipos de argamassa é apresentado na Figura 4.21. Da mesma forma que o realizado anteriormente, foram delimitados os comportamentos dos conjuntos de prismas de argamassa forte e fraca através de regiões sombreadas. O comportamento médio foi demarcado com linhas tracejadas. As variações de deslocamento para cada conjunto para um mesmo nível de tensão foram indicados imediatamente abaixo do gráfico e as sequências de ruptura de cada conjunto foram exemplificadas à direita do gráfico. As curvas com os resultados individuais para cada prisma são apresentadas no Apêndice A.

A resistência à compressão na área líquida dos blocos cerâmicos vazados foi de 21,95 MPa, resultando em relações de resistência argamassa/bloco de 0,94, para a argamassa forte e 0,13, para a argamassa fraca Série 1, e 0,12 para Série 2.

Figura 4.21. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas.



Fonte: (Elaboração própria).

O tipo de argamassa influenciou o comportamento dos prismas executados com blocos cerâmicos de paredes vazadas desde os primeiros níveis de carregamento. Ao contrário do

observado para os prismas executados com blocos de paredes maciças, não houve sobreposição entre as regiões sombreadas na Figura 4.21. Para uma mesma tensão, os deslocamentos medidos para os prismas com argamassa fraca foram sempre maiores. Avaliando a variação de deslocamentos para um mesmo nível de tensão para cada um dos conjuntos, percebe-se que até o início da ruptura, os prismas executados com argamassa forte apresentaram menor variação. Para uma tensão de 3 MPa, a variação de deslocamentos entre os prismas de comportamentos extremos de cada um dos conjuntos foi de 0,1mm. Para uma tensão de 5 MPa, as variações de deslocamentos foram de 0,15mm para os prismas de argamassa forte e 0,20mm para os de argamassa fraca. A partir de uma tensão de 6 MPa, o primeiro prisma de argamassa fraca iniciou sua ruptura, enquanto que o que atingiu maior resistência nesse conjunto iniciou sua ruptura para uma tensão de 14 MPa. Já os prismas de argamassa forte apresentaram comportamento uniforme até uma tensão de, aproximadamente, 16 MPa. Para esse nível de tensão a diferença entre os prismas com o máximo e mínimo deslocamento do conjunto foi de 0,3mm. A resistência média na área líquida atingida pelos prismas de argamassa forte foi de 21,69 MPa, com um coeficiente de variação de 10,3%, resultando em um fator de eficiência prisma/bloco de 0,73. Já os prismas de argamassa fraca resultaram em uma resistência média na área líquida de 10,5 MPa, com coeficiente de variação de 32,7%, e fator de eficiência de 0,35. Assim, uma diminuição de 86% na resistência da argamassa resultou em uma diminuição de 52% na resistência dos prismas. Mais uma vez, a argamassa foi influente sobre o modo de ruptura dos prismas, alterando completamente a mecânica de ruptura desenvolvida.

Os prismas executados com argamassa forte apresentaram rupturas frágeis e explosivas, praticamente sem aviso. Apenas o prisma CeVS2 apresentou fissuras verticais para um nível de tensão σ_{pi}/f_p =0,97. Essas fissuras perpassavam toda a altura do prisma imediatamente antes da ruptura. Os demais prismas romperam sem apresentar nenhuma fissura previamente. Nas Figuras 4.22 e 4.23 apresentam-se as rupturas dos prismas CeVS1 e CeVS3, respectivamente. Nessas Figuras são apresentadas as imagens do momento que acontece a ruptura e o panorama pós-ruptura. Os demais prismas têm a sequência de ruptura apresentada no Apêndice B.

Figura 4.22. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS1.



(a) - $\sigma / f = 1.0$

(b) - pós-ruptura

Fonte: (Própria).

Figura 4.23. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS3.



(a) - $\sigma / f = 1,0$



(b) - pós-ruptura

Fonte: (Própria).

Já o comportamento dos prismas executados com argamassa fraca e blocos de paredes vazadas, variou em termos de ductilidade, para as duas séries avaliadas. A primeira Série apresentou todas as rupturas frágeis, enquanto que a segunda, rupturas dúcteis. A diferença entre os dois comportamentos está na espessura da junta de argamassa. A primeira Série teve todas as juntas com espessuras iguais ou menores que 1,0cm. Já a segunda Série teve, propositalmente, as juntas executadas com espessuras próximas a 1,5cm, limite superior estabelecido. Apesar da diferença de ductilidade, a mecânica de ruptura dos prismas das duas Séries foi semelhante. Houve esmagamento da argamassa e expulsão de regiões lamelares dos blocos em contato com a junta. Na Figura 4.24 apresenta-se a sequência de ruptura do prisma

CeVW2 e na Figura 4.25, a sequência do prisma CeVW4. Ambas exemplificam o comportamento dos prismas de argamassa fraca da Série 1. Imediatamente antes da ruptura $(\sigma_{pi}/f_p=1,0)$, houve a quebra da aderência entre a argamassa e o bloco, com expulsão de parte da junta de argamassa. O panorama pós-ruptura demonstra que houve a destruição da estrutura porosa da argamassa e desvinculação entre os blocos e a junta.

Figura 4.24. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW2.



(a) - $\sigma / f = 1,0$

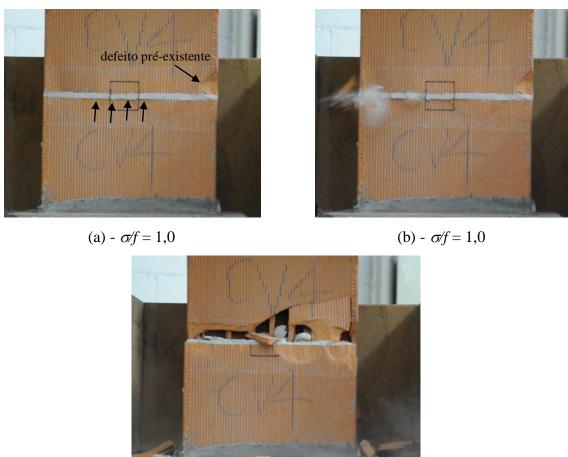


(b) - $\sigma / f = 1.0$



(c) - pós-ruptura

Figura 4.25. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW4.



(c) - pós-ruptura

Fonte: (Própria).

Os prismas da Série 2, por sua vez, apresentaram rupturas dúcteis, com os primeiros sinais de esmagamento da junta de argamassa aparecendo para níveis de tensão entre 0,55 e 0,84 da tensão última. A junta de argamassa desses prismas apresentou deformações laterais perceptíveis quando houve a quebra da aderência junta-bloco. A partir desse ponto, houve o desconfinamento da junta e o esmagamento da argamassa. Ao esmagar, a junta induziu tensões de tração laterais que provocaram a fissuração lamelar dos blocos na região de entorno. Essas fissuras lamelares resultaram no desprendimento de porções do bloco durante a ruptura. Diferentemente dos blocos de paredes maciças, onde as paredes eram mais espessas, houve a expulsão de toda a parede nessas regiões e não apenas uma casca externa. Nas Figuras 4.26 e 4.27 apresentam-se as sequências de ruptura dos prismas CeVW7 e CeVW10, respectivamente, representativos dos prismas da Série 2. Os demais prismas têm sua sequência de ruptura apresentada no Apêndice B. Percebe-se, pela análise da Figura 4.26 (d),

o aspecto de pó compactado da argamassa da junta e a completa quebra da aderência entre a argamassa e o bloco.

Figura 4.26. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW7.

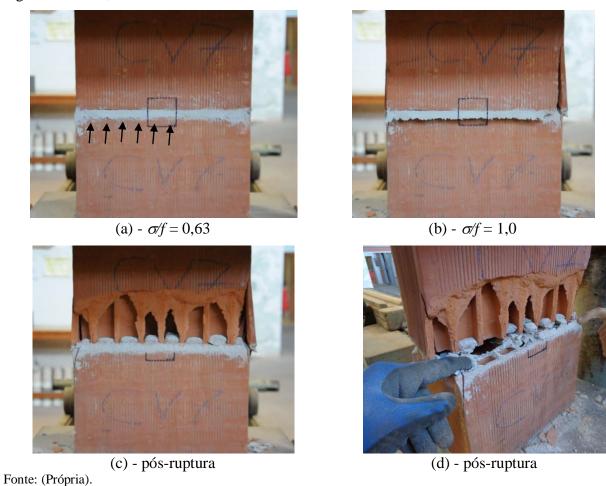
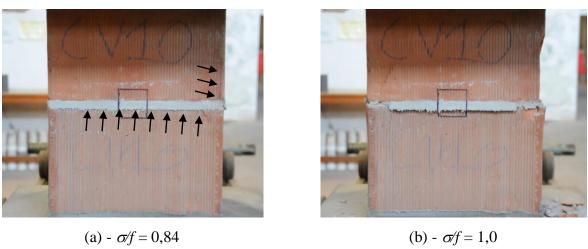
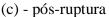


Figura 4.27. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW10.









(d) - pós-ruptura

Fonte: (Própria).

4.1.2.3 Análise das rupturas à compressão de prismas de blocos de concreto

Os comportamentos tensão *versus* deslocamento dos prismas executados com blocos de concreto são apresentados na Figura 4.28. Da mesma maneira que o realizado para os blocos cerâmicos, na Figura foram demarcados, por zonas sombreadas, os comportamentos dos prismas com cada um dos tipos de argamassa testados. São apresentados, também, a variação de deslocamento para um mesmo nível de tensão e a forma de ruptura representativa de cada conjunto de prismas. As curvas de comportamento individual de cada prisma são apresentadas no Apêndice A.

A resistência à compressão na área líquida dos blocos de concreto foi de 21 MPa, resultando em relações entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco de 0,14 para a argamassa fraca e 0,98, para a argamassa forte.

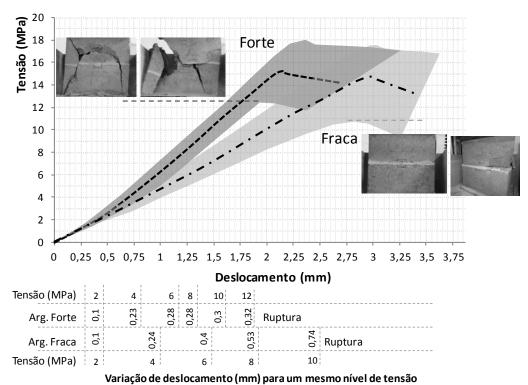


Figura 4.28. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos de concreto.

Fonte: (Elaboração própria).

O comportamento dos dois conjuntos de prismas foi semelhante até uma tensão de 2 MPa, a partir desse nível, para uma mesma tensão, os prismas executados com argamassa fraca sempre apresentaram um deslocamento maior que os de argamassa forte. Os prismas de argamassa forte apresentaram variação de deslocamento da ordem de 0,3mm até o início da ruptura. Já os prismas de argamassa fraca apresentaram variações crescentes de deslocamento para cada nível de tensão, chegando a uma variação de 0,74mm imediatamente antes da ruptura.

A resistência média medida na área líquida para os prismas de argamassa forte foi de 15,19 MPa, com coeficiente de variação de 14,6%, resultando em um fator de eficiência prisma bloco de 0,72. Já os prismas de argamassa fraca apresentaram resistência média na área líquida de 14,08 MPa, com coeficiente de variação de 17,6% e fator de eficiência prisma/bloco de 0,67. A pouca influência da resistência da argamassa sobre a resistência final da alvenaria de blocos de concreto já havia sido apontada por Khalaf, Hendry e FairBairn (1994), Khalaf (1996) e Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014).

Apesar da proporção entre as resistências dos prismas de argamassa fraca e forte ter sido de 0,93, a forma de ruptura foi completamente diferente. A influência da argamassa sobre

a forma e mecânica de ruptura dos prismas já havia sido destacada por Mohamad (1998), Steil et al. (2001) e Mohamad, Lourenço e Roman (2007), Barbosa e Hanai (2009), além de Haach, Vasconcelos e Lourenço (2014). Enquanto que os prismas executados com argamassa forte apresentaram rupturas com comportamento semelhante a de materiais monolíticos e homogêneos, com um panorama de fissuração pós-ruptura tronco-cônico, os prismas executados com argamassa fraca apresentaram o início do esmagamento da junta para níveis de tensão menores que 30% da tensão última. O esmagamento foi percebido pelo aparecimento de fissuras na superfície da argamassa. Para níveis de tensão da ordem de 70% da tensão última, a fissuração da junta de argamassa era intensa e houve o desprendimento de porções de sua superfície externa. No entanto, o esmagamento da junta não resultou na interrupção do ensaio, pois houve um contínuo crescimento do carregamento apesar da completa degradação da argamassa da junta. A ruptura aconteceu com a formação de fissuras verticais nos blocos e rotação do conjunto.

Na Figura 4.29 apresenta-se o panorama pós-ruptura dos prismas CoMS5 e CoMS6. Esses prismas são representativos quanto ao comportamento do conjunto executado com argamassa forte. Os demais prismas têm seus panoramas de ruptura apresentados no Apêndice B. As rupturas foram frágeis e explosivas, sem aviso.

Figura 4.29. Panorama pós-ruptura dos prismas de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS5 (a) e CoMS6 (b).







(b) - CoMS6

Fonte: (Própria).

Os prismas executados com argamassa fraca tem o comportamento representado pelos prismas CoMW1 e CoMW6, Figuras 4.30 e 4.31, respectivamente.

Figura 4.30. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW1.

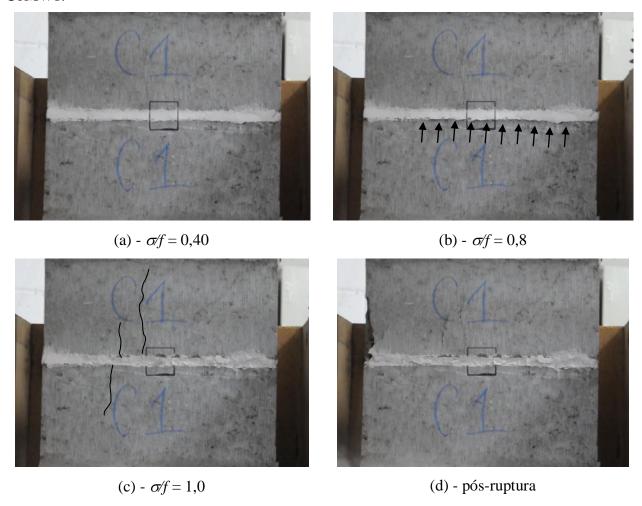
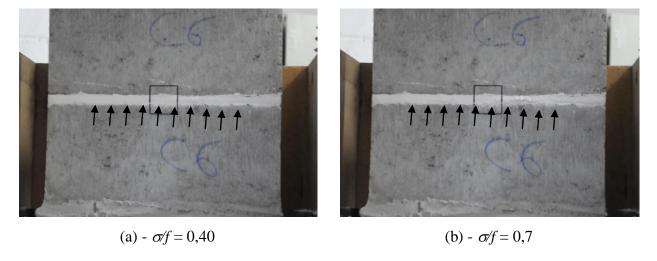
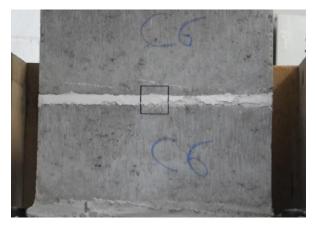


Figura 4.31. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW6.





(c) - $\sigma / f = 1.0$

Fonte: (Própria).

A análise após a ruptura desses prismas de argamassa fraca indica que a aderência bloco-argamassa foi completamente quebrada e a estrutura porosa da argamassa completamente destruída, ficando a junta com aspecto de pó compactado. Na Figura 4.32, é mostrado como houve o completo descolamento entre a argamassa e os blocos, e na Figura 4.33, é apresentado o aspecto de pó compactado da junta de argamassa do prisma CoMW6 após a ruptura.

Figura 4.32. Completa quebra da aderência entre blocos e argamassa.



(a) - CoMW1

(b) - CoMW5

(a)

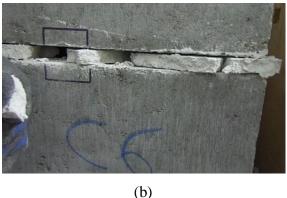


Figura 4.33. Aspecto da junta de argamassa do prisma CoMW6 após a ruptura.

Fonte: (Própria).

O esmagamento das juntas dos prismas de blocos de concreto e argamassa fraca é resultado da menor resistência de aderência proporcionada pela combinação da baixa resistência à compressão da argamassa, da presença de retentores de umidade na argamassa industrializada e da pequena absorção de água dos blocos de concreto. O índice de absorção de água dos blocos foi de 5,97%. Assim, a ligação entre a argamassa e os blocos era fraca, iniciando-se o esmagamento para níveis de tensão entre 2,75 e 4,43 MPa. Como já destacado, comportamento semelhante foi observado por Steil et al. (2001).

4.1.2.4 O esmagamento das juntas de argamassa nos prismas ensaiados à compressão

Como já indicado pelas bibliografias estudadas, principalmente as normas estrangeiras, a resistência da argamassa das juntas deve ser menor que a dos blocos que se assentam, de maneira a ser a junta o elo frágil do sistema, proporcionando rupturas dúcteis e com aviso. Os prismas executados com argamassa forte dessa pesquisa apresentaram, em sua maioria, rupturas frágeis, onde o prisma se comportou como se fosse um material único, quase monolítico. Já os prismas executados com argamassa fraca, apresentaram rupturas dúcteis, com aviso, com exceção dos prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas da Série 1. Os prismas de argamassa fraca, contudo, romperam, em sua maioria, com esmagamento da junta de argamassa, ou seja, a argamassa pouco resistente contribuiu para que as rupturas fossem com aviso, mas acabou sendo um elo demasiadamente fraco, induzindo a ruptura dos prismas.

A comparação dos resultados aponta que o esmagamento da junta depende não apenas da resistência da argamassa, mas da capacidade do conjunto de proporcionar o confinamento

da junta. O confinamento dependeu da altura da junta, área de contato entre o bloco e a argamassa e da resistência de aderência entre os dois materiais.

Comparando o comportamento das juntas de argamassa dos prismas de argamassa fraca executados com blocos cerâmicos de paredes maciças e paredes vazadas da Série 1, com espessura de junta de argamassa semelhante e ambos os tipos de blocos com AAI próximo a 25%, mas com relações área líquida/área bruta distintas, 0,57 para os blocos de paredes maciças e 0,42 para os de paredes vazadas, percebe-se que a maior área de contato proporcionada pelos blocos de paredes maciças tendeu a ampliar o efeito de confinamento da argamassa, pois a ruptura desses prismas foi dúctil, enquanto que a dos prismas de blocos de paredes vazadas da Série 1 foi frágil. O mesmo ocorreu para os prismas de blocos de concreto, com relação área líquida/área bruta de 0,59, onde a ruptura foi precedida de intensa degradação da junta e propagação de trincas para os blocos.

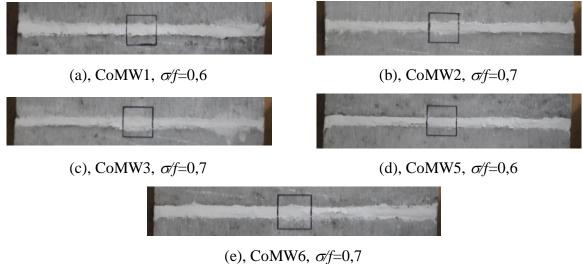
A espessura da junta de argamassa, por sua vez, também foi influente sobre o modo de ruptura dos prismas. Analisando apenas os prismas de argamassa fraca e blocos de paredes vazadas, Séries 1 e 2, observa-se que os da Série 2, onde a espessura da junta era próxima do limite superior de 1,5cm estabelecido, as rupturas foram dúcteis. Enquanto que os prismas da Série 1, com espessuras de junta de, no máximo, 1,0cm, apresentaram todos rupturas frágeis. Essa diferença ocorreu apesar de os dois conjuntos terem sido moldados com blocos de um mesmo lote e a argamassa de assentamento ser a mesma, de mesmo lote e mesma consistência na moldagem. Resultado concordante com o que foi observado por De Lima (2010).

Já a importância da resistência de aderência fica explítica quando comparado o comportamento dos prismas de blocos de concreto com os de blocos cerâmicos. Os blocos cerâmicos, por serem mais ávidos por água, tenderam a retirar mais umidade da argamassa de assentamento, trazendo a pasta para o interior dos poros, estabelecendo uma colagem mais efetiva da junta com os blocos. Já os blocos de concreto resultaram em uma colagem mais frágil, por sua baixa absorção. Nesses prismas, houve degradação e quebra da aderência bloco-junta para níveis de tensão abaixo de 50%, enquanto que para os prismas de blocos cerâmicos, esse fenômeno ocorreu para tensões acima de 70%. A quebra da ligação entre a argamassa e os blocos resultou no desconfinamento da junta, desencadeando o processo de esmagamento.

Nas Figuras 4.34 a 4.36 apresenta-se o aspecto das juntas de assentamento dos prismas de argamassa fraca executados com os três tipos de blocos testados. As imagens foram selecionadas de maneira a mostrar a degradação da junta de argamassa para níveis de tensão abaixo da resistência máxima medida, exceção feita aos prismas de blocos cerâmicos de

paredes vazadas da Série 1, onde a ruptura foi frágil, Figura 4.36 (a) a (f). Para esses prismas as Figuras mostram o estado da junta imediatamente antes da ruptura.

Figura 4.34. Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos de concreto e argamassa fraca.

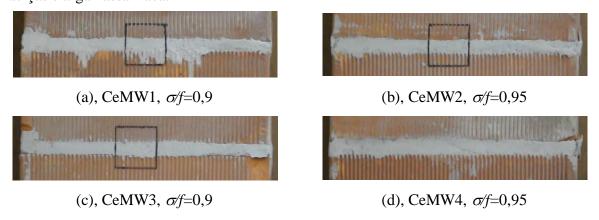


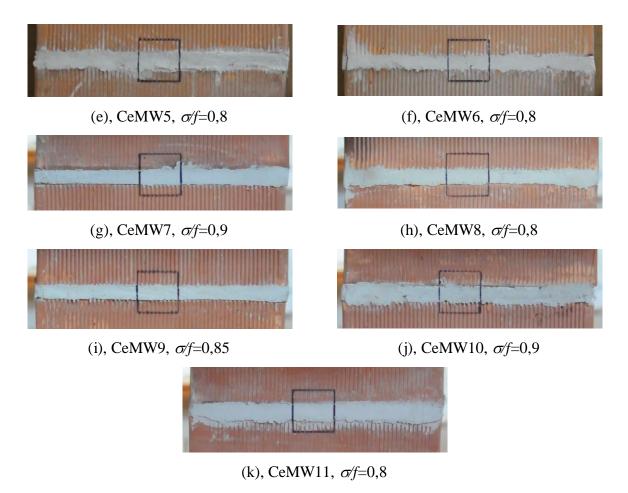
(e), Colvivo, O/j=0

Fonte: (Própria).

Na Figura 4.34 mostra-se que as juntas de argamassa dos prismas de blocos de concreto e argamassa fraca apresentaram avançado grau de degradação, para níveis de tensão entre 60 e 70% da tensão última. Nas imagens mostra-se que haviam fissuras e desplacamento da superfície da argamassa, com quebra da aderência entre os dois materiais.

Figura 4.35. Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca.



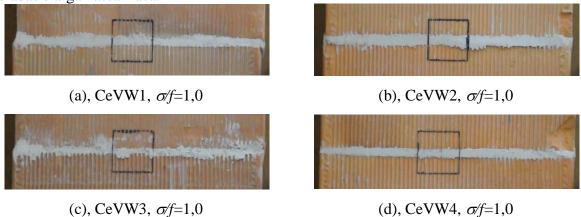


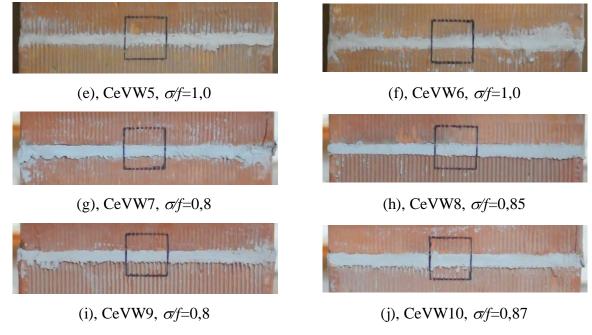
Fonte: (Própria).

As juntas de argamassa dos prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca apresentaram degradação visível e desprendimento da superfície de argamassa para níveis de tensão entre 80 e 95% da tensão última.

Figura 4.36. Aspecto da junta de argamassa dos prismas de blocos cerâmicos de paredes

vazadas e argamassa fraca.





Fonte: (Própria).

Já para os prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa fraca, houve visível degradação da junta antes da tensão última apenas para a Série 2. As rupturas da Série 1 foram sem aviso. Na Série 2, o nível de tensão para desprendimento da superfície da junta e a formação de fissuras na argamassa variou entre 80 e 87% da tensão última.

4.1.2.5 Previsão da resistência da alvenaria utilizando os valores normativos pesquisados

As normas brasileiras de alvenaria estrutural NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) definem que a resistência característica da alvenaria pode ser admitida igual a 70% da resistência característica à compressão simples de prismas de dois blocos $(0,7 f_{pk})$, executados com os mesmos materiais da alvenaria. De posse dos resultados das rupturas dos prismas rompidos em laboratório, a resistência característica do prisma é calculada em função do tamanho da amostra. Para o tamanho de amostras entre 6 e 20 exemplares, é calculada segundo a Equação 4.1.

$$f_{pk} = 2\left[\frac{f_{p1} + f_{p2} + \dots + f_{p(i-1)}}{i-1}\right] - f_{pi}$$
(4.1)

Onde: f_{pk} é a resistência característica do prisma.

 f_{p1}, f_{p2}, f_{pi} são as resistências individuais dos espécimes da amostra, organizados de maneira crescente.

Sendo [i = n/2] se n for par ou [i=(n-1)/2] se n for impar. Onde n é o tamanho da amostra ensaiada.

O valor de f_{pk} não deve ser inferior a \emptyset . f_{pl} e nem superior a 0.85. f_{pm} . Onde f_{pm} é a média da resistência das amostras e \emptyset é obtido na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Valores de \emptyset em função do tamanho da amostra.

n	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16/17	18/19
Ø	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01	1,02	1,04

Fonte: (Adaptado de NBR 15812-2, 2010).

Na Tabela 4.6 apresenta-se as resistências características dos prismas (f_{pk}) e da alvenaria (f_k) calculados a partir dos resultados das amostras ensaiadas segundo os procedimentos das normas brasileiras, para cada um dos conjuntos de prismas estudados.

Tabela 4.6. Resistência característica dos prismas e da alvenaria segundo as normas brasileiras.

Bloco	Arg.	Resistência média dos prismas f_p (MPa)	Tamanho da amostra n	Resistência carac. dos prismas f_{pk} (MPa)	Resistência carac. da alvenaria f_k (MPa)
Cerâmico	Forte	$\frac{J_p \text{ (ivii a)}}{24,70}$		$\frac{J_{pk} \text{ (NH a)}}{21,06}$	$\frac{f_k(\text{WH a})}{14,74}$
		,	11	,	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
Maciço	Fraca	10,13	11	6,73	4,71
Cerâmico	Forte	21,69	6	17,30	12,11
Vazado	Fraca	9,77	10	6,29	4,40
Concrete	Forte	15,19	6	12,27	8,59
Concreto	Fraca	14,08	6	9,49	6,64

Fonte: (Elaboração própria).

A resistência da alvenaria obtida pelas normas brasileiras foi comparada com as resistências previstas a partir das resistências dos componentes, como proposto nas normas estrangeiras estudadas. A norma BS 5628-1 (2005) prevê a obtenção da resistência característica da alvenaria a partir de ensaios de paredes ou pelo emprego de ábacos e tabelas que correlacionam as características do bloco e da argamassa com a resistência da alvenaria. Aproximando o comportamento das argamassas da norma britânica e das utilizadas no presente estudo, em termos de sua resistência à compressão, de maneira a utilizar os ábacos daquela norma, pode-se afirmar que as argamassas forte e fraca utilizadas são semelhantes aos

tipos i e iii da norma britânica. Assim, pôde-se obter as resistências características da alvenaria conforme apresentado na Tabela 4.7.

Tabela 4.7. Resistência característica da alvenaria segundo a norma BS 5628-1 (2005).

Bloco	Arg.	Resistência média do bloco na área bruta $f_{b,brut}$ (MPa)	Resistência carac. da alvenaria na área bruta $f_{k,brut}$ (MPa)	Resistência carac. da alvenaria na área líquida $f_{k,Liq}$ (MPa)
Cerâmico	Forte	19,04	7,30	12,80
Maciço	Fraca	19,04	5,80	10,18
Cerâmico	Forte	12,50	6,43	15,31
Vazado	Fraca	12,50	5,57	13,26
Congreto	Forte	12,29	6,40	10,85
Concreto	Fraca	12,29	5,55	9,41

Fonte: (Elaboração própria).

O Eurocode 6, EN 1996-1-1 (2002), admite que a resistência da alvenaria seja obtida em ensaios de pequenas paredes ou utilizando equações que relacionam as resistências do bloco e da argamassa, além de outras características físicas dos blocos. A equação usada para o cálculo da resistência da alvenaria foi apresentada no segundo capítulo deste trabalho, Equação 2.2, e é novamente apresentada nesta seção, Equação 4.2.

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \tag{4.2}$$

Onde: *K* é um coeficiente que é dependente do tipo e dimensões do bloco.

 f_b é a resistência do bloco.

 f_m é a resistência da argamassa.

Na Tabela 4.8 apresenta-se as resistências características da alvenaria em função da resistência do bloco, da argamassa e da classificação do bloco, segundo a EN 1996-1-1 (2002).

Tabela 4.8. Resistência característica da alvenaria segundo a norma EN 1996-1-1 (2002).

		Classificação do bloco		Resist. do bloco	Resist. da	Resist. caract. da	
Bloco	Arg.			na área líquida	argamassa	alv. na área líquida	
		Grupo	K	$f_{b,liq}$ (MPa)	f_m (MPa)	$f_{k,liq}$ (MPa)	
Cerâmico	Forte	2	0.45	33,45	20,63	13,02	
maciço	Fraca	2	0,45	33,43	2,94	7,26	
Cerâmico	Forte	3	0,35	21,95	20,63	7,54	
vazado	Fraca			21,93	2,94	4,20	
Conomoto	Forte	2	0,45	21.00	20,63	9,40	
Concreto	Fraca	2		21,00	2,94	5,24	

Fonte: (Elaboração própria).

A norma americana ACI 530-05 (2005) não prevê a utilização de blocos cerâmicos vazados, apenas blocos de concreto e tijolos maciços, assim, a resistência foi estimada apenas para a alvenaria de blocos de concreto. Mais uma vez, foi necessário aproximar as argamassas utilizadas nesta pesquisa às previstas na norma, em termos de resistência à compressão. A argamassa forte tem resistência próxima à do tipo M da norma americana e a argamassa fraca, a do tipo O. Sendo a resistência do bloco de concreto igual a 21 MPa, calculou-se os valores de resistência da alvenaria com auxilio da Tabela 2.1. Os resultados são apresentados na Tabela 4.9. Na mesma tabela são resumidos os valores de resistência da alvenaria obtidos para as demais normas estudadas.

Tabela 4.9. Resistência característica da alvenaria segundo as normas estudadas.

Dlaga	Δ πα	$f_{k,liq}$ (MPa)						
Bloco	Arg.	Brasileiras	Americana	Britânica	Europeia			
Cerâmico	Forte	14,74	-	12,80	13,02			
maciço	Fraca	4,71	-	10,18	7,26			
Cerâmico	Forte	12,11	-	15,31	7,54			
vazado	Fraca	4,40	-	13,26	4,20			
Concreto	Forte	8,59	14,68	10,85	9,40			
	Fraca	6,64	13,79	9,41	5,24			

Fonte: (Elaboração própria).

Percebe-se que há grande variação entre os valores previstos pelas normas, contudo, há de se destacar que os resultados das normas estrangeiras basearam-se apenas nos resultados dos componentes, fazendo uma previsão do comportamento da alvenaria, enquanto que as normas brasileiras baseiam-se apenas nos resultados dos prismas. Mesmo assim, a partir da análise das imagens do modo de ruptura dos prismas estudados e das tensões registradas no início do esmagamento das juntas, fica claro que os valores normativos podem, em alguns casos, serem contrários à segurança. A média das tensões de início do processo de

esmagamento das juntas para os prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca foi de 7,66 MPa, para os de paredes vazadas foi de 6,25 MPa e para os de concreto, 3,52 MPa. Com relação a esse último, todas as normas resultaram em previsões de valores característicos de resistência maiores que a tensão de esmagamento observada e, caso usado materiais semelhantes aos dessa pesquisa, resultariam em projetos que não atenderiam aos preceitos mínimos de segurança estrutural. Para os blocos cerâmicos, tanto de paredes vazadas quanto de paredes maciças, apenas a norma britânica superestima a resistência da alvenaria. As normas brasileira e europeia resultam em resistências menores que a de esmagamento das juntas. Tal observação é realizada sem discutir de maneira mais aprofundada a introdução de coeficientes de segurança nos valores analisados, sendo avaliados apenas os valores medidos e os valores previstos. Caso as normas tratassem o esmagamento da junta de argamassa como um estado limite de dimensionamento, as tensões médias observadas nos ensaios teriam de ser consideradas como limites e ponderadas de maneira a não ocorrer, sob um nível de segurança conhecido.

4.1.3 Fechamento da Seção e Conclusões Parciais

A análise dos resultados de De Marco (2016) indicaram que o esmagamento das juntas de argamassa ocorre também para prismas de blocos cerâmicos, mas sua detecção é dificultada pela velocidade da propagação de trincas natural do material, onde a propagação é quase instantânea quando iniciada a ruptura.

O fator de eficiência prisma/bloco esteve intimamente ligado ao modo de ruptura dos prismas. Fatores de eficiência elevados, acima dos descritos na bibliografia, foram observados para os prismas de blocos de paredes maciças e argamassa de maior resistência, onde a relação entre as resistências da argamassa e do bloco na área líquida ficava próxima a 0,6. Nesses prismas, a ruptura ocorreu sempre por tração no bloco. Nos demais prismas, onde as relações entre as resistências da argamassa e do bloco eram menores, o esmagamento das juntas foi observado em vários conjuntos estudados e o fator de eficiência foi menor.

O modo de ruptura também foi influenciado pela geometria dos prismas. A junta vertical de argamassa, presente nos prismas tipo 3 e 4 estudados por De Marco (2016), foi uma indutora de falha. Na região de encontro entre a junta horizontal e a vertical, aconteceu a concentração de tensões culminando no esmagamento da junta nos prismas de argamassa de menor resistência.

O estudo em prismas de dois blocos de altura, variando o tipo de argamassa e de bloco permitiu constatar que a argamassa foi influente sobre o modo de ruptura da alvenaria e que o esmagamento da junta de assentamento é um dos limites a ser considerado na previsão do comportamento da alvenaria. O esmagamento da junta depende não apenas da resistência da argamassa, mas da capacidade do conjunto de proporcionar o confinamento da junta, dependendo, assim, da altura da mesma, da área de contato entre o bloco e a argamassa e da resistência de aderência entre os dois materiais. Respeitando os limites normativos, quanto maior a área de contato, maior a ductilidade na ruptura. Da mesma forma, quanto maior a espessura da junta, maior a ductilidade na ruptura e mais explícito o esmagamento das juntas de argamassa, conforme foi observado quando comparadas as Séries 1 e 2, estudadas para os blocos cerâmicos.

A importância da resistência de aderência entre o bloco e a argamassa ficou evidente ao se comparar o comportamento dos prismas de blocos de concreto com os de blocos cerâmicos. Os blocos cerâmicos resultaram em ligações argamassa-bloco mais resistentes, resultando em níveis de tensão axial de compressão para quebra da aderência da ordem de 70% da tensão última. Já os blocos de concreto, onde a aderência é menor, decorrente da baixa absorção de água natural dos blocos, o nível de tensão para quebra da aderência foi menor, próximo a 50% da tensão última. A quebra da aderência argamassa-bloco desconfinou as juntas e desencadeou o processo de esmagamento.

Nos prismas de blocos cerâmicos, o modo de ruptura e o fator de eficiência prisma/bloco estão associados. Prismas executados com argamassa fraca apresentaram fatores de eficiência da ordem de 0,3 e ruptura por esmagamento. Ao contrário, os prismas de blocos de concreto aparentemente não tiveram o fator de eficiência influenciado pelo modo de ruptura, pois os fatores de eficiência dos prismas de argamassa forte e fraca foram muito próximos, com uma diferença de, aproximadamente, 8%. Contudo, o modo de ruptura dos dois conjuntos de prismas foi completamente diferente, enquanto os de argamassa forte apresentaram comportamento monolítico, os de argamassa fraca romperam com visível esmagamento da junta de argamassa. Nesses últimos, a junta de argamassa apresentava avançado grau de degradação e completa quebra da aderência argamassa-bloco para níveis de tensão entre 60 e 70% da tensão máxima. A partir da quebra da aderência, o prisma deixava de funcionar como um material compósito, e passava a funcionar como a sobreposição simples de dois blocos com uma junta de material pulverulento, estável apenas para carregamentos de compressão. Dessa forma, a comparação direta entre a máxima carga medida e o fator de eficiência decorrente para os prismas de argamassa forte e fraca é

equivocada, pois os prismas de argamassa fraca deixaram de apresentar um comportamento adequado para níveis de tensão muito menores, assim, a resistência nominal para esse conjunto deveria ser arbitrada igual a de início do esmagamento da junta de argamassa e não a máxima registrada no ensaio.

A tentativa de prever a possibilidade do esmagamento matematicamente, a partir da equação da envoltória resistente da argamassa, não foi viável. Nos prismas de blocos cerâmicos, a resistência da argamassa confinada foi subestimada pela incapacidade de prever o ganho de resistência da argamassa de assentamento pela perda de água para os blocos. A perda de água para os blocos reduz a relação água/cimento da argamassa e aumenta a sua resistência à compressão, em comparação à resistência medida nos corpos-de-prova de controle. Estudos mais específicos precisariam ser realizados para estudar esse ganho de resistência. Já nos prismas de blocos de concreto, a equação da envoltória resistente da argamassa superestimou a resistência de esmagamento em decorrência da baixa resistência de aderência entre a argamassa e o bloco, como já discutido.

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS EM CORPOS-DE-PROVA DE ARGAMASSA COM PEQUENA ALTURA

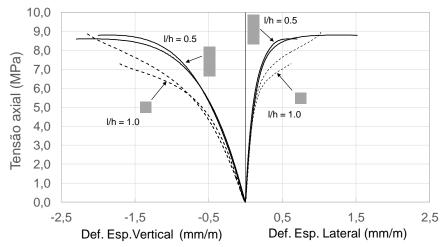
A reprodução do comportamento da argamassa de assentamento da alvenaria com corpos-de-prova moldados e ensaiados em laboratório é muito dificultada pelas diferentes condições de exposição e carregamento que o material experimenta nas duas situações. Uma argamassa, quando usada no assentamento, tende a perder água para os blocos adjacentes, reduzindo sua relação água/cimento e aumentando sua resistência. Da mesma forma, a aderência entre a argamassa e os blocos tende a confinar a junta, modificando o comportamento do material. O entendimento dessas modificações são primordiais para a reprodução e previsão do comportamento a nível laboratorial, sendo assim, diferentes trabalhos foram discutidos na revisão bibliográfica sob esse enfoque. Esses estudos indicaram que o confinamento tende a alterar o comportamento tensão-deformação da argamassa e, por isso, um estudo foi realizado neste trabalho buscando identificar modificações que caracterizem o comportamento de argamassas propícias a sofrer esmagamento quando utilizadas no assentamento da alvenaria.

Dois conjuntos de ensaios em corpos-de-prova foram realizados e tiveram os resultados considerados representativos no comportamento do material, corpos-de-prova prismáticos com lado de 40mm e alturas de 40 e 80mm, resultando em relações largura/altura

(L/h) de 1,0 e 0,5, respectivamente, e cilíndricos, com diâmetro de 45mm e alturas de 50 e 140mm, resultando em relações diâmetro/altura (*d/h*) de 1,0 e 0,3, respectivamente.

Na Figura 4.37 apresenta-se as curvas tensão-deformação axial e lateral para os corpos-de-prova prismáticos ensaiados. As linhas contínuas representam os de relação *L/h* igual a 0,5 e as tracejadas, os de relação *L/h* igual a 1,0. A argamassa utilizada foi classificada como M5, de acordo com a norma EN 998-2 (2003), com resistência à compressão média de 9,4 MPa.

Figura 4.37. Diagrama tensão-deformação axial e lateral para os corpos-de-prova comprimidos.



Fonte: (Própria).

O comportamento tensão-deformação das amostras de mesma altura foi semelhante até o aparecimento das primeiras trincas. A partir desse ponto, o comportamento variou em função da propagação errática das fissuras, normal em materiais frágeis. Sendo assim, a carga máxima variou entre as duas amostras para cada uma das relações *L/h*. Considerando as diferentes relações largura/altura, o comportamento das amostras com maior altura foi linear para as deformações laterais até uma tensão de 6 MPa, aproximadamente 70% da tensão última, enquanto que axialmente, o comportamento foi linear até uma tensão de 3 MPa, 35% da tensão última. Para as amostras de menor altura, o comportamento horizontal foi linear até 5 MPa, aproximadamente 60% da tensão última, enquanto que para as deformações axiais, o comportamento foi linear até 3 MPa, 40% da tensão última. As deformações específicas axial e lateral máximas medidas foram consistentes. Para os corpos-de-prova com relação *L/h*=0,5, a deformação axial medida foi de 2,15‰ e a deformação lateral de 1,11‰. Para os espécimes com relação *L/h*=1,0, essas deformações foram de 1,94‰ e 0,82‰, respectivamente.

A variação do coeficiente de Poisson foi calculada para as quatro amostras ensaiadas, em função da relação entre a tensão axial atuante e a tensão última (nível de tensão). Esta variação é apresentada na Figura 4.38. Para as amostras com menor altura, o Poisson decresceu até aproximadamente 60% da tensão última, depois passou a crescer até a ruptura. Para as amostras com maior altura, o Poisson cresceu de maneira contínua até a ruptura. Assumiu-se que a ruptura aconteceu quando o Poisson atingiu o valor de 0,5. Fica clara, a partir da análise da Figura 4.38, a influência da relação *L/h*, que pode ser interpretada como a relação do confinamento sobre o comportamento do coeficiente de Poisson da argamassa, ou seja, o Poisson deixa de ser apenas uma característica do material e passa a ser uma característica do conjunto, material e condições de contorno, evidenciando a dificuldade de caracterizar o comportamento mecânico das argamassas de assentamento.

Tensão/Resistência 1,25 40 x 80 mm 1,00 0,75 40 x 40 mm 0.50 0,25 Poisson aparente 0,00 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,60 0,70 0,80

Figura 4.38. Variação do coeficiente de Poisson em função da relação entre a tensão axial atuante e a tensão última.

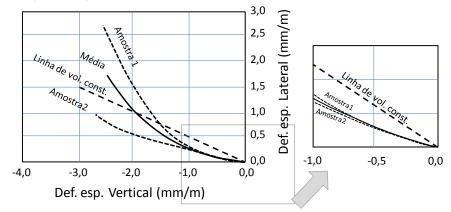
Fonte: (Própria).

O comportamento da variação do coeficiente de Poisson da amostra de 40mm de altura, assemelha-se ao modelo idealizado por Mohamad et al. (2015). Os pesquisadores propuseram um modelo constitutivo onde o Poisson decresce até um nível de carregamento de 80% da tensão última e depois passa a crescer até a ruptura. A diminuição de volume do material, onde há fechamento dos vazios e poros internos da estrutura, acarreta na diminuição do coeficiente de Poisson no estágio inicial do carregamento. Depois do fechamento dos poros, a degradação do material se dá pela formação de fissuras internas que resultam em aumento de volume e, consequentemente, no aumento do coeficiente de Poisson, (HAYEN

ET AL., 2004; MOHAMAD, 1998, ATKINSON ET AL., 1985; KHOO, 1972). A amostra de 80mm de altura não apresentou diminuição do coeficiente de Poisson. Desde os primeiros níveis de carregamento, houve a formação de fissuras, mesmo que imperceptíveis visualmente, resultando em aumento de volume e aumento do coeficiente de Poisson.

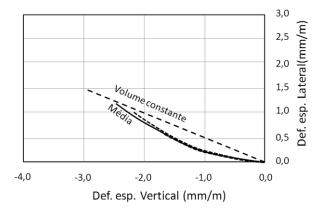
Estudos como os de Shah e Chandra (1968), Cadappa, Sajayan e Setunge (2001), Pantazopoulou (1995), Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) e Mohamad et al. (2015), já descritos anteriormente, buscaram associar a variação volumétrica com a fissuração e o avanço da degradação do material. A fim de comparar os resultados dos ensaios realizados com estes estudos anteriores, foi proposta a comparação realizada nas Figuras 4.39 e 4.40, onde as deformações axial e lateral das amostras são confrontadas com a linha de volume constante, representada pela reta tracejada nas Figuras. Esta reta indica a situação de variação volumétrica nula, onde o coeficiente de Poisson é constante e igual a 0,5.

Figura 4.39. Deformação lateral em função da deformação vertical para as amostras com altura de 80mm (L/h=0,5).



Fonte: (Própria).

Figura 4.40. Deformação lateral em função da deformação vertical para as amostras com altura de 40mm (L/h=1).



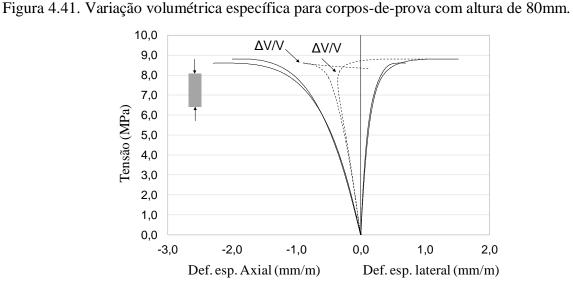
Ambas alturas de corpos-de-prova apresentaram o mesmo comportamento até uma deformação específica axial (vertical) de 1,0 mm/m. Esta região teve o tamanho ampliado na Figura 4.39. Após este limite de deformação axial, o comportamento das duas amostras foi diferente, em função da variação na propagação das trincas.

Para as amostras com altura de 80mm, o comportamento foi semelhante para todos os níveis de deformação específica axial. A fissuração com formato tronco-cônico observada nas amostras relaxava os *strain gauges*, dificultando a medição das deformações próximas à ruptura. De qualquer forma, antes de uma deformação axial de 2,0‰, não foram observadas fissuras nos corpos-de-prova.

A variação volumétrica específica, já definida anteriormente, e calculada pela Equação 4.3, tomando as deformações axiais como negativas (contração) e as laterais como positivas (expansão), é apresentada na Figura 4.41, para amostras com 80mm de altura, e na Figura 4.42, para amostras com 40mm de altura. Nessas Figuras as linhas cheias são as deformações específicas e as linhas pontilhadas, as variações volumétricas específicas.

$$\varepsilon_{\rm v} = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_L + 2 \varepsilon_T \tag{4.3}$$





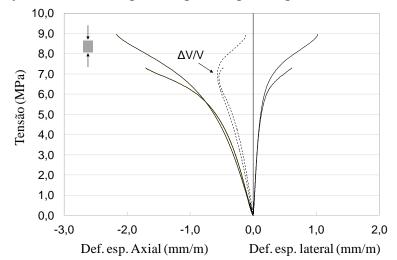


Figura 4.42. Variação volumétrica específica para corpos-de-prova com altura de 40mm.

Fonte: (Própria).

O comportamento da variação volumétrica específica foi semelhante para as duas alturas de corpos-de-prova. Inicialmente, há uma contração volumétrica, e depois uma súbita expansão próxima à ruptura, em função da formação de fissuras. Para a relação L/h de 0,5, a expansão ocorreu para uma tensão axial de, aproximadamente, 8 MPa, enquanto que para a relação L/h de 1,0, a expansão ocorreu para uma tensão pouco menor do que 7 MPa.

Nas Figuras 4.43 e 4.44 apresentam-se as variações dos incrementos de deformação específica dos corpos-de-prova prismáticos. As curvas demonstram a variação da deformação específica entre dois incrementos de carga consecutivos *versus* a relação tensão axial/resistência. Assim, é possível avaliar para qual nível de tensão, houve modificações na variação do comportamento tensão-deformação.

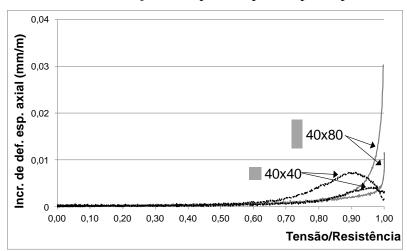


Figura 4.43. Incrementos de deformação axial para corpos-de-prova prismáticos.

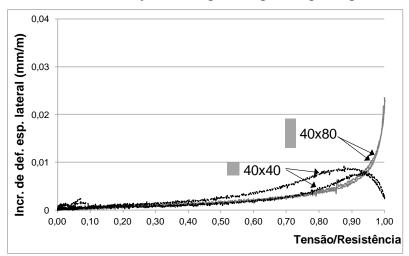


Figura 4.44. Incrementos de deformação lateral para corpos-de-prova prismáticos.

Fonte: (Própria).

Os corpos-de-prova com relação *L/h* igual a 1,0 apresentaram diminuição nos incrementos de deformação, tanto axial quanto lateral, para níveis de tensão maiores que 0,9 da tensão última. Essa diminuição é decorrente da propagação de trincas próximo à ruptura, o que torna as medidas de deformação pouco precisas. Os incrementos de deformação axial dos espécimes de relação *L/h*=0,5 foram lineares até um nível de tensão de 0,75, aproximadamente. A partir daí, apresentaram um comportamento não linear, indicando que houve propagação de fissuras. Para os corpos-de-prova com *L/h*=1,0, os incrementos de deformação axial foram não lineares a partir de um nível de tensão de 0,8. Os incrementos de deformação lateral apresentaram um comportamento semelhante. Para a relação *L/h*=0,5, o comportamento foi linear até um nível de tensão igual a 0,75, enquanto que para *L/h*=1,0, foram lineares até um nível igual a 0,7.

A análise do confinamento sobre corpos-de-prova cilíndricos foi realizada com dois tipos de argamassa, com traços em volume de cimento, cal e areia de 1:0,5:4 e 1:1:6. Os resultados de comportamento tensão-deformação desses corpos-de-prova são mostrados na Tabela 4.10. São apresentados resultados de resistência à compressão, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram obtidos durante o primeiro padrão de carregamento, para um nível de tensão de 30% da tensão de ruptura. A resistência à compressão média das duas argamassas foi, no máximo, de 15,6 MPa para o traço 1:0,5:4 e d/h igual a 0,3, e a menor resistência foi de 2,8 MPa para o traço de argamassa 1:1:6 e mesma relação d/h. A análise dos resultados da Tabela 4.10 aponta também que, ao aumentar a relação d/h de 0,3 para 1,0, o coeficiente de Poisson também aumenta, em média, de 0,16 para 0,26. Reforçando a ideia de que o coeficiente de Poisson não é uma

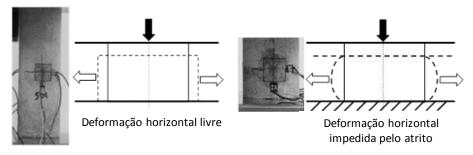
característica intrínseca do material, mas função, também, do método de ensaio e grau de confinamento aplicado. O confinamento tende a impedir as deformações laterais do corpo-deprova, no entanto, como este impedimento é aplicado apenas nas extremidades da amostra, o impedimento às deformações não é uniforme. Para a menor relação d/h, o corpo-de-prova é mais longo, o que permite uma distribuição mais uniforme das deformações laterais, sem que o valor a meia-altura da peça seja muito superior ao de sua vizinhança. Para o corpo-de-prova de menor altura, com maior relação d/h, a expansão de volume é obtida pela grande diferença na deformação à meia-altura da peça, (WILLIAMS e GAMONPILAS, 2008; NEWMAN E LACHANCE, 1964). Na Figura 4.45 exemplifica-se essa ideia.

Tabela 4.10. Propriedades mecânicas medidas para as amostras com d/h 0,3 e 1,0.

	Argama	Argamassa		Amostra	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Poisson
h=140mm		ii	0,3	1	14,4	20,3	0,15
1	1:0,5:4			2	16,8	19,8	0,15
				Média	15,6	20,1	0,15
		iii		1	2,8	4,6	0,17
1				2	2,7	5,1	0,16
'				Média	2,8	4,9	0,17
h=50mm	1:0,5:4	ii	- 1,0	1	13,9	15,3	0,21
				2	13,1	18,7	0,23
				Média	13,5	17,0	0,22
		iii		1	3,6	8,6	0,31
	1:1:6			2	4,3	8,2	0,28
				Média	4,0	8,4	0,30

Fonte: (Própria).

Figura 4.45. Diferença das deformações laterais em função do confinamento provocado pelos pratos da prensa.



Fonte: (Adaptado de Williams e Gamonpilas, 2008).

O comportamento tensão-deformação para os dois conjuntos de amostras cilíndricas é mostrado na Figura 4.46. As linhas tracejadas indicam os corpos-de-prova com relação diâmetro/altura igual a 1,0, enquanto que as linhas contínuas, os de relação 0,3.

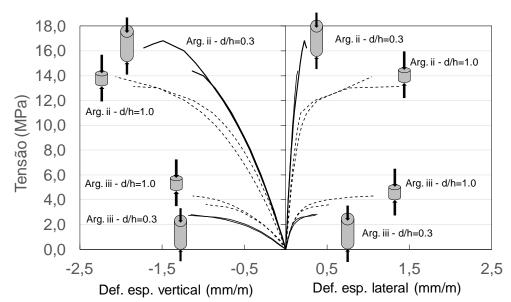


Figura 4.46. Comportamento tensão-deformação para os corpos-de-prova cilíndricos com relação d/h igual a 0,3 e 1,0.

Fonte: (Própria).

Da análise da Figura 4.46, percebe-se que o comportamento das amostras para uma mesma argamassa e relação diâmetro/altura foi semelhante. Em algumas amostras, aproximadamente a 90% da tensão última de ruptura, houve a propagação instantânea de trincas pela natureza frágil do material, tornando as medidas de deformação irreais próximo à ruptura. Para a argamassa mais resistente (ii) e relação d/h igual a 0,3, a deformação axial medida para a tensão máxima foi, em média para as duas amostras, 1,3‰, enquanto que a deformação lateral média foi de 0,2‰. Ao aumentar a relação d/h para 1,0, a deformação axial também cresceu, passando para 1,96‰, e a lateral passou para 1,2‰. Ou seja, o aumento no confinamento resultou no aumento das deformações específicas máximas para a argamassa mais resistente. Para a argamassa iii e relação d/h de 1,0, as deformações axial e lateral na ruptura foram de 1,05‰ e 0,8‰, respectivamente. Para a mesma argamassa e relação d/h igual a 0,3, as mesmas deformações foram de 1,26‰ e 0,37‰, respectivamente.

Semelhantemente ao observado por Atkinson et al. (1985), a diferença no confinamento afetou a forma da curva tensão-deformação. O aumento do confinamento acentuou o comportamento não linear da argamassa. A transição entre o comportamento linear e não linear aconteceu para níveis de tensão diferentes, considerando as amostras estudadas. A argamassa mais resistente, com relação *d/h* igual a 0,3, apresentou a transição entre os comportamentos para um nível de tensão médio de 0,6 para as deformações axiais,

enquanto que para as deformações laterais, essa transição aconteceu para um nível de tensão de, aproximadamente, 0,8. Para a mesma argamassa e relação d/h igual a 1,0, essa transição aconteceu para níveis de tensão iguais a 0,5, para as deformações axiais, e 0,6 para as deformações laterais. Considerando a argamassa menos resistente, para ambas relações d/h, o nível de tensão para a transição do comportamento linear para não linear foi igual para as deformações axiais e laterais. Para a relação d/h igual a 0,3, o nível de tensão foi de, aproximadamente, 0,6, enquanto para a relação d/h igual a 1,0 foi de 0,7.

Na Figura 4.47 apresenta-se a variação do coeficiente de Poisson em função do nível de carregamento. A comparação das curvas de variação do coeficiente de Poisson com os valores elásticos, medidos para um nível de tensão igual a 30%, mostrados na Tabela 4.10, demonstra como a proporção entre as deformações lateral e axial variam em função do grau de confinamento e nível de tensão atuantes. Percebe-se que o valor do coeficiente de Poisson para os corpos-de-prova com relação d/h igual a 0,3 (grupos 1 e 2) é menor do que o das amostras com d/h igual a 1,0 (grupos 3 e 4), para um mesmo tipo de argamassa. Apenas para a argamassa forte e relação d/h igual a 0,3, não houve variação significativa do coeficiente de Poisson. Para as demais, o coeficiente sofreu pequena variação até um certo nível de carregamento e depois passou a apresentar um grande crescimento. Para a argamassa iii e d/higual a 0,3, o Poisson manteve-se constante até aproximadamente 0,6 da tensão de ruptura, e a partir deste ponto apresentou crescimento. Para a argamassa ii e d/h igual a 1,0, o coeficiente apresentou um leve decréscimo até um nível de tensão de 0,8 e depois passou a crescer. Para a argamassa iii e d/h igual a 1,0, houve diferença entre as amostras: uma manteve o Poisson constante até 0,5 da tensão última e depois apresentou aumento, enquanto a outra apresentou diminuição até um nível de tensão de 0,7, antes de aumentar.

O comportamento observado do coeficiente de Poisson assemelha-se ao já descrito por Shah e Chandra (1968), que estudaram a variação do coeficiente de Poisson em argamassas e concretos, e ao descrito por Cadappa, Sajayan e Setunge (2001), que estudaram as variações apenas em concretos. O formato das curvas foi muito semelhante, tendo um trecho inicial com variação pouco significativa do coeficiente de Poisson e depois um forte incremento, em função do avanço da fissuração. O ponto onde há a mudança de comportamento é uma característica do material estudado. O comportamento das curvas Poisson *versus* taxa de tensão assemelham-se ao modelo de Ottosen (1979). Esse pesquisador avaliou a variação do comportamento da variação do coeficiente de Poisson de concretos de alto desempenho comprimidos. Apesar da argamassa ser um material com uma porosidade normalmente mais

elevada que o concreto, o confinamento acaba por aproximar o comportamento dos dois materiais.

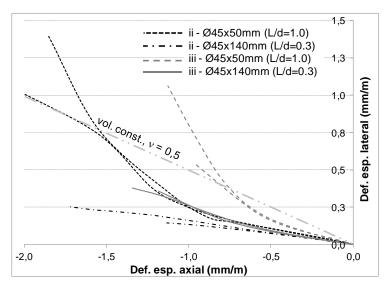
1,20 1,00 Tensão/Resistência 0,80 1 - Argamassa ii - d/h=0.3 0,60 2 - Argamassa iii - d/h=0.3 3 - Argamassa ii - d/h=1.0 0,40 4 - Argamassa iii - d/h=1.0 0,20 0,00 0,0 0,1 0,2 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7 8,0 0,9 1,0 Coeficiente de Poisson

Figura 4.47. Variação do coeficiente de Poisson em função do nível de carregamento.

Fonte: (Própria).

Na Figura 4.48 apresenta-se a relação entre as deformações axial e lateral para os corpos-de-prova cilíndricos. A linha traço-ponto marca a relação entre deformações que caracterizam a variação volumétrica nula. A forma das curvas foi similar para os dois tipos de argamassa em função da relação d/h. Para d/h igual a 1,0, as curvas indicam que houve contração de volume em um primeiro momento e depois expansão próximo à ruptura. Para d/h igual a 0,3, as duas argamassas apresentaram apenas contração volumétrica.

Figura 4.48. Relação entre as deformações axiais e laterais para os corpos-de-prova cilíndricos.



Fonte: (Própria).

As variações volumétricas específicas obtidas para a argamassa 1:0,5:4 (ii) são apresentadas nas Figuras 4.49 e 4.50, para as amostras com relação *d/h* igual a 0,3 e 1,0, respectivamente. Já as Figuras 4.51 e 4.52 apresentam-se as mesmas relações para a argamassa 1:1:6 (iii).

18.0
16.0
14.0
14.0
(eg 12.0
0 8.0
4.0
2.0

Figura 4.49. Variação volumétrica específica para a relação d/h de 0,3 e argamassa 1:0,5:4.

Fonte: (Própria).

0.0

-2.5

-1.5

Def. esp. vertical (mm/m)

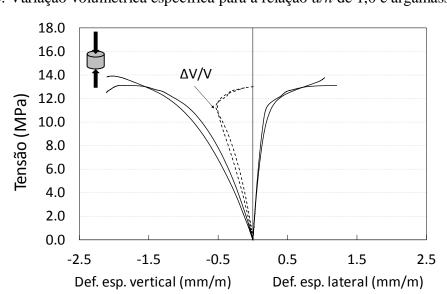


Figura 4.50. Variação volumétrica específica para a relação d/h de 1,0 e argamassa 1:0,5:4.

-0.5

0.5

1.5

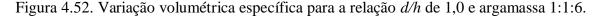
Def. esp. lateral (mm/m)

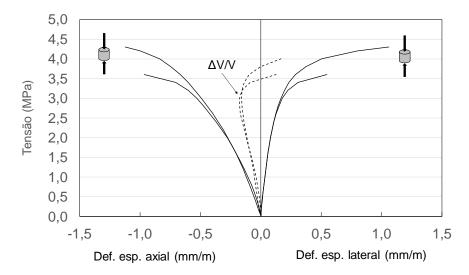
2.5

Fonte: (Própria).

5,0 4,5 4,0 ΔV/V 3,5 3,0 2,5 2,0 1,5 1,0 0,5 0,0 -1,5 -1,0 0,0 0,5 1,0 -0,51,5 Def. esp. lateral (mm/m) Def. esp. axial (mm/m)

Figura 4.51. Variação volumétrica específica para a relação *d/h* de 0,3 e argamassa 1:1:6.





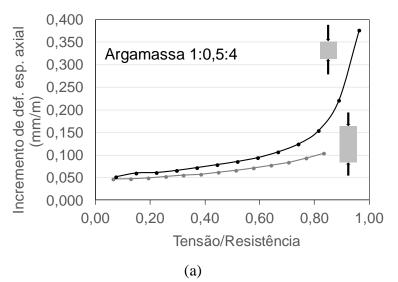
Fonte: (Própria).

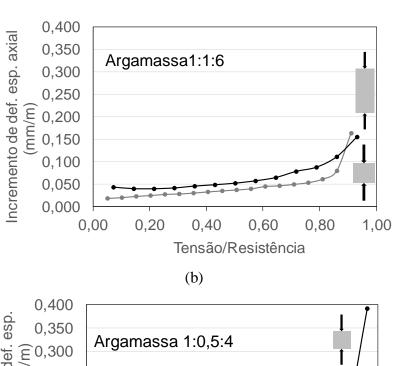
O comportamento da variação volumétrica em função da tensão axial aplicada foi semelhante para as duas argamassas testadas. Para relação d/h igual a 0,3, ambas amostras apresentaram diminuição de volume até a ruptura, enquanto que para a relação d/h igual a 1,0, houve primeiro diminuição de volume e, a partir de um nível de tensão de aproximadamente 80% da tensão última, houve incremento de volume. A contração volumétrica com posterior expansão já havia sido relatada por Shah e Chandra (1968), Pantazopoulou (1995) e Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003). Nesse último trabalho, foi avaliada a influência do confinamento sobre a variação volumétrica em função do nível de tensão axial. Os autores observaram que quanto maior o confinamento lateral atuante, maior a contração volumétrica,

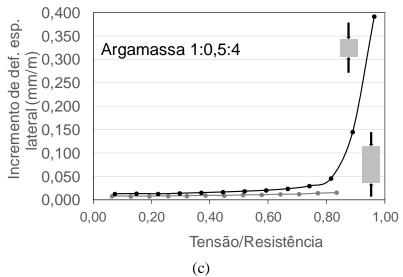
chegando, em alguns casos, a não acontecer aumento de volume na ruptura. Essa conclusão é contrária ao observado, onde para a maior altura, ou seja, para um menor confinamento, não houve expansão na ruptura. Destaca-se que o confinamento foi aplicado por Hayen, Van Balen e Van Gemert (2003) em um ensaio triaxial, onde toda a superfície lateral do corpo-deprova estava sujeita a uma pressão constante, diferentemente do confinamento aplicado neste estudo, resultado apenas do atrito entre os pratos da prensa e o cilindro ensaiado. Uma explicação para esse comportamento observado estaria na medição das deformações laterais apenas na meia-altura da seção, onde as deformações laterais são mais acentuadas quando a altura do corpo-de-prova é menor, como já discutido e mostrado na Figura 4.45.

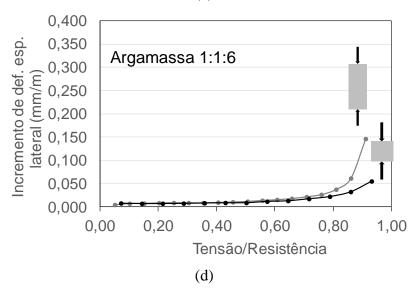
A medida indireta do avanço da degradação na argamassa foi realizada através da análise da variação dos incrementos de deformação em função do nível de tensão. Calculou-se o incremento das deformações específicas axiais e laterais para os dois tipos de argamassa e relações diâmetro/altura. Quando os incrementos deixavam de ser constantes, ou seja, deixavam de ter um crescimento linear, admitiu-se que o material teria entrado em plastificação e iniciado o seu processo de ruptura, com crescimento da fissuração interna. Ainda, quanto maior o crescimento dos incrementos, maior a perda de rigidez do material. Na Figura 4.53 apresenta-se os incrementos de deformação axial e lateral calculados para os corpos-de-prova estudados.

Figura 4.53. Incrementos de deformação em função do nível de tensão atuante: (a) Deformação específica vertical e argamassa ii, (b) deformação específica vertical e argamassa iii, (c) deformação específica lateral e argamassa iii e (d) deformação específica lateral e argamassa iii.









Na Figura 4.53 (a) apresenta-se os incrementos de deformação axial para argamassa 1:0,5:4 (ii). Para a relação diâmetro/altura de 0,3, as deformações axiais mantiveram-se praticamente constantes até um nível de tensão de, aproximadamente, 0,35, e depois disso os incrementos foram lineares até a ruptura, ou seja, o comportamento da argamassa foi linear. Para a relação *d/h* igual a 1,0, os incrementos de deformação são lineares até um nível de tensão de 0,7, e então os incrementos aumentam de maneira não linear até a ruptura.

Para a argamassa menos resistente, traço 1:1:6 (iii), a Figura 4.53 (b) mostra um comportamento diferente. Na relação d/h de 0,3, os incrementos de deformação foram lineares até 0,55 da tensão última, e a partir desse ponto, ocorreu o crescimento não linear dos incrementos. Para a relação d/h igual a 1,0, os incrementos foram lineares até um nível de tensão de 0,75 e a partir daí, cresceram não linearmente até a ruptura.

Analisando os incrementos de deformação lateral e argamassa mais resistente, observa-se que na Figura 4.53 (c), para a relação *d/h* igual a 0,3, as deformações foram constantes até a ruptura. Já para a relação *d/h* igual a 1,0, as deformações foram constantes até, aproximadamente, 0,6 da tensão de ruptura. De 0,6 até 0,8 da tensão última, os incrementos foram lineares e, a partir daí, houve crescimento dos incrementos de maneira não linear.

Os incrementos de deformação lateral para a argamassa mais fraca, para a relação d/h igual a 0,3, foram lineares até um nível de tensão de 0,6, e a partir desse nível de tensão os incrementos cresceram de forma não linear até a ruptura. Já para a relação d/h igual a 1,0, as deformações laterais foram praticamente constantes até um nível de tensão igual a 0,75, depois cresceram de forma não linear. Isso pode ser observado na Figura 4.53 (d).

Percebe-se que o nível de tensão que demarcou o início da ruptura da argamassa, medido através dos incrementos de deformações axiais e laterais, foi diferente. A explicação deve-se à natureza do material. Comprimindo os corpos-de-prova de argamassa, as primeiras fissuras tendem a se concentrar na zona de transição pasta-agregado. Com o aumento do nível de tensão, a propagação das fissuras ocorre no entorno do agregado, sem aumento de volume. Assim, o dano ou a não linearidade é primeiramente observada pelos incrementos de deformação axial. Com a sequência do crescimento do nível de carregamento, as fissuras propagam-se da interface para a pasta, resultando em aumento de volume e expansão lateral do corpo-de-prova, onde os incrementos de deformação lateral passam a ser perceptíveis. É por isso que os incrementos de deformação axial apontaram primeiro a plastificação da argamassa nos ensaios descritos.

4.2.1. Fechamento da seção e conclusões parciais

O estudo experimental com corpos-de-prova de argamassa de pequena altura comprimidos visou a identificar o comportamento do material em termos da variação do coeficiente de Poisson, da variação volumétrica específica e do comportamento tensão-deformação sob a influência do confinamento. O confinamento foi aplicado através do atrito existente entre os pratos da prensa e o corpo-de-prova, considerando que quanto menor a altura do corpo-de-prova, maior o confinamento exercido. Dois conjuntos de ensaios foram realizados. O primeiro em corpos-de-prova prismáticos, com seção quadrada de 40x40mm e duas alturas, 40mm e 80mm, utilizando apenas um tipo de argamassa industrializada, com resistência à compressão aproximada de 10 MPa. O segundo conjunto, em corpos-de-prova cilíndricos, com diâmetro de 45mm e duas alturas, 50mm e 140mm, usando dois tipos de argamassa de cimento, cal e areia, com proporções em volume de 1:0,5:4 e 1:1:6.

Em ambos os estudos, duas características se repetiram: a primeira em relação à dificuldade de obtenção de medidas representativas próximo à ruptura. Em alguns dos ensaios realizados, as fissuras passavam pelos *strain gauges*, relaxando as medidas. A segunda, diz respeito aos incrementos de deformação, técnica usada como uma forma de avaliar o progresso da ruptura. Os incrementos de deformação axial apresentaram comportamento não linear antes dos incrementos de deformação lateral. A diferença de comportamento deve-se à natureza da argamassa, onde as primeiras fissuras concentram-se na zona de transição pasta-agregado e, só para estágios mais avançados de degradação, há migração dessas fissuras para o restante da pasta, resultando em aumento de volume, tornando-se perceptíveis, também, pelos incrementos de deformação lateral.

O efeito do confinamento sobre a alteração das propriedades mecânicas da argamassa comprimida ficou evidente quando analisados os resultados dos corpos-de-prova de seção quadrada. As curvas do comportamento tensão-deformação apresentaram o início do comportamento não linear para níveis de tensão menores nos corpos-de-prova mais baixos, com relação L/h igual 1,0. Da mesma forma, a transição de comportamento na variação do coeficiente de Poisson e variação volumétrica específica foi mais suave nos espécimes de menor altura. Nos corpos-de-prova com maior relação L/h, uma das amostras apresentou decréscimo do coeficiente de Poisson até um nível de tensão próximo a 60% da tensão última, enquanto que a outra amostra manteve o Poisson constante até esse nível de tensão. Após os 60%, ambas amostras apresentaram crescimento acentuado do coeficiente de Poisson. Para as amostras com o menor valor de L/h, de maior altura, o Poisson cresceu de maneira contínua

até a ruptura. Já com relação à variação volumétrica específica, nas amostras com maior confinamento (L/h=1,0) a transição entre a contração inicial de volume e a expansão próximo à ruptura se deu de maneira tênue, entre 6 e 7 MPa, enquanto para os corpos-de-prova sujeitos a um confinamento menor (L/h=0,5) a variação entre os dois estágios foi brusca, ocorrendo entre 8 e 9 MPa para as duas amostras.

Os resultados dos corpos-de-prova cilíndricos indicaram também a influência do confinamento sobre o comportamento de argamassas com resistências distintas. Houve incremento do comportamento não linear no diagrama tensão-deformação com o crescimento do confinamento. Da mesma forma, a variação volumétrica específica também mudou drasticamente. Para ambas resistências de argamassa, para corpos-de-prova de maior altura, a ruptura aconteceu apenas com contração volumétrica, enquanto para a menor altura, houve contração volumétrica até um nível de tensão de 80% da tensão última e depois passou a ocorrer expansão volumétrica. O coeficiente de Poisson também variou em função do confinamento. Enquanto que para os corpos-de-prova menos confinados o coeficiente manteve-se constante ou apresentou variações suaves, para os mais confinados as variações foram acentuadas a partir de um nível de tensão crítico que dependeu do tipo de argamassa. O mesmo ocorreu para os incrementos de deformação. Ao aumentar o confinamento, mais acentuados foram os incrementos não proporcionais, que marcam o início da propagação de trincas internas na argamassa.

A diferença de comportamento entre as argamassas de resistências distintas também ficou evidente, principalmente em relação à variação do coeficiente de Poisson e os incrementos de deformação específica. Com relação ao Poisson, principalmente para os corpos de prova com d/h igual a 1,0, as amostras da argamassa mais resistentes apresentaram quase constância do coeficiente até um nível de tensão de 0,8 da tensão última e depois um acentuado crescimento até a ruptura. Já nas amostras da argamassa menos resistente, em uma delas houve diminuição do coeficiente de Poisson até um nível de tensão de aproximadamente 0,7, enquanto na outra houve um pequeno crescimento até esse mesmo nível de tensão, depois desse nível ambas amostras apresentaram um grande crescimento do coeficiente de Poisson até a ruptura. Já para os incrementos de deformação axial, considerando os corpos-de-prova com maior altura, a argamassa mais resistente não apresentou incrementos não lineares, enquanto a argamassa fraca passou a apresentar para um nível de tensão de aproximadamente 0,6. Já para os corpos-de-prova de menor altura, ambas argamassas começaram a apresentar comportamento não linear para um nível de tensão de, aproximadamente, 0,7 da tensão

última. Os incrementos de deformação lateral indicaram o início do comportamento não linear para níveis de tensão maiores, pelos motivos já explicados.

Os resultados apresentados nessa seção indicam que a variação das propriedades mecânicas, comportamento tensão-deformações axiais e laterais, coeficiente de Poisson e variação volumétrica específica podem ser utilizados como um indicativo do início do processo de ruptura. Da mesma forma, a variação dos incrementos de deformação axial e lateral pode ser utilizada como uma medida do avanço da degradação no material. Avaliando o comportamento dos incrementos de deformação axial pode-se estimar quando se inicia a propagação das fissuras na zona de transição pasta-agregado, enquanto que avaliando os incrementos de deformação lateral, pode-se estimar quando há a propagação de fissuras para a pasta.

4.3. RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Duas estratégias distintas foram adotadas nas análises numéricas na tentativa de representar o comportamento observado nos ensaios de corpos-de-prova de argamassa com pequena altura. A primeira adotou o modelo de deformação total com fissuração distribuída, baseada na combinação "plasticidade+fratura", e outra empregou uma análise elástica não linear incremental por fases.

A análise dos resultados numéricos utilizando o modelo de fissuração distribuída, indicou pela distribuição das tensões horizontais S_{xx} que o efeito do confinamento teve influência sobre o comportamento dos corpos-de-prova. Analisando-se as Figuras 4.54 e 4.55, é possível observar que há a formação de um tronco-cone na distribuição das tensões, que reproduz a forma de fissuração comum dos corpos-de-prova rompidos à compressão em ensaios de laboratório.

Figura 4.54. Distribuição das tensões horizontais S_{xx} na seção longitudinal média para altura de corpo-de-prova de 50mm (Unidades: N e mm).

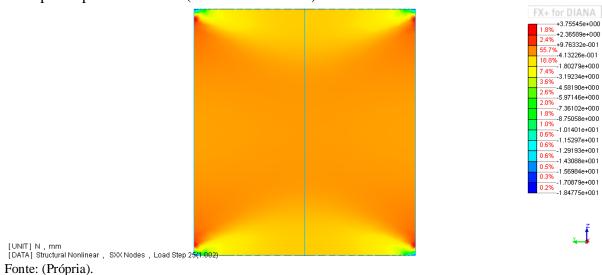
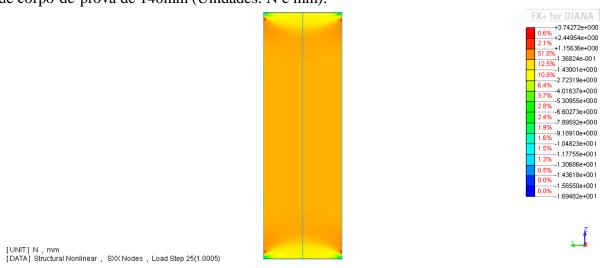


Figura 4.55. Distribuição das tensões horizontais S_{xx} na seção longitudinal média para altura de corpo-de-prova de 140mm (Unidades: N e mm).



Apesar da distribuição de tensões ser coerente, o modelo numérico em fissuração distribuída não foi capaz de representar o comportamento tensão-deformação de maneira fidedigna ao observado nos ensaios laboratoriais. Na Figura 4.56 apresenta-se uma comparação entre o comportamento tensão-deformação obtido com o modelo numérico e os valores experimentais. As linhas tracejadas indicam os resultados do modelo numérico e as linhas contínuas, os valores experimentais.

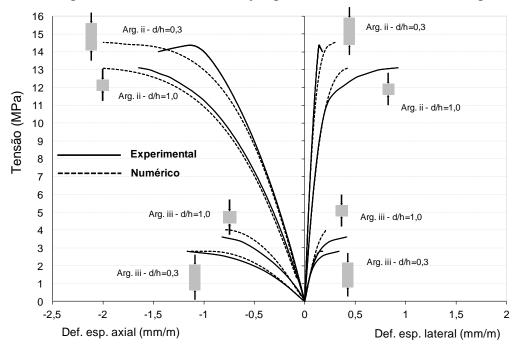


Figura 4.56. Comportamento tensão-deformação para os modelos numéricos e experimentais.

Para a argamassa de traço 1:0,5:4 e relação d/h igual a 0,3, os resultados numéricos e experimentais foram semelhantes até um nível de tensão de 10 MPa. A partir desse nível de tensão, o modelo numérico não foi capaz de representar o comportamento da argamassa comprimida. Para a mesma argamassa e d/h igual a 1,0, as deformações verticais foram semelhantes, mas as deformações horizontais divergiram próximo à ruptura. Para a argamassa mais fraca, de traço 1:1:6, as derformações axiais foram semelhantes no modelo numérico e no experimental para ambas relações d/h, mas o modelo numérico não foi capaz de simular o comportamento não linear das deformações horizontais próximo à ruptura. Essa incapacidade do modelo numérico em representar a perda de rigidez e o crescimento do coeficiente de Poisson próximo à ruptura, provocado pela propagação das trincas no material, torna-o incapaz de reproduzir o comportamento não linear da argamassa ao longo de todos os níveis de carregamento. A impossibilidade de variar o coeficiente de Poisson nas análises numéricas também contribuiu para que estas fossem incapazes de reproduzir a variação volumétrica das amostras próximo à ruptura. Na Figura 4.57 apresenta-se as deformações axiais e laterais das análises numérica por fissuração distribuída e experimentais confrontadas com a reta de volume constante. Percebe-se que os valores experimentais resultam curvos, ou seja, o valor do coeficiente de Poisson é variável, evidenciando o desajuste do modelo constitutivo adotado.

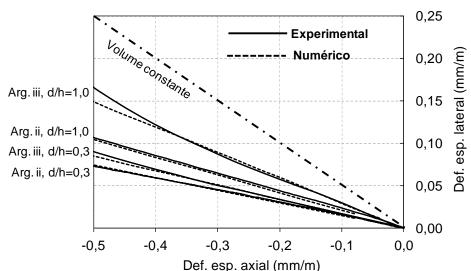


Figura 4.57. Deformações específicas laterais e axiais dos modelos numérico por fissuração distribuída e experimentais.

Os resultados obtidos com o modelo de deformação total com fissuração distribuída não foram satisfatórios, pois não foi possível variar o coeficiente de Poisson. A propagação das fissuras acarreta em um aumento desproporcional das deformações laterais, resultando no crescimento do coeficiente de Poisson, como já discutido anteriormente. Outros modelos não lineares implementados no TNO Diana[®] também não são capazes de incorporar um coeficiente de Poisson variável, sendo assim, uma análise por fases, variando as propriedades elásticas do material ($E \in V$), mostrou-se viável.

A estratégia adotada para incorporar a variação do coeficiente de Poisson no modelo numérico foi a de utilizar uma análise elástica não linear incremental por fases, atualizando o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade a cada nova fase. As tensões nos elementos e malha de elementos finitos deformada da fase anterior eram utilizadas como etapa inicial da nova fase. O módulo de elasticidade tangente foi calculado para cada incremento de carga aplicado nos ensaios experimentais, enquanto que o coeficiente de Poisson foi obtido através do modelo de Ottosen (1979). O módulo de elasticidade permitiu o ajuste da curva de deformação específica axial em função da tensão aplicada, enquanto que o ajuste das deformações laterais foi obtido pela variação do coeficiente de Poisson.

Na Figura 4.58 apresenta-se a comparação entre as curvas tensão-deformação medidas experimentalmente e numericamente, utilizando as duas estratégias avaliadas, a do modelo de fissuração distribuída e a elástica não linear incremental por fases. Na Figura, as linhas cheias representam os resultados experimentais; as linhas pontilhadas, os resultados numéricos

utilizando o modelo de fissuração distribuída; e as linhas tracejadas, os do modelo incremental por fases.

18,0 Arg. ii - d/h=0.3 Arg. ii - d/h=0.3 16,0 14,0 Arg. ii - d/h=1.0 12,0 Tensão (MPa) Arg. ii - d/h=1.0 10,0 Experimental Numérico - Fiss. Distr. 8,0 Numérico - Fases 6,0 Arg. iii - d/h=1.0 Arg. iii - d/h=1.0 4,0 Arg. iii - d/h=0.3 2,0 Arg. iii - d/h=0.3 0.0 1,50 -2,00 -1,50 -1,00 -0,50 0,00 0,50 1,00 2,00 -2,50 2,50 Def. esp. lateral (mm/m) Def. esp. vertical (mm/m)

Figura 4.58. Comportamento tensão-deformação obtido experimentalmente e pelos modelos numéricos de fissuração distribuída e elástico não linear incremental por fases.

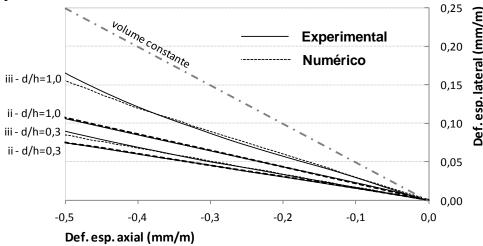
Fonte: (Própria).

Fica claro, a partir da análise da Figura 4.59, o melhor ajuste do modelo numérico incremental por fases. Apesar de mais simples, a reprodução do comportamento da variação volumétrica do material próximo à ruptura, pelo ajuste do comportamento do coeficiente de Poisson, foi mais próxima dos resultados experimentais. Para ambas argamassas, com relação d/h igual a 0,3, houve, praticamente, sobreposição das curvas de deformação lateral do modelo incremental por fases e as experimentais. Quando houve aumento do confinamento, com d/h=1,0, o modelo incremental resultou em deformações laterais menores que as medidas experimentalmente para níveis de tensão acima de 0,85 da tensão última. Esse fato deve-se à limitação imposta pelo software utilizado, limitando o coeficiente de Poisson a valores menores que 0,5. Mesmo assim, o comportamento do modelo por fases foi melhor que o do modelo numérico por fissuração distribuída.

Na Figura 4.59 apresentam-se as deformações axiais e laterais das análises numérica incremental por fases e experimentais confrontadas com a reta de volume constante. O modelo por fases foi capaz de apresentar um comportamento curvo decorrente da

incorporação da variação do coeficiente de Poisson, ajustando-se melhor aos resultados experimentais.

Figura 4.59. Deformações específicas laterais e axiais dos modelos numérico incremental por fases e experimentais.



Fonte: (Própria).

Mohamad et al. (2015) propôs o emprego do modelo de Ottosen modificado de maneira a incorporar o efeito do confinamento sobre o comportamento do coeficiente de Poisson da argamassa comprimida. Pela altura dos corpos-de-prova avaliados nos ensaios uniaxiais executados neste trabalho, o confinamento aplicado sobre o material não foi integral e, por isso, o modelo de Ottosen (1979), sem as adaptações de Mohamad et al. (2015), foi o que melhor se ajustou. Para corpos-de-prova de pequena altura, da ordem da espessura das juntas de assentamento da alvenaria, o confinamento atua de maneira integral, ficando o material impedido de se expandir lateralmente, havendo, portanto, contração volumétrica quando submetido à compressão. Nesses casos, o modelo de Ottosen modificado de Mohamad et al. (2015) se aplicaria. Nessas condições de confinamento, a expansão de volume ocorre apenas quando há a propagação de trincas próximo à ruptura. Se a ruptura for por esmagamento, não há uma transição gradual entre a contração e a expansão. Como há destruição da estrutura porosa enquanto há contração volumétrica, a expansão, quando ocorre, se dá pelo deslizamento e rolagem entre os grãos do material. Daí a previsão de dois comportamentos possíveis no modelo de Ottosen modificado de Mohamad et al. (2015).

4.3.1. Fechamento da seção e conclusões parciais

As simulações utilizando modelos numéricos, principalmente via método dos elementos finitos, são ferramentas muito úteis para prever e reproduzir o comportamento de elementos estruturais. A possibilidade de simular os efeitos que seriam encontrados na estrutura real antes de construí-la são uma forma rápida e econômica utilizada por projetistas e pesquisadores das mais diversas áreas. Escritórios de projeto utilizam softwares comerciais capazes de reproduzir o comportamento dos materiais através de vários modelos constitutivos, aplicar os mais variados tipos de carregamento e fornecer respostas práticas, de maneira rápida, para o dia a dia do engenheiro projetista.

Contudo, em nível de pesquisa, materiais com estrutura heterogênea como a alvenaria, especialmente em decorrência das dificuldades em simular o comportamento da argamassa de assentamento próximo à ruptura, acabam sendo um desafio aos desenvolvedores de modelos numéricos. Muitos tipos de abordagens para soluções numéricas foram apresentadas na revisão bibliográfica, principalmente os chamados micromodelos, que buscam representar o comportamento dos componentes e a interação entre eles de forma a chegar a um comportamento representativo para o conjunto. Alguns desses modelos são extremamente complexos e exigem ensaios laboratoriais dispendiosos para a obtenção dos parâmetros de calibragem. Outros, são aplicáveis apenas a situações muito restritas, não chegando a resultados satisfatórios quando extrapolados à outras situações. Assim, o enfoque adotado nesta pesquisa foi o de buscar aproximar o comportamento da argamassa confinada com o uso de modelos computacionais simples, com rotinas disponíveis em um software comercial.

O primeiro modelo numérico testado foi o de deformação total com fissuração distribuída. Esse modelo baseia-se na combinação "plasticidade+fratura" e depende de parâmetros como energia de fratura à compressão e tração e o conhecimento do comportamento de amolecimento/endurecimento à compressão e tração. Tais grandezas são de obtenção custosa e foram obtidas em estudos de outros autores ou de valores normativos. Os resultados proporcionados por esse modelo numérico não foram capazes de representar o comportamento da argamassa próximo à ruptura, principalmente pela desconsideração da variação do coeficiente de Poisson quando acontece a propagação de trincas internas no material.

O segundo modelo numérico adotado foi uma análise elástica não linear incremental por fases. A análise foi dividida em um número discreto de fases, onde a cada nova fase eram atualizadas duas grandezas elásticas: o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. As

demais propriedades eram mantidas da fase anterior. Esse modelo proporcionou resultados mais próximos aos experimentais, principalmente para as simulações com d/h igual a 0,3, com menor efeito do confinamento. Nas simulações com maior efeito do confinamento, d/h igual a 1,0, os valores de deformações laterais observados foram menores que os medidos, apesar de haver, praticamente, sobreposição do modelo numérico aos resultados experimentais até muito próximo da ruptura. Essa incapacidade de fornecer deformações laterais da mesma ordem de grandeza dos valores medidos experimentalmente deveu-se à limitação presente no software utilizado de não aceitar valores para o coeficiente de Poisson maiores que 0,5. Mesmo assim, considera-se que os resultados desse modelo numérico foram satisfatórios.

Considerando que o comportamento dos blocos cerâmicos e de concreto comprimidos pode, na maioria dos casos, ser satisfatoriamente aproximado por um modelo elástico linear, a simulação do comportamento de prismas de alvenaria comprimidos poderia, facilmente, incorporar o comportamento da argamassa das juntas através do modelo não linear incremental por fases, adotando a variação do coeficiente de Poisson através do modelo original de Ottosen (1979) ou do modelo modificado por Mohamad et al. (2015), desde que haja o conhecimento prévio do diagrama tensão-deformação axial e lateral da argamassa comprimida.

4.4. CONTRIBUIÇÕES PARA A ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DA ARGAMASSA A SER USADA EM PROJETOS

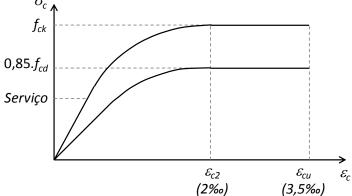
Como já discutido na revisão bibliográfica, durante o projeto estrutural de uma edificação em alvenaria, é imposta ao projetista a dificuldade de ter de estimar a resistência dos componentes, bloco e argamassa, de maneira que a combinação dos dois resulte em uma resistência da alvenaria que atenda o valor demandado no projeto estrutural. As normas brasileiras, NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011), não fornecem subsídios para auxiliar o projetista nessa tarefa. As normas definem apenas que a resistência à compressão característica da alvenaria (f_k) deve ser a medida em ensaios de compressão axial de paredes em escala real, ou definida como igual a 85% da medida em pequenas paredes (f_{ppk}) ou 70% da medida em prismas (f_{pk}). Assim, o projetista é obrigado a adotar valores de fator de eficiência prisma/bloco para determinar a resistência do bloco a ser utilizado. A definição da resistência à compressão da argamassa a ser utilizada é ainda mais incerta. A resistência da argamassa acaba sendo definida arbitrariamente ou a partir de tabelas ou limites genéricos

presentes em bibliografias sobre alvenaria estrutural, que não são capazes de considerar as especificidades de cada projeto. A resistência à compressão axial da argamassa, de acordo com as normas brasileiras de alvenaria, deve ser maior do que 1,5 MPa e menor que 70% da resistência do bloco na área líquida. Uma faixa tão ampla para definição da resistência da argamassa permite que sejam estabelecidos valores de resistência que poderão resultar em alvenarias suscetíveis à ocorrência do esmagamento das juntas, o que afeta sobremaneira o seu desempenho como material estrutural.

Os resultados encontrados nesta pesquisa podem auxiliar ou indicar um caminho a seguir no momento de definir a resistência da argamassa de assentamento da alvenaria, pois foi demonstrado que as propriedades da argamassa são influentes sobre o modo de ruptura da alvenaria e que as deformações e variações das propriedades mecânicas da argamassa comprimida são dependentes da resistência e grau de confinamento aplicado.

Um projeto estrutural que visa um adequado desempenho da estrutura, deve garantir que os materiais trabalhem sob parâmetros bem definidos de tensão e deformação. A norma brasileira de dimensionamento de concreto, NBR 6118 (2014), é um exemplo claro dessa forma de abordagem, pois ela representa o aprendizado nacional de muitas décadas de pesquisas. Essa norma define que o dimensionamento da estrutura deve ser realizado respeitando estados limites últimos e de serviço. Os estados limites últimos representam, estatisticamente, as situações extremas às quais a estrutura poderá estar sujeita e, por isso, são combinadas as ações desfavoráveis com valores majorados por coeficientes, dependentes da natureza da ação, e comparadas às solicitações obtidas com as resistências minoradas dos elementos. O diagrama tensão-deformação (parábola-retângulo) idealizado para o concreto no estado limite último previsto na NBR 6118 (2014) é apresentado na Figura 4.60.

Figura 4.60. Diagrama parábola-retângulo idealizado para o concreto no estado limite último pela NBR 6118 (2014). $\sigma_{c} + f_{ck}$



Fonte: (Adaptado da NBR 6118, 2014).

A NBR 6118 (2014) determina que a tensão máxima atuante no concreto no estado limite último seja igual a 85% da resistência minorada ou de projeto do concreto (f_{cd}) e as deformações limites para a ruptura sejam de 2‰ e 3,5‰, a depender do domínio de deformação considerado.

Já os estados limites de serviço representam as situações de uso rotineiro da estrutura. Nesses, as ações são combinadas com seus valores nominais ou com coeficientes de combinação menores que um, no caso de ações acidentais, e os efeitos provocados na estrutura não podem ser tais que impeçam o seu uso.

Considerando que os esforços de uso da estrutura são, na maior parte de sua vida útil, menores que aqueles considerados no estado limite último, as disposições da NBR 6118 (2014) garantem que as estruturas trabalhem em sua maioria no regime elástico, talvez com fissuração controlada em algumas poucas seções. Na Figura 4.60 é indicado um nível de tensão denominado de "Serviço" que representa um valor igual à tensão máxima de projeto dividida por 1,4. O valor de 1,4 é o usado na maioria das situações para a majoração das ações no estado limite último. Assim, para estimar um nível de tensão equivalente de serviço, dividiu-se a tensão máxima por esse valor. A tensão de serviço fica claramente no regime elástico de comportamento do material. Normas que definem os procedimentos de projeto para outros materiais também apresentam o mesmo tipo de limitante com relação ao regime de trabalho dos materiais. As normas de dimensionamento de aço, por exemplo, NBR 8800 (2008) e NBR 14762 (2010), definem que, em situações rotineiras, a tensão atuante nos elementos deve ser inferior à tensão limite de escoamento do aço.

Assim, é admissível idealizar que o mesmo tipo de consideração deva ser adotado nas normas que definem o dimensionamento da alvenaria estrutural. Deve-se trabalhar com níveis de tensão e deformação que garantam que a estrutura trabalhe no regime elástico para as situações de serviço. Os resultados de variação das propriedades mecânicas das argamassas em corpos-de-prova de pequena altura comprimidos indicaram que as argamassas que apresentaram comportamento não linear, o fizeram para níveis de tensão variando entre 0,5 e 0,8 da tensão última. Sendo assim, toma-se o menor valor, 0,5, como limite de tensão para o comportamento linear das argamassas.

Propondo-se um procedimento para determinar a resistência à compressão da argamassa a ser adotada para a alvenaria a partir da resistência característica da alvenaria $(f_{k,brut})$, medida na área bruta e determinada no projeto estrutural. Pode-se partir da premissa de que a argamassa das juntas de assentamento encontra-se confinada e, por isso, a envoltória resistente é dada pela Equação 2.9, repetida na Equação 4.4.

$$f_{\mathsf{m}}^{\ *} = f_a + k \,\sigma_3 \tag{4.4}$$

Onde: k é coeficiente angular da reta, igual a 2,3 para argamassas fracas e 3,3 para argamassas fortes.

 σ_3 é a tensão lateral confinante.

A condição ideal de projeto é a de que a ruptura da alvenaria se dê quando for atingido o limite de resistência à tração no bloco (f_{bt}) , assim, a tensão lateral confinante máxima é: $\sigma_3 = f_{bt}$. A resistência à tração pode ser estimada, por praticidade, como sendo uma parcela de resistência à compressão do bloco $(f_{bk,liq})$. As Equações 4.5 e 4.6 apresentam os valores propostos:

$$f_{bt} = 0.06. f_{bck,liq}$$
 - para blocos cerâmicos (4.5)

$$f_{bt} = 0.10. f_{bck,liq}$$
 - para blocos de concreto (4.6)

Assim, a Equação 4.4 pode ser generalizada, sem perda da validade teórica, para a Equação 4.7. Onde k foi adotado, de maneira conservadora, como um valor único de 2,3 e a resistência à tração do bloco foi aproximada, também como um valor único, para 10% da resistência à compressão do bloco, independente do tipo e material do bloco.

$$f_{\rm m}^* = f_{ak} + 2.3 (0.1. f_{bck,liq}) = f_a + 0.23. f_{bck,liq}$$
 (4.7)

A resistência f_m^* é a máxima que a argamassa quando confinada nas juntas da alvenaria pode alcançar, assim, a resistência à compressão da alvenaria é limitada, também, por este valor. Aplicando-se o limite de 0,5 como sendo o máximo nível de tensão para manutenção do comportamento linear da argamassa, pode-se propor um limite para a resistência uniaxial da argamassa a ser usada nas juntas de assentamento (f_{ak}) , dado na Equação 4.8.

$$f_{ak}' \ge 2.f_k - 0.23.f_{bck,liq}$$
 (4.8)

No entanto, não se pode esquecer que os resultados da análise do modo de ruptura dos prismas comprimidos indicou que as argamassas menos resistentes, com resistência à

compressão da ordem de 10% da resistência do bloco na área líquida, tenderam a romper por esmagamento da junta, ao contrário das argamassas mais resistentes, com resistências acima de 60% da resistência do bloco na área líquida, que romperam por tração no bloco. Valores intermediários de proporções entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco não foram testados, contudo, cita-se o estudo de De Lima (2010), onde para espessuras da junta de argamassa de 15mm, constatou-se que a ruptura dos prismas acontecia por esmagamento da junta para proporções entre a resistência da argamassa e resistência do bloco na área líquida menores que 0,4. Os blocos testados por De Lima (2010) eram cerâmicos de parede vazada, com proporção área líquida/área bruta de 0,37, havendo pouca área de contato para o completo desenvolvimento do confinamento da argamassa. Um novo estudo precisaria ser realizado para avaliar qual a proporção entre as resistências da argamassa e do bloco seria suficiente em função da geometria do bloco, de maneira a garantir que a ruptura aconteça por tração nos blocos. É razoável imaginar que o limite para blocos com maior relação área líquida/área bruta seja menor que 0,4. Mesmo assim, o conceito é válido e um segundo limite se impõe para a determinação da resistência da argamassa de assentamento. Essa resistência não pode ser menor que 40% da resistência à compressão do bloco na área líquida.

Assim, seriam dois os limites mínimos a serem atendidos pelo projetista, adotando-se o maior dos dois valores: o primeiro, determinado em função da tensão atuante na parede e definido pelo projeto estrutural, e outro em função da resistência à compressão do bloco. Na Tabela 4.11 apresenta-se uma simulação do emprego dos dois limites propostos, em função da tensão calculada no projeto estrutural e do tipo de bloco utilizado. Nessa tabela são apresentadas as resistências da alvenaria na área bruta $(f_{k,brut})$ entre 1 e 6 MPa. A resistência do prisma na área bruta ($f_{pk,brut}$) foi calculada como sendo 1,43 (1/0,7=1,43) vezes a resistência da parede. A resistência à compressão do bloco na área bruta ($f_{bk,brut}$) foi obtida a partir do fator de eficiência; e a resistência do bloco na área líquida, a partir da relação entre a área líquida e a área bruta. Os fatores de eficiência prisma/bloco e relação área líquida/área bruta utilizados são os valores médios obtidos nesta pesquisa para cada tipo de bloco. O limite para a resistência da argamassa f_{ak} foi calculado a partir da imposição do regime linear para a tensão atuante na parede (Equação 4.8), enquanto o limite de tensão f_{ak} " foi calculado como sendo 0,4 da resistência do bloco na área líquida. A resistência à compressão mínima da argamassa ($f_{ak,min}$) foi definida como o maior valor entre o limite mínimo de 1,5 MPa, disposto nas normas brasileiras, f_{ak} e f_{ak} ". Por fim, a resistência à compressão máxima ($f_{ak,max}$) foi definida em função do limite de 70% da resistência do bloco na área líquida, conforme as normas brasileiras. Considerando que maiores estudos precisam ser realizados de forma a calibrar o segundo limite proposto, em função da área de contato bloco/argamassa, foi acrescentado entre parênteses o valor da resistência da argamassa que seria obtida se o limite da proporção entre a resistência da argamassa e a resistência do bloco fosse de 0,3 e não 0,4, para os blocos de paredes maciças.

Tabela 4.11. Resistência à compressão da argamassa em função dos limites propostos.

Bloco	Resist.	Resist.	Fator	Fator Resistência do bloco								$f_{ak,max}$
	Alven.	prisma	efic.	Rel.	$f_{k,liq}$	$f_{bk,brut}$ (MPa)		$f_{bk,liq}$	$f_{a,k}'$	$f_{a,k}$ "	$f_{ak,min}$	Norma
	$f_{k,brut}$ (MPa)	$f_{pk,brut}$ (MPa)	f_{pk}/f_{bk}	Al/Ab	(MPa)	Teórica	Adotada	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
cer. vazado	1,0	1,4	0,45	0,42	2,4	3,2	4,0	9,5	2,6	3,8	2,6	6,7
	2,0	2,9			4,8	6,3	7,0	16,7	5,7	6,7	5,7	11,7
	3,0	4,3			7,1	9,5	10,0	23,8	8,8	9,5	8,8	16,7
	4,0	5,7			9,5	12,7	13,0	31,0	11,9	12,4	11,9	21,7
	5,0	7,1			11,9	15,9	16,0	38,1	15,0	15,2	15,0	26,7
	6,0	8,6			14,3	19,0	20,0	47,6	17,6	19,0	17,6	33,3
cer. maciço	1,0	1,4	0,45	0,57	1,8	3,2	4,0	7,0	1,9	2,8 (2,1)	2,8 (2,1)	4,9
	2,0	2,9			3,5	6,3	7,0	12,3	4,2	4,9 (3,7)	4,9 (4,2)	8,6
	3,0	4,3			5,3	9,5	10,0	17,5	6,5	7,0 (5,3)	7,0 (6,5)	12,3
	4,0	5,7			7,0	12,7	13,0	22,8	8,8	9,1 (6,8)	9,1 (8,8)	16,0
	5,0	7,1			8,8	15,9	16,0	28,1	11,1	11,2 (8,4)	11,2 (11,1)	19,6
	6,0	8,6			10,5	19,0	20,0	35,1	13,0	14,0 (10,5)	14,0 (13,0)	24,6
concr.	1,0	1,4	0,65	0,59	1,7	2,2	3,0	5,1	2,2	2,0 (1,5)	2,2	3,6
	2,0	2,9			3,4	4,4	5,0	8,5	4,8	3,4 (2,5)	4,8	5,9
	3,0	4,3			5,1	6,6	7,0	11,9	7,4	4,7 (3,6)	7,4	8,3
	4,0	5,7			6,8	8,8	9,0	15,3	10,1	6,1 (4,6)	10,1	10,7
	5,0	7,1			8,5	11,0	11,0	18,6	12,7	7,5 (5,6)	12,7	13,1
	6,0	8,6			10,2	13,2	14,0	23,7	14,9	9,5 (7,1)	14,9	16,6

Fonte: (própria).

Percebe-se, a partir dos resultados da Tabela 4.11, que a resistência mínima necessária para a argamassa foi sempre maior que o valor mínimo prescrito nas normas brasileiras, de 1,5 MPa. Na maior parte dos casos simulados, a resistência à compressão mínima da argamassa encontra-se dentro dos padrões de resistência comercialmente disponíveis para argamassas industrializadas, menores que 15 MPa. Por outro lado, algumas das resistências à compressão dos blocos demandadas superam os valores comercialmente disponíveis, mesmo assim, pela manutenção do valor teórico da proposta, os valores foram mantidos na Tabela.

Para os blocos cerâmicos, o limite imposto, em função da resistência do bloco, foi sempre mais restritivo, em função do menor fator de eficiência prisma/bloco, de maneira contrária ao que ocorreu para os blocos de concreto. Na simulação proposta, a resistência mínima da argamassa ficou próxima à resistência do bloco na área bruta. Para os blocos cerâmicos de paredes vazadas, a resistência da argamassa foi de aproximadamente 0,95 da resistência do bloco na área bruta. Nos blocos cerâmicos de paredes maciças, essa proporção foi de 0,7 e nos blocos de concreto variou entre 0,7 e 1,0.

5. CONCLUSÕES

O objetivo geral desse trabalho foi o de avaliar a influência da argamassa no modo de ruptura da alvenaria estrutural, analisando visualmente o comportamento de prismas comprimidos executados com diferentes tipos de argamassa, medindo as deformações específicas de corpos-de-prova de argamassa de pequena altura comprimidos e avaliando a viabilidade de incorporação das variações das propriedades mecânicas em um modelo numérico em elementos finitos.

No capítulo de análise e discussão dos resultados, foram apresentadas conclusões parciais sobre cada um dos três tópicos de estudo do trabalho. Mesmo assim, de maneira a sedimentar as observações realizadas, conclui-se de modo geral, dentro das limitantes impostas à pesquisa, que:

- A argamassa teve grande influência sobre o modo de ruptura dos prismas de alvenaria. A resistência da argamassa de assentamento e sua interação com os blocos foram determinantes sobre a mecânica de ruptura dos prismas. A argamassa menos resistente tendeu a esmagar, induzindo a ruptura prematura dos prismas, pela formação de fissuras lamelares nos blocos, próximo à junta de argamassa. O fator de eficiência prisma/bloco foi sensivelmente menor para os conjuntos onde acontecia o esmagamento da argamassa.
- Os prismas de blocos de concreto apresentaram um comportamento distinto. Aparentemente, a argamassa menos resistente não influenciou a resistência do prisma, pois apesar do claro esmagamento das juntas, a resistência medida nos prismas com argamassa fraca foi muito próxima a dos prismas de argamassa forte. Contudo, o comportamento dos prismas de argamassa fraca, após o esmagamento e quebra da aderência argamassa-bloco, deixou de ser o de um material compósito, e passou a ser apenas o de dois blocos sobrepostos com uma junta de material pulverulento entre eles.
- Nos prismas executados com argamassa mais resistente, o comportamento foi semelhante ao observado em corpos-de-prova de materiais monolíticos, com um panorama de fissuração, aproximadamente, tronco-cônico. Nesses, o fator de eficiência foi elevado, acima de 0,6.
- A relação área líquida/área bruta dos blocos também foi influente sobre o modo de ruptura dos prismas. Comparando os blocos cerâmicos de paredes vazadas e maciças,

- o comportamento dos de paredes maciças foi mais dúctil, com formação de fissuras antes da ruptura dos prismas, enquanto os de paredes vazadas tenderam a apresentar rupturas sem aviso.
- O arranjo do prisma também foi influente sobre a mecânica de ruptura observada. Enquanto os prismas de dois blocos, onde a influência do confinamento provocado pelos pratos da prensa era maior, o esmagamento da argamassa das juntas foi visível para níveis de tensão menores, havendo tempo para ocorrência da degradação da junta e propagação das trincas. Nos prismas de maior altura, a ruptura tendeu a acontecer de maneira mais rápida, com o esmagamento sendo visível apenas para níveis de tensão maiores. As juntas verticais foram indutoras da ruptura nos prismas estudados. Como já observado por Mohamad (2007), o esmagamento foi pontual na região de contato entre as juntas vertical e horizontal, ocorrendo de maneira combinada com a formação de fissuras na junta vertical.
- Os resultados das análises visuais de prismas comprimidos, em conjunto com outras referências encontradas, indicam que há um limite de proporção entre as resistências da argamassa e resistência do bloco que implica na mudança do modo de ruptura da alvenaria comprimida. Esse limite de proporção é dependente do tipo de bloco utilizado, pois o confinamento da argamassa depende da área de contato disponível e consequente confinamento. Para resistências de argamassa que resultem em proporções de resistência menores que esse limite, a ruptura tende a ocorrer com esmagamento das juntas, enquanto para resistências de argamassa maiores, a ruptura tende a ocorrer por tração no bloco.
- O estudo das variações das propriedades mecânicas da argamassa em corpos-de-prova de pequena altura comprimidos indicou que estas podem ser utilizadas como uma medida da degradação do material, pois a propagação de trincas internas afeta as medidas de deformações específicas. O comportamento tensão-deformação e, consequentemente, a variação volumétrica específica, coeficiente de Poisson e incrementos de deformação, foram dependentes do tipo de argamassa e nível de confinamento aplicado, ou seja, a dinâmica da formação e propagação de trincas foi dependente do tipo de argamassa e confinamento. A alteração do comportamento tensão-deformação do regime linear para o não linear marcou o início da ruptura. Assim, a avaliação da variação dos incrementos de deformações axiais e laterais foi um indicativo relevante da dinâmica de formação e propagação das trincas internas na argamassa. Os incrementos de deformação axial indicaram quando se iniciava a

propagação das fissuras na zona de transição pasta-agregado, enquanto os incrementos de deformação lateral indicaram quando houve a propagação das fissuras da zona de transição para a pasta.

- De maneira mais global, a variação do coeficiente de Poisson também foi representativa do avanço da fissuração interna, sem ser capaz de indicar as diferentes fases de degradação, como as variações dos incrementos de deformação, mas mais simples de ser incorporada nos modelos constitutivos existentes para a argamassa. Por ser uma grandeza característica do material na fase elástica, a sua adaptação (generalização) e emprego na fase fissurada é representativa das mudanças de comportamento que o material sofre para níveis elevados de tensão.
- A incorporação das variações do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson em um modelo numérico elástico não linear por fases mostrou-se viável. Ao atualizar as propriedades mecânicas elásticas a cada fase de análise, foi possível reproduzir, de maneira satisfatória, o comportamento não linear do diagrama tensão-deformação. No entanto, nas análises de corpos-de-prova com maior confinamento, o modelo foi incapaz de alcançar os mesmos níveis de deformação lateral que os obtidos experimentalmente, pela limitação imposta pelo software utilizado, que não permitia valores de coeficiente de Poisson maiores que 0,5. Nos corpos-de-prova com menor efeito de confinamento, houve, praticamente, sobreposição das curvas do modelo numérico e dos resultados experimentais.
- A partir dos resultados encontrados, a proposição de limites mínimos de resistência da argamassa de assentamento a ser usada na alvenaria, de maneira a garantir um modo de ruptura controlado, parece ser uma alternativa viável a ser buscada, precisando, claro, de um maior aprofundamento e calibração dos parâmetros propostos.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir das observações realizadas neste trabalho é possível propor algumas sugestões para outros estudos, complementando as conclusões realizadas. Sugere-se:

 Avaliar o modo de ruptura de prismas comprimidos, variando o tipo de bloco e resistência de argamassa, de maneira a definir qual a proporção adequada entre a resistência da argamassa e resistência do bloco para que não ocorra o esmagamento

- das juntas de argamassa. Essa proporção adequada entre as resistências provavelmente é dependente da relação área líquida/área bruta do bloco.
- 2. Ampliar o estudo do modo de ruptura dos prismas comprimidos através da instrumentação dos prismas, medindo as deformações específicas axiais na região das juntas de assentamento, de maneira a determinar como essas se comportam em situações de ocorrência de esmagamento.
- Analisar a variação do fator de eficiência prisma/bloco em função do tipo de bloco e
 resistência da argamassa de assentamento, levando em consideração o modo de
 ruptura dos prismas avaliados.
- 4. Ampliar a análise do comportamento de corpos-de-prova de argamassa de pequena altura comprimidos. Avaliando outros tipos de argamassa e alturas de corpo-de-prova, com enfoque nas medidas de deformações específicas axial e lateral.
- 5. Estudar as propriedades físico-químicas das argamassas de assentamento de modo a propor um método de seleção da argamassa focado no desempenho da junta, avaliando, principalmente, a relação resistência *versus* aderência.
- 6. Avaliar o ganho de resistência da argamassa de assentamento em decorrência da perda de água para os blocos, variando o tipo de bloco, tipo de argamassa, consistência da argamassa e, consequentemente, quantidade de água livre disponível.
- 7. Testar o modelo numérico elástico não linear incremental por fases na simulação do comportamento de prismas de alvenaria comprimidos, com ênfase no comportamento tensão-deformação.
- 8. Ampliar o estudo numérico empregando a previsão do comportamento da variação do coeficiente de Poisson a partir do modelo de Ottosen (1979) modificado por Mohamad et al. (2015), simulando corpos-de-prova com espessuras da mesma ordem de grandeza da utilizada nas juntas de argamassa em alvenaria.
- 9. Discutir e aprofundar os limites normativos de tensão e deformação propostos nas normas brasileiras de alvenaria estrutural, de maneira a conseguir um enfoque no desempenho e não apenas na resistência do material.
- 10. Analisar a variação na porosidade de argamassas colapsíveis comprimidas quando carregadas, avaliando como se dá a dinâmica de oclusão dos poros quando ocorre o fenômeno de esmagamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- _NBR 7222: Concreto e argamassa Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. 5 p.
- _NBR 8522: Concreto Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008. 16 p.
- **_NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.
- _NBR 12118: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013. 14 p.
- **_NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005. 3 p.
- _NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005. 9 p.
- _NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010. 93 p.
- **_NBR 15270-3**: Componentes cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2005. 27 p.
- **_NBR 15812-1**: Alvenaria Estrutural Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010. 41 p.
- _NBR 15812-2: Alvenaria Estrutural Blocos Cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010. 28 p.
- _ **NBR 15961-1**: Alvenaria Estrutural Blocos de Concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. 42 p.
- _ **NBR 15961-2**: Alvenaria Estrutural Blocos de Concreto. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 35 p.
- ACI. American Concrete Institute. **ACI 530-05**: Building Code Requirements for Masonry Structures. Farmington Hills, EUA, 2005. 158 p.
- _ACI 530-01: Specification for Masonry Structures. Farmington Hills, EUA, 2002. 24 p.
- AFSHARI, F.; KALDJIAN M. J. Finite element analysis of concrete masonry prisms. American Concrete Institute **ACI Materials Journal**, v. 86, n. 5, p. 525-530, set.-out. 1989.

- ALFANO, G.; SACCO, E. Combining interface damage and friction in a cohesive-zone model. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 68, n.5, p. 542-582, 2006.
- ASTM. American Society for Testin and Materials. **ASTM C 270-07**: Standard Specification for Mortar for Unit Masonry. West Conshohocken, EUA, 2007. 13 p.
- **_ASTM C 1006-84**: Standard test method for splitting tensile strength of masonry units. West Conshohocken, EUA, 1984. 3 p.
- **_ASTM C 1314**: Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms. West Conshohocken, EUA, 2014. 10 p.
- ATKINSON, R. H.; NOLAND, J. L.; ABRAMS, D. P. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prism in compression. In: International Brick Masonry Conference, 7, 1985, Melbourne, **Proceedings**. v. 1, Melbourne: IBMAC, 1985. p. 577-592.
- BARBOSA, C. S.; HANAI, J. B. Comportamento de prismas de blocos vazados de concreto sob compressão axial e análise das propriedades mecânicas de seus materiais constituintes. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 50, p. 75-90, 2009.
- BARBOSA, C. S.; LOURENÇO, P. B.; HANAI, J. B. On the compressive strength prediction for concrete masonry prisms. **Materials and Structures**, v. 43, n. 3, p. 331-344. 2010.
- BARBOSA, C. S.; HANAI, J. B.; LOURENÇO, P. B.; MOHAMAD, G. Influência da perda de água e das tensões confinantes nas propriedades físicas e mecânicas da argamassa de assentamento para alvenaria estrutural. In: **Anais do IX Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas**. Belo Horizonte, MG. Maio, 2011.
- BERTO, L.; SAETTA, A.; SCOTTA, R.; VITALIANI, R. Failure mechanism of masonry prism loaded in axial compression: computational aspects. **Materials and Structurals**. v.38, n. 2, p. 249-256, 2005.
- BINDA, L.; FONTANA, A.; FRIGERIO, G. Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. **In: Proceedings of 8th IBMaC**, Irlanda, 1988.
- BS. BRITISH STANDARD. **BS 5628-1**: Code of practice for use of masonry Part 1: Structural use of unreinforced masonry. Londres, 2005. 64 p.
- **_ BS 5628-3**: Code of practice for use of masonry Part 3: Materials and components, design and workmanship. Londres, 2005. 116 p.
- CANDAPPA, D. C.; SANJAYAN, J. G.; SETUNGE, S. Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete. **Journal of Materials in civil engineering**, v. 13, n. 3, p. 209-215, mai-jun. 2001.
- CARASEK, H. Argamassas. In: ISAIA, G. C. (Organizador e Editor). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**, Volume 2. Instituto Brasileiro do Concreto Ibracon, São Paulo. 2010.

- CEB Comité Euro-International Du Béton. CEB MODEL CODE 1990, 1990.
- CHEEMA, T. S.; KLINGNER, R. E. Compressive strength of concrete masonry prisms. **American Concrete Institute, ACI Journal**. v. 83, n. 1, p. 88-97, jan-fev, 1986.
- CUSATIS, G.; BAZANT, Z. P.; CEDOLIN, L. Confinement-Shear Lattice Model for Concrete Damage in Tension and Compression: I. Theory. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 129, n. 12, Dez., 2003.
- CUSATIS, G.; BAZANT, Z. P.; CEDOLIN, L. Confinement-Shear Lattice Model for Concrete Damage in Tension and Compression: II. Computation and Validation. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 129, n. 12, Dez., 2003.
- CUSATIS, G.; PELESSONE, D.; MENCARELLI, A.; BAYLOT, J. T. Lattice Discrete Particle Model (LDPM): Formulation, Calibration, and Validation. **Cement and Concrete Composites**, v. 33, n. 9, p. 891-905, 2011.
- CUSSON, D.; PAULTRE, P. High-strength concrete columns confined by rectangular ties. **Journal of Structural Engineering.**, ASCE, v. 120, n. 3, p. 783-804, 1994.
- DE BORST, R.; NAUTA, P. Non-orthogonal cracks in a smeared finite element model. **Engineering Computations 2**, p. 35–46, 1985.
- DE LIMA, A. N. Análise experimental da influência da resistência e espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos cerâmicos. 2010. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL, 2010.
- DE MARCO, C. E. G. **Avaliação Mecânica de Prismas Preenchidos com Argamassa** / **Graute à Compressão**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.
- DIANA, User's Manual Material Library, Versão 9.6. TNO Diana. Delft, Holanda. 2014.
- DIÓGENES, H. J. F. (2013). **Análise Numérica e Experimental de Ligações por Aderência Aço Concreto Aplicada em Estruturas Mistas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- EUROCODE 6. **EN 1996-1-1**: Design of masonry structures Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Bruxelas, 2002. 131 p.
- **_EN 1996-2**: Design considerations, selection of materials and execution of masonry. Bruxelas, 2006. 35 p.
- **EN 998-2**: Specification for mortar for masonry Part 2: Masonry mortar. Bruxelas, 2003. 28 p.
- **EN 1052-1**: Methods of test for masonry Part 1: Determination of compressive strength. Bruxelas, 1999. 11 p.

- FARIAS, R, S. (2008). Estudo teórico-experimental do efeito da laje na transferência de forças em ligações viga-pilar misto preenchido. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- FEENSTRA, P. H.; BORST, R. DE. Aspects of robust computational modeling for plain and reinforced concrete. **HERON**, v.38, n.4, p. 76, 1993.
- FONSECA, F. S.; MOHAMAD, G.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R.; VERMELTFOORT, A. T. Deformation And Failure Mode Of Masonry. In.: Proceedings of 12th North American Masonry Conference. Denver, Colorado. 2015.
- GANESAN, T. P.; RAMAMURTHY, K. Behavior of Concrete Hollow-Block Masonry Prisms Under Axial Compression. **Journal of Structural Engineering**, v. 118, n. 7, p. 1751-1769, jul. 1992.
- GIAMBANCO, G.; GATI, L. A cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry. **Mechanics Research Communications**, v. 24, n. 5, p. 503-512, 1997.
- GIAMBANCO, G.; RIZZO, S.; SPALLINO, R. Numerical analysis of masonry structures via interface models. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 190, p. 6439-6511, 2001.
- GOMES, I. R. Simulação numérica do ensaio de compressão de prismas de alvenaria pelo método dos elementos finitos com comportamento de interface. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.
- HAACH, V. G.; VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P.B. Assessment of Compressive Behavior of Concrete Masonry Prisms Partially Filled by General Mortar. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 26, n. 10, out. 2014.
- HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. suggested failure criteria for grouted concrete masonry under axial compression. American Concrete Institute **ACI Journal Proceedings**, v. 76, n. 10, p. 1047-1062, out. 1979.
- HAYEN, R.; SCHUEREMANS, L.; VAN BALEN, K.; VAN GEMERT, D. Triaxial testing of historic masonry, test set-up and first results. In: **Structural Studies, repairs and maintenance of historical buildings**, VII, Ed. C.A. Brebbia, Wit Press, Southampton. p. 151-160. 2001.
- HAYEN, R.; VAN BALEN, K., VAN GEMERT, D. The mechanical behaviour of mortars in triaxial compression. In: **Proceedings of the 6th International Conference on Materials Science and Restoration**, Karlsruhe, p. 295-302. 2003.
- HILSDORF, H. K. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, In: **Johnson FH (ed) Designing, engineering and constructing with masonry products Gulf Publishing Company**. Houston, Texas. p. 34–41, 1969.

- IMRAN, I.; PANTAZOPOULOU, S. J. Experimental study of plain concrete under triaxial stress. American Concrete Institute **ACI Materials Journal**, v. 93, n. 5, p. 589-601, nov-dec. 1996.
- IZQUIERDO, O. S. Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- JAVIDAN, F.; SHAHBEYK, S.; SAFARNEJAD, M. Lattice discrete particle modeling of compressive failure in hollow concrete blocks. **Computers and Structures**, v. 13, n. 4, p. 437-456, 2014.
- JONAITIS, B.; ZAVALIS, R. Experimental Research of Hollow Concrete Block Masonry Stress Deformations. In: **11th International Conference on Modern Building Materials, Structures and Techniques**, MBMST. Vilnius, Lituânia, 2013.
- KAUSHIK, H. B.; RAI, D. C.; JAIN, S. k. Stress-Strain characteristics of clay brick masonry under axial compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**. vol. 19, n. 9, p.728-739, 2007.
- KAUSHIK, H. B.; RAI, D. C.; JAIN, S. k. Uniaxial compressive stress–strain model for clay brick masonry. **Current Science**. vol. 92, n. 4, 2007.
- KHOO, C. L. A Failure criterion for brickwork in axial compression. **Tese de doutorado**. University of Edinburgh, Edinburgo, Escócia. 1972.
- KNUTSSON, H.H. The stress-strain relationship for masonry. **Masonry International**, Vol. 7, No. 1, p. 31-33, 1993.
- LEÃO, C. T. Resistência de prismas de blocos estruturais cerâmicos submetidos a esforços de compressão e tração na flexão. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.
- LITTON, R. W. A Contribution to the Analysis of Concrete Structures Under Cyclic Loading. Tese de Doutorado, Universidade da California, Berkeley, EUA 1974.
- LOURENÇO, P. B. Computation Strategies for masonry structures. Tese (Doutorado em engenharia) Universidade Tecnológica de Delft, Delft, Holanda, 1996.
- LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 123, n. 7, p. 660-668, Jul., 1997.
- LOURENÇO, P. B.; PINA-HENRIQUES, J. Validation of analytical and continuum numerical methods for estimating the compressive strength of masonry. **Computers and Structures**, v. 84, n. 29-30, p. 1977-1989, 2006.
- MARTHA, L. F. C. R. Análise de estruturas: Conceitos e Métodos Básicos. 2ª edição. Ed. Elsevier, Rio de Janeiro, 2010.

- McNARY, W. S.; ABRAMS, D. P. Mechanics of Masonry in Compression. **Journal of Structural Engineering**, v. 111, n. 4, p. 857-870. 1985.
- MENDES, R. J. K. **Resistência à Compressão de Alvenarias de Blocos Cerâmicos Estruturais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.
- MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.
- MOHAMAD, G. Mechanism failure of concrete block masonry under compression. Tese de doutorado. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2007.
- MOHAMAD, G.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects. **Cement & Concrete Composites**, v. 29, n. 2, p. 181-192, 2007.
- MOHAMAD, G.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. Análise não-linear com elementos de interface de alvenaria de blocos de concreto à compressão. In: **Anais do Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Guimarães, Portugal, 2008.
- MOHAMAD, G.; NETO, A. B. S. S.; PELISSER, F.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. Caracterização mecânica das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural previsão e modo de ruptura. **Revista Matéria**, v. 14, n. 2, p. 824-844, 2009.
- MOHAMAD, G. (Coordenador). **Alvenaria estrutural**. Ed. Edgard Blucher, São Paulo. 2013.
- MOHAMAD, G.; RIZZATTI, E.; ROMAN, H. R. Propriedades da alvenaria estrutural e de seus componentes. In: MOHAMAD, G. (Coordenador). **Alvenaria estrutural**. Ed. Edgard Blucher, São Paulo. 2013.
- MOHAMAD, G.; FONSECA, F. S.; ROMAN, H. R.; VERMELTFOORT, A. T.; RIZZATTI, E. Behavior Of Mortar Under Multi-Axial Stress. In.: **Proceedings of 12th North American Masonry Conference**. Denver, Colorado. 2015.
- MOHAMMADIPOUR, A.; WILLAM, K. Lattice simulations for evaluating interface fracture of masonry composites. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, v. 82, 2016.
- NEWMAN, K., LACHANCE, L. The testing of brittle materials under uniform uniaxial stress. In: **Proceedings of American Society for Testing and Materials**, Volume 64, 1044-1067, 1964.
- OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.
- OTTOSEN, N. S. Constitutive model for short-time loading of concrete. **Journal of the Engineering Mechanics Division**. v. 105, n. 1, p.127-141. 1979.

- ÖZHAN, H. B.; CAGATAY, I. H. Mechanical behavior of brick masonry panels under uniaxial compression. **Journal of Mechanics of Materials and Structures**. v.9, n.4, p. 385-395. 2014.
- PAGE, A. W.; KLEEMAN, P. W.; DHANASEKAR, M. An in-plane finite element model for brick masonry. **In: Proceedings of New Analysis Techniques for Structural Masonry, in Structural Congress**, Chicago, Illinois, Set., 1985.
- PANTAZOPOULOU, S. Role of Expansion on Mechanical Behavior of Concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 12, p. 1795–1805, dec. 1995.
- PARSEKIAN, G.; SOARES, M. M. Alvenaria Estrutural em Blocos Cerâmicos: Projeto, Execução e Controle. Ed. O Nome da Rosa. São Paulo. 2010.
- PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. Ed. Edufscar, São Carlos. 2012.
- PINA-HENRIQUES, J.; LOURENÇO, P. B. Masonry Micro-Modelling Adopting a Discontinuous Framework. In.: The 7^a International Conference on Computational Structures Technology. Lisboa, Dez., 2004.
- PINHEIRO, D. G. Estudo do comportamento mecânico de blocos cerâmicos com diferentes larguras. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2009.
- PORTELLA, R. **P. Fator de eficiência da resistência prisma/bloco cerâmico de paredes vazadas**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.
- RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. Ed. Pini, São Paulo. 2003.
- RIGGS, H. R.; POWELL, G. H. Rough crack model for analysis of concrete. **Journal Engineering Mechanics Division, ASCE**, v. 5, p. 448–464, 1986.
- ROMAGNA, R. H. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados** e **não grauteados**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.
- ROTS, J. G. Computational Modeling of Concrete Fracture. Tese de doutorado, Universidade Tecnológica de Delft, Delft, Holanda, 1988.
- ROTS, J. G. Numerical simulation of cracking in structural masonry. **Heron**, v. 36, n. 2, p. 49-63. 1991.
- SACCO, E.; TOTI, J. Interface Elements for the Analysis of Masonry Structures. **International Journal for Computational Methods in Engineering Science and Mechanics**, v. 11, p. 354-373, 2010.

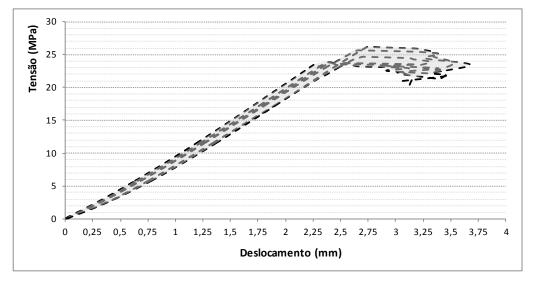
- SANTOS, M. D. F.; CARVALHO, M.; SANTOS, M. J. F. Estudo de Diferentes Geometrias de Blocos Estruturais Cerâmicos. In: **Anais da 57º Reunião da Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência SBPC**, Fortaleza, CE, 2005.
- SANTOS, M. J. F. Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassas. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.
- SARHAT, S. R.; SHERWOOD, E. G. The prediction of compressive strength of ungrouted hollow concrete block masonry. **Construction and Building Materials**. v.58, p. 111-121. 2014.
- SCHANKOSKI, R. A.; PRUDÊNCIO Jr., L. R.; PILAR, R. Influência do tipo de argamassa e suas propriedades do estado fresco nas propriedades mecânicas de alvenarias estruturais de blocos de concreto para edifícios altos. **Revista Matéria**, v. 20, n. 4, p. 1008-1023, 2015.
- SCHUBERT, P.; HOFFMANN, G. Compressive Strength of Mortar in Masonry: Significance, Influences, Test Methods, Requirements. In: **Proceedings of the 10th International Brick and Block Masonry Conference**, Calgary, Canadá. p. 1335-1344. 1994.
- SCHLANGEN, E.; GARBOCZI, E. J. New method for simulating fracture using an elastically uniform random geometry lattice. **International Journal of Engineering Science**, v. 34, n. 10, p. 1131-1144, 1996.
- SCHLANGEN, E.; GARBOCZI, E. J. Fracture simulations of concrete using lattice models: computational aspects. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 57, n. 2, p. 319-332, 1997.
- SELBY, R. G.; VECCHIO, F. J. Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. **Techinic Report 93-02**, Universidade de Toronto, Departamento de Engenharia Civil, Toronto, Canada, 1993.
- SHAH, S.; CHANDRA, S. Critical Stress, Volume Change, and Microcracking of Concrete. **American Concrete Institute ACI Journal**. v.65, n.9, p. 770-780. 1968.
- SILVESTRE, M. Alvenaria Estrutural em Pauta. [Entrevista disponibilizada em 14 de outubro de 2013, na Internet]. Disponível em
- http://www.abcp.org.br/conteudo/imprensa/noticias/alvenaria-estrutural-em-pauta. Portal da Associação Brasileira de Cimento Portland. Acesso em 28 de março de 2016.
- STEIL, R. O.; CALÇADA, L. M. L.; OLIVEIRA, A. L.; MARTINS, V. C.; PRUDÊNCIO Jr., L. R. Influência do tipo de argamassa no fator de eficiência e na deformabilidade de alvenarias estruturais de blocos de concreto. In: **Anais do IV Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, IV SBTA**. Brasilia, DF, Maio, 2001.
- STÖCKL, S.; BIERWIRTH, H.; KUPFER, H. The influence of test method on the results of compression tests on mortar. In: **Proceedings of the 10th International Brick and Block Masonry Conference**, Calgary, Canadá. p. 1397-1406. 1994.

- THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ, A., and JENSEN, J. J. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. **In Proceedings of Symposium for Utilization of High-Strength Concrete**, Stavanger, Noruega, 1987.
- TZAMTZIS, A. D.; ASTERIS, P. G. Finite element analysis of masonry structures. Part I review of previous work. **In: Proceedings of Ninth North American Masonry Conference**, Clemson, Carolina do Sul, EUA, Jun., 2003.
- TZAMTZIS, A. D.; ASTERIS, P. G. Finite element analysis of masonry structures. Part II proposed 3-D nonlinear microscopic model. **In: Proceedings of Ninth North American Masonry Conference**, Clemson, Carolina do Sul, EUA, Jun., 2003.
- VALDAMERI, C. Z.; COELHO, L. F.; JUNIOR, K. M.; UTZIG, M.; ROMAN, H. R. Compression behaviour of structural clay block prisms with different shell and web thickness. In: **Proceedings of 16th International Brick and Block Masonry Conference, IBMAC**, Jun., Pádua, Itália, 2016.
- VAN MIER, J. G. M. Fracture mechanics of concrete: will applications start to emerge? **Heron**, v. 40, n. 2, p. 147-162, 1995.
- VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 22, p. 219-231, 1986.
- VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. Compression response of cracked reinforced concrete. **Journal of Structural Engineering, ASCE**, v. 12, p. 3590–3610, 1993.
- WILLIAMS, J. G.; GAMONPILAS, C. Using the simple compression test to determine Young's modulus, Poisson's ratio and the Coulomb friction coefficient. **International Journal of Solids and Structures**, v. 45, n. 16, p. 4448-4459, 2008.

APÊNDICE A - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DE RUPTURA DOS PRISMAS

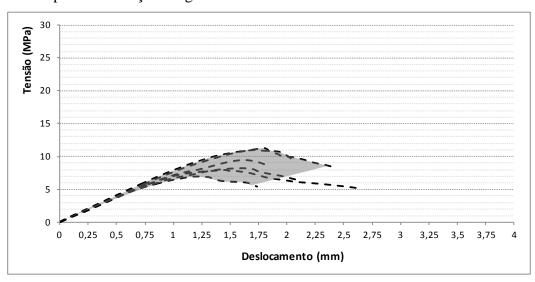
As curvas tensão axial *versus* deslocamento do pistão da prensa para o conjuntos de prismas ensaiados são apresentadas nas Figuras A1 a A6.

Figura A.1. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa forte.



Fonte: (Elaboração própria).

Figura A.2. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca.



Fonte: (Elaboração própria).

Figura A.3. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa forte.

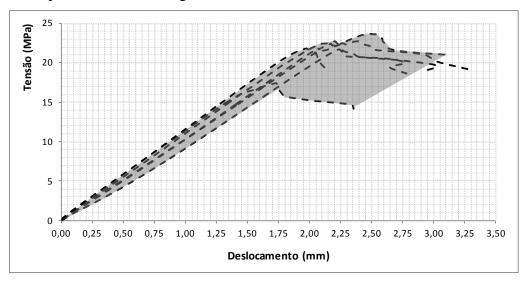
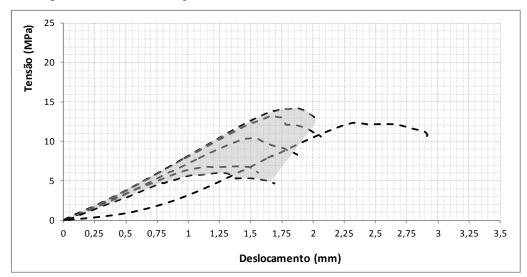


Figura A.4. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa fraca.



Fonte: (Elaboração própria).

Figura A.5. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos de concreto e argamassa forte.

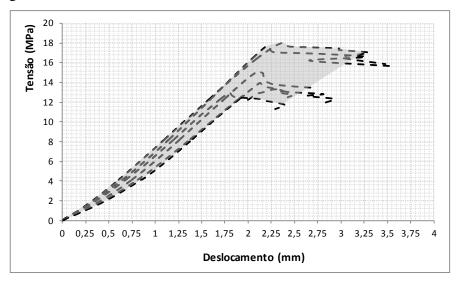
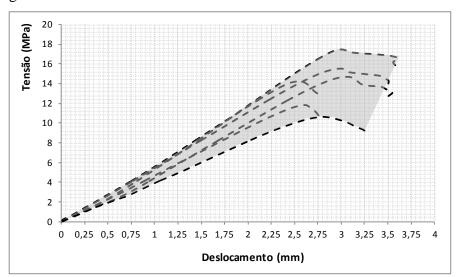


Figura A.6. Curva tensão axial *versus* deslocamento do pistão para os prismas de blocos de concreto e argamassa fraca.



Fonte: (Elaboração própria).

Os resultados individuais de resistência, força e deslocamento medido para os prismas são apresentados nas Tabelas A1 a A6.

Tabela A.1. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa forte.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f_p/f_b
CeMS1	570480,9	14,05	24,68					
CeMS2	609185,9	15,00	26,35					
CeMS3	548853,1	13,51	23,74	14,06	24.70	0,63	4.5%	0,74
CeMS4	594698,4	14,64	25,72	14,00	24,70	0,03	7,570	0,74
CeMS5	551556,7	13,58	23,86					
CeMS6	551861,6	13,59	23,87					

Tabela A.2. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de paredes maciças e argamassa fraca.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f_p/f_b
CeMW1	261244,8	6,43	11,30					
CeMW2	182938,3	4,50	7,91					
CeMW3	254334,9	6,26	11,00	5,21	9,15	1,00	19,1%	0,27
CeMW4	219460,6	5,40	9,49	3,21	,,13	1,00	17,170	0,27
CeMW5	191277,9	4,71	8,27					
CeMW6	160430,8	3,95	6,94					
CeMW7	236000,0	5,81	10,21					
CeMW8	278000,0	6,85	12,02					
CeMW9	237000,0	5,84	10,25	6,33	11,12	0,76	12,0%	0,33
CeMW10	233000,0	5,74	10,08					
CeMW11	301000,0	7,41	13,02					

Fonte: (Elaboração própria).

Tabela A.3. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa forte.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f _p /f _b
CeVS1	386374,7	9,52	22,78					
CeVS2	402462,0	9,92	23,73					
CeVS3	386054,9	9,51	22,76	9.07	21,69	0.93	10.3%	0,73
CeVS4	295119,1	7,27	17,40	7,07	21,07	0,73	10,570	0,73
CeVS5	369610,9	9,11	21,79					
CeVS6	367924,3	9,07	21,69					

Fonte: (Elaboração própria).

Tabela A.4. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos cerâmicos de paredes vazadas e argamassa fraca.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f_p/f_b
CeVW1	209805,3	5,17	12,37					
CeVW2	177063,1	4,36	10,44	4,40	10,53	1,44	32,7%	0,35
CeVW3	241202,6	5,94	14,22					
CeVW4	226275,4	5,58	13,34					
CeVW5	115547,0	2,85	6,81					
CeVW6	101851,5	2,51	6,01					
CeVW7	153000,0	3,77	9,02					
CeVW8	152000,0	3,75	8,96	3,76	9,01	0,06	1,6%	0,30
CeVW9	156000,0	3,84	9,20					
CeVW10	150000,0	3,70	8,84					

Tabela A.5. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos de concreto e argamassa forte.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f_p/f_b
CoMS1	429517,1	7,78	13,29					
CoMS2	451812,8	8,18	13,98					
CoMS3	419058,3	7,59	12,96	8,89	15,19	1,30	14.6%	0,72
CoMS4	488762,2	8,85	15,12	0,09	13,19	1,50	14,070	0,72
CoMS5	572546,1	10,37	17,71					
CoMS6	583788,7	10,57	18,06					

Fonte: (Elaboração própria).

Tabela A.6. Resultados individuais de resistência dos prismas de blocos de concreto e argamassa fraca.

Prisma	Força max (N)	Resist. na área bruta $f_{p,brut}$ (Mpa)	Resist. na área líquida $f_{p,liq}$ (Mpa)	Média $f_{p,brut}$ (MPa)	Média $f_{p,liq}$ (MPa)	Desv. pad. (MPa)	Coef. var.	Eficiência f_p/f_b
CoMW1	344646,1	6,24	10,66					
CoMW2	476897,7	8,63	14,75					
CoMW3	564503,3	10,22	17,46	8,24	14.08	1.45	17.6%	0,67
CoMW4	461478,3	8,35	14,27	0,24	14,00	1,43	17,070	0,07
CoMW5	501333,6	9,08	15,51					
CoMW6	381575,0	6,91	11,80					

Fonte: (Elaboração própria).

APÊNDICE B - IMAGENS DAS RUPTURAS DOS PRISMAS

As imagens representativas da sequência de ruptura dos prismas ensaiados à compressão axial são apresentadas nesse apêndice.

B1. PRISMAS EXECUTADOS COM BLOCOS CERÂMICOS DE PAREDES MACIÇAS

Figura B.1. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS1.

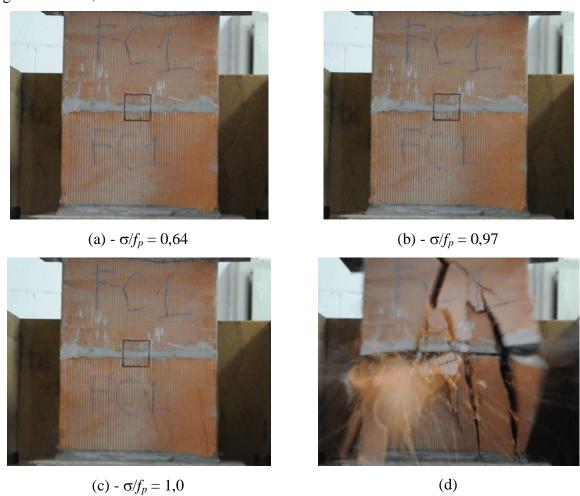


Figura B.2. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS2.

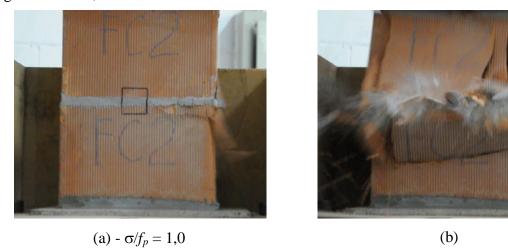


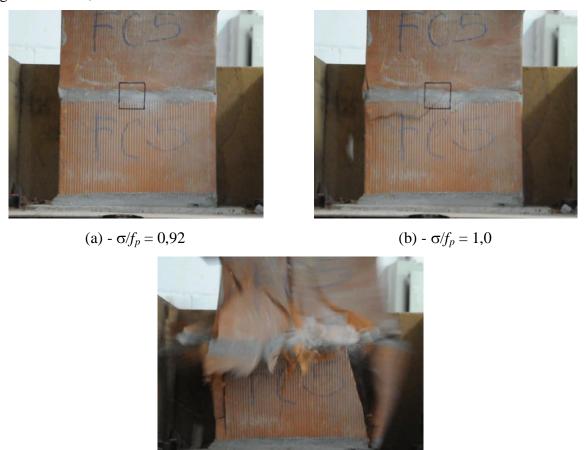
Figura B.3. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS3.



Figura B.4. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS4.



Figura B.5. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS5.



(c)

Figura B.6. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa forte, CeMS6.



Figura B.7. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW1.

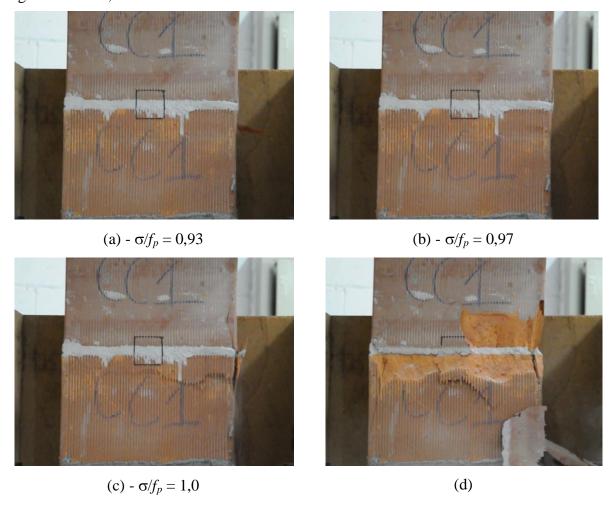


Figura B.8. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW2.

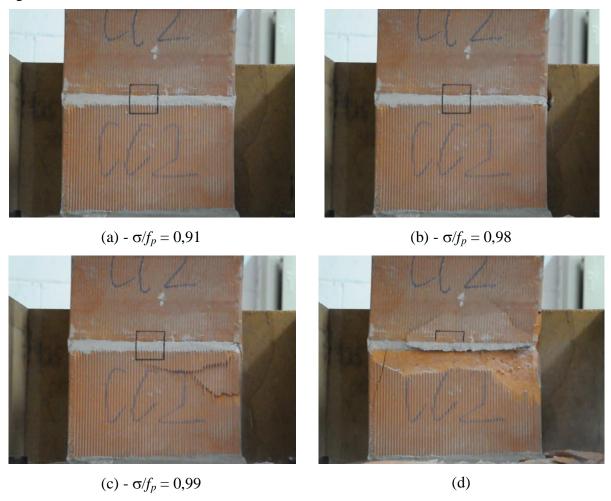


Figura B.9. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW3.

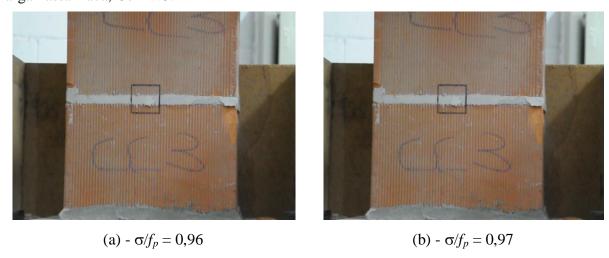




Figura B.10. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW4.

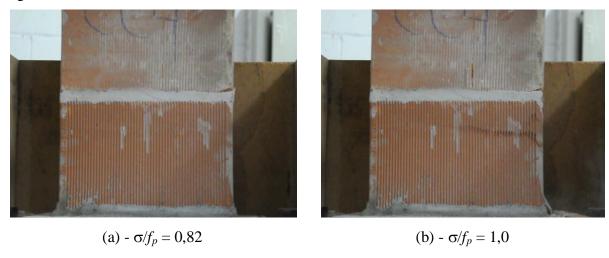
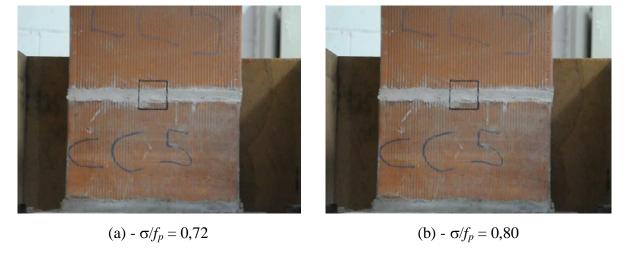


Figura B.11. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW5.



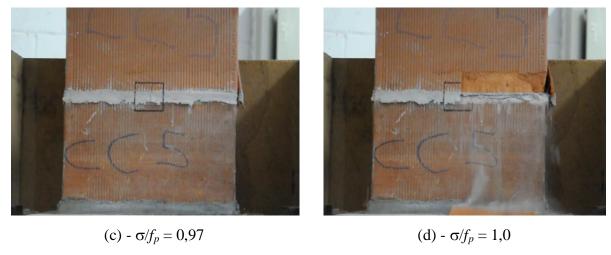


Figura B.12. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW6.

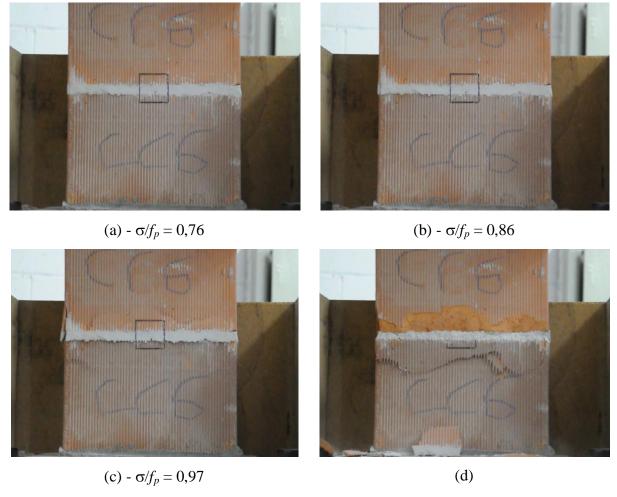


Figura B.13. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW7.

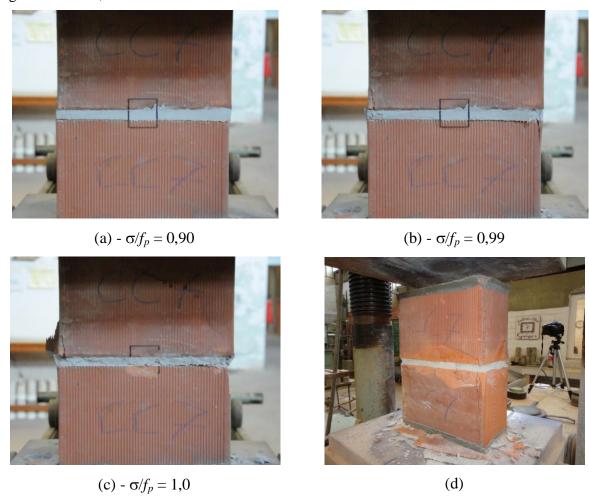
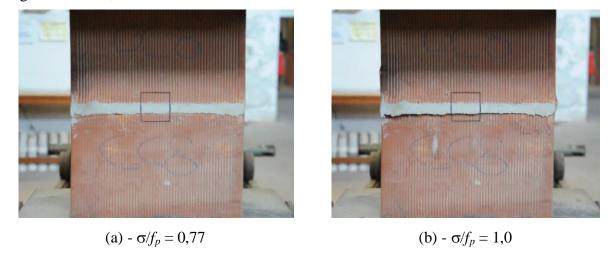
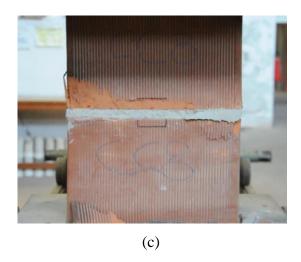


Figura B.14. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW8.





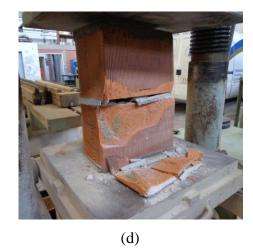


Figura B.15. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW9.

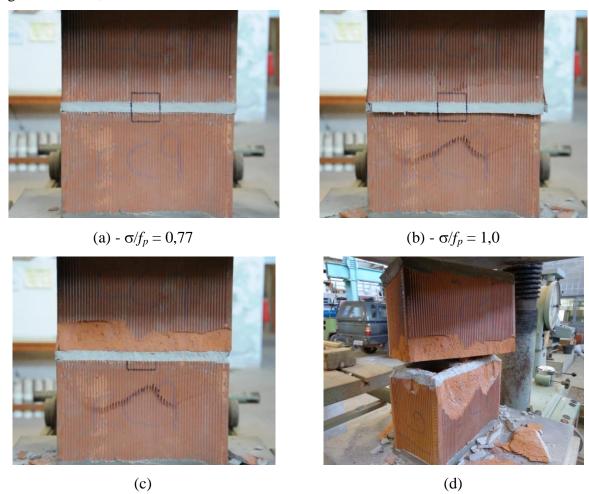


Figura B.16. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW10.

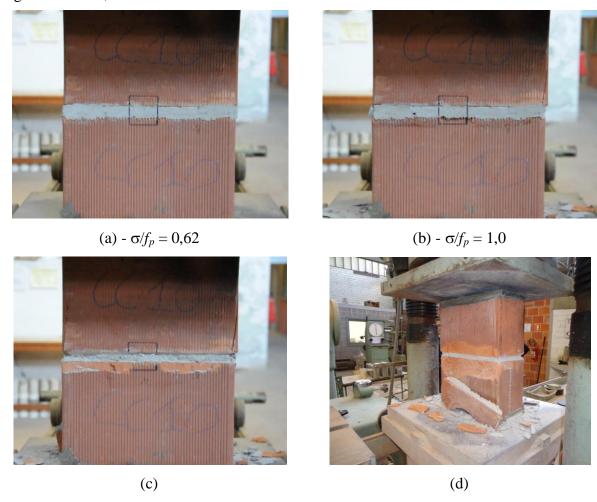
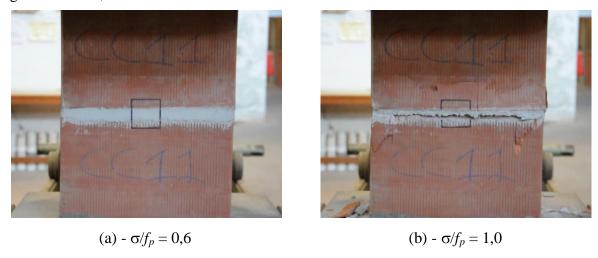
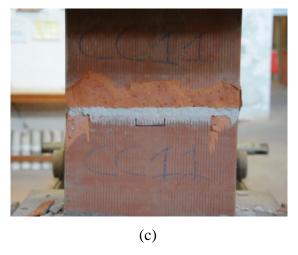


Figura B.17. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede maciça e argamassa fraca, CeMW11.

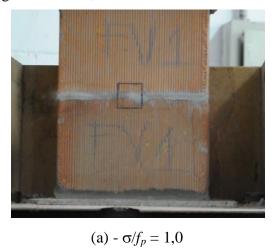






B2. PRISMAS EXECUTADOS COM BLOCOS CERÂMICOS DE PAREDES VAZADAS

Figura B.18. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS1.



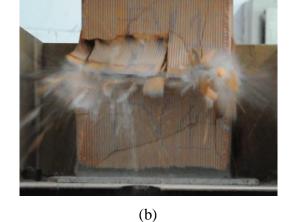


Figura B.19. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS2.

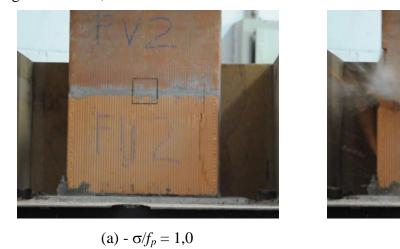


Figura B.20. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS3.



(a) - $\sigma/f_p = 1.0$

Fonte: (Própria).



(b)

(b)

Figura B.21. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS4.

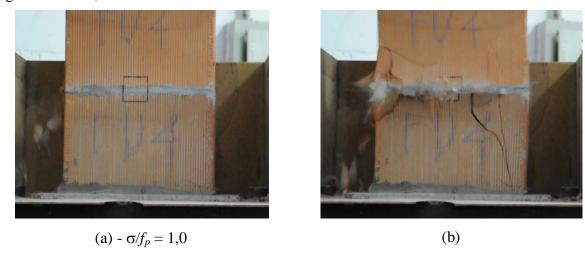


Figura B.22. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS5.

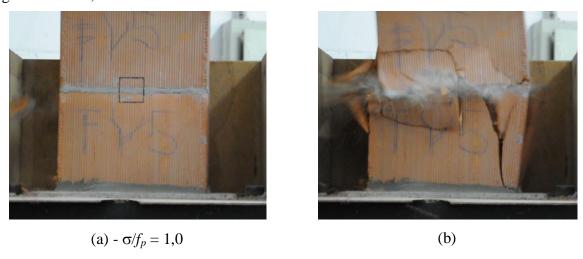


Figura B.23. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa forte, CeVS6.

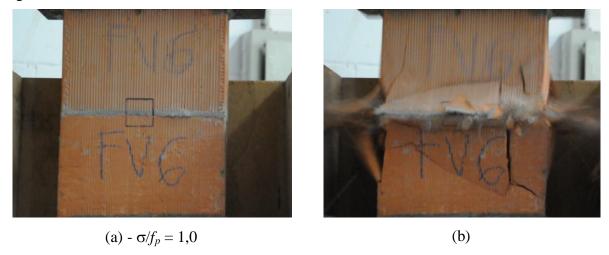


Figura B.24. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW1.



Figura B.25. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW2.

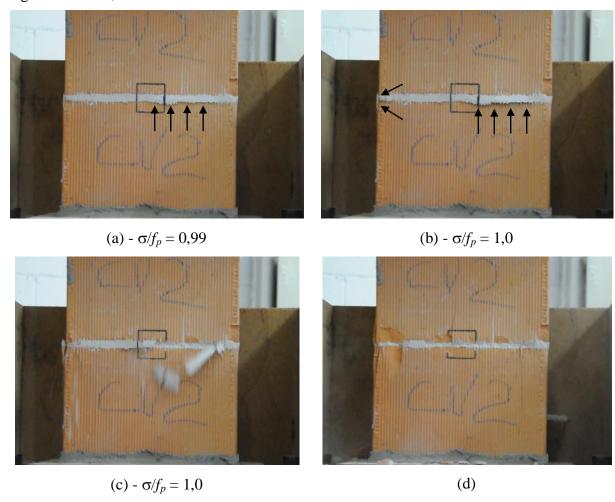


Figura B.26. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW3.

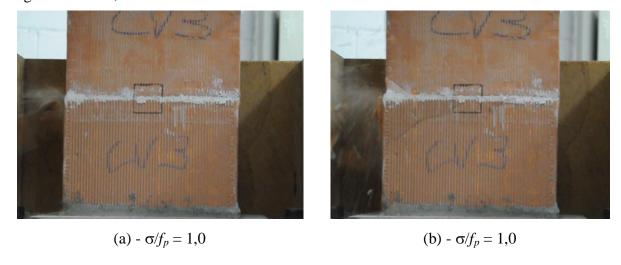
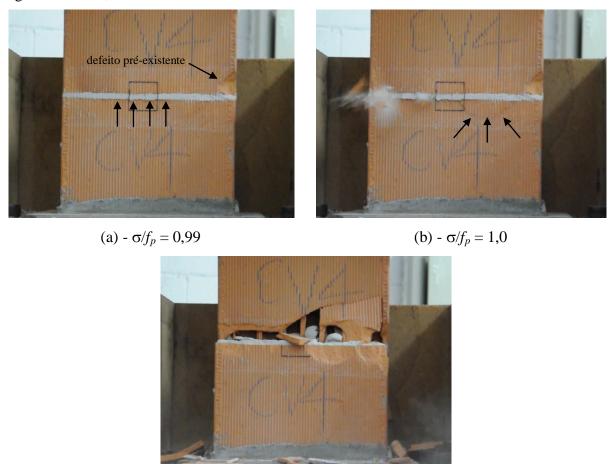




Figura B.27. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW4.



(c)

Figura B.28. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW5.

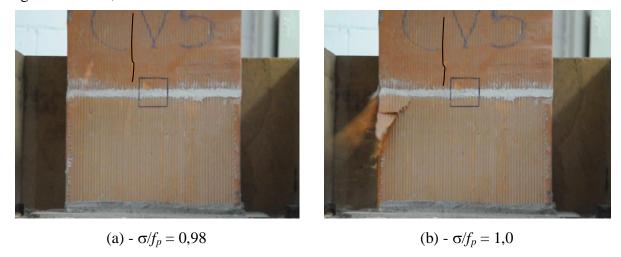
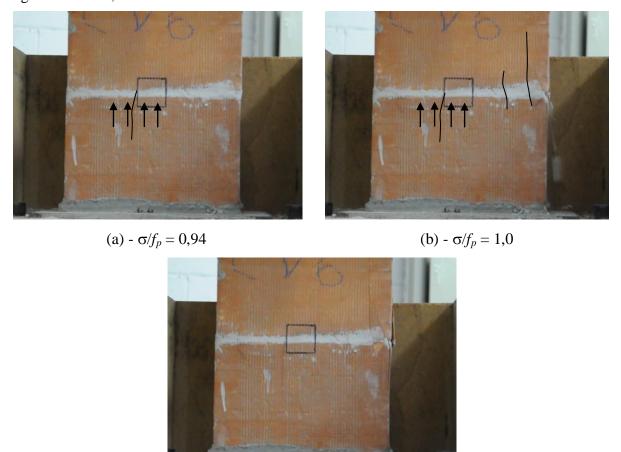


Figura B.29. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW6.



(c)

Figura B.30. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW7.

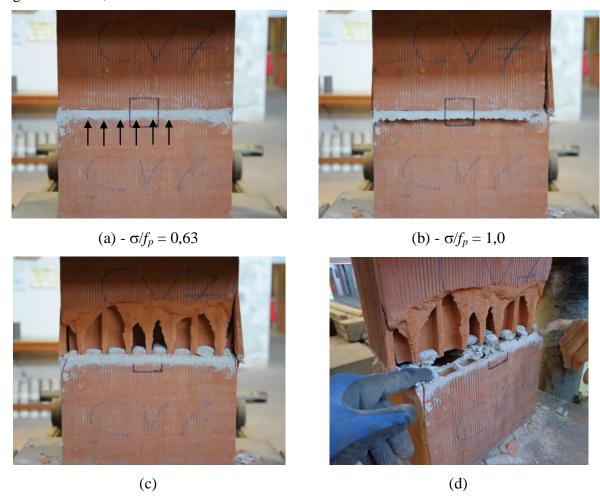
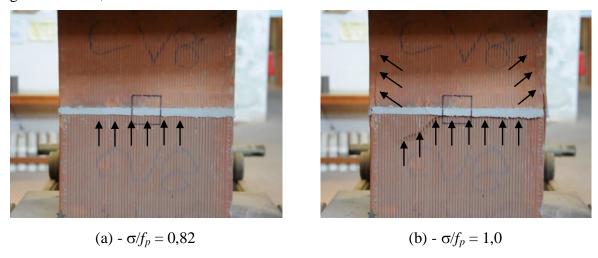
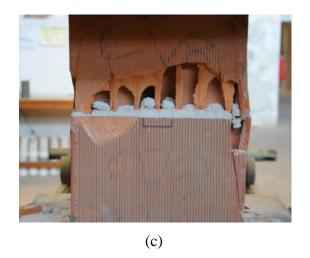


Figura B.31. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW8.





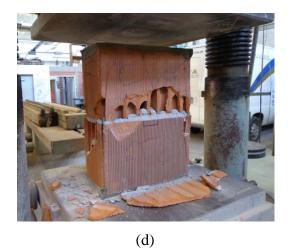


Figura B.32. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW9.

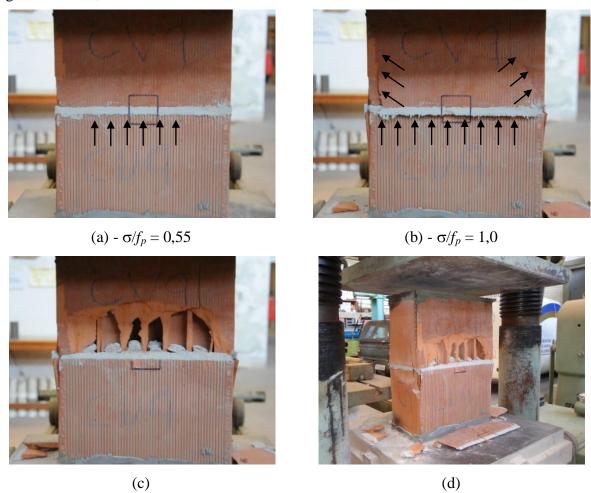
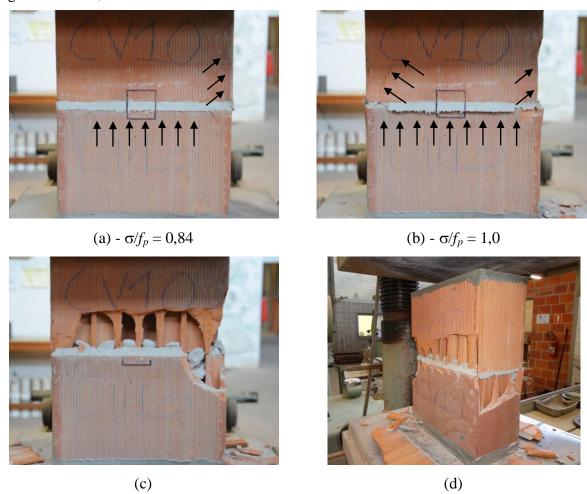
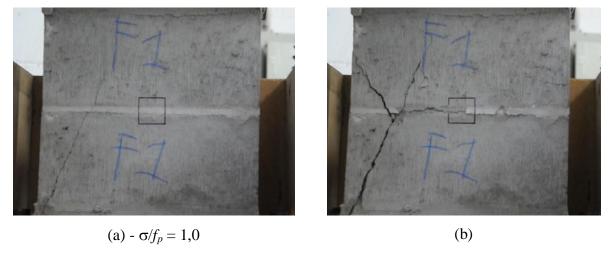


Figura B.33. Sequência de ruptura do prisma de blocos cerâmicos de parede vazada e argamassa fraca, CeVW10.



B3. PRISMAS EXECUTADOS COM BLOCOS DE CONCRETO

Figura B.34. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS1.



Fonte: (Própria).

Figura B.35. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS2.

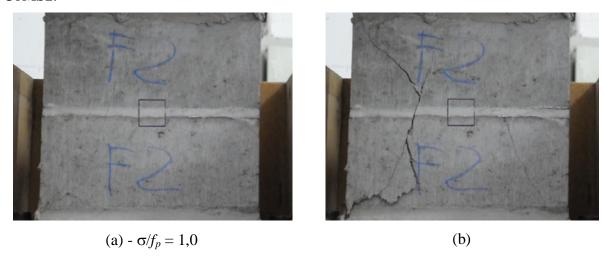


Figura B.36. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS3.

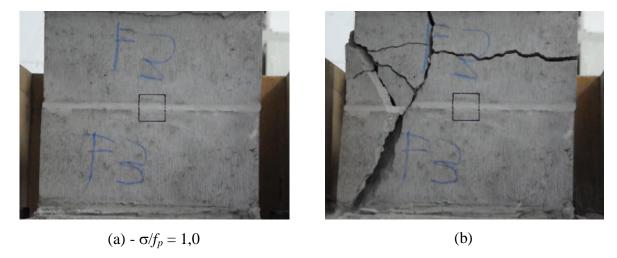


Figura B.37. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS4.

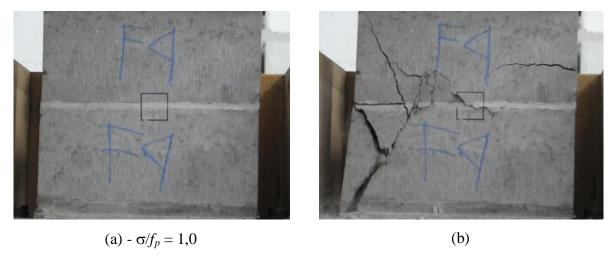


Figura B.38. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS5.

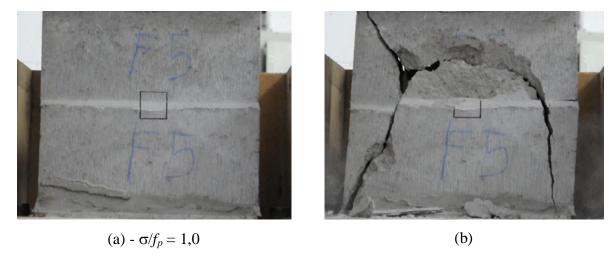


Figura B.39. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa forte, CoMS6.

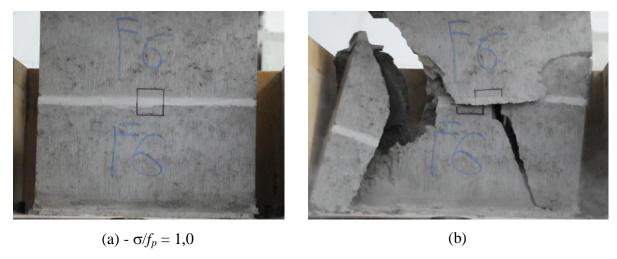


Figura B.40. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW1.

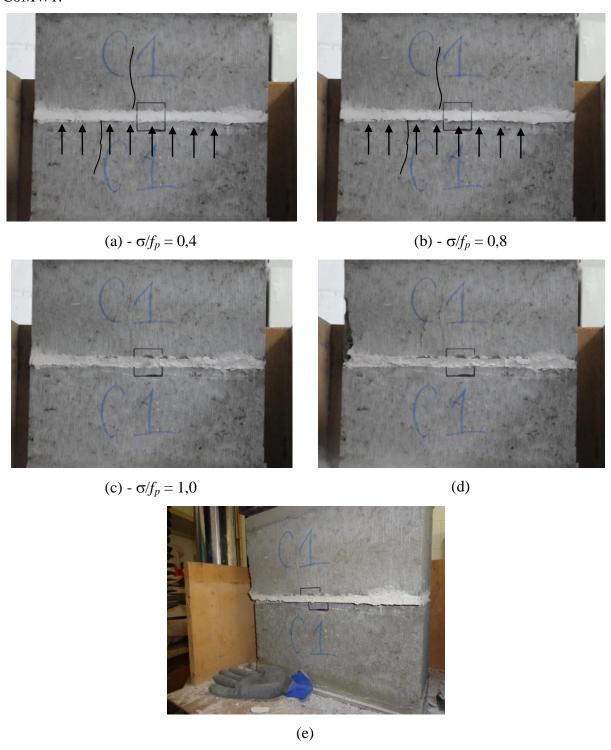


Figura B.41. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW2.

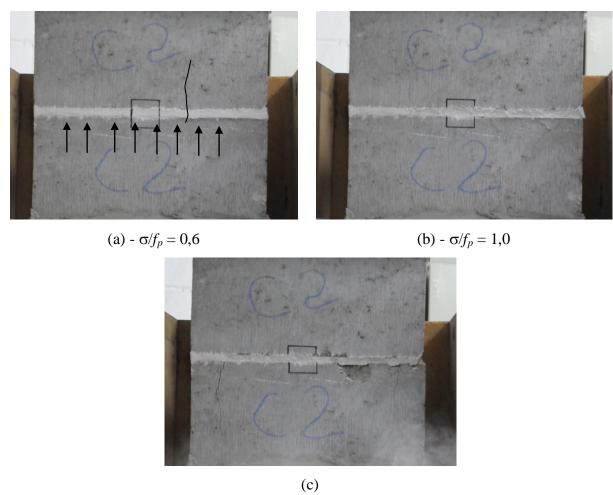
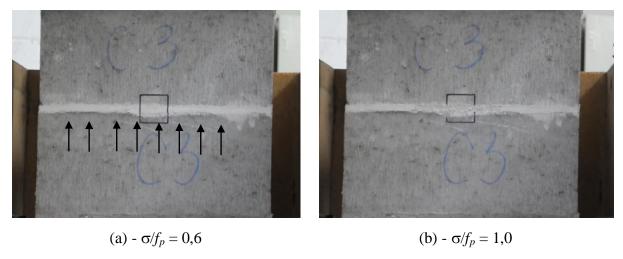


Figura B.42. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW3.



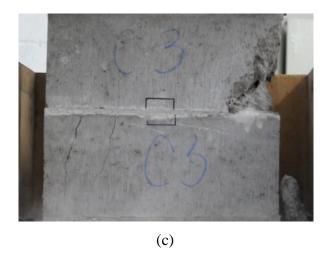


Figura B.43. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW4.

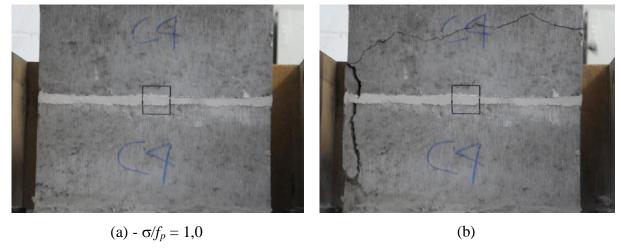
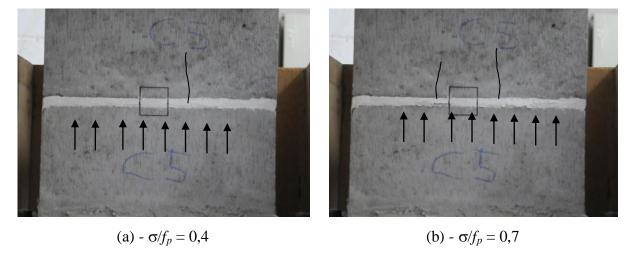


Figura B.44. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW5.



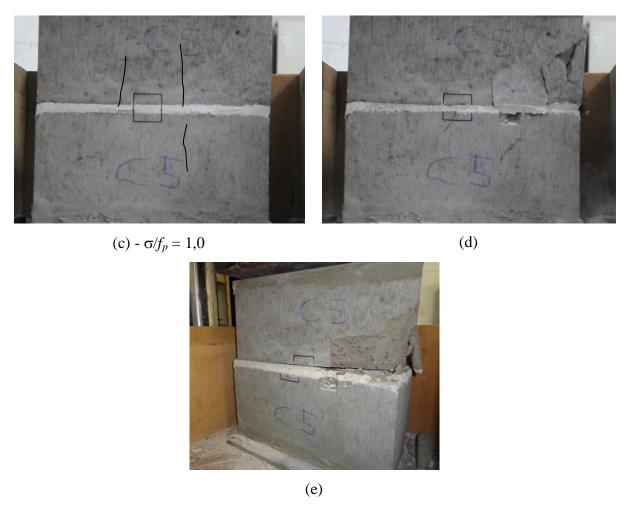
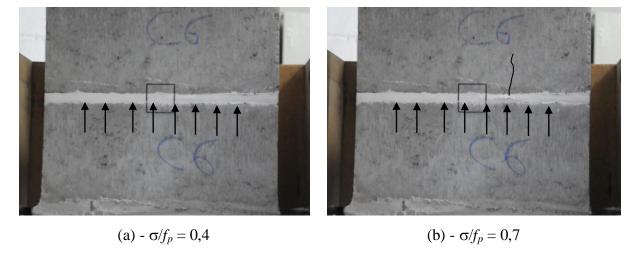


Figura B.45. Sequência de ruptura do prisma de blocos de concreto e argamassa fraca, CoMW6.





(c) - $\sigma/f_p = 1.0$