

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

Guilherme Fleith de Medeiros

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM CORTES**

TESE DE DOUTORADO

Santa Maria, RS
2021

Guilherme Fleith de Medeiros

**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL COM CORTES**

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

Orientador: Prof. Dr. Gihad Mohamad

Coorientador: Prof. Dr. Luis Eduardo Kostaschi

Santa Maria, RS
2021

Medeiros, Guilherme Fleith de
ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES
DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM CORTES / Guilherme Fleith de
Medeiros.- 2021.
150 p.; 30 cm

Orientador: Gihad Mohamad
Coorientador: Luis Eduardo Kostascki
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2021

1. alvenaria estrutural 2. cortes 3. fator de redução
de resistência 4. método dos elementos finitos 5. método
dos elementos discretos I. Mohamad, Gihad II. Kostascki,
Luis Eduardo III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, GUILHERME FLEITH DE MEDEIROS, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Tese) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Guilherme Fleith de Medeiros

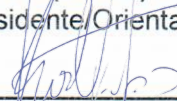
**ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES DE
ALVENARIA ESTRUTURAL COM CORTES**

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

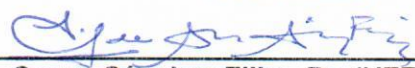
Aprovado em 13 de fevereiro de 2021:



Gihad Mohamad, Dr. (UFSM) - videoconferência
(Presidente Orientador)



Luis Eduardo Kosteski, Dr. (UNIPAMPA) - videoconferência
(Coorientador)



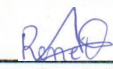
Emil de Souza Sanchez Filho, Dr. (UFF) - videoconferência



Moacir Kripka, Dr. (UPF) - videoconferência



Andre Lübeck, Dr. (UFSM) - videoconferência



Rene Quispe Rodriguez, Dr. (UFSM) - videoconferência

Santa Maria, RS
2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar aos meus pais Adão e Janete e aos meus irmãos Janine e Everton, por todo amor, confiança e incentivo em mais esta etapa da minha caminhada acadêmica.

Agradeço à Universidade de Passo Fundo pelo período parcial de Licença Pós-Graduação fornecido, o qual foi fundamental para que pudesse cursar com êxito as disciplinas na fase inicial deste curso.

Agradeço a todos os colegas de UPF, em especial aos professores Moacir Kripka e Zacarias Martin Chamberlain Pravia, por todas as conversas e o incentivo antes e durante esta caminhada.

Agradeço ao professor Gihad Mohamad por ter aceitado orientar este trabalho e pelo valioso conhecimento sobre alvenaria estrutural compartilhado comigo nesses anos. Muito obrigado pelos ensinamentos, pela compreensão e paciência, e pela disponibilidade de sempre.

Agradeço ao professor Luis Eduardo Kostas por ter aceitado a coorientação deste trabalho e do seu infindável auxílio para que os objetivos fossem alcançados, bem como por ter gentilmente aberto as portas de sua casa durante minha estadia em Alegrete.

Agradeço ao professor René Quispe Rodriguez pela valiosa contribuição e disponibilidade para resolver minhas dúvidas e auxiliar sempre que possível nas análises numéricas.

Agradeço aos professores Almir Barros Da Silva Santos Neto, Andre Lübeck, René Quispe Rodriguez, Eduardo Rizzatti, Moacir Kripka e Emil de Souza Sánchez Filho pelas valiosas contribuições nas bancas de qualificação e de defesa final deste trabalho.

Agradeço aos colegas do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFSM, em especial ao Alisson Simonetti Milani, pelo compartilhamento das informações de sua pesquisa e contribuições ao meu trabalho.

Agradeço a todos os meus amigos, pelos momentos de convívio, apoio e lazer.

Agradeço também a Deus.

E a todos os outros que de alguma forma contribuíram para que eu vencesse essa etapa, meu sincero agradecimento.

RESUMO

ESTUDO NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM CORTES

AUTOR: GUILHERME FLEITH DE MEDEIROS

ORIENTADOR: GIHAD MOHAMAD

COORDENADOR: LUIS EDUARDO KOSTESKI

A execução de cortes não previstos em alvenarias estruturais é uma prática muitas vezes comum. Tal ocorrência pode comprometer a seção transversal das paredes e a capacidade resistente de todo o conjunto estrutural. A normalização brasileira para alvenaria estrutural define poucas diretrizes para execução de cortes em paredes estruturais, enquanto que algumas normalizações internacionais são mais completas nesse aspecto, porém há muita heterogeneidade nos limites dimensionais e posicionamentos permitidos para os possíveis rasgamentos, bem como carecem de um maior aprofundamento relativo à maneira que os cortes devem ser considerados na avaliação da segurança estrutural das alvenarias. Além disso, poucos trabalhos são encontrados na literatura referentes a esta temática em específico. Este trabalho apresenta inicialmente uma avaliação numérica por meio do método dos elementos finitos do comportamento mecânico de paredes de alvenaria estrutural submetidas a cortes, por meio do qual se propõe o equacionamento do efeito desses cortes na resistência mecânica das paredes, definindo critérios adicionais para o fator de redução de resistência (R) calculado por meio da esbeltez das alvenarias na norma brasileira ABNT NBR 16868 (2020). Foi realizada uma macromodelagem com elementos sólidos, avaliando-se o efeito do percentual de profundidade dos cortes em relação à espessura das paredes, bem como da direção (horizontal ou inclinado) e da localização dos rasgos. A contribuição das flanges também é avaliada para diferentes relações altura/comprimento. Concluiu-se que a abordagem simplificada de desconsiderar a espessura do corte da parede na determinação de sua esbeltez (λ) e do fator de redução de resistência (R), não é adequada, visto que os modelos numéricos proporcionaram menores coeficientes de redução para qualquer grupo de parede estudado. Sugere-se também um limite máximo para a esbeltez das paredes igual a 33, considerando a espessura residual da alvenaria na região do corte. Além disso, é apresentada a simulação numérica das paredes com cortes utilizando o método dos elementos discretos (LDEM). Foram avaliadas paredes com cortes horizontais de profundidade igual a 20%, 30% e 50% da espessura. Deformações no plano, deslocamentos fora do plano, tensões e a caracterização do mecanismo de falha foram comparados com um estudo experimental de referência (MILANI, 2019). É proposto um modelo 3D simplificado, onde a parede é simulada com um único material, e outro mais refinado, onde as juntas de argamassa são consideradas. Enfim, observou-se que os modelos LDEM são uma boa alternativa para representar o comportamento das paredes com cortes e prever a resistência e os mecanismos de falha neste tipo de estrutura.

Palavras-chave: cortes, rasgos, alvenaria estrutural, comportamento mecânico, fator de redução de resistência, modelo numérico, método dos elementos finitos, método dos elementos discretos.

ABSTRACT

NUMERICAL STUDY OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF STRUCTURAL MASONRY WALLS WITH CHASES

AUTHOR: GUILHERME FLEITH DE MEDEIROS

ADVISOR: GIHAD MOHAMAD

CO-ADVISOR: LUIS EDUARDO KOSTESKI

An unplanned chase made in structural masonry for the passage of pipes is a common situation. These chases can compromise the cross section of the walls and their strength capacity. The Brazilian standardization for structural masonry defines few guidelines for chases in structural walls, while some international standards are more complete in this respect; however there is a lot of heterogeneity in the dimensional limits and positions allowed for the chases. It is also observed that the mode that the chases must be considered in the evaluation of the structural safety of the masonry is presented superficially by the standards, and little research is presented on this subject. This work initially presents a numerical evaluation using the finite element method of the mechanical behavior of structural masonry walls with chases, through which it is proposed to equate the effect of these chases on the mechanical strength of the walls. Additional criteria are defined for the resistance reduction factor (R) calculated through the slenderness of the masonry in the Brazilian standard ABNT NBR 16868 (2020). A macro modeling was performed with solid elements, and the effect of the percentage of depth of chases in relation to the thickness of the walls was evaluated, as well as the influence of the direction (horizontal or inclined) and the location of the chases. The contribution of the flanges is also evaluated for different height/length ratios. It was concluded that the simplified approach of disregarding the chase thickness of the wall determine its slenderness (λ), and consequently the strength reduction factor (R), was invalidated in the present study, considering that the numerical models provided lower reduction coefficients for any wall group studied. It is also suggested a maximum limit for the slenderness of the walls equal to 33, considering the residual thickness of the masonry in the chase region. A simplified 3D model is proposed, where the wall is simulated with one material, and other more refined, where the mortar joints are considered. Finally, the LDEM models are a good alternative for representing the behavior of the chased walls and to predict the strength, and failure mechanisms within this kind of structure.

Keywords: chases, structural masonry, mechanical behavior, resistance reduction factor, numerical model, finite element method, lattice discrete element method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Cortes para passagens de instalações em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.....	19
Figura 2 – Cortes para passagens de instalações em alvenaria estrutural de blocos de concreto.....	20
Figura 3 – Relação entre resistência relativa e índice de dano para as paredes.....	22
Figura 4 – Diferentes possibilidades de configurações de cortes em paredes de alvenaria (dimensões em mm).....	24
Figura 5 – Ensaios de compressão preliminares em alvenarias com cortes (Grupo B).....	25
Figura 6 – Paredes ensaiadas apresentando diferentes orientações para os cortes.....	29
Figura 7 – Diagrama carga versus encurtamento paredes com cortes.....	31
Figura 8 – Deslocamentos na malha triangular de medição para três níveis de carregamento.....	33
Figura 9 – Modelo de treliça (dimensões em mm).....	34
Figura 10 – Variação da força de tração T no modelo de treliça proposto.....	35
Figura 11 – Arranjo experimental das paredes ensaiadas: a) vista lateral e frontal; b) parede com carregamento centrado; c) parede com carga excêntrica.....	41
Figura 12 – Padrões de ruptura para paredes com rasgos (cargas concêntricas e excêntricas): a) K-B-1; b) Z-B-1; c) H-D-1; d) X-D-2.....	42
Figura 13 – a) Modelo tridimensional em elementos finitos; b) modelo analisado considerando carga excêntrica; c) fator de redução da capacidade de carga.....	44
Figura 14 – a) Parte do modelo 2D em EF; b) redução de e/t dependendo de t_{ch} e a_{ch}	45
Figura 15 – Esquema de aplicação de carga para paredes em escala reduzida.....	47
Figura 16 – Limites para cortes horizontais e inclinados com comprimento ilimitado pela normalização alemã.....	62
Figura 17 – Limites para cortes horizontais e inclinados com comprimento menor que 1,25 m pela normalização alemã.....	63
Figura 18 – Esquemas estruturais das paredes com cortes: a) corte horizontal central; b) corte horizontal superior; c) corte vertical; d) corte inclinado.....	69
Figura 19 – Diagramas tensão versus deformação específica e deslocamento fora do plano das paredes de referência.....	70
Figura 20 – Características dos modelos numéricos em elementos finitos: a) geometria; b) carregamento e condições de contorno do topo; c) condições de contorno da base.....	71
Figura 21 – Malha de elementos finitos: a) parede I30C; b) detalhe na região de topo da parede H30C; c) detalhe na região de corte da parede H30C.....	72
Figura 22 – Seções transversais dos modelos estudados (dimensões em mm).....	74
Figura 23 – a) Módulo cúbico básico LDEM; b) Material de lei constitutiva bilinear adotado para concreto.....	78
Figura 24 – a) Lei constitutiva de tração do material no Abaqus; b) Esquema de incorporação do campo aleatório no modelo LDEM-Abaqus.....	79
Figura 25 – a) face A ou vista frontal; b) face B ou vista posterior; c) vista lateral da parede modelada; d) vista em perspectiva do modelo da parede com corte de 20% de sua espessura; e) vista superior da parede simulada.....	83
Figura 26 – Perspectiva da parede cortada em 3D com juntas de argamassa: a) fase de blocos cerâmicos; b) fase de argamassa.....	84

ARTIGO 1

Figura 1 – Structural arrangements of the walls with chases: (a) central horizontal chase (b) upper horizontal chase; (c) vertical chase; (d) inclined chase.....	89
Figura 2 – Stress versus strain and out-of-plane displacement diagrams for the reference walls (REF)	90
Figura 3 – Characteristics of numerical finite element models: (a) geometry; (b) loading and boundary conditions at the top; (c) boundary conditions at the bottom .	91
Figura 4 – Finite element mesh: (a) I30C wall; (b) detail at the top of the H30C wall; (c) detail of the chasing area in the H30C wall.....	92
Figura 5 – Displacement results (mm) of the H30C wall numerical model: (a) in-plane; (b) out-of-plane	92
Figura 6 – In-plane displacements (experimental and numerical results)	93
Figura 7 – Out-of-plane displacements (experimental and numerical results)	93
Figura 8 – Cross-sections of the analyzed models (dimensions in mm)	94
Figura 9 – Average in-plane displacements for different chasing percentages, according to the presence of flanges	95
Figura 10 – Average in-plane displacements for different wall lengths without flange, according to the wall groups	95
Figura 11 – Average of in-plane displacements for different wall lengths with flange, according to the wall groups	96
Figura 12 – Variation of ultimate load of the wall groups according to the chase percentage.....	97
Figura 13 – Variation of the strain of the wall groups according to the chase percentage.....	98
Figura 14 – Variation of the R_C factor for wall groups according to the percentage of chase	99
Figura 15 – Variation of the R_T Factor for the wall groups according to the localized slenderness due to chases	100
Figura 16 – Variation of the F factor for the 150 mm length wall groups according to the chase percentage	102
Figura 17 – Variation of parameter y_0 for the wall groups according to the H/L ratio	103
Figura 18 – Variation of parameter A for the wall groups according to the H/L ratio	104
Figura 19 – Variation of parameter R_0 for the wall groups according to the H/L ratio	104

ARTIGO 2

Figura 1 – Blocks: a) geometries in small and full scale; b) dimensions in 1:5 scale, in [mm].....	113
Figura 2 – Block tests: a) Young modulus test layout; b) failure mode in compression; c) Split tensile test layout; d) Split tensile failure mode	113
Figura 3 – a) Frontal view and b) lateral view of the wall tests set up and c) geometry of cut blocks. Dimension in [mm]	115
Figura 4 – a) LDEM basic cubic module and b) Bilinear constitutive law material adopted for concrete	116
Figura 5 – a) Tensile constitutive material law of Abaqus, b) Scheme of incorporation of random field in the LDEM-Abaqus model	117

Figura 6 – Walls stress-strain behavior: a) compressive net stress-strain and b) compressive net stress versus out-of-plane displacement, of the walls obtained by the average of 3 specimens for each group	118
Figura 7 – Failure mode for walls H20C. a) Lateral view and detail, b) face A or frontal view and c) face B or back view	119
Figura 8 – Failure mode for walls H30C. a) Lateral view and detail, b) face A or frontal view during the test and c) its final rupture	119
Figura 9 – Failure mode for walls H50C. a) Lateral view and detail, b) failure collapse in lateral view and in c) frontal view	120
Figura 10 – a) Face A or frontal view, b) Face B, and c) lateral view of the modelled wall. d) Perspective view of the wall model with a cut of 20% of its thickness. e) Top view of the simulated wall	122
Figura 11 – a) Strain-compressive stress curve and b) stress out-of-plane displacement curve for the wall with cut of 20% of its thickness. The envelope of the experimental results are also presented for a better comparison	123
Figura 12 – Strain versus compressive stress and energy curves for the wall with cut of 20% of its thickness and Face A view at the end of each region defined when the broken elements are detached showing the failure process of the wall.....	123
Figura 13 – Lateral view of the regions defined and showed in Figure 12 and final failure configuration and detail of the Face B (back) view of the wall	124
Figura 14 – a) and b) Strain-compressive stress curve, c) and d) stress out-of-plane displacement curve and e) and f) Strain versus compressive stress and energy curves, for the wall with cut of 30% and 50% of its thickness respectively.....	126
Figura 15 – Face B, and Lateral views and failure detail of the final configuration simulated for the walls with a) cut of 30% and b) 50% of its thickness.....	127
Figura 16 – Perspective of the 3D wall cut wall with mortar joints, a) ceramic block phase and b) mortar phase	128
Figura 17 – Strain-compressive stress curve, stress out-of-plane displacement curve and strain versus compressive stress and energy curves, for the wall with cut of a) 20%, b) 30% and c) 50% of its thickness	129
Figura 18 – Face B and Lateral views of the final configuration simulated for the walls with a) cut of 20%, b) 30% and c) 50% of its thickness	130
Figura 19 – a) Strain-compressive stress curve, b) stress out-of-plane displacement curve and strain versus compressive stress and c) energy curves; and d) Face B and Lateral views of the final configuration simulated for the wall with 50% of its thickness and changed boundary conditions.....	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados dos ensaios preliminares de resistência à compressão axial das paredes.....	25
Tabela 2 – Resultados dos ensaios definitivos de resistência à compressão axial das paredes.....	27
Tabela 3 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial média das paredes com a inclusão dos ensaios preliminares.....	27
Tabela 4 – Especificação das paredes avaliadas para cada grupo de ensaios.....	29
Tabela 5 – Resultados dos ensaios em termos de carga e tensão de ruptura.....	30
Tabela 6 – Valores de carga e tensão de ruptura das paredes de alvenaria ensaiadas.....	37
Tabela 7 – Carga e tensão de ruptura média para grupos de paredes ensaiadas....	38
Tabela 8 – Características dimensionais dos blocos de alvenaria e paredes ensaiadas.....	40
Tabela 9 – Descrição dos grupos e exemplares de paredes ensaiados.....	41
Tabela 10 – Resultados dos ensaios em termos de carga de ruptura.....	42
Tabela 11 – Descrição das paredes ensaiadas na pesquisa.....	46
Tabela 12 – Resistência das paredes ensaiadas.....	48
Tabela 13 – Módulo de deformação, deformação específica na carga máxima e deslocamento fora do plano das paredes ensaiadas.....	49
Tabela 14 – Características gerais dos trabalhos de pesquisa sobre cortes em alvenarias.....	51
Tabela 15 – Características dos cortes nos trabalhos de pesquisa sobre rasgos em alvenarias.....	52
Tabela 16 – Principais conclusões dos trabalhos de pesquisa sobre cortes em alvenarias.....	53
Tabela 17 – Normalização internacional relacionada a estruturas de alvenaria.....	54
Tabela 18 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização brasileira.....	55
Tabela 19 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização estadunidense.....	56
Tabela 20 – Limites para cortes considerando o tempo de resistência ao fogo em estruturas de alvenaria pela normalização australiana.....	57
Tabela 21 – Limites para cortes considerando-se o efeito dos rasgos nos períodos de resistência ao fogo quanto à integridade e ao isolamento em estruturas de alvenaria pela normalização australiana.....	58
Tabela 22 – Limites para cortes verticais em estruturas de alvenaria pela normalização europeia.....	59
Tabela 23 – Limites para cortes horizontais e inclinados em estruturas de alvenaria pela normalização europeia.....	60
Tabela 24 – Limites para cortes horizontais e inclinados em estruturas de alvenaria pela normalização alemã.....	61
Tabela 25 – Limites para cortes verticais em estruturas de alvenaria pela normalização alemã.....	64
Tabela 26 – Modificações dos valores limites para cortes verticais em relação ao Eurocode 6.....	65
Tabela 27 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização indiana.....	66

Tabela 28 – Resumo dos limites dimensionais para cortes na normalização internacional.	67
Tabela 29 – Descrição e denominação de paredes do programa experimental.	69
Tabela 30 – Comparativo entre fatores redutores sugeridos e fatores simplificados por supressão de áreas (paredes sem amarrações).	137
Tabela 31 – Comparativo entre fatores redutores sugeridos e fatores simplificados por supressão de áreas (paredes com flanges de 150 mm de comprimento).	138
Tabela 32 – Resumo das tensões de ruptura experimentais e previstas pelos modelos numéricos para paredes com cortes horizontais.	139

ARTIGO 1

Tabela 1 – Description and walls nomenclature in the experimental tests.	88
Tabela 2 – Depth of wall chases.	89
Tabela 3 – Summary of the results obtained from the wall testing (stress and displacement).	90
Tabela 4 – In-plane displacements and percentage difference (experimental and numerical results).	93
Tabela 5 – Out-of-plane displacements and percentage difference (experimental and numerical results).	93
Tabela 6 – Load prediction function parameters.	97
Tabela 7 – Strain prediction function parameters.	98
Tabela 8 – Equations for predicting the RC factor according to the wall group.	99
Tabela 9 – Distributed superficial load obtained by the numerical models (MPa) considering a fixed strain of 1‰.	100
Tabela 10 – Distributed superficial load (MPa) of the 150 mm walls with flanges, considering a fixed strain of 1‰.	101
Tabela 11 – Equations for the F factor prediction for the 150 mm length wall group.	102
Tabela 12 – Relationship between obtained and expected distributed superficial loads (MPa) for reference models with flanges, considering a fixed strain of 1‰. ..	102
Tabela 13 – Equations for predicting the F factor for the 210, 270 and 330 mm length wall groups.	103
Tabela 14 – Summary of parameters for defining the F factor.	103
Tabela 15 – Equations for predicting the F factor calculation parameters for walls of variable H/L ratio.	104
Tabela 16 – Comparison between proposed reduction factors and simplified factors by removing the areas (walls without flanges).	105
Tabela 17 – Comparison between proposed reduction factors and simplified factors by removing the areas (walls with flanges and length 150 mm).	105
Tabela 18 – Summary of normative limits for horizontal chases in masonry walls. .	106

ARTIGO 2

Tabela 1 – Mechanical properties of blocks.	113
Tabela 2 – Mortar test results.	114
Tabela 3 – Results of the experimental tests of the walls.	118
Tabela 4 – Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.	125
Tabela 5 – Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.	130
Tabela 6 – Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.	131

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	JUSTIFICATIVAS	16
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	<i>Objetivo Geral</i>	17
1.2.2	<i>Objetivos Específicos</i>	17
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	18
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	CORTES EM ALVENARIA ESTRUTURAL	19
2.1.1	<i>Pesquisas Desenvolvidas</i>	20
2.1.1.1	Resumo dos Trabalhos	50
2.1.2	<i>Normalização Internacional</i>	54
2.1.2.1	Normalização Brasileira.....	54
2.1.2.2	Normalização Estadunidense	55
2.1.2.3	Normalização Australiana.....	56
2.1.2.4	Normalização Europeia	58
2.1.2.5	Normalização Alemã	60
2.1.2.6	Normalização Britânica.....	64
2.1.2.7	Normalização Indiana	65
2.1.2.8	Resumo das Normas.....	67
3	MATERIAIS E MÉTODOS	68
3.1	MACROMODELO SÓLIDO EM ELEMENTOS FINITOS DE PAREDES COM CORTE.....	68
3.1.1	<i>Desenvolvimento e Ajuste do Modelo Numérico</i>	68
3.1.2	<i>Modelagem numérica de paredes com diferentes geometrias e cortes</i>	73
3.1.3	<i>Modelo de Previsão de Queda de Resistência</i>	74
3.2	MODELAGEM DISCRETA DE PAREDES COM CORTES POR MEIO DO MÉTODO LDEM.....	77
3.2.1	<i>Lattice Discrete Element Method (LDEM) em Problemas de Fratura</i>	77
3.2.2	<i>LDEM no Abaqus-Explicit</i>	79
3.2.3	<i>Modelo de Parede 3D Homogênea</i>	80
3.2.4	<i>Modelo de parede 3D com juntas de argamassa</i>	83
4	ARTIGO 1 – STRENGTH CAPACITY OF HOLLOW CLAY BLOCKS STRUCTURAL MASONRY – FLANGE, CHASES, AND SLENDERNESS EFFECTS	83
5	ARTIGO 2 – NUMERICAL ANALYSIS OF MASONRY WALLS WITH HORIZONTAL CHASES USING THE LATTICE DISCRETE ELEMENT METHOD (LDEM)	110
6	DISCUSSÃO	136
7	CONCLUSÕES	140
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143

ARTIGO 1

1	INTRODUCTION	86
2	CALIBRATION OF THE NUMERICAL MODEL	88
2.1	EXPERIMENTAL STUDY	88
2.2	NUMERICAL MODEL	90
2.3	CALIBRATION RESULTS	92
3	NUMERICAL MODELING OF WALLS WITH DIFFERENT GEOMETRIES AND CHASING CONFIGURATIONS	94
4	ANALYTICAL MODEL FOR PREDICTING REDUCTION OF STRENGTH	96
4.1	WALLS WITHOUT FLANGES	96
4.1.1	<i>Strength Reduction Factor due to the Chase (RC)</i>	98
4.1.2	<i>Total Wall Reduction Factor (RT)</i>	99
4.2	WALLS WITH FLANGES	100
4.2.1	<i>Flange Factor (F)</i>	100
4.3	CRITICAL ANALYSIS OF THE THEORETICAL MODEL REGARDING INTERNATIONAL STANDARDS	105
5	CONCLUSIONS	107
	REFERENCES	107

ARTIGO 2

1	INTRODUCTION	111
2	MATERIALS AND METHODOLOGY	112
2.1	EXPERIMENTAL MATERIALS AND METHODS	112
2.1.1	<i>Block properties</i>	112
2.1.2	<i>Mortar Properties</i>	114
2.1.3	<i>Experimental Program</i>	114
2.2	NUMERICAL SIMULATION'S METHODOLOGY	115
2.2.1	<i>The Lattice Discrete Element Method in Fracture Problems</i>	115
2.2.2	<i>LDEM in Abaqus-Explicit</i>	116
3	RESULTS AND DISCUSSION	117
3.1	EXPERIMENTAL RESULTS	117
3.2	NUMERICAL SIMULATION OF MASONRY CHASE	120
3.2.1	<i>Material Properties</i>	120
3.2.2	<i>Homogeneous 3D wall model</i>	121
3.2.3	<i>3D wall model with mortar joints</i>	127
3.2.4	<i>Boundary conditions modification</i>	130
4	CONCLUSIONS	131
	REFERENCES	132

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural evoluiu como técnica construtiva e solução estrutural no Brasil e no mundo, apresentando elevado destaque no cenário da construção civil. Tem como principais vantagens o baixo custo em relação a outros sistemas estruturais e a facilidade de execução.

Num país em desenvolvimento como o Brasil, dado o significativo déficit habitacional da população de baixa renda, o sistema tem encontrado crescente uso nos últimos anos. Muitos edifícios residenciais têm sido projetados no país dentro desse contexto. Segundo estudo divulgado pela Associação Brasileira das Incorporadoras Imobiliárias (ABRINC, 2020), o déficit habitacional brasileiro em 2019 era de cerca de 7,8 milhões de moradias, mostrando a necessidade do desenvolvimento de processos construtivos como a alvenaria estrutural.

A alvenaria estrutural exige rigor e precisão nas etapas de projeto e execução, porém desvios e erros construtivos acabam por comprometer, muitas vezes, o correto desempenho das edificações construídas por meio desse sistema. A construção civil brasileira possui historicamente problemas com a mão de obra e a boa técnica executiva. Em um sistema como a alvenaria estrutural, onde as alvenarias têm capacidade resistente, esse tipo de erro, dado a natureza do sistema, pode comprometer de maneira destacada o bom funcionamento do mesmo. Embora o sistema seja bastante simples e de fácil execução, ele exige que o projeto seja bem detalhado, com definição de itens como família de blocos utilizada e modulação das paredes, posicionamento de instalações, entre diversas outras informações de relevante importância, além de exigir um controle tecnológico adequado e mão de obra qualificada na fase de execução.

Segundo Lima (2009), com o emprego da alvenaria estrutural predominantemente em edifícios de pequeno porte, destinados à população de menor renda, a qualidade do processo construtivo, de maneira geral, acaba por sofrer um menor grau de controle, devido a razões como: falta de padronização de processos construtivos; aspectos culturais existentes no país, que associam edificações de menor porte a um menor grau de responsabilidade; utilização de materiais de menor qualidade e sem controle tecnológico adequado; e falhas de detalhamento e especificação de projeto, o que faz com que muitas vezes as decisões tenham que ser tomadas em obra, nem sempre pela melhor técnica.

Nesse contexto de mau detalhamento de projetos e decisões equivocadas no canteiro de obras, cortes não previstos efetuados em alvenarias estruturais para a passagem de tubulações elétricas, hidrossanitárias e de aquecimento podem comprometer a seção transversal das paredes e a capacidade resistente de todo o conjunto estrutural, tendo em vista que, nesse sistema, são as paredes estruturais que contribuem para o suporte de todo o conjunto. Soma-se a isso o fato de que muitas vezes os próprios moradores intervêm dentro do sistema, por desconhecimento, realizando alterações não previstas em paredes estruturais.

O presente trabalho apresenta uma avaliação numérica por meio do Método dos elementos finitos do comportamento mecânico de paredes de alvenaria estrutural com cortes submetidas a carregamentos de compressão, e consequente sugestão de parâmetros redutores de resistência em função da porcentagem de corte das alvenarias. É realizada tanto uma macromodelagem em elementos sólidos, como a modelagem aplicando o método dos elementos discretos (*Lattice Discrete Element Method*).

1.1. JUSTIFICATIVAS

A normalização brasileira para alvenaria estrutural define poucas diretrizes para execução de cortes em paredes estruturais para a passagem de tubulações dos sistemas hidráulicos e elétricos. A ABNT NBR 16868 (2020) indica apenas que qualquer corte em paredes deve ser previsto no projeto estrutural e que qualquer trecho cortado deve ser descontado da seção da parede no projeto, mas não sugere de maneira clara qual o procedimento de cálculo que deva ser adotado.

Algumas normalizações internacionais relativas à alvenaria estrutural fixam diversos limites dimensionais e de posicionamento para esses possíveis cortes, segundo os quais não haveria um comprometimento da segurança da estrutura, bem como apresentam recomendações genéricas sobre como a verificação da segurança estrutural deve ser realizada em caso de descumprimento desses limites. Porém, pouquíssimos trabalhos são encontrados na literatura referentes a estudos que comprovem e verifiquem esses limites estabelecidos.

Desses trabalhos, a maioria se fixa em estudos experimentais para algumas configurações de cortes nas alvenarias, havendo incipientes estudos de modelagem numérica em softwares de elementos finitos, os quais possam reproduzir e prever o

comportamento real das estruturas sob essas condições, e determinar a provável queda na resistência das alvenarias.

Uma melhor definição do comportamento mecânico das alvenarias sob essas condições, tanto no que diz respeito à resistência mecânica quanto à forma de ruptura das paredes, fornece subsídios para a proposição de novos parâmetros e coeficientes redutores de resistência a serem discutidos e incorporados nas próximas normalizações relativas ao projeto de edificações em alvenaria estrutural, bem como de limites dimensionais a serem respeitados para esses cortes.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do trabalho consiste na avaliação do comportamento mecânico de paredes de alvenaria estrutural considerando cortes horizontais e inclinados para passagem de instalações.

1.2.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem os objetivos específicos a seguir descritos:

- a) estabelecer modelos numéricos em elementos finitos que descrevam o comportamento de paredes de alvenaria estrutural para diferentes configurações de cortes das alvenarias.
- b) avaliar os efeitos de diferentes valores de profundidade dos cortes no comportamento estrutural das alvenarias, quanto a deformações e diminuição da resistência.
- c) avaliar a influência da localização dos cortes no comportamento estrutural das paredes, quanto a deformações e diminuição da resistência.
- d) verificar a influência da razão altura/comprimento das paredes (H/L) no comportamento das alvenarias com cortes, quanto a deformações e diminuição da resistência.
- e) verificar a influência do efeito de flange nas alvenarias com cortes que possuam amarrações em L, quanto a deformações e diminuição da resistência.

f) avaliar de forma crítica as recomendações propostas pelas normalizações internacionais para cortes em alvenaria estrutural, bem como discutir sobre possíveis novos limites dimensionais para esses cortes.

g) estabelecer modelo teórico que inter-relacione as variáveis estudadas por meio do equacionamento de novos fatores redutores de resistência devido a cortes em paredes de alvenaria estrutural.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

De forma a se entender como a problemática dos cortes em alvenarias estruturais é apresentada pela literatura, bem como pelas normalizações internacionais de projetos em alvenaria, no capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre o assunto.

No capítulo 3 são apresentados os procedimentos metodológicos adotados, os quais são divididos e explicados por meio de duas etapas: desenvolvimento de macromodelo sólido em elementos finitos de paredes com cortes; e modelagem discreta das paredes por meio do método dos elementos discretos (LDEM).

Optou-se pela apresentação desta tese na forma de artigos científicos integrados, de acordo com os regulamentos da UFSM. Os capítulos 4 e 5 correspondem aos dois artigos gerados por meio do presente estudo, seguindo a mesma divisão proposta na metodologia.

No capítulo 6 é realizada uma discussão e integração dos resultados obtidos por meio dos artigos apresentados, enquanto que no capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões geradas pela tese.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CORTES EM ALVENARIA ESTRUTURAL

De acordo com Mojsilovic (2011), os cortes efetuados nas alvenarias estruturais para passagem de instalações hidrossanitárias e elétricas são, em geral, executados verticalmente ou horizontalmente, mas, como pode ser visto em muitos exemplos práticos, podem ser efetuados de forma bastante indiscriminada, como apresentado nas Figuras 1 e 2, em construções de alvenaria estrutural na cidade de Santa Maria, no Rio Grande do Sul. Além disso, o material muitas vezes utilizado para o preenchimento não apresenta a resistência e a rigidez adequados, como, por exemplo, argamassas de baixa qualidade.

Figura 1 – Cortes para passagens de instalações em alvenaria estrutural de blocos cerâmicos



Fonte: Mohamad (2016).

Figura 2 – Cortes para passagens de instalações em alvenaria estrutural de blocos de concreto



Fonte: Mohamad (2016).

2.1.1 Pesquisas Desenvolvidas

O presente item detalha alguns trabalhos encontrados na literatura relativos a estudos experimentais e numéricos em alvenarias carregadas à compressão, com a inclusão de cortes para passagem de instalações elétricas ou hidrossanitárias. O número de trabalhos ainda é bastante incipiente, o que indica um campo de pesquisa ainda muito vasto no que tange o entendimento do comportamento mecânico das alvenarias em relação a esse tipo de situação.

Hendry (1963 *apud* Fisher, 1973) desenvolveu um estudo experimental no qual concluiu que cortes verticais de 1,2 e 1,9 cm de largura, na metade superior de uma parede, não teriam qualquer efeito em sua carga de ruptura. Tsui (1963 *apud* Fisher, 1973), por meio da observação de uma série de paredes com pequenos cortes, concluiu que não há uma diminuição significativa na resistência à compressão das paredes relativa à inserção de cortes verticais. Curtin (1963 *apud* Fisher, 1973), em estudo experimental, cita que numa alvenaria de pequena espessura, na ausência de dados relativos à abertura de rasgos, deve-se evitar esse procedimento. Segundo esse autor, as concentrações de tensões poderiam levar a uma fragilização das paredes nas proximidades das áreas de corte.

Fisher (1973) desenvolveu um estudo no qual se ensaiaram paredes com três espessuras diferentes (10,25 cm, 17,8 cm e 21,5 cm), na qual foram inseridos cortes

de 3,8 cm de largura e 2,5 cm de profundidade. A espessura intermediária corresponde a paredes construídas de tijolos de plástico prensado, enquanto que as demais foram construídas com tijolos cerâmicos maciços prensados. Foram realizados predominantemente cortes verticais em um ou ambos os lados das paredes, sendo os resultados comparados com paredes sem cortes. Em um das seis configurações ensaiadas também se consideraram aberturas de quadros quadrados de 15,3 cm de lado, enquanto que em outra se associaram cortes horizontais aos cortes verticais.

As paredes de tijolo cerâmico possuíam dimensões de 2,55 m e 1,32 m de altura e largura, enquanto que as demais mediam, respectivamente, 2,51 m e 1,37 m. Foi observada uma redução na resistência à compressão das alvenarias com cortes de até 20,7%, em comparação com a resistência de paredes íntegras. A introdução dos cortes horizontais causou um aumento da fissuração e do deslocamento em torno da região dos cortes efetuados. Porém, segundo a pesquisa, um número significativo de cortes verticais, principal foco do estudo, poderia ser realizado na prática, citando que os cortes horizontais, entretanto, não seriam recomendados (FISHER, 1973).

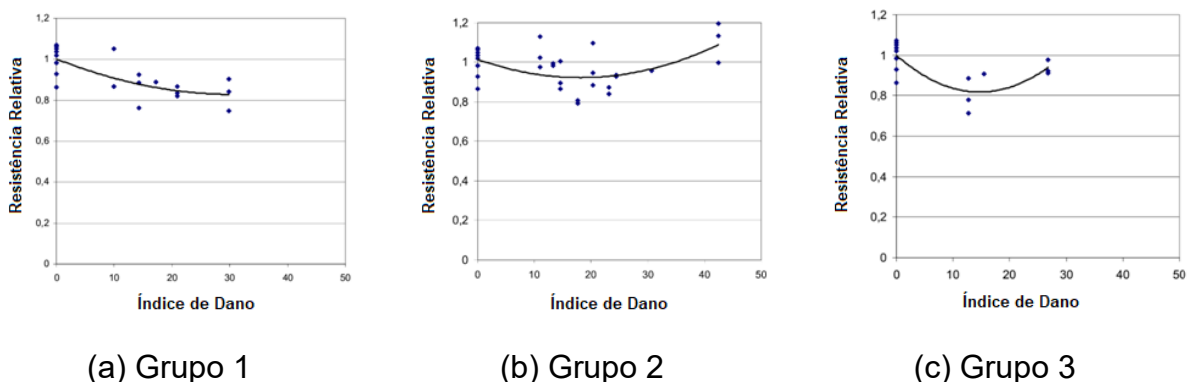
Kirtschig e Metje (1988) realizaram uma série de ensaios à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos, com cortes horizontais e nichos, a fim de verificar a influência dos mesmos na capacidade de carga de paredes de alvenaria. As dimensões e posições dos nichos e cortes foram baseadas na normalização alemã de 1974 para cortes permitidos sem a necessidade de cálculos adicionais. Foram ensaiadas 71 paredes, divididas em sete grupos experimentais. Todas as paredes possuíam 1,24 m de comprimento, as alturas variaram nos valores de 2,5 m, 3 m e 3,5 m, e as espessuras avaliadas foram de 17,1 cm a 24,3 cm. A espessura dos cortes variou nos seguintes valores: 1,75 cm; 2,4 cm; 3 cm, 3,65 cm. O carregamento foi aplicado de maneira centralizada ou excêntrica. A largura dos cortes foi de 6 cm.

Dentre as conclusões de Kirtschig e Metje (1988), citam-se: os nichos verticais e os cortes horizontais reduziram a capacidade de carga das paredes de alvenaria; a magnitude da redução da capacidade de carga foi proporcional à redução da seção transversal, pelo menos até um limite de 25% da seção transversal; no caso dos nichos que não atravessam as paredes do topo à base, propõe-se uma redução adicional de 15% a ser somada com a anterior; a perda de

capacidade de carga proporcionalmente à redução na seção transversal se aplica como uma primeira aproximação, mesmo com paredes esbeltas, sendo que para cortes horizontais o efeito da esbeltez deve ser analisado; e os cortes horizontais devem ser executados somente em uma região de 35 cm acima ou abaixo da laje para que os limites sugeridos no trabalho sejam válidos.

Sahlin (2007), utilizando como referência os resultados do estudo desenvolvido por Fisher (1973) buscou correlacionar o comprimento acumulado dos cortes e a espessura das paredes com a perda de resistência dessas alvenarias. A profundidade e a largura dos cortes não foram variáveis consideradas, pois as mesmas não sofreram alteração de valor no estudo experimental de referência. No caso de cortes de caixas, considerou-se três vezes o seu lado no cálculo do comprimento total. A razão entre o comprimento total de cortes e a espessura da parede foi denominada de índice de dano. O autor dividiu as paredes de Fisher (1973) em três grupos: cortes verticais apenas na face frontal (Grupo 1); cortes verticais na face frontal e um adicional na face traseira (Grupo 2); e cortes verticais apenas na face frontal, sendo um dos cortes horizontal (Grupo 3). Na Figura 3 são apresentados gráficos que relacionam a resistência relativa das paredes (tomando-se como referência o resultado das paredes sem cortes) e o índice de dano, para os três grupos citados. Os pontos azuis correspondem aos resultados experimentais, enquanto que as curvas tentam ajustar esses dados.

Figura 3 – Relação entre resistência relativa e índice de dano para as paredes



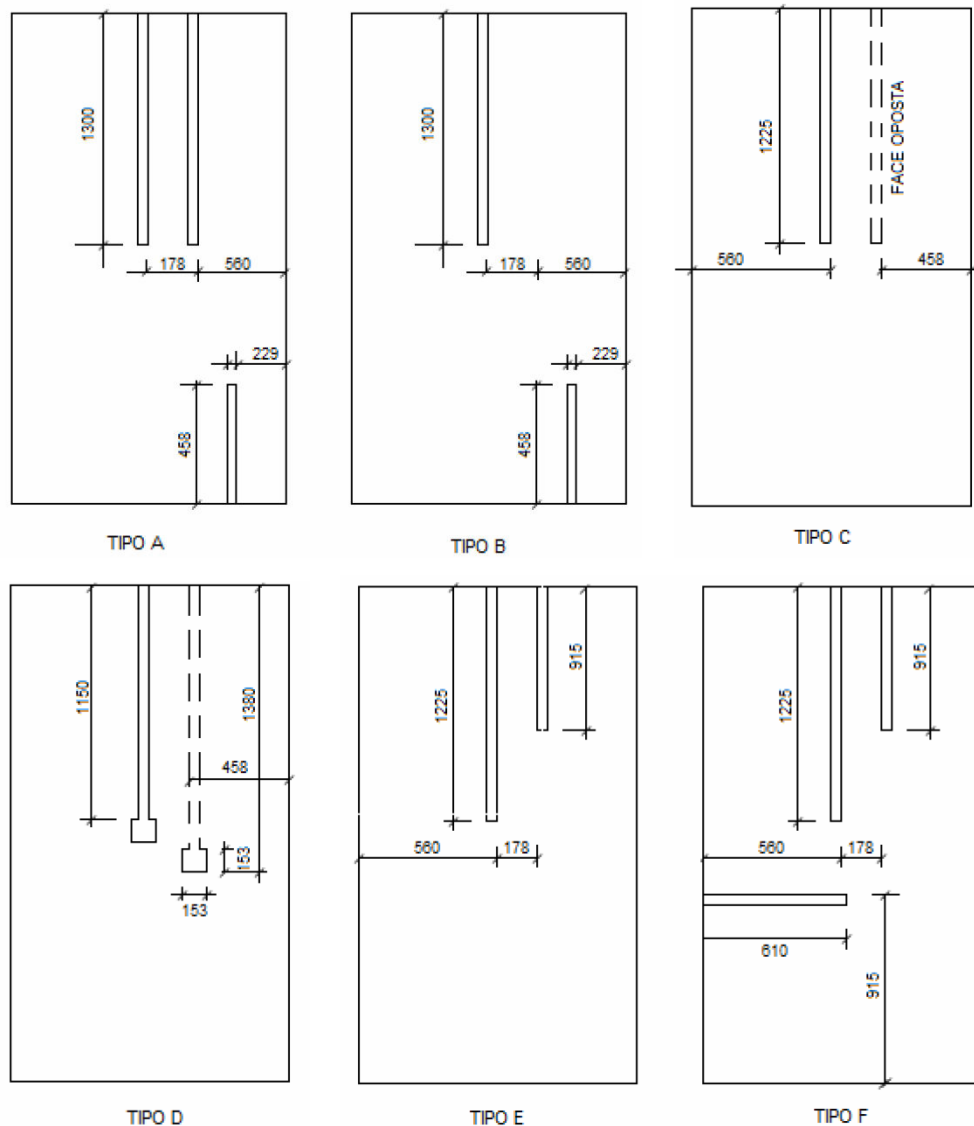
Fonte: adaptado de Sahlin (2007).

A partir dos resultados Sahlin (2007) concluiu que o índice de dano sugerido, apresentou boa relação para paredes com corte em apenas um dos lados; que os cortes horizontais afetaram a resistência relativa para paredes espessas, sendo esse efeito mascarado nas paredes esbeltas por efeitos de instabilidade; e que o índice de dano proposto apresentou uma menor correlação para paredes esbeltas, uma vez que a posição de corte foi próximo às extremidades das paredes nesses casos, região considerada menos crítica que a central.

No trabalho de Lima (2009) foram analisados experimentalmente o comportamento e a resistência de paredes, construídas com blocos cerâmicos estruturais, com e sem defeitos construtivos. Dentre os defeitos avaliados, incluiu-se a existência de cortes não previstos para instalações hidráulicas e elétricas nas paredes. Outra variável analisada foi a espessura das juntas horizontais de argamassa. Os tipos de cortes efetuados nas paredes tiveram como referência o modelo Tipo F, estudado por Fisher (1973), por apresentar resultados mais relevantes no referido estudo, conforme Figura 4.

Foram estudadas 24 paredes (12 preliminares e 12 definitivas), com 1,2 m de comprimento e 2,6 m de altura. Foram utilizados blocos cerâmicos de dimensões 14 cm x 19 cm x 39 cm. Tanto nos ensaios preliminares como nos definitivos, as paredes foram divididas em quatro grupos, cada um com três paredes (LIMA, 2009).

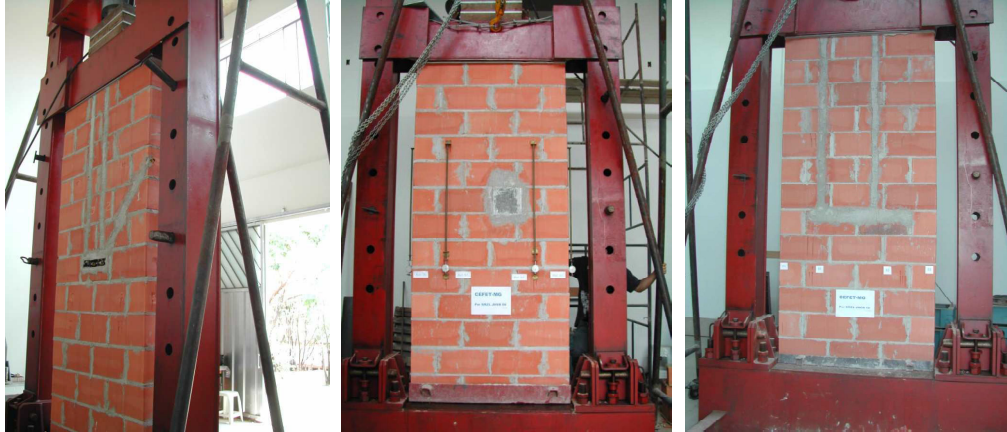
Figura 4 – Diferentes possibilidades de configurações de cortes em paredes de alvenaria (dimensões em mm)



Fonte: Fisher (1973 *apud* Lima, 2009).

Nos ensaios preliminares, que tiveram entre outros objetivos ajustar o experimento, os grupos foram divididos da maneira descrita a seguir. No primeiro grupo (A) ensaiaram-se paredes com juntas horizontais variáveis e sem cortes. No segundo grupo (B) consideraram-se paredes com juntas horizontais variáveis e com cortes. No terceiro grupo (C) utilizaram-se paredes com juntas horizontais constantes e sem cortes. E, finalmente, o quarto grupo (D) contou com paredes com juntas horizontais constantes e com cortes. Como é possível perceber na Figura 5, relativa a ensaios preliminares do Grupo B, houve o preenchimento dos cortes com a utilização de argamassa (LIMA, 2009).

Figura 5 – Ensaio de compressão preliminares em alvenarias com cortes (Grupo B)



Fonte: Lima (2009).

Os ensaios preliminares de Lima (2009) indicaram, conforme Tabela 1, uma perda média de resistência de 8,45% quando cortes foram introduzidos na alvenaria. Para paredes de junta de argamassa constante a presença dos cortes reduziu a resistência em 5,74%, enquanto que, para paredes de junta variável, esse índice chegou a 11,52%.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios preliminares de resistência à compressão axial das paredes

Grupo	Descrição	Carga de Início de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão Média de Ruptura (MPa)
A	Sem cortes e junta horizontal variável	–	308	1,83	2,17
		320	390	2,33	
		310	392	2,36	
B	Com cortes e junta horizontal variável	100	310	1,85	1,92
		180	302	1,81	
		90	348	2,1	
C	Sem cortes e junta horizontal constante	340	352	2,08	2,09
		–	360	2,16	
		200	340	2,03	
D	Com cortes e junta horizontal constante	170	272	2,21	1,97
		100	308	1,84	
		90	306	1,85	

Fonte: adaptado de Lima (2009).

Para os ensaios definitivos, os grupos de paredes foram divididos conforme descrição da sequência. No primeiro grupo (A) não houve a introdução de cortes, e as juntas verticais e horizontais foram mantidas constantes em 1 cm. No segundo grupo (B) houve a introdução de cortes verticais e horizontais, com a manutenção de juntas de argamassa de 1 cm. No terceiro grupo (C) utilizaram-se juntas horizontais constantes de 2,5 cm, com a presença de cortes horizontais. E no quarto grupo (D) utilizaram-se juntas de assentamento horizontal de 2,5 cm e cortes apenas na direção vertical (LIMA, 2009).

Os resultados de Lima (2009) mostraram que a fissuração das paredes com a introdução de cortes começa a ocorrer em tensões bastante inferiores às situações onde não há rasgamento das paredes para passagem de instalações, conforme Tabela 2. Enquanto que para as paredes de referência (Grupo A) a tensão de fissuração corresponde a 89,73% da tensão de ruptura, para as paredes com cortes e juntas de 1 cm (Grupo B) esse índice atinge apenas 66,27%. Quando se aumentou a junta horizontal para 2,5 cm, os índices foram de 83,77% e 58,05% para as paredes sem e com cortes, respectivamente (Grupos C e D), mostrando que o acúmulo de defeitos antecipa ainda mais o início da fissuração. Observou-se também que a introdução de cortes acabou aumentando a resistência final da parede à compressão, para ambas as espessuras de juntas empregadas, nos ensaios definitivos. Segundo a autora, esse fato pode estar associado, dentre outros aspectos, ao alívio de tensões proporcionado pela introdução de cortes na alvenaria e ainda à resistência variável da argamassa utilizada na confecção de cada parede, com resistências à compressão axial distintas (LIMA, 2009).

Tabela 2 – Resultados dos ensaios definitivos de resistência à compressão axial das paredes

Grupo	Descrição	Carga de Início de Fissuração (kN)	Tensão de Início de Fissuração (MPa)	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Início de Fissuração Média	Tensão de Ruptura Média (MPa)
A	Sem cortes e juntas horizontais de 1 cm	320	1,85	370	2,21	2,01	2,24
		340	2,03	350	2,09		
		360	2,15	404	2,41		
B	Com cortes e juntas horizontais de 1 cm	300	1,79	358	2,14	1,65	2,49
		260	1,55	422	2,52		
		270	1,61	470	2,81		
C	Sem cortes e juntas horizontais de 2,5 cm	360	2,15	432	2,58	1,91	2,28
		300	1,79	302	1,81		
		300	1,79	410	2,45		
D	Com cortes e juntas horizontais de 2,5 cm	270	1,61	485	2,90	1,55	2,67
		260	1,55	472	2,82		
		250	1,49	382	2,28		

Fonte: adaptado de Lima (2009).

Em caso de considerar-se de maneira conjunta todos os ensaios (preliminares e definitivos), observou-se um pequeno aumento da capacidade de carga final das paredes com cortes à compressão, conforme Tabela 3. Porém, a presença de cortes reduziu em 18% a carga de compressão relativa à fissuração inicial das paredes. Ao combinar-se com outro defeito (espessura elevada de junta) essa redução chegou a 23% (LIMA, 2009).

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão axial média das paredes com a inclusão dos ensaios preliminares

Descrição	Tensão Média de Ruptura – Ensaio Preliminar (MPa)	Tensão Média de Ruptura – Ensaio Definitivo (MPa)	Tensão Média de Ruptura (MPa)
Sem corte e junta horizontal de 1 cm	2,09	2,24	2,17
Com corte e junta horizontal de 1 cm	1,97	2,49	2,23
Sem corte e junta horizontal variável (0,5 cm a 2,5 cm)	2,17	2,28	2,23
Com corte e junta horizontal variável (0,5 cm a 2,5 cm)	1,92	2,67	2,30

Fonte: adaptado de Lima (2009).

Finalmente, pode-se afirmar que os resultados do trabalho de Lima (2009) indicam que não houve uma alteração significativa da carga de ruptura das paredes com inserção de cortes quando comparado com a situação de referência, mas que a antecipação do surgimento de fissuras deve ser considerada nas condições de projeto e uso das edificações.

Mojsilovic (2011) investigou em seu artigo a influência de cortes para passagem de instalações no comportamento resistente de alvenarias estruturais de blocos cerâmicos. Este trabalho foi realizado em várias etapas, sendo algumas apresentadas também em Notz (2008) e Mojsilovic *et al.* (2009). Os ensaios de carga foram realizados considerando-se três posicionamentos distintos para os cortes: horizontal, vertical e inclinado (34°). Após colocação de tubulações, foram aplicados diferentes tipos de preenchimento para os cortes. A carga de compressão foi aplicada de forma controlada até a ruptura de cada exemplar, observando-se uma redução considerável na resistência à compressão da alvenaria. Foi apenas investigada a compressão centrada, não sendo avaliados os efeitos de segunda ordem. Além disso, o trabalho propôs um modelo analítico simplificado para a previsão da carga de ruptura das paredes.

O estudo experimental foi dividido em três grupos de paredes (A, B e C). Nos grupos A e C foram avaliados blocos de dimensões 29 cm x 19 cm x 15 cm. No grupo B foram utilizadas unidades de dimensões 29 cm x 19 cm x 17,5 cm. Cada grupo era composto por seis paredes, com diferentes tipologias de cortes e argamassas de preenchimento, e mais uma sem abertura de rasgos, para controle. Em cada parede, foram executados cortes em uma das faces, com exceção de uma parede do grupo C, onde foram introduzidos rasgos horizontais em ambas as faces (CB0). No preenchimento dos cortes, foram utilizados diferentes tipos de argamassa (de gesso, de cimento e de alta resistência). Os cortes foram efetuados após 28 dias de execução das alvenarias, com profundidade variável entre 4,5 e 5 cm e largura fixa em 3,5 cm. Para o grupo B, os cortes tinham profundidade de aproximadamente $2/7$ da espessura total da parede, enquanto que para o grupo A e C a mesma era de aproximadamente $1/3$. A especificação das paredes ensaiadas nesse trabalho é apresentada na Tabela 4, e os três exemplares ensaiados são mostrados na Figura 6, contendo os três tipos de rasgos (MOJSILOVIC, 2011). Os resultados em termos de carga e tensão máxima são mostrados na Tabela 5.

Tabela 4 – Especificação das paredes avaliadas para cada grupo de ensaios

Grupo	Corte Horizontal		Corte Vertical		Corte Inclinado	
	Preenchimento	Identificação	Preenchimento	Identificação	Preenchimento	Identificação
A (Bloco 29 cm x 19 cm x 15 cm)	Gesso	AH1	Gesso	AV1	Gesso	AS1
	Cimento	AH2	Cimento	AV2	Cimento	AS2
B (Bloco 29 cm x 19 cm x 17,5 cm)	Gesso	BH1	Gesso	BV1	Gesso	BS1
	Cimento	BH2	Cimento	BV2	Cimento	BS2
C (Bloco 29 cm x 19 cm x 15 cm)	Sem preenchimento	CH0	Sem preenchimento	CV0	Sem preenchimento	CS0
	Sem preenchimento	CB0 ^a			Argamassa de alta resistência	CS3
	Argamassa de alta resistência	CH3				

a) cortes em ambas as faces.

Fonte: adaptado de Mojsilovic (2011).

Figura 6 – Paredes ensaiadas apresentando diferentes orientações para os cortes



Fonte: Mojsilovic (2011).

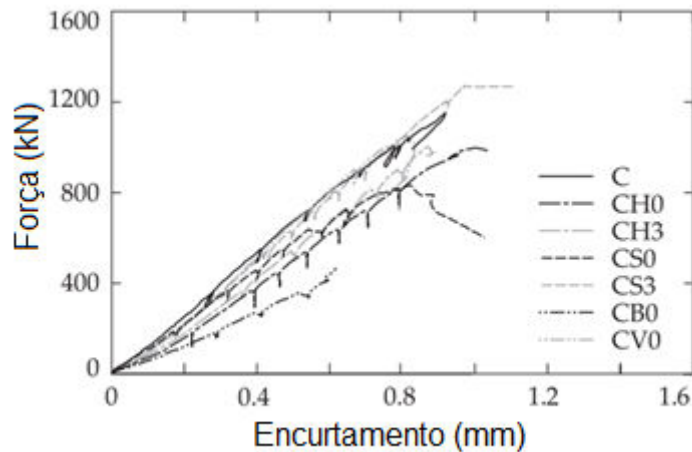
Tabela 5 – Resultados dos ensaios em termos de carga e tensão de ruptura

Grupo	Orientação do corte	Parede	Carga Máxima (kN)	A (m ²)	Tensão Máxima (MPa)	Δ (%)
A	–	A	849,1	0,18	4,72	–
		Horizontal	AH1	666,1	0,18	3,7
	Horizontal	AH2	637,2	0,18	3,54	-25
		Vertical	AV1	616,6	0,18	3,43
	AV2		689,6	0,18	3,83	-18,8
	Inclinado	AS1	666,6	0,18	3,7	-21,5
		AS2	551,4	0,18	3,06	-35,1
B	–	B	670,3	0,21	3,19	–
		Horizontal	BH1	650,2	0,21	3,10
	BH2		763,2	0,21	3,63	13,9
	Vertical	BV1	745,8	0,21	3,55	11,3
		BV2	553,2	0,21	2,63	-17,5
	Inclinado	BS1	543,7	0,21	2,59	-18,9
		BS2	471,6	0,21	2,25	-29,6
C	–	C	1158	0,18	6,43	–
		Horizontal	CH0	997,79	0,18	5,54
	CB0		647,02	0,18	3,59	-44,1
	Vertical	CH3	1365,03	0,18	7,58	17,9
		CV0	1049,58	0,18	5,81	-9,4
	Inclinado	CS0	828,65	0,18	4,6	-28,4
		CS3	1493,24	0,18	8,3	28,9

Fonte: adaptado de Mojsilovic (2011).

Nos ensaios de Mojsilovic (2011) foi observado um comportamento linear das paredes até a ruptura, obtendo-se encurtamentos entre 0,9 a 1,2 mm para o Grupo A, 0,5 a 1,1 mm para o Grupo B e 0,6 a 1,1 mm para o Grupo C. Na Figura 7 é apresentado o diagrama carga *versus* encurtamento das paredes do grupo C. As fissuras foram na maioria verticais, e começaram a surgir quando se atingiu cerca de 50 a 60% da carga última.

Figura 7 – Diagrama carga *versus* encurtamento paredes com cortes



Fonte: adaptado de Mojsilovic (2011).

Para o Grupo A observaram-se fissuras perpendiculares à base nas paredes com abertura de rasgos verticais e horizontais. Para as paredes com cortes inclinados, observou-se um deslizamento da parte superior ao longo do corte efetuado. A redução de resistência à compressão da alvenaria ficou entre 18,8 e 35,1%. Em todos os casos observou-se o esmagamento do material de preenchimento das juntas (MOJSILOVIC, 2011).

Para o Grupo B, as paredes com cortes horizontais apresentaram comportamento semelhante ao do Grupo A. Nesse grupo algumas paredes com cortes horizontais e verticais preenchidos apresentaram resistência à compressão mais elevada que a parede de controle, ou uma pequena redução. Nas alvenarias com cortes inclinados observou-se uma redução considerável na capacidade resistente (MOJSILOVIC, 2011).

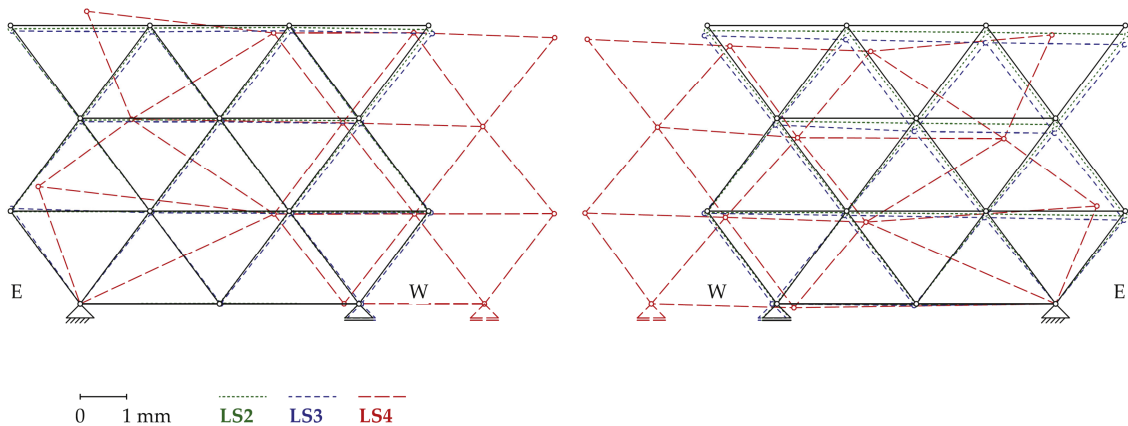
E, para o Grupo C, a alvenaria com corte horizontal e com utilização de argamassa de alta resistência para o preenchimento dos rasgos, fragilizou de forma semelhante às paredes do Grupo A, com a abertura de fissuras verticais. Observou-se uma redução entre 9,4 e 44,1% da capacidade resistente das alvenarias, com exceção das paredes onde houve o preenchimento de argamassas de alta resistência, que obtiveram aumento na capacidade resistente à compressão entre 17,99% e 28,90%. Houve uma maior diminuição da capacidade resistente das paredes com rasgos inclinados, sendo que a parede que apresentou a maior fragilidade foi aquela na qual se executaram cortes horizontais em ambas as faces da alvenaria. Com os ensaios desse grupo o autor verificou que: apenas o uso de

argamassas de alta resistência pode assegurar uma resistência à compressão semelhante às paredes de referência, totalmente íntegras; que a redução da resistência à compressão está, em geral, relacionada de forma direta à redução da área da seção transversal; que o tipo de argamassa de preenchimento tem grande influência nos resultados obtidos; que quando não há o preenchimento dos rasgos há uma queda na resistência à compressão das alvenarias, o que era de se esperar (MOJSILOVIC, 2011).

De forma resumida pode-se afirmar que os resultados experimentais para os três grupos permitiram ao autor chegar a uma série de conclusões, das quais se citam: os rasgos podem reduzir consideravelmente a resistência à compressão das alvenarias; geralmente a redução da resistência é proporcional à redução da área de seção transversal das paredes; e a escolha do material de preenchimento pode recompor a capacidade de carga das alvenarias, sendo necessário, porém, que o mesmo tenha resistência e rigidez compatíveis com a da própria alvenaria, como é o caso da argamassa de alta resistência avaliada (MOJSILOVIC, 2011).

Na última série de ensaios experimentais desenvolvidos por Mojsilovic (2011) (Grupo C), foram realizadas medições de deslocamentos dos nós em uma malha triangular na superfície das alvenarias, por meio de LVDT. Utilizando-se um *software* de elementos finitos, a rede de medição foi modelada como uma treliça plana (estaticamente indeterminada) e as mudanças de comprimento dos elementos da treliça, conforme medição experimental, foram aplicadas como carregamento. A Figura 8 apresenta o deslocamento de uma das paredes ensaiadas, em ambas as faces, para três níveis de carga: 160 kN (LS2), 320 kN (LS3) e 430 kN (LS4). A face da direita do desenho corresponde ao lado da alvenaria onde foram executados os cortes.

Figura 8 – Deslocamentos na malha triangular de medição para três níveis de carregamento



Fonte: Mojsilovic (2011).

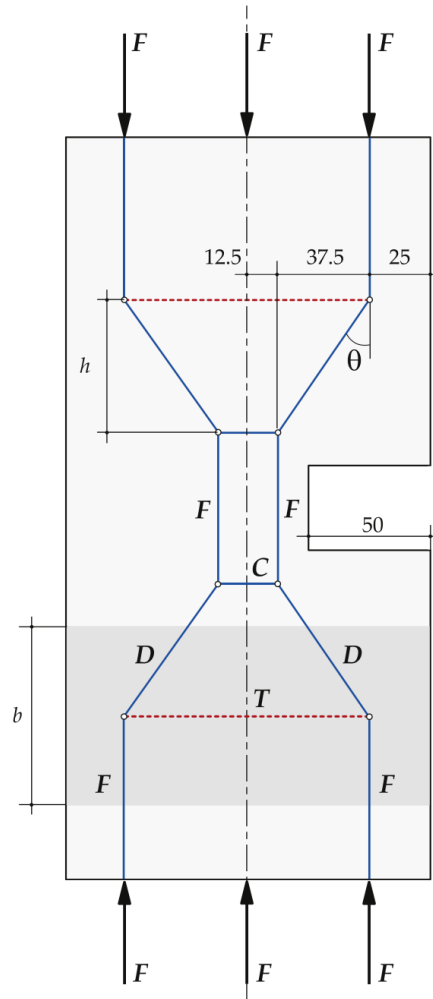
Para realizar um estudo da influência dos rasgos sobre o comportamento dos elementos de alvenaria, um modelo de treliça foi aplicado, conforme detalhado no trabalho de Mojsilovic e Marti (1997). Esse modelo seria capaz de dar uma visão mais profunda do fluxo de tensões na alvenaria e permitir uma melhor descrição do comportamento estrutural. No entanto, de acordo com Mojsilovic (2011), não existia um modelo de análise exclusivo para uma situação particular na alvenaria, como a existência de cortes. Uma solução possível para a transferência do carregamento de compressão nessa situação foi apresentada pelo autor conforme a Figura 9, a qual se apresenta bastante discutível, tendo em vista que a assimetria do corte (em apenas uma das faces da parede) não é levada em consideração.

A solução proposta por Mojsilovic (2011) foi baseada na distribuição elástica das tensões em uma parede com corte horizontal, com uma modelagem em elementos finitos usando elementos quadráticos bidimensionais. As forças de compressão divergem na proximidade do corte, havendo uma descontinuidade geométrica. A inclinação do elemento comprimido D é dada pelo ângulo θ . Para permitir esse desvio e manter-se em equilíbrio, os componentes de compressão diagonal D são compensados por uma força de tração T . Sendo a força de compressão total igual a $3F$, e tendo-se $1/3$ dessa força total de compressão F transferida diretamente do limite superior para o limite inferior do elemento de alvenaria, a partir de condições de equilíbrio nos nós da treliça, obtém-se:

$$D = F / \cos\theta \quad (1)$$

$$C = T = F \cdot \tan\theta \quad (2)$$

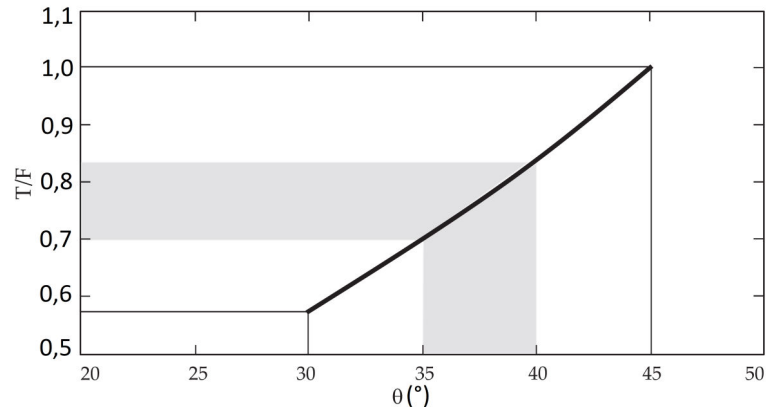
Figura 9 – Modelo de treliça (dimensões em mm)



Fonte: Mojsilovic (2011).

De acordo com Mojsilovic (2011), a partir do modelo de treliça e considerando-se os padrões de falha observados experimentalmente, pode-se verificar que a ruptura é governada pela capacidade de tração da alvenaria, devendo-se notar que o ângulo de inclinação θ , relacionado com a altura da zona divergente, constitui-se num parâmetro livre do modelo de treliça escolhido. A variação da força de tração T (representada por $T/F = \tan \theta$), dependendo do ângulo da inclinação θ , é apresentada na Figura 10. A área sombreada representa o intervalo recomendado para θ .

Figura 10 – Variação da força de tração T no modelo de treliça proposto



Fonte: adaptado de Mojsilovic (2011).

Outro parâmetro livre no modelo é a dimensão b , apresentada na Figura 9. De acordo com Mojsilovic (2011), um valor razoável parece ser $b = 1,5.h$, dando assim, no caso em particular da Figura 9, uma tensão de tração dada por:

$$\sigma_T = F \tan^2 \theta / b = F \tan^2 \theta / (1,5 * 37,5) \quad (3)$$

Para trabalhos futuros o autor sugeriu testes em paredes de outras espessuras (12,5 cm e 20 cm), utilização de blocos de alvenaria de outros materiais, como o concreto, testes adicionais em paredes delgadas, incluindo efeitos de segunda ordem, bem como micromodelagem numérica (MOJSILOVIC, 2011).

Soares (2012) avaliou em sua dissertação de mestrado o comportamento de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos, não estruturais, em relação à abertura de rasgos, buscando-se respeitar os limites definidos pelo Eurocode 6 (CEN, 2005). Os resultados desta pesquisa também são resumidos em um artigo publicado por Vicente *et al.* (2014). De acordo o autor, as paredes de alvenaria de fechamento muitas vezes assumem funções resistentes no sul da Europa, para edifícios de pequeno porte, justificando o estudo da resistência dessas alvenarias quando submetidas a rasgamentos. Foram construídas e ensaiadas experimentalmente 12 paredes, divididas em três grupos, nos quais se variaram a direção dos cortes (horizontal, vertical e inclinado). Foi mantida em todas as situações a mesma profundidade para os rasgos. Em três paredes de cada grupo foram colocados tubos de forma a simular a passagem de instalações, havendo posterior preenchimento do corte com argamassa em duas delas. Para a quarta parede de cada grupo não

houve preenchimento (parede de controle). A abertura dos rasgos ocorreu após 28 dias da construção das paredes.

Foram utilizados blocos cerâmicos não estruturais de dimensões 30 cm x 20 cm x 15 cm. A argamassa de assentamento foi a mesma utilizada no preenchimento dos cortes efetuados, possuindo traço em volume de 1:1:6 (cimento: cal: areia). As juntas verticais e horizontais apresentaram dimensões entre 1 cm e 1,5 cm. Cada parede apresentou dimensões médias de 1,22 m de comprimento, 1,19 m de altura e 15 cm de espessura (SOARES, 2012).

De acordo com o exposto por Soares (2012), para a realização de cortes horizontais na alvenaria, o Eurocode 6 (CEN, 2005) prevê uma profundidade máxima de 15 mm. Porém, devido à espessura dos septos exteriores do tijolo ser em média igual a 8,6 mm, e com uma tubulação de 25 mm de diâmetro, não foi possível respeitar esse item normativo. Com o corte da parede do septo exterior, atingiu-se uma profundidade máxima de 4,8 cm. Entretanto, a estabilidade da parede não foi comprometida, pois não se ultrapassou 1/3 da espessura da mesma, como indica o próprio Eurocode 6 (CEN, 2005). Quanto à largura de cortes horizontais, a norma europeia apenas indica que não se deve exceder metade da espessura residual da parede. No trabalho citado a largura empregada nos cortes foi de aproximadamente 3,8 cm. A abertura dos cortes horizontais foi efetuada a 65,3 cm da base das paredes.

Para a abertura de cortes inclinados definiu-se as mesmas considerações impostas aos cortes horizontais, com a utilização de um ângulo de inclinação de 34° (2/3), ficando o ponto mais alto do corte localizado a 98,6 cm da base da parede (SOARES, 2012).

Quanto à abertura de cortes verticais, a normalização europeia permite uma profundidade máxima de 3 cm. Assim como para os rasgos na horizontal, o diâmetro da tubulação (25 mm) e a espessura média do septo do tijolo (8,6 cm) fez com que essa profundidade atingisse 4,8 cm com a destruição da parede externa do septo. Quanto à largura, apesar do Eurocode 6 (CEN, 2005) permitir um máximo de 12,5 cm, optou-se também por 3,8 cm, como nos demais cortes. Quanto à localização, os cortes verticais localizaram-se a 51,3 cm em relação à extremidade esquerda das paredes (SOARES, 2012).

Os ensaios desenvolvidos por Soares (2012) consistiram na aplicação de cargas de compressão vertical até a ruptura das paredes. Foi avaliado o

comportamento das paredes quanto à fissuração, deslocamentos, tensão de ruptura e módulo de elasticidade. Foram ensaiadas três paredes de referência, sem cortes (C1, C2 e C3), três paredes com cortes horizontais, uma sem o preenchimento de argamassa (H1) e outras duas com preenchimento (H2 e H3), três paredes com cortes verticais, uma sem preenchimento de argamassa (H2) e outras duas com preenchimento (V2 e V3), e mais três paredes com cortes inclinados, novamente uma sem preenchimento (I1), e outras duas preenchidas com argamassa (I2 e I3). Os resultados obtidos nos ensaios são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de carga e tensão de ruptura das paredes de alvenaria ensaiadas

Corte	Preenchimento com Argamassa	Identificação	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura à Compressão (MPa)	Tensão Média de Ruptura à Compressão (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Não	Não	C1	175,01	0,96	1,03	1,10
		C2	164,49	0,91		
		C3	221,93	1,22		
Horizontal	Não	H1	111,51	0,62	0,62	1,17
	Sim	H2	201,47	1,11	1,31	1,09
	Sim	H3	274,68	1,51		
Vertical	Não	V1	150,41	0,83	0,83	1,01
	Sim	V2	254,42	1,40	1,21	1,08
	Sim	V3	182,75	1,01		
Inclinado	Não	I1	152,51	0,84	0,68	0,68
	Sim	I2	170,19	0,94	0,91	0,96
	Sim	I3	158,20	0,88		

Fonte: adaptado de Soares (2012).

As paredes ensaiadas por Soares (2012) apresentaram um comportamento aproximadamente linear até próximo à ruptura. Analisando o comportamento da parede com corte horizontal sem preenchimento (H1) esse autor observou a queda na resistência do conjunto, além de verificar um aparecimento precoce da fissuração, em relação às paredes do grupo de referência. Para as paredes do mesmo grupo, onde houve o preenchimento com argamassa dos cortes horizontais (H2 e H3), constatou-se que a utilização de uma argamassa com uma tensão média de ruptura igual ou superior à tensão de ruptura do bloco cerâmico conseguiu garantir uma resistência à compressão do conjunto superior à obtida nas alvenarias

de controle. Para a parede com corte vertical sem preenchimento (V1), observou-se uma redução na capacidade resistente de 19,63% e de 8,18% em sua rigidez. Conforme havia ocorrido nas paredes com cortes horizontais, quando houve o preenchimento dos rasgos verticais com argamassa nas paredes (V2 e V3), aumentou-se a capacidade resistente em 16,8% das paredes, com redução de 1,82% na rigidez. Portanto, o preenchimento dos rasgos verticais com argamassa não se traduziu em fragilização da alvenaria. Para a parede com cortes inclinados, sem preenchimentos com argamassa (I1), observou-se uma redução de 18,51% na capacidade resistente e 38,18% na rigidez, em relação às paredes de controle, indicando que a utilização deste tipo de rasgo pode ser muito comprometedora à estabilidade das paredes. Para os dois exemplares com o preenchimento de argamassa (I2 e I3) verificou-se uma redução de 12,26% na capacidade resistente e de 12,73% na rigidez, ou seja, não foi possível reestabelecer às condições iniciais de capacidade resistente das alvenarias com cortes inclinados.

Ao se analisar os resultados médios de todos os ensaios de Soares (2012), conforme Tabela 7, observa-se uma redução da resistência à compressão das alvenarias com cortes de 12,26% a 40,41%. Apesar dos maiores valores de perda de capacidade resistente terem ocorrido nas paredes sem preenchimento dos cortes com argamassa, para as paredes com cortes inclinados uma redução significativa também ocorreu. Para paredes com cortes horizontais e verticais houve, inclusive, um aumento na capacidade resistente, entre 16,8% e 27,21%.

Tabela 7 – Carga e tensão média de ruptura para grupos de paredes ensaiadas

Paredes	Descrição	Carga de Ruptura (kN)	Tensão de Ruptura (MPa)	Δ (%)
C1, C2, C3	Referência	187,14	1,03	–
H1	Corte horizontal sem preenchimento	111,51	0,62	-40,41
H2, H3	Corte horizontal com preenchimento	238,07	1,31	27,21
V1	Corte vertical sem preenchimento	150,41	0,83	-19,63
V2, V3	Corte vertical com preenchimento	218,59	1,21	16,80
I1	Corte inclinado sem preenchimento	152,51	0,84	-18,51
I2, I3	Corte inclinado com preenchimento	164,19	0,91	-12,26

Fonte: adaptado de Soares (2012).

Enfim, a partir de seus resultados experimentais, Soares (2012) afirma que as dimensões preconizadas pelo Eurocode 6 (CEN, 2005) seriam bastantes conservadoras, pelo fato do ligeiro aumento das dimensões dos cortes no programa experimental efetuado não se traduzirem em perdas de resistência à compressão significativas, desde que havendo o preenchimento com argamassa de boa resistência, com exceção dos rasgos na direção inclinada. Entretanto, esse autor ressalva que em relação à fragilização e fissuração da alvenaria seriam necessários mais ensaios específicos.


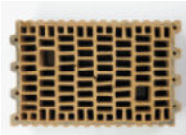


Reichel, Jäger e Bakeer (2013) investigaram o efeito de cortes horizontais na capacidade de carga das alvenarias, avaliando se apenas a limitação na geometria e no posicionamento dos rasgos é suficiente para garantir a segurança estrutural no caso de os cortes serem efetuados próximos ao apoio da laje de concreto armado, ou se uma análise estrutural adicional se faria necessária. A influência dos cortes foi verificada a partir de uma série de paredes ensaiadas, sob cargas centradas e excêntricas, cujos resultados foram comparados com paredes de referência, sem a presença de cortes. Foram realizados, ao todo, 26 ensaios. Os resultados experimentais e considerações analíticas adicionais foram complementados por meio de um estudo paramétrico via *software* de elementos finitos.

De acordo com a DIN 1053-1 (1996), que serviu de referência no estudo, cortes horizontais seriam admissíveis sem causar um possível enfraquecimento das paredes quando a profundidade do rasgo fosse até 10,4% da espessura da alvenaria (2,5 cm para uma parede de 24 cm de espessura). Assim, os rasgos horizontais poderiam ser posicionados em uma área localizada 40 cm abaixo ou acima da laje, ou seja, permitir-se-ia que existisse uma região de fragilidade próxima a região de apoio de lajes. Para placas parcialmente apoiadas ou devido a grandes flechas da laje, pode ocorrer o surgimento de cargas excêntricas e consequentes momentos adicionais, cujo enfraquecimento da seção transversal das paredes na região de apoio pode levar a importantes problemas estruturais. Grandes concentrações de tensão podem surgir na região fragilizada das paredes, as quais servem de apoio para as lajes, podendo ser excedida a tensão de tração admissível dos blocos, o que motivou e justificou a pesquisa de Reichel, Jäger e Bakeer (2007).

As paredes tinham comprimentos variáveis entre 50 e 70 cm, e alturas entre 75 cm e 1 m. A espessura das juntas horizontais de assentamento variou entre 3 a 12 mm, de acordo com o tipo de argamassa utilizada, bem como não houve o

preenchimento das juntas verticais. Os cortes foram efetuados após 14 dias de cura das alvenarias. Dependendo da espessura da parede, a profundidade dos rasgos foi de 2,5 ou 3 cm, enquanto que a largura dos cortes horizontais foi de 3 cm. Os rasgos foram dispostos a uma distância de 15 cm abaixo da parte superior das paredes. Algumas características dos blocos empregados na pesquisa são mostradas na Tabela 8, bem como as dimensões das paredes ensaiadas (REICHEL; JÄGER; BAKEER, 2013).

Tabela 8 – Características dimensionais dos blocos de alvenaria e paredes ensaiadas

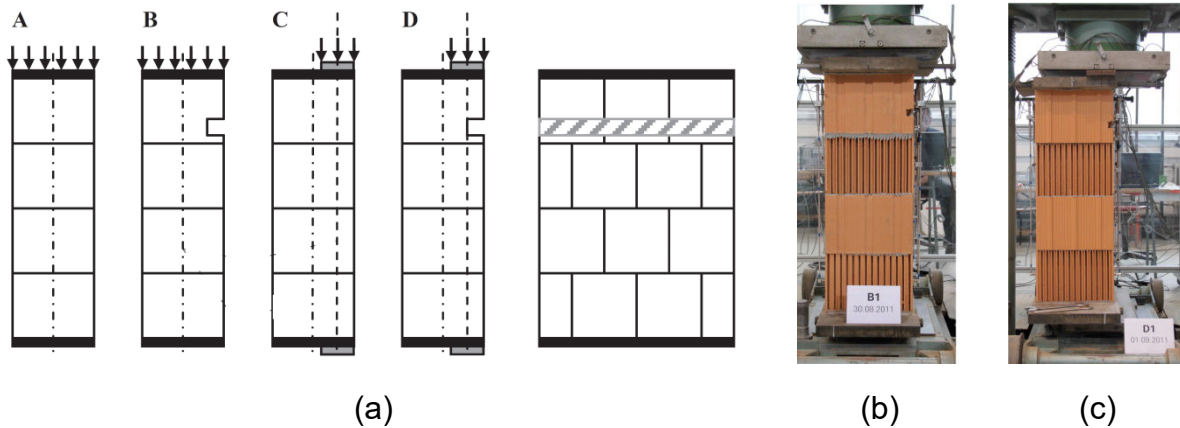
Séries	K	Z	H	X
Tipo de bloco				
Dimensões da Unidade (largura, espessura e altura) (cm)	24,8 x 24 x 23,8	37,3 x 24 x 23,8	24,7 x 30 x 23,8	20 x 36,5 x 24,9
Dimensão das Paredes (comprimento, espessura e altura) (cm)	50 x 24 x 75	75 x 24 x 75	75 x 30 x 75	60 x 36,5 x 100

Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

A Figura 11-a ilustra o arranjo experimental efetuado na pesquisa de Reichel, Jäger e Bakeer (2013). Para os casos A e B, a área carregada era igual a área da seção transversal completa, na qual o eixo de carga da prensa correspondia à metade da espessura da parede (carregamento no eixo da alvenaria), como mostrado na Figura 11-b. Para os casos C e D, a carga foi aplicada somente em uma parte da seção transversal, entre a metade ou 1/3 da espessura da parede (carregamento excêntrico), conforme Figura 11-c. O carregamento foi aumentado de forma gradativa até a ruptura de cada exemplar de teste. Além da carga máxima a deformação vertical das paredes foi medida usando-se transdutores de deslocamento indutivo.

A Tabela 9 apresenta uma visão geral do programa de teste efetuado. Para o grupo A e C (sem cortes) foram construídas e ensaiadas 10 paredes (cinco para cada), enquanto que para os grupos B e D (com cortes) foram construídas e testadas 16 paredes (oito para cada). As Séries K, Z, H e X referem-se ao tipo de bloco empregado, conforme especificado pela Tabela 8. A Tabela 10 apresenta as cargas máximas de ruptura para as paredes ensaiadas. Os padrões de ruptura para as paredes com cortes, sem e com excentricidade, para diferentes tipos de blocos, são mostrados na Figura 12 (REICHEL; JÄGER; BAKEER, 2013).

Figura 11 – Arranjo experimental das paredes ensaiadas: a) vista lateral e frontal; b) parede com carregamento centrado; c) parede com carga excêntrica



Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

Tabela 9 – Descrição dos grupos e exemplares de paredes ensaiados

Série	Sem Excentricidade de Carga		Com Excentricidade de Carga	
	Sem Corte	Com Corte	Sem Corte	Com Corte
	Grupo A	Grupo B	Grupo C	Grupo D
K	K-A-1	K-B-1, K-B-2	K-C-1	K-D-1, K-D-2
Z	Z-A-1	Z-B-1, Z-B-2	Z-C-1	Z-D-1, Z-D-2
H	H-A-1	H-B-1, H-B-2	H-C-1	H-D-1, H-D-2
X	X-A-1, X-A-2	X-B-1, X-B-2	X-C-1, X-C-2	X-D-1, X-D-2

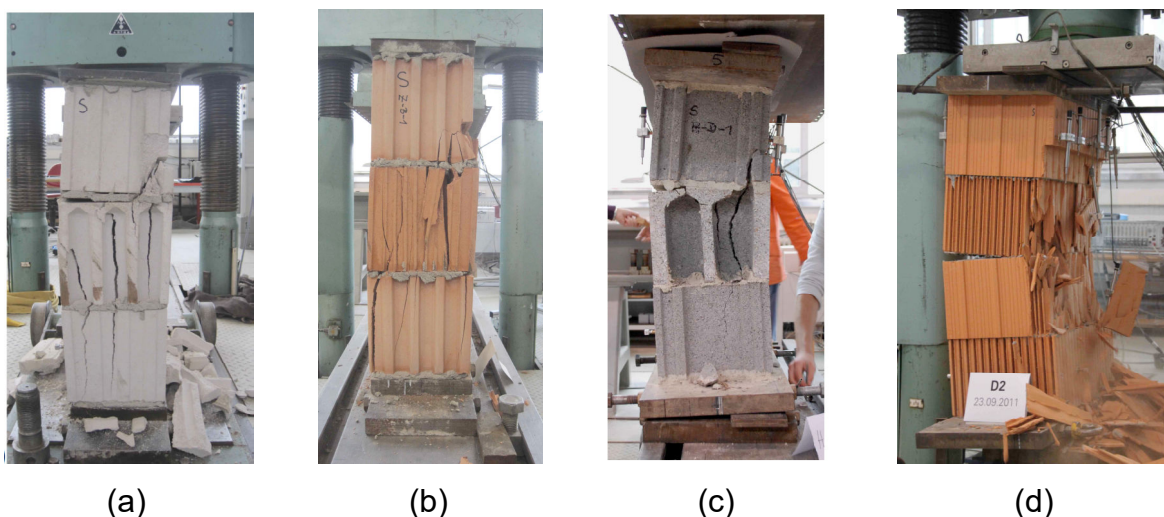
Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

Tabela 10 – Resultados dos ensaios em termos de carga de ruptura

Descrição	Série K	Carga Máxima (kN)	Série Z	Carga Máxima (kN)	Série H	Carga Máxima (kN)	Série X	Carga Máxima (kN)
Sem corte e sem excentricidade	K-A-1	859,1	Z-A-1	1323,6	H-A-1	953,9	X-A-1	1270,8
							X-A-2	1201,1
Com corte e sem excentricidade	K-B-1	719,9	Z-B-1	1213,3	H-B-1	889	X-B-1	1069,9
	K-B-2	707	Z-B-2	1080,4	H-B-2	719,9	X-B-2	1035,2
Sem corte e com excentricidade	K-C-1	549,8	Z-C-1	883,7	H-C-1	626,6	X-C-1	628,3
							X-C-2	563,9
Com corte e com excentricidade	K-D-1	461,4	Z-D-1	586,7	H-D-1	512,4	X-D-1	301,8
	K-D-2	392,7	Z-D-2	620,8	H-D-2	524,9	X-D-2	439

Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer. (2013).

Figura 12 – Padrões de ruptura para paredes com rasgos (cargas concêntricas e excêntricas): a) K-B-1; b) Z-B-1; c) H-D-1; d) X-D-2



Fonte: Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

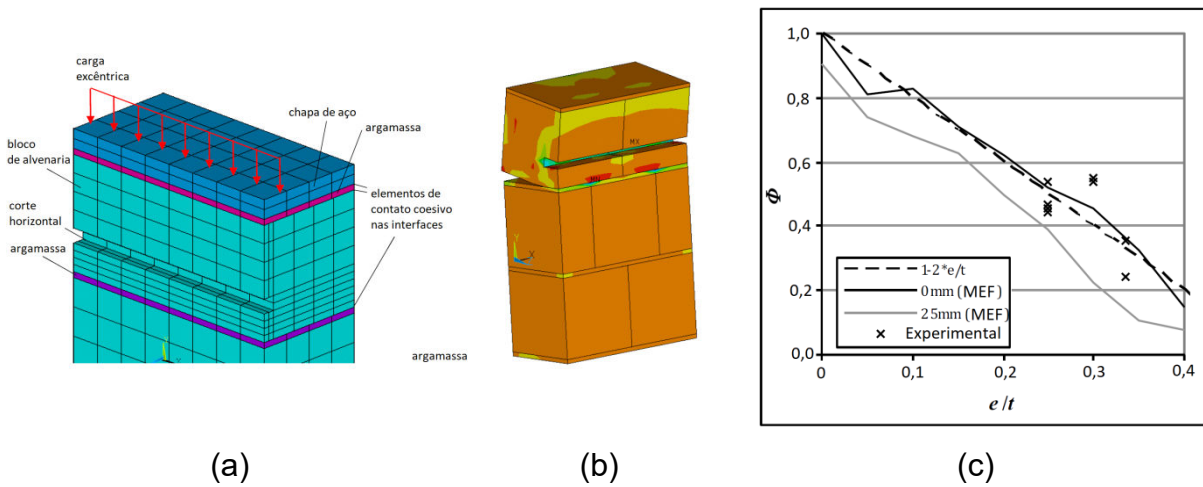
Os resultados dos ensaios de Reichel, Jäger e Bakeer (2013) mostraram que a abertura de cortes em alvenarias leva a uma redução da capacidade de carga das paredes, porém, na maioria dos casos, os valores experimentais excederam o valor teoricamente estimado da resistência das paredes, calculado por meio da resistência média à compressão dos blocos. Ou seja, dentro dos limites dos ensaios em questão, a influência dos cortes horizontais sobre a capacidade de carga ainda pode ser coberta pelas reservas de carga da alvenaria. Esse trabalho também concluiu que, para a alvenaria de carregamento concêntrico, a influência de um rasgo horizontal na capacidade de carga pode ser determinada com boa aproximação a

partir da observação da redução da seção efetiva. Os resultados dos ensaios para cargas excêntricas também indicaram que a influência dos cortes horizontais também pode ser determinada, de forma aproximada, pela redução da área efetiva na região carregada.

Além do estudo experimental, o trabalho de Reichel, Jäger e Bakeer (2013) desenvolveu algumas análises numéricas em *software* de elementos finitos. A primeira teve como objetivo a recriação dos resultados das investigações experimentais, bem como permitir a análise de outras combinações, variando-se parâmetros como profundidade dos cortes, diferentes valores de excentricidade de aplicação da carga, condições de apoio, etc. Nessa etapa do estudo foi realizada uma micromodelagem tridimensional das alvenarias. Os blocos e a argamassa foram gerados de forma individual, e um elemento de contato coesivo foi inserido na interface bloco-argamassa, conforme Figura 13-a. Tanto para a cerâmica como para a argamassa foi utilizado um modelo de material elasto-plástico baseado no critério de ruptura de Willam-Warnke. A Figura 13-b apresenta um modelo carregado de forma excêntrica carregado com apoio articulado na base e no topo da parede, falhando por perda de estabilidade. E a Figura 13-c mostra, como resultado preliminar do estudo desenvolvido em Elementos Finitos, o fator de redução da capacidade de carga ϕ , representado pela linha pontilhada. O mesmo é função da profundidade t dos rasgos e da excentricidade e da carga aplicada, sendo determinado a partir da Equação 4. A Figura 13-c também mostra os valores relativos ao estudo experimental e da análise por elementos finitos que fundamentaram a relação proposta.

$$\phi = 1 - 2 * e/t \quad (4)$$

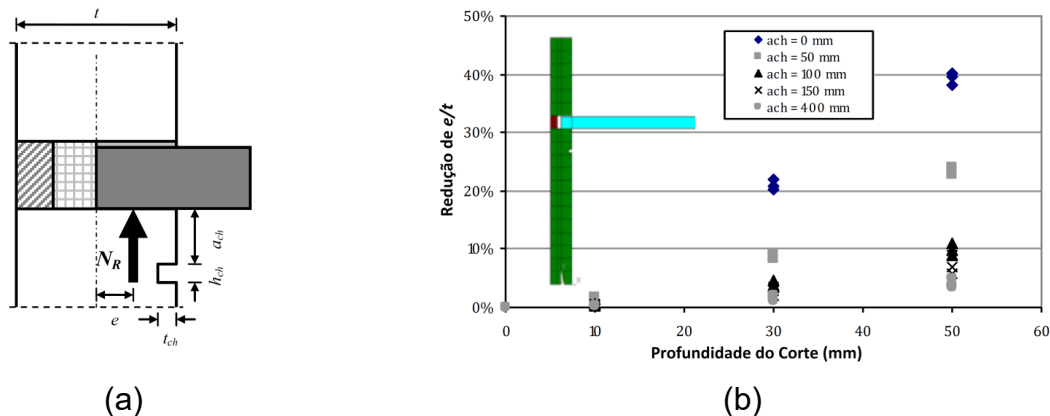
Figura 13 – a) Modelo tridimensional em elementos finitos; b) modelo analisado considerando carga excêntrica; c) fator de redução da capacidade de carga



Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

Além desse primeiro estudo numérico o artigo descrito apresenta um estudo preliminar relativo à modelagem bidimensional de uma parede externa que suporta uma laje em apenas um dos seus lados. A modelagem foi realizada considerando-se todo o pé-direito do pavimento abaixo da laje, e meio pé-direito acima. De acordo com os autores, estava sendo analisado como a geometria e a posição dos cortes horizontais afetavam a excentricidade (e) da força normal resultante na parte superior da parede. Os resultados preliminares indicaram uma correlação aproximadamente linear entre a profundidade do corte t_{ch} e a redução da excentricidade da carga normal resultante. A Figura 14-a mostra uma parte do modelo 2D gerado, e a Figura 14-b mostra a redução da razão e/t dependendo da profundidade do corte t_{ch} e da distância entre a laje e o corte a_{ch} (REICHEL; JÄGER; BAKEER, 2013).

Figura 14 – a) Parte do modelo 2D em EF; b) redução de e/t dependendo de t_{ch} e a_{ch}



Fonte: adaptado de Reichel, Jäger e Bakeer (2013).

O último trabalho apresentado corresponde à pesquisa de Milani (2019). O autor verificou a influência da execução de cortes no comportamento mecânico de paredes de alvenaria estrutural submetidas a carregamento axial, realizando-se análises experimentais em modelos em escala reduzida (1:5), com dimensões nominais de 24 cm x 52 cm (largura x altura), o que corresponderia na escala natural, a uma parede de dimensões de 1,20 m x 2,60 m. Foram ensaiadas paredes íntegras, sem a realização de cortes, consideradas como referência e, a fim de se avaliar a influência dos cortes no comportamento mecânico das paredes, foram estudadas diversas disposições de cortes, variando-se sua direção, posição e profundidade. No total foram analisados 11 esquemas estruturais diferentes de parede, incluindo a de referência, sendo ensaiados três exemplares cada, exceto em dois esquemas nos quais foram ensaiadas quatro, totalizando 35 paredes. Com relação às direções, foram analisados cortes horizontais, verticais e inclinados com ângulo de 45°. Para os cortes com direção horizontal, foi variada também a posição em relação à altura, sendo analisados cortes na região central da parede e cortes no terço superior em relação à altura. Para os cortes horizontais e inclinados, foi variada ainda a profundidade do corte t_c , representada em função da porcentagem de redução da espessura da parede, sendo estudados cortes que resultaram em reduções de espessura de parede de 20%, 30% e 50%. Foram ainda estudados os efeitos da excentricidade de carga em paredes com cortes horizontais e inclinados, buscando simular o efeito causado por uma laje apoiada sobre paredes periféricas de uma edificação. Nesse caso, a reação da laje foi considerada atuando a 1/3 da espessura da parede (t), a partir de sua face, que resulta em uma excentricidade $t/6$.

Na Tabela 11 são apresentadas as nomenclaturas das paredes que foram estudadas, os dados dos cortes (direção, localização e redução de espessura) e forma de aplicação de carga (excêntrica ou centrada).

Tabela 11 – Descrição das paredes ensaiadas na pesquisa

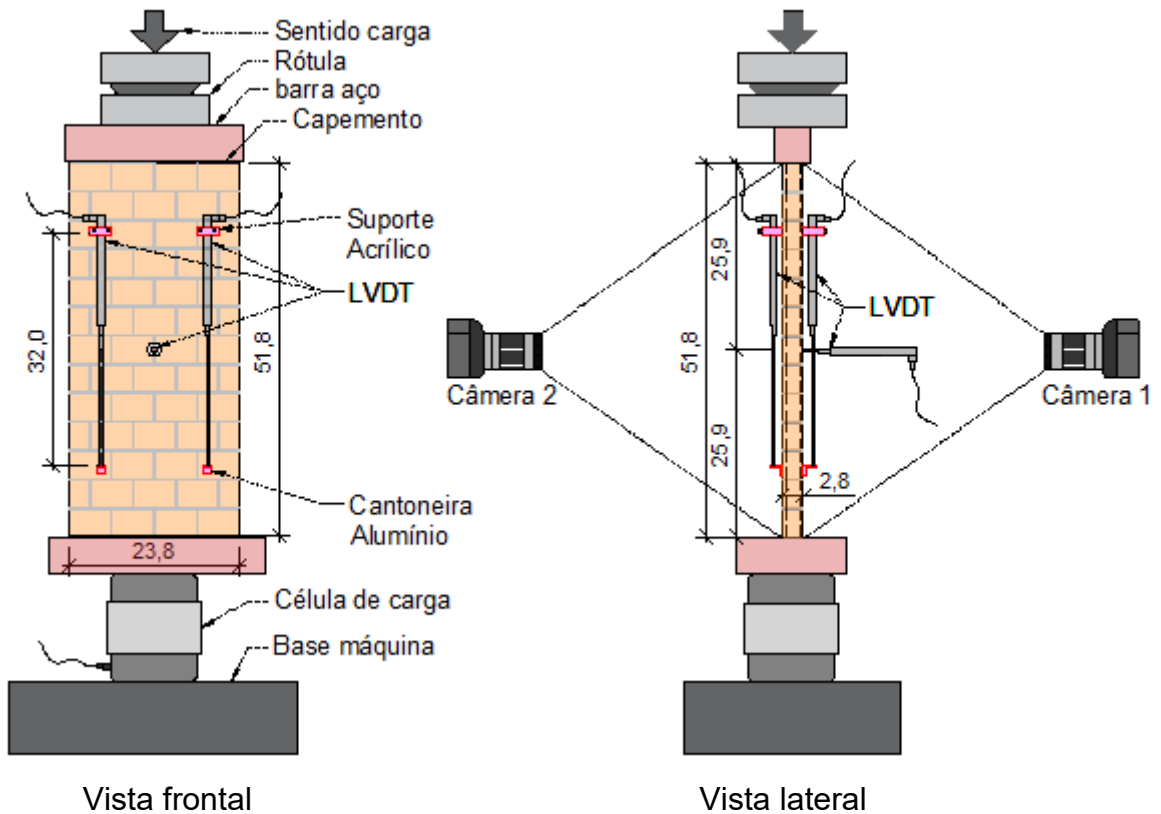
Parede*	Dados dos cortes			Excentricidade de carga
	Direção	Localização	Redução espessura	
1 H20C	Horizontal	Central	20%	Não
2* H30C			30%	Não
3* H30E			50%	Sim
4 H50C		Superior	30%	Não
5 HS30C			30%	Não
6 HS30E			50%	Sim
7 V	Vertical	Central	Corte septo	Não
8 I30C	Inclinado $\alpha=45^\circ$	Central	30%	Não
9 I30E			30%	Sim
10 I50C			50%	Não
11 REF	Sem corte			Não

Em geral três exemplares por esquema estrutural (* quatro exemplares)

Fonte: Milani (2019).

A largura dos cortes horizontais e inclinados foi fixada em 8 mm, que corresponderia a 4 cm na escala natural. Para o corte vertical, a largura foi correspondente à remoção da parede de um furo vertical. As paredes na escala reduzida possuíam espessura de 28 mm, que corresponderia a 14 cm na escala natural. As paredes foram ensaiadas à compressão, instrumentadas no total com cinco LVDT, sendo dois verticais em cada lado da parede e um perpendicular ao plano, posicionado na região central, conforme apresentado na Figura 15 (MILANI, 2019).

Figura 15 – Esquema de aplicação de carga para paredes em escala reduzida



Fonte: Milani (2019).

Na Tabela 12 são apresentados os resultados de resistência das paredes ensaiadas pelo programa experimental de Milani (2019). Na Tabela 13 são apresentados os resultados de módulo de deformação, deformações específicas na carga máxima e deslocamento fora do plano para a carga de ruptura das paredes ensaiadas pelo autor.

Tabela 12 – Resistência das paredes ensaiadas

PAREDE	Carga de ruptura (kN)			Carga início fissura (kN)	Carga (fiss./ruptura)	Resist. argam. (MPa)	Tensão de ruptura A_b (MPa)		Δ
	ind.	Média	CV				ind.	Média	
REF	REF-1	58,06			NI	-	5,21	8,33	
	REF-2	59,44	59,47	2,40	NI	-	5,81	8,52	8,53
	REF-3	60,92			NI	-	6,22	8,74	0,0%
H20C	H20C-1	35,98			35,92	1,00	5,87	5,16	
	H20C-2	33,43	33,46	8,33	33,27*	*	7,01	4,79	4,80
	H20C-3	29,58			29,58	1,00	6,45	4,24	
	H20C-4	34,85			31,79*	*	5,49	5,00	-43,7%
H30C	H30C-1	26,66			26,26	0,98	5,26	3,82	
	H30C-2	22,85	24,36	8,33	22,85*	*	4,97	3,28	3,49
	H30C-3	23,56			22,14	0,94	5,40	3,38	-59,0%
H50C	H50C-1	17,28			16,82	0,97	5,84	2,48	
	H50C-2	19,90	17,99	9,28	19,86*	*	5,36	2,85	2,58
	H50C-3	16,79			13,71	0,82	5,73	2,41	-69,8%
I30C	I30C-1	37,67			36,84	0,98	5,87	5,40	
	I30C-2	31,61	34,83	8,75	30,78*	*	5,89	4,53	5,00
	I30C-3	35,21			34,10	0,97	5,72	5,05	-41,4%
I50C	I50C-1	24,66			21,00	0,85	4,98	3,54	
	I50C-2	24,82	24,05	5,00	24,33*	*	4,55	3,56	3,45
	I50C-3	22,66			21,46*	*	4,89	3,25	-59,6%
HS30C	HS30C-1	28,85			28,84*	*	6,33	4,14	
	HS30C-2	27,03	28,71	5,64	25,06	0,93	5,49	3,88	4,12
	HS30C-3	30,26			28,56	0,94	5,96	4,34	-51,7%
V	V-1	56,28			NI	-	5,30	8,07	
	V-2	68,42	65,95	13,20	NI	-	5,40	9,81	9,46
	V-3	73,16			NI	-	5,66	10,49	+10,9%
H30E	H30E-1	20,45			20,11*	*	5,42	2,93	
	H30E-2	16,70	22,00	19,54	15,56	0,93	6,08	2,39	3,15
	H30E-3	24,54			24,35	0,99	5,13	3,52	
	H30E-4	26,29			25,65	0,98	5,54	3,77	-
HS30E	HS30E-1	15,22			14,64*	*	6,50	2,18	
	HS30E-2	-	16,44	10,45	-	-	5,52	-	2,36
	HS30E-3	17,65			16,70	0,95	6,82	2,53	-
I30E	I30E-1	29,49			28,54	0,97	5,23	4,23	
	I30E-2	22,48	25,55	14,03	18,33	0,82	5,12	3,22	3,66
	I30E-3	24,69			23,52	0,95	4,56	3,54	-

Fonte: adaptado de Milani (2019).

Tabela 13 – Módulo de deformação, deformação específica na carga máxima e deslocamento fora do plano das paredes ensaiadas

PAREDE		Mód. de deformação			Deformação especif. (Carga máxima)					Desloc. fora do Plano		
		Indiv.	Méd.	Var. relação à REF	Face A		Face B		Méd. A e B			
					%o		%o					
		MPa			Ind.	Méd.	Ind.	Méd.	%o	mm		
REF	REF-1	4684			2,17		2,73				0,00	
	REF-2	4830	4839	0,0%	1,56	1,84	2,94	2,66	2,25	0,86	0,39	
	REF-3	5003			1,78		2,30			0,32		
H20C	H20C-2	4301			1,82		0,78			0,89		
	H20C-3	4667	4642	-4,1%	1,74	1,74	0,86	0,77	1,26	0,59	0,74	
	H20C-4	4957			1,66		0,68			0,75		
H30C	H30C-1	4580			1,54		0,45			0,72		
	H30C-2	3930	4084	-15,6%	1,77	1,76	0,31	0,40	1,08	1,12	1,06	
	H30C-3	3743			1,97		0,44			1,33		
H50C	H50C-1	2609			2,26		0,07			0,81		
	H50C-2	3001	2905	-40,0%	1,70	1,94	0,53	0,29	1,11	0,77	0,88	
	H50C-3	3105			1,86		0,26			1,06		
I30C	I30C-1	4955			1,87		1,05			-		
	I30C-2	4566	4676	-3,4%	2,11	2,08	0,39	0,72	1,40	1,18	1,11	
	I30C-3	4507			2,26		0,73			1,05		
I50C	I50C-1	3944			2,02		0,56			1,31		
	I50C-2	4203	4064	-16,0%	1,61	2,02	0,71	0,44	1,23	0,72	1,35	
	I50C-3	4045			2,41		0,06			2,02		
HS30C	HS30C-1	4536			1,66		0,62			0,12		
	HS30C-2	4094	4519	-6,6%	1,81	1,75	0,53	0,60	1,17	0,28	0,19	
	HS30C-3	4927			1,77		0,63			0,16		
V	V-1	4970			2,03		2,14			0,07		
	V-2	4970	4970	2,7%	2,11	2,08	2,10	2,56	2,32	0,13	0,17	
	V-3	4969			2,10		3,44			0,31		
H30E	H30E-1	3590			2,42		-0,12			1,97		
	H30E-2	4051	4039	-16,5%	1,74	1,97	-0,38	0,01	0,99	1,79	1,67	
	H30E-3	4123			2,00		0,16			1,71		
	H30E-4	4391			1,72		0,40			1,22		
HS30E	HS30E-1	4189			2,13		-1,00			0,62		
	HS30E-2	-	4014	-17,1%	-	1,89	-	-0,63	0,63	-	0,65	
	HS30E-3	3838			1,65		-0,27			0,68		
I30E	I30E-1	4666			2,46		-0,15			2,04		
	I30E-2	4246	4412	-8,8%	2,31	2,39	-0,32	-0,20	1,10	2,02	2,03	
	I30E-3	4323			2,41		-0,11			2,03		

Fonte: adaptado de Milani (2019).

Os cortes horizontais reduziram significativamente a resistência das paredes para todas as profundidades estudadas, 20%, 30 % e 50%, resultando mais crítico conforme o aumento dessas. Os cortes horizontais modificaram o modo de ruptura das paredes, passando a ocorrer efeitos de flexão, sendo mais acentuados com o aumento da profundidade dos cortes. Os cortes inclinados ($\alpha = 45^\circ$), de 30% e 50%, também reduziram significativamente a resistência das paredes. Comparando com os cortes horizontais de mesmas profundidades, verificou-se que esses foram mais críticos em relação à perda de resistência. Para a menor profundidade de corte o modo de ruptura foi semelhante à alvenaria sobre compressão com expulsão das paredes dos blocos apresentando apenas uma leve flexão. Para a profundidade de 50 % o modo de ruptura foi caracterizado pela flexão acentuada da parede. A tipologia que apresentou a maior perda de resistência foi a de corte horizontal a meia altura, seguida da horizontal superior, e por último, corte inclinado, todas apresentando diferenças significativas em relação à parede de referência. As paredes com cortes verticais não apresentaram diferenças significativas em relação às paredes de referência (MILANI, 2019).

A excentricidade de carregamento provoca em uma perda adicional de resistência para os três tipos de cortes, sendo mais crítica no caso da parede com corte horizontal superior, seguida dos cortes inclinados e dos horizontais a meia altura. Em geral a excentricidade de carregamento causou um efeito de amplificação dos efeitos de flexão das paredes com cortes horizontais a meia altura. No caso das paredes com cortes inclinados a excentricidade da carga modificou o modo de ruptura, para as paredes com carga centrada de mesma profundidade o modo de ruptura havia sido por característico de alvenaria em compressão passando a ser caracterizado por flexão. A parede com corte horizontal superior também apresentou alterações no modo de ruptura, devido ao carregamento excêntrico. Além de um aumento do efeito de flexão, nessas paredes a ruptura ocorreu por tração longitudinal no bloco e não na interface bloco-argamassa como nas demais paredes (MILANI, 2019).

2.1.1.1 Resumo dos Trabalhos

As Tabelas 14, 15 e 16 apresentam, de forma resumida, algumas características dos trabalhos citados na presente revisão bibliográfica, em ordem

cronológica de publicações. As pesquisas anteriores a 1973 carecem de dados mais completos sobre as mesmas, pelo fato das informações serem obtidas a partir de citações de outros trabalhos. O trabalho de Sahlin (2007) não é citado, pois apenas avaliou os resultados de Fisher (1973), sem desenvolver novo estudo experimental ou modelagem numérica.

Tabela 14 – Características gerais dos trabalhos de pesquisa sobre cortes em alvenarias

Trabalho	Ano	Estudo Experimental	Modelagem Numérica	Tipos de Alvenaria		Dimensões das Paredes		
				Cerâmica	Concreto	Altura (m)	Compr. (m)	Espess. (cm)
Hendry (citado)	1963	X	–	–	–	–	–	–
Tsui (citado)	1963	X	–	–	–	–	–	–
Curtin (citado)	1963	X	–	–	–	–	–	–
Fisher	1973	X	–	X	–	2,51 e 2,55	1,32 e 1,37	10,25, 17,8 e 21,5
Kirtschig e Metje	1988	X	–	X	–	2,5, 3 e 3,5	1,24	17,1 a 24,3
Lima	2009	X	–	X	–	2,6	1,2	14
Mojsilovic	2011	X	X	X	–	–	–	15 e 17,5
Soares	2012	X	–	X (não estrutural)	–	1,19	1,22	15
Reichel, Jäger e Bakeer	2013	X	X	X	X	0,75 e 1	0,5, 0,6 e 0,75	24, 30 e 36,5
Milani	2019	X	–	X	–	2,6*	1,2*	14*

* Valores relativos à escala natural. Nesta pesquisa foram utilizados modelos em escala reduzida 1:5.

Fonte: autor.

Tabela 15 – Características dos cortes nos trabalhos de pesquisa sobre rasgos em alvenarias

Trabalho	Ano	Direção dos Cortes			Dimensões dos Cortes		Localização dos Cortes		Preenchimento dos Cortes
		H	V	I	Largura (cm)	Profundidade (cm)	H	V	
Hendry (citado)	1963	-	X	-	1,2 e 1,9	-	-	Metade Superior	-
Tsui (citado)	1963	-	X	-	-	-	-	-	-
Curtin (citado)	1963	-	-	-	-	-	-	-	-
Fisher	1973	-	X	-	3,8	2,5	-	-	-
Kirtschig e Metje	1988	X	X	-	6	1,75, 2,4, 3 e 3,65	-	-	-
Lima	2009	X	X	-	-	-	Metade inferior	Metade superior	X
Mojsilovic	2011	X	X	X (34°)	3,5	4,5 e 5	Terço central da altura	Terço central do compr.	X (argamassas de gesso, cimento e de alta resistência)
Soares	2012	X	X	X (34°)	3,8	4,8	Terço central da altura	Terço central do compr.	X (argamassa)
Reichel, Jäger e Bakeer	2013	X	-	-	3	2,5 e 3	Metade superior	-	-
Milani	2019	X	X	X (45°)	4*	2,8*, 4,2* e 7*	Região superior e central da altura	Região central do compr.	-

* Valores relativos à escala natural. Nesta pesquisa foram utilizados modelos em escala reduzida 1:5.

OBS. H: horizontal; V: vertical; I: inclinado.

Fonte: autor.

Tabela 16 – Principais conclusões dos trabalhos de pesquisa sobre cortes em alvenarias

Trabalho	Ano	Conclusões
Hendry (citado)	1963	Não se observou diminuição na resistência das paredes para cortes verticais.
Tsui (citado)	1963	Não se observou diminuição na resistência das paredes para cortes verticais.
Curtin (citado)	1963	Para paredes de pequenas espessuras deve-se evitar a inserção de cortes.
Fisher	1973	Grande parcela dos cortes verticais pode ser realizado na prática, porém há aumento de fendilhamento e lascamento das paredes. Os cortes horizontais não são recomendados.
Kirtschig e Metje	1988	A redução da resistência das paredes tende a ser proporcional à redução da área de seção transversal ocasionada pelos cortes. Em paredes esbeltas com cortes horizontais o efeito da esbeltez deve ser analisado com cuidado.
Hendry	1998	A perda da resistência das paredes com alvenaria de blocos estruturais, devido a inserção de cortes, foi na ordem de 25%.
Sahlin	2007	Propôs um índice de dano, proporcional ao comprimento acumulado dos cortes e a espessura das paredes, a partir do trabalho de Fisher (1973).
Lima	2009	Não houve uma modificação significativa da carga de ruptura das paredes com inserção de cortes, mas observou-se uma antecipação do início da fissuração.
Mojsilovic	2011	A redução da resistência das paredes com cortes é proporcional à redução da área de seção transversal. O material de preenchimento pode recompor a capacidade de carga das alvenarias. Cortes inclinados ocasionam grande redução na resistência. O modelo analítico de treliça proposto é capaz de prever a resistência de alvenaria com rasgos.
Soares	2012	As dimensões limites dos cortes preconizadas pelo Eurocode 6 seriam bastantes conservadoras, desde que havendo o preenchimento dos rasgos com argamassa de boa resistência, e com exceção dos rasgos na direção inclinada. Em relação à fissuração da alvenaria seriam necessários ensaios mais específicos.
Reichel, Jäger e Bakeer	2013	Cortes horizontais em alvenarias levam a uma redução da capacidade de carga, porém, os valores experimentais excederam o valor teoricamente estimado da resistência das paredes nos testes. Tanto para carregamento concêntrico como excêntrico, a influência de um rasgo horizontal na capacidade de carga pode ser determinada observando-se a redução da seção efetiva. A modelagem numérica indica uma correlação aproximadamente linear entre a profundidade do corte e a excentricidade da força com a redução da capacidade de carga.
Milani	2019	O aumento da profundidade dos cortes, além de redução da resistência, resultou em alterações no comportamento tensão <i>versus</i> deformação, ocorrendo, próximo à ruptura, grandes deformações e deslocamentos fora do plano, como resultado dos efeitos de flexão devido à excentricidade gerada pelos cortes. As deformações específicas na ruptura reduziram nas paredes com cortes. Esses efeitos foram amplificados no caso das paredes com carregamentos excêntricos. A tipologia que apresentou a maior perda de resistência foi a de corte horizontal a meia altura, seguida da horizontal superior, e por último corte inclinado. As paredes com cortes verticais não apresentaram diferenças no comportamento mecânico em relação às paredes de referência.

Fonte: autor.

2.1.2 Normalização Internacional

As normas existentes sobre estruturas de alvenaria especificam de forma bastante variada limites para cortes em alvenarias para passagens de instalações. Na Tabela 17, apresentam-se as normas analisadas nessa revisão de literatura.

Tabela 17 – Normalização internacional relacionada a estruturas de alvenaria

País	Normas Analisadas
Brasil	ABNT NBR 15812-1 (2010)
	ABNT NBR 15961-1 (2011)
	ABNT NBR 16868 (2020)
EUA	TMS 402/ACI 530/ASCE 5 (2008)
Austrália	AS 3700 (2011)
Reino Unido	BS NA EN 1996-1-1:2005 (2007)
	PD 6697 (2010)
Alemanha	DIN EN 1996-1-1:2013-02 (2013)
	DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01 (2015)
União Europeia	EN 1996-1-1:2005 (2005)
Índia	IS 1905 – 1987 (2002)
Canadá	S304.1-04 (2010)
Suíça	SIA 266 (2003)

Fonte: autor.

2.1.2.1 Normalização Brasileira

A ABNT NBR 16868 (2020), que trata do projeto em alvenaria estrutural, estabelece as seguintes diretrizes, ambas no capítulo 10, para cortes em paredes:

- a) qualquer corte em paredes deve ser previsto no projeto estrutural. Qualquer trecho cortado deve ser descontado da seção da parede no projeto.
- b) cortes verticais de comprimento superior a 60 cm definem elementos distintos.
- c) não são permitidos condutores de fluidos embutidos em paredes estruturais, exceto quando a manutenção não exigir corte.

O item "a" foi incluído em relação às versões anteriores da norma, quais sejam: ABNT NBR 15812-1 (2010), que trata do projeto de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, quanto a ABNT NBR 15961-1 (2011), que fixa diretrizes para o

projeto de alvenaria estrutural de blocos de concreto. Ambas as normas também apresentavam as seguintes restrições dimensionais aos cortes horizontais, retiradas da atualização:

- a) não é permitido corte individual horizontal de comprimento superior a 40 cm em paredes estruturais.
- b) não são permitidos cortes horizontais em uma mesma parede cujos comprimentos somados ultrapassem 1/6 do comprimento total da parede em planta.

Na Tabela 18 apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes em alvenarias pela normalização brasileira analisada.

Tabela 18 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização brasileira

Direção dos cortes	Limite de comprimento (cm)
Horizontais	$\leq 40^a$
Verticais	$\leq 60^b$

a) soma dos cortes não deve ultrapassar 1/6 da largura total da parede (limites apresentados somente nas normas ABNT NBR 15812-1 (2010) e ABNT NBR 15961-1 (2011) e excluídos da ABNT NBR 16868 (2020)).

b) a normalização não proíbe cortes acima deste limite, apenas recomenda que as paredes sejam consideradas como elementos distintos.

Fonte: adaptado da ABNT NBR 15812-1 (2010), ABNT NBR 15961-1 (2011) e ABNT NBR 16868 (2020).

2.1.2.2 Normalização Estadunidense

A norma estadunidense TMS 402/ACI 530/ASCE 5 (2008), no item 5.9.1, define que cortes com comprimento maior do que 30,5 cm devem ser suportados por vergas. Além disso, é estabelecido que no dimensionamento das paredes de alvenaria à compressão, as áreas de cortes devem ser descontadas da área bruta (item 5.4). Na Tabela 19, apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes em alvenarias pela normalização estadunidense, a qual é, portanto, bastante incipiente nessa questão.

Tabela 19 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização estadunidense

Limite de comprimento (cm)
$\leq 30,5^a$
a) acima disso prever a utilização de vergas

Fonte: adaptado de TMS 402/ACI 530/ASCE 5 (2008).

2.1.2.3 Normalização Australiana

Segundo a AS 3700 (2011), no item 6.7, o efeito de qualquer corte que seja necessário em uma parede deve ser levado em conta no dimensionamento, a fim de garantir que a alvenaria possua o desempenho adequado, incluindo resistência estrutural, resistência à umidade, ao fogo, insolação, entre outras propriedades esperadas. A consideração do efeito dos cortes no tempo de resistência ao fogo para fins estruturais deve seguir os seguintes critérios:

a) para paredes carregadas verticalmente

- para cortes verticais: ignorado.
- para cortes horizontais com comprimento menor que quatro vezes a espessura: ignorado.
- para cortes horizontais com comprimento maior que quatro vezes a espessura: considerado, usando a relação de esbeltez da parede baseada na espessura na região do corte.

b) para paredes carregadas verticalmente e horizontalmente

- onde o comprimento do corte é menor que 1/2 da altura para cortes verticais ou 1/2 do comprimento para cortes horizontais: ignorado;
- onde o comprimento do corte é maior que a 1/2 da altura para cortes verticais ou 1/2 do comprimento para cortes horizontais: considerado, usando a relação de esbeltez da parede, baseada na espessura na região do corte.

Na Tabela 20 apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes em alvenarias pela normalização australiana, considerando o efeito dos rasgos no tempo de resistência ao fogo para fins estruturais.

Tabela 20 – Limites para cortes considerando o tempo de resistência ao fogo em estruturas de alvenaria pela normalização australiana

Direção dos cortes	Limite de comprimento ^a	
	Direção do carregamento	
	Vertical	Vertical e horizontal
Horizontal	< 1/4 espessura da parede	< 1/2 comprimento da parede
Vertical	–	< 1/2 altura da parede

a) considerar o efeito do corte acima deste limite no tempo de resistência ao fogo.

Fonte: adaptado de AS 3700 (2011).

Os efeitos dos cortes nos períodos de resistência ao fogo quanto à integridade e ao isolamento são considerados a seguir:

a) para paredes maciças

- os efeitos devem ser ignorados quando a profundidade do material removido não for superior a 3 cm, a área da seção transversal do rasgo não for superior a 10 cm² e a área total da face do rasgo for superior a 1000 cm², em ambas as faces da parede, em qualquer área de 5 m²;
- para os outros casos, os efeitos devem levados em conta no cálculo da integridade e do isolamento, baseada na espessura da parede na região do corte.

b) para as paredes de blocos vazados, o efeito deve ser sempre considerado, com base na espessura da parede na região do corte.

Na Tabela 21 apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes em alvenarias pela normalização australiana, considerando o efeito dos cortes nos períodos de resistência ao fogo quanto à integridade e ao isolamento.

Tabela 21 – Limites para cortes considerando-se o efeito dos rasgos nos períodos de resistência ao fogo quanto à integridade e ao isolamento em estruturas de alvenaria pela normalização australiana

Limites dimensionais dos cortes	Blocos maciços^a	Blocos vazados^c
Profundidade (cm)	≤ 3	–
Área da seção transversal (cm ²)	≤ 10	–
Área da face (cm ²)/5m ² de parede	$\leq 1000^b$	–

a) efeitos dos rasgos na integridade e no isolamento considerados acima desses limites.

b) considerando ambas as faces.

c) efeitos dos rasgos na integridade e no isolamento sempre considerados.

Fonte: adaptado de AS 3700 (2011).

2.1.2.4 Normalização Europeia

O item 8.6 da EN 1996-1-1:2005 (2005), designada Eurocode 6, apresenta as recomendações quanto a cortes em paredes de alvenaria. Têm-se, como regras gerais:

- a) os cortes não podem prejudicar a estabilidade da parede;
- b) os cortes não devem atravessar vergas ou outros elementos estruturais internos à parede, nem devem ser permitidos em elementos de alvenaria estrutural a menos que especificado pelo calculista;
- c) em paredes duplas, os cortes devem ser considerados separadamente para cada lado.

Para cortes verticais as reduções de resistência à compressão, ao cisalhamento e à flexão não precisam ser avaliadas desde que esses tenham profundidades menores que $t_{ch,v}$, onde se deve incluir qualquer orifício aberto decorrente da execução do corte. O Eurocode 6 apresenta valores de $t_{ch,v}$ recomendados para execução de cortes verticais sem necessidade de verificações adicionais de cálculo, apresentados na Tabela 22.

Os cortes horizontais e inclinados devem estar posicionados dentro de 1/8 da altura livre de parede, acima ou abaixo de um piso. A profundidade total, a qual deve

incluir qualquer aumento provocado pelo processo de corte, deve ser inferior a $t_{ch,h}$. Além disso, a excentricidade na região do corte deve ser inferior a $t/3$. Na Tabela 23 apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes horizontais e inclinados em alvenarias pela normalização europeia.

A EN 1996-1-1:2005 (2005) especifica que quando os cortes estiverem fora dos limites apresentados no regulamento, o efeito sobre a capacidade de suporte de carga deve ser levado em consideração da seguinte forma: os cortes horizontais ou inclinados devem ser tratados verificando a resistência da parede na posição do corte, levando em consideração a excentricidade da carga. Além disso, a norma menciona que a redução da capacidade de suporte de carga vertical pode ser considerada proporcional à redução da área da seção transversal devido a qualquer corte, desde que a redução da área não exceda 25%.

Tabela 22 – Limites para cortes verticais em estruturas de alvenaria pela normalização europeia

Espessura da parede (cm)	Cortes executados após a construção da parede		Cortes executados durante a construção da parede	
	Profundidade máxima (cm)	Largura máxima (cm)	Espessura mínima remanescente da parede (cm)	Largura máxima (cm)
8,5-11,5	3	10	7	30
11,6-17,5	3	12,5	9	30
17,6-22,5	3	15	14	30
22,6-30	3	17,5	17,5	30
> 30	3	20	21,5	30

NOTA 1: a máxima profundidade deve incluir qualquer orifício aberto decorrente da execução do corte.

NOTA 2: cortes verticais que não se estendam mais do que um terço do pé direito acima do nível do piso devem ter uma profundidade limitada a 8 cm e uma largura limitada em 12 cm, se a espessura da parede for maior ou igual a 22,5 cm.

NOTA 3: a distância horizontal entre cortes ou entre cortes e aberturas deve ser maior que 22,5 cm

NOTA 4: a distância horizontal entre dois cortes adjacentes ou um corte e uma abertura, no mesmo lado ou em lados opostos da parede, não deve ser menor do que duas vezes a largura do corte mais largo.

NOTA 5: a soma das larguras dos cortes verticais não pode exceder 13% do comprimento da parede.

Fonte: adaptado de EN 1996-1-1:2005 (2005).

Tabela 23 – Limites para cortes horizontais e inclinados em estruturas de alvenaria pela normalização europeia

Espessura da parede (cm)	Profundidade máxima (cm)	
	Comprimento ilimitado	Comprimento $\leq 1,25$ m
8,5-11,5	0	0
11,6-17,5	0	1,5
17,6-22,5	1	2
22,6-30	1,5	2,5
> 30	2	3

NOTA 1: a máxima profundidade deve incluir qualquer orifício aberto decorrente da execução do corte.

NOTA 2: a distância horizontal entre o fim de um corte e uma abertura deve ser maior que 50 cm.

NOTA 3: a distância horizontal entre cortes com comprimentos limitados (menores que 1,25 m), independente de estarem localizados no mesmo lado ou em lados opostos da parede, não pode ser menor do que o dobro do comprimento do corte mais longo.

NOTA 4: em paredes com espessura superior a 17,5 cm, a profundidade do corte pode ser aumentada em 1 cm, caso seja utilizada uma máquina com corte preciso. Se for utilizado máquina de corte, rasgos com até 1 cm de profundidade podem ser feitos em ambos os lados das paredes que possuam espessuras maiores do que 22,5 cm.

NOTA 5: a largura dos cortes não pode exceder a metade da espessura residual da parede.

Fonte: adaptado de EN 1996-1-1:2005 (2005).

2.1.2.5 Normalização Alemã

Nas Tabelas 19 e 20 da DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01 (2015) são dados valores limites para que os cortes possam ser desconsiderados da análise estrutural das paredes. A norma corresponde ao anexo alemão do Eurocode 6. Quando esses limites são ultrapassados é necessária uma análise estrutural de acordo com a norma DIN EN 1996-1-1:2013-02 (2013).

De acordo com a norma alemã os rasgos horizontais e inclinados podem gerar excentricidades consideráveis na parede. A Tabela 24 (Tabela 19 da norma) apresenta os limites para essa situação. Nas Figuras 16 e 17 apresentam-se, respectivamente, os limites para comprimento ilimitado e para comprimentos menores que 1,25 m, por meio de uma perspectiva das paredes, sendo a área cinza a área de permissão para a inserção de cortes.

Tabela 24 – Limites para cortes horizontais e inclinados em estruturas de alvenaria pela normalização alemã

Espessura da parede (cm)	Máxima profundidade do rasgo (cm) $t_{ch,ha}$	
	Comprimento ilimitado	Comprimento menor que 1,25 m ^b
11,5-14,9	–	–
15-17,4	–	0 ^c
17,5-23,9	0 ^c	2,5
24-29,9	1,5 ^c	2,5
Acima de 30	2 ^c	3

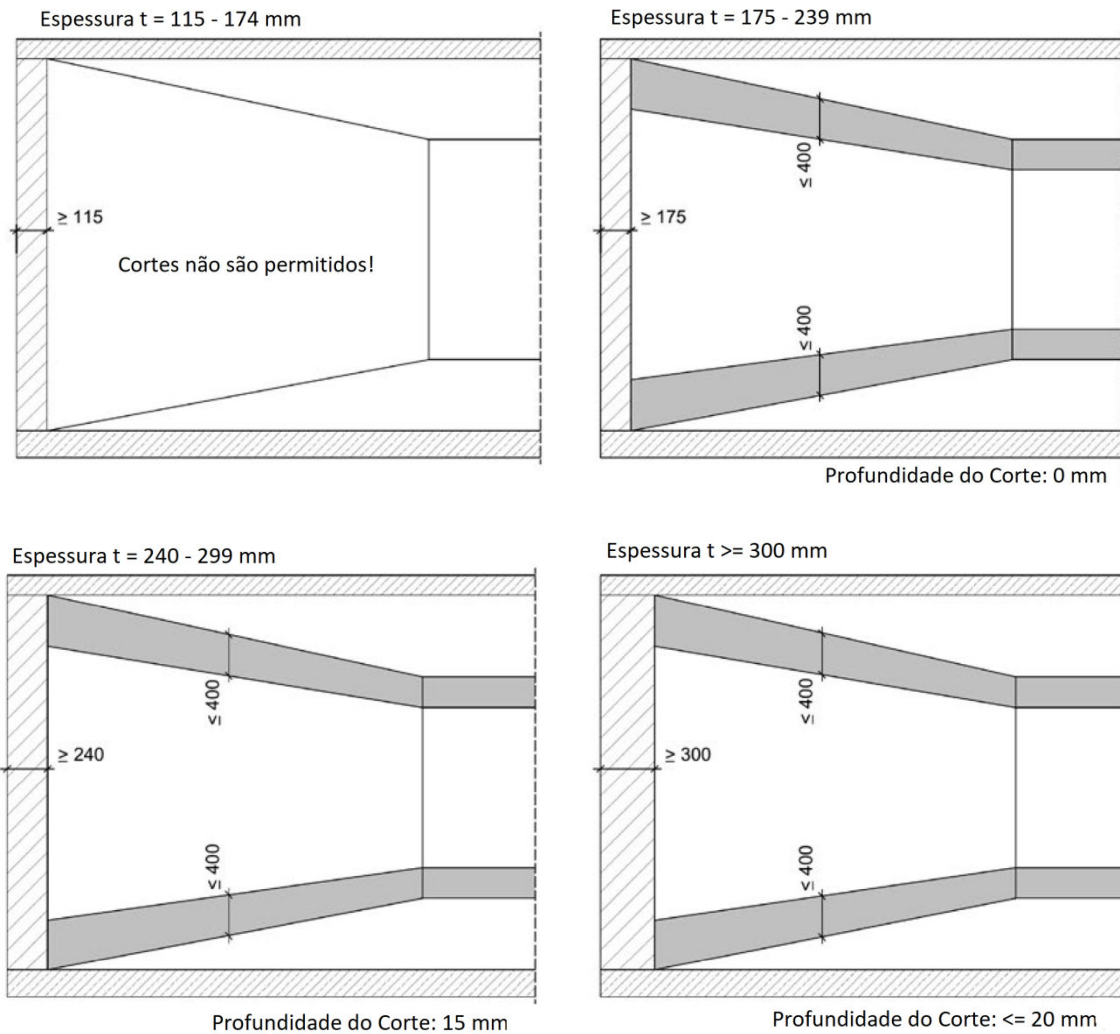
a) rasgos horizontais e inclinados são permitidos apenas em um intervalo menor do que 40 cm acima ou abaixo da laje de concreto e, em cada caso, em um lado da parede.

b) os rasgos devem respeitar uma distância mínima longitudinal de 49 cm da extremidade da parede, e só podem ser posicionados entre si a uma distância de no mínimo duas vezes o comprimento do maior rasgo.

c) a profundidade pode ser aumentada em 1 cm quando são utilizadas ferramentas com as quais o corte pode ser executado com precisão. Com o uso de tais ferramentas também se permite cortes em ambos os lados em paredes com espessura maior que 24 cm, a uma profundidade de 1 cm.

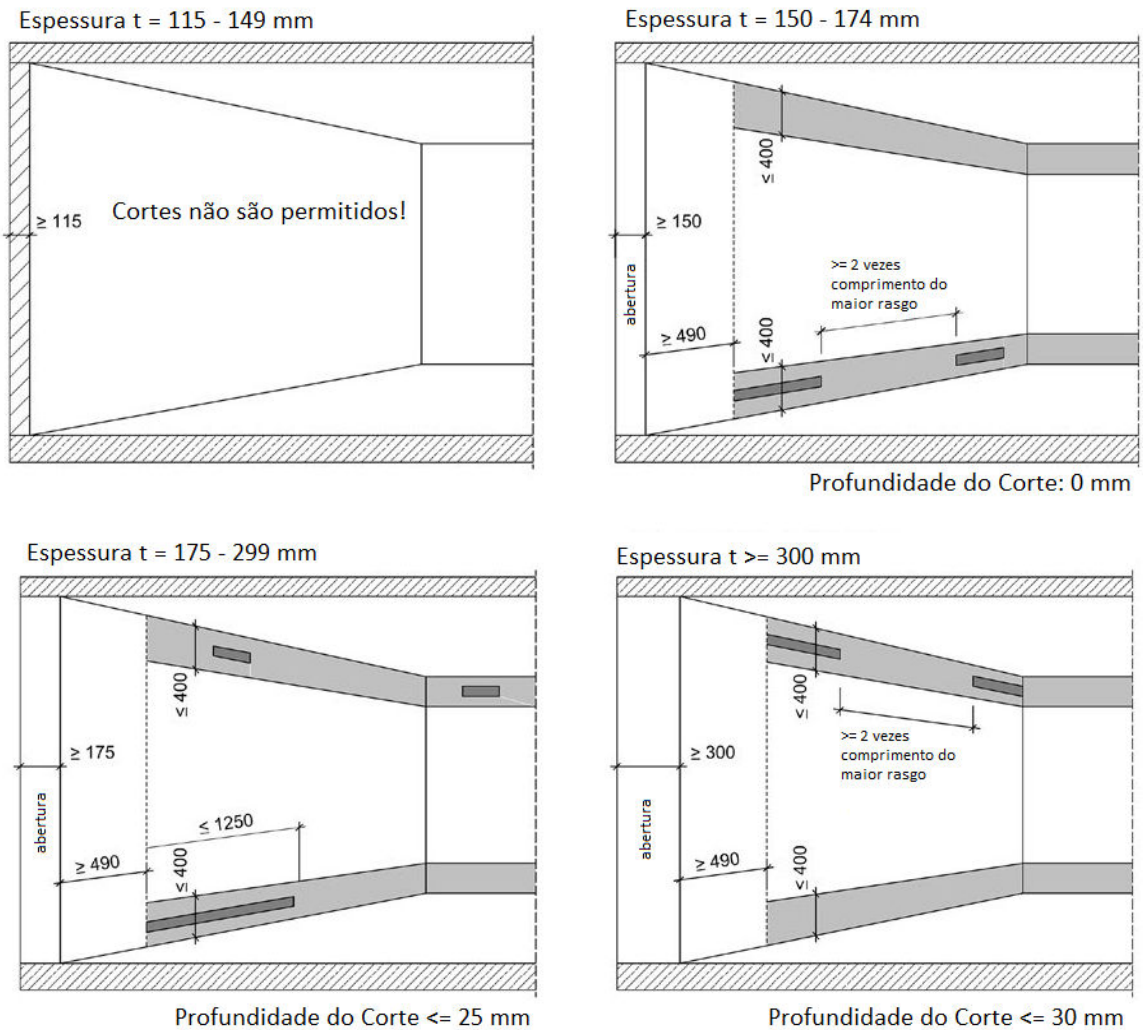
Fonte: adaptado de DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01 (DIN, 2015).

Figura 16 – Limites para cortes horizontais e inclinados com comprimento ilimitado pela normalização alemã



Fonte: adaptado de DGFM (2015).

Figura 17 – Limites para cortes horizontais e inclinados com comprimento menor que 1,25 m pela normalização alemã



Fonte: adaptado de DGFM (2015).

Para os rasgos verticais, os limites são estabelecidos pela Tabela 25 (Tabela 20 da norma), sendo considerados de forma distinta de acordo com o tipo de produção dos cortes.

Tabela 25 – Limites para cortes verticais em estruturas de alvenaria pela normalização alemã

Espessura da parede (cm)	Cortes executados após a construção da parede ^c		Cortes executados durante a construção da parede			
	Profundidade máxima ^a $t_{ch,v}$ (cm)	Largura máxima ^b (cm)	Espessura mínima remanescente da parede (cm)	Largura máxima ^b (cm)	Distância mínima dos cortes	
					De aberturas	Entre eles
11,5-14,9	1	10	–	–	≥ 2 vezes largura do corte; ≥ 24 cm	≥ largura do corte
15-17,4	2	10	–	–		
17,5-19,9	3	10	11,5	26		
20-23,9	3	12,5	11,5	30		
24-29,9	3	15	11,5	38,5		
30-36,4	3	20	17,5	38,5		
Acima de 36,5	3	20	24	38,5		

a) cortes verticais que não se estendam mais do que 1 m acima do nível do piso devem ter uma profundidade limitada até 8 cm em paredes de espessura mínima de 24 cm, e uma largura limitada em 12 cm.

b) a largura total dos cortes não deve ser superior a 2 m de comprimento de parede.

c) o espaçamento dos rasgos e aberturas deve ser maior que 11,5 cm.

Fonte: adaptado de DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01 (DIN, 2015).

2.1.2.6 Normalização Britânica

O Reino Unido também apresenta seu anexo nacional ao Eurocode 6. A BS NA EN 1996-1-1:2005 (2007) indica somente pequenas modificações em relação às tabelas de dimensões limites para execução de cortes e recuos verticais, horizontais e inclinados da EN 1996-1-1:2005 (2005). O documento complementar BS PD6697 (2010) também traz recomendações. A Tabela 26 apresenta as alterações para o caso de cortes e recuos verticais.

Tabela 26 – Modificações dos valores limites para cortes verticais em relação ao Eurocode 6

Espessura da parede (cm)	Cortes e recuos executados após a construção da parede		Cortes e recuos executados durante a construção da parede	
	Profundidade máxima (cm)	Largura máxima (cm)	Espessura mínima remanescente da parede (cm)	Largura máxima (cm)
7,5-8,9	3	7,5	6	30
9-11,5	3	10	7	30

Fonte: adaptado de BS NA EN 1996-1-1:2005 (2007).

2.1.2.7 Normalização Indiana

Segundo a IS 1905 – 1987 (2002), cortes só são permitidos na alvenaria se estes não prejudicarem a resistência e a estabilidade da estrutura. Devem ser considerados no projeto estrutural e ter sua construção detalhada, a não ser que fiquem dentro dos limites estabelecidos por essa norma. Dentre as principais recomendações, tem-se:

- a) na medida do possível, as instalações devem ser planejadas com o uso de rasgos verticais, sendo que o uso de cortes horizontais deve ser evitado;
- b) para paredes estruturais, a profundidade dos rasgos verticais e horizontais não deve exceder 1/3 a 1/6 da espessura da parede, respectivamente;
- c) os rasgos verticais não devem estar mais próximos que 2 m em qualquer trecho de parede e não devem estar localizados a menos de 34,5 cm de uma abertura ou a menos de 23 cm de uma parede adjacente, conectada em cruz. A largura de um rasgo vertical não deve exceder a espessura da parede em que ocorre;
- d) evitar rasgos horizontais com mais de 6 cm de largura em paredes que apresentem esbeltez superior a 15. Os rasgos horizontais devem estar localizados na parte superior ou inferior dos terços da parede, a uma distância não inferior a 60 cm de um apoio lateral;
- e) nenhum rasgo horizontal deve exceder 1 m de comprimento e não deve haver mais de dois rasgos em qualquer parede. Os rasgos horizontais devem ter um mínimo de separação entre si de 50 cm. A soma dos comprimentos de todos os

rasgos em qualquer plano horizontal não deve exceder 1/4 do comprimento da parede;

f) nenhum rasgo deve ser executado em qualquer trecho de uma parede de alvenaria cujo comprimento é inferior a quatro vezes a espessura da parede, exceto quando o projeto estrutural garantir a segurança;

g) a alvenaria diretamente acima de um corte de comprimento maior que 30 cm deve ser suportada, em casos gerais, por uma verga;

h) na medida do possível, os rasgos na alvenaria devem ser realizados no momento da construção da alvenaria, evitando o corte subsequente. Se o corte for inevitável, deve ser feito sem danos na alvenaria circundante. É desejável usar ferramentas que não dependem de impacto pesado para ação do corte;

i) os rasgos não devem ser cortados em paredes feitas de blocos vazados após os mesmos terem sido incorporados na alvenaria.

Na Tabela 27 apresenta-se um quadro resumo dos limites para cortes em alvenarias pela normalização indiana.

Tabela 27 – Limites para cortes em estruturas de alvenaria pela normalização indiana

Direção dos cortes	Profundidade limite	Distância			Comprimento limite
		Entre rasgos	Entre rasgo e abertura	Entre rasgo e parede adjacente	
Horizontal ^b	6 cm ^a	≥ 0,5 m	–	≥ 60 cm	1 m ^c
Vertical	1/3 espessura da parede	≥ 2 m	≥ 34,5 cm	≥ 23 cm	–

a) em paredes que apresentem esbeltez menor que 15.

b) devem estar localizados apenas nos terços superior ou inferior das paredes e deve haver no máximo dois rasgos por parede.

c) a soma dos rasgos não deve ultrapassar 1/4 do comprimento da parede.

NOTA EXTRA: o comprimento mínimo das paredes com rasgos deve ser igual a quatro vezes a espessura das paredes.

Fonte: adaptado de IS 1905 – 1987 (2002).

2.1.2.8 Resumo das Normas

A partir das normas analisadas verifica-se uma grande heterogeneidade nos limites dimensionais e posicionamentos permitidos para os cortes. Na Tabela 28 apresenta-se um quadro resumo com alguns limites dimensionais indicados para os cortes nas diferentes normas analisadas.

Tabela 28 – Resumo dos limites dimensionais para cortes na normalização internacional

País da Normalização	Cortes Horizontais		Cortes Verticais		
	Comprimento Máximo (cm)	Profundidade Máxima (cm)	Comprimento Máximo (cm)	Profundidade Máxima (cm)	Largura Máxima (cm)
Brasil	40 ^a (soma não deve ultrapassar 1/6 do comprimento da parede) ^a	–	60	–	–
EUA	30,5	–	30,5	–	–
Austrália	1/2 comprimento da parede (carregamento vertical e horizontal) 1/4 espessura da parede (carregamento vertical)	3 (blocos maciços)	1/2 altura da parede	3 (blocos maciços)	–
Reino Unido	–	Até 3	–	3	10 a 20 (corte após construção) Até 30 (corte durante construção)
Alemanha	–	Até 3	–	1 a 3	10 a 20 (corte após construção) Até 38,5 (corte durante construção)
União Europeia	–	Até 3	–	3	10 a 20 (corte após construção) 30 (corte durante construção)
Índia	100 (soma não deve ultrapassar 1/4 do comprimento da parede)	6	–	1/3 espessura da parede	–

a) Limites excluídos da ABNT NBR 16868 (2020).

Fonte: autor.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Metodologicamente, a pesquisa foi dividida em duas grandes etapas: desenvolvimento de macromodelo sólido em elementos finitos de paredes com cortes, com sugestão de equações para avaliação da queda de resistência mecânica na compressão; e modelagem discreta das paredes por meio da metodologia LDEM (*Lattice Discrete Element Method*), a fim de se observar com maior precisão o comportamento mecânico das paredes, bem como o mecanismo de ruptura das alvenarias. Cada uma das etapas é apresentada na sequência do capítulo.

3.1 MACROMODELO SÓLIDO EM ELEMENTOS FINITOS DE PAREDES COM CORTE

3.1.1 Desenvolvimento e Ajuste do Modelo Numérico

A primeira modelagem em elementos finitos foi realizada por meio de elementos sólidos, utilizando-se os resultados experimentais obtidos por Milani (2019) no ajuste do modelo numérico proposto. Foram utilizadas as mesmas dimensões das paredes em escala reduzida (24 cm x 52 cm), o que corresponderia, na escala natural, a paredes de 1,20 m de largura e 2,60 m de altura. A espessura adotada foi de 2,8 cm, equivalente a 14 cm na escala natural. Foram considerados cortes verticais, horizontais e inclinados com ângulo de 45°, bem como paredes sem cortes, de referência. Para os cortes com direção horizontal, foi variada também a posição em relação à altura, sendo analisados cortes na região central da parede e cortes no terço superior em relação à altura. A profundidade do corte (t_c) teve valores variáveis de 20%, 30% e 50% da espessura das paredes. Na Tabela 29 são apresentadas as nomenclaturas das paredes que foram estudadas no ajuste da modelagem numérica, e os respectivos dados dos cortes (direção, localização e redução de espessura). Na Figura 18 mostram-se os esquemas estruturais das respectivas paredes modeladas. Para a validação do modelo de elementos finitos desenvolvido, verificou-se a compatibilidade entre os deslocamentos das paredes no plano e fora do plano, obtidos no estudo experimental (MILANI, 2019), com os resultados do modelo numérico desenvolvido, para as cargas de ruptura de cada

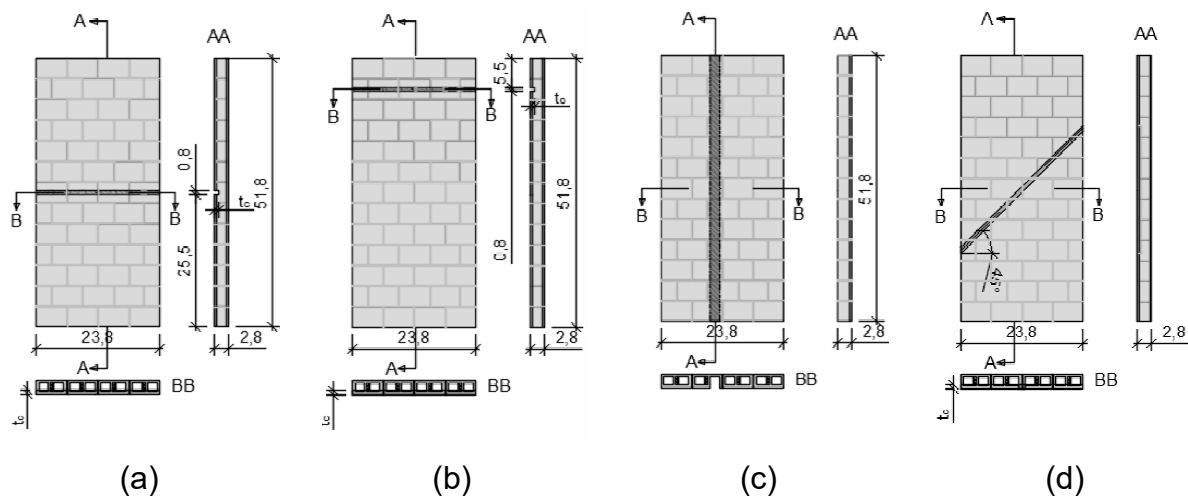
parede. Foi realizada uma média dos deslocamentos obtidos no plano nas faces A e B das paredes, conforme pontos de medição apresentados na Figura 15.

Tabela 29 – Descrição e denominação de paredes do programa experimental

Parede	Dados dos cortes		
	Direção	Localização	Redução da Espessura (%)
H20C	Horizontal	Central	20
H30C			30
H50C			50
HS30C	Vertical	Superior	30
V		Central	-
I30C	Inclinado (ângulo de 45°)	Central	30
I50C			50
REF		Sem corte	

Fonte: adaptado de Milani (2019).

Figura 18 – Esquemas estruturais das paredes com cortes: a) corte horizontal central; b) corte horizontal superior; c) corte vertical; d) corte inclinado

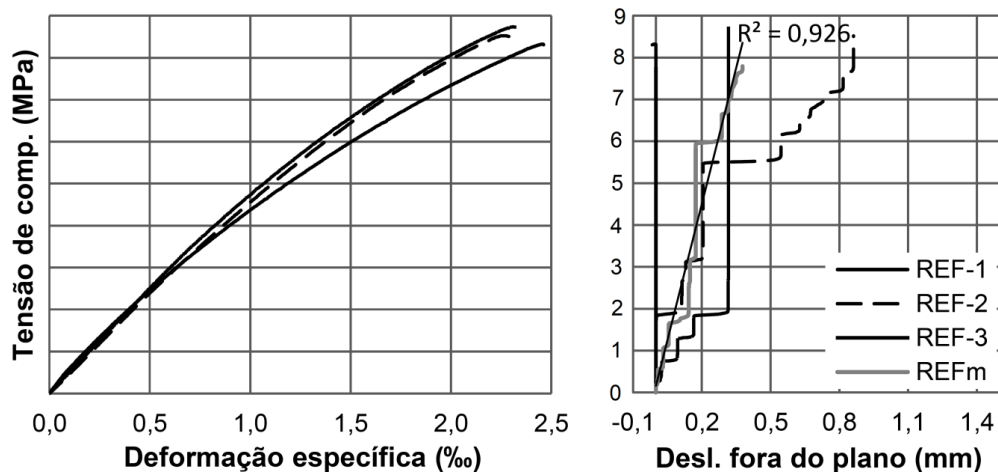


Fonte: adaptado de Milani (2019).

Para a modelagem numérica das paredes em elementos finitos foi utilizado o *software* Abaqus/CAE 6.13. Foi considerada análise elástico-linear, tendo em vista que esse tipo de modelagem representa com boa aproximação o comportamento da estrutura em serviço, em virtude do diagrama tensão-deformação da alvenaria ser aproximadamente linear até a tensão de ruptura (MILANI, 2019), conforme apresentado na Figura 19, comportamento este também observado, por exemplo, por Mojsilovic (2011) e Vicente *et al.* (2014). Considerando-se uma linearização da curva até a tensão de compressão máxima média de 8,53 MPa e a respectiva

deformação específica média de 2,25‰, definiu-se um módulo de elasticidade longitudinal (E) igual a 3791 MPa, utilizado nos modelos numéricos. O coeficiente de Poisson (ν) da alvenaria foi considerado igual a 0,18, também a partir dos dados experimentais de referência.

Figura 19 – Diagramas tensão *versus* deformação específica e deslocamento fora do plano das paredes de referência



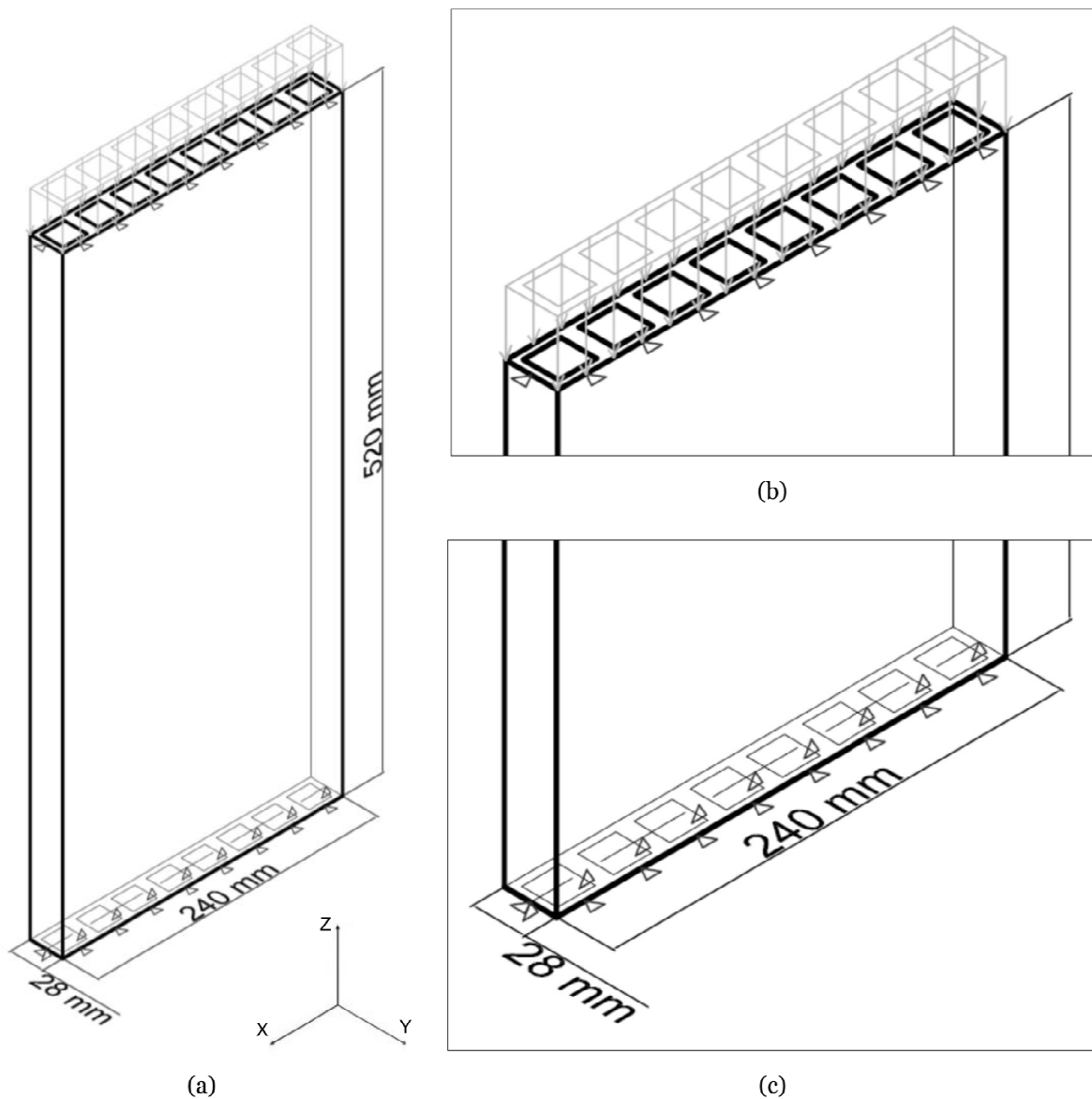
Fonte: Milani (2019).

A alvenaria foi macromodelada como um sólido tridimensional único, com a presença de septos compatíveis aos dos blocos utilizados no estudo experimental, conforme mostrado na Figura 20-a. Até se chegar nessa configuração foram testadas diferentes situações de modelagem para as paredes em escala reduzidas estudadas por Milani (2019): modelos bidimensionais, sólidos 3D maciços (sem septos) com as dimensões de largura, espessura e altura reais das paredes em escala reduzida; sólidos 3D maciços com largura adaptada para ajuste da inércia (compatível com o modelo com septos); e, finalmente, sólidos 3D com septos conforme blocos utilizados no estudo experimental. Também foram realizados testes considerando a presença de elementos de interface simulando a descontinuidade entre os blocos devido às juntas de argamassa, os quais não apresentaram boa resposta para o problema em questão.

Os carregamentos foram aplicados por meio de pressões uniformemente distribuídas no topo das paredes (Figura 20-b), conforme carga de ruptura média obtida pelo trabalho de Milani (2019), para cada grupo de parede estudado com cargas centralizadas, conforme a Tabela 12 apresentou. Como condições de

contorno, houve a restrição dos deslocamentos nas direções ortogonais a aplicação do carregamento (eixos X e Y), nas faces superior (Figura 20-b) e inferior das alvenarias (Figura 20-c), bem como a utilização da restrição na direção do carregamento (eixo Z) na base (Figura 20-c), em uma linha compreendida no ponto médio da espessura das paredes, simulando um comportamento de rótula.

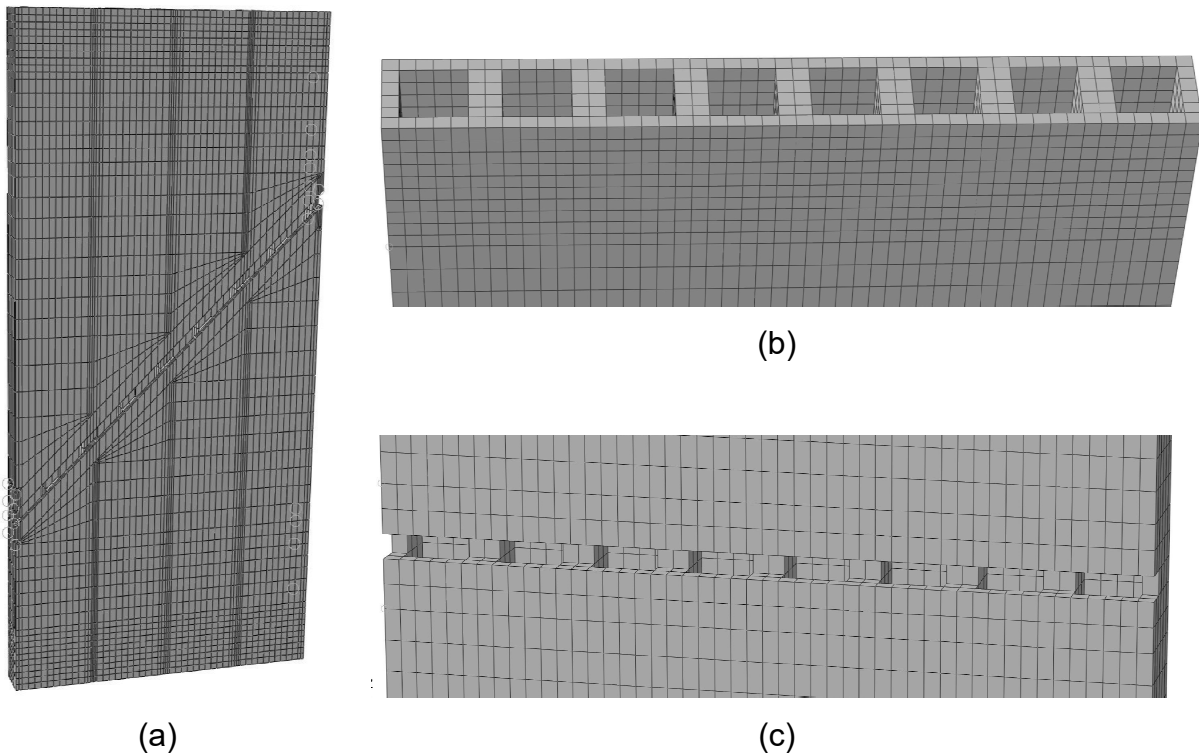
Figura 20 – Características dos modelos numéricos em elementos finitos: a) geometria; b) carregamento e condições de contorno do topo; c) condições de contorno da base



Fonte: autor.

Optou-se pela utilização de uma malha regular de elementos finitos. O elemento finito utilizado no Abaqus foi o C3D8R. O elemento sólido C3D8R é um elemento finito tridimensional que possui oito nós, com três graus de liberdade por nó, referentes às translações nas direções X, Y e Z (coordenadas globais), e integração reduzida (1 ponto de integração). O modelo numérico da parede de referência foi gerado com 86286 nós e 64368 elementos, havendo a necessidade de uma maior discretização nas regiões superior e inferior das paredes (tamanho dos *seeds* de 5 mm), após realização de um estudo de malha. No restante das regiões são adotados tamanhos de *seeds* de 10 mm. Para as paredes com cortes, o número médio de nós gerados foi de 88282, enquanto o número médio de elementos atingiu o valor de 69623. Na Figura 21-a mostra-se a malha de elementos finitos empregado para a parede I30C, bem como as Figuras 21-b e 21-c mostram detalhes da malha para a parede H30C.

Figura 21 – Malha de elementos finitos: a) parede I30C; b) detalhe na região de topo da parede H30C; c) detalhe na região de corte da parede H30C



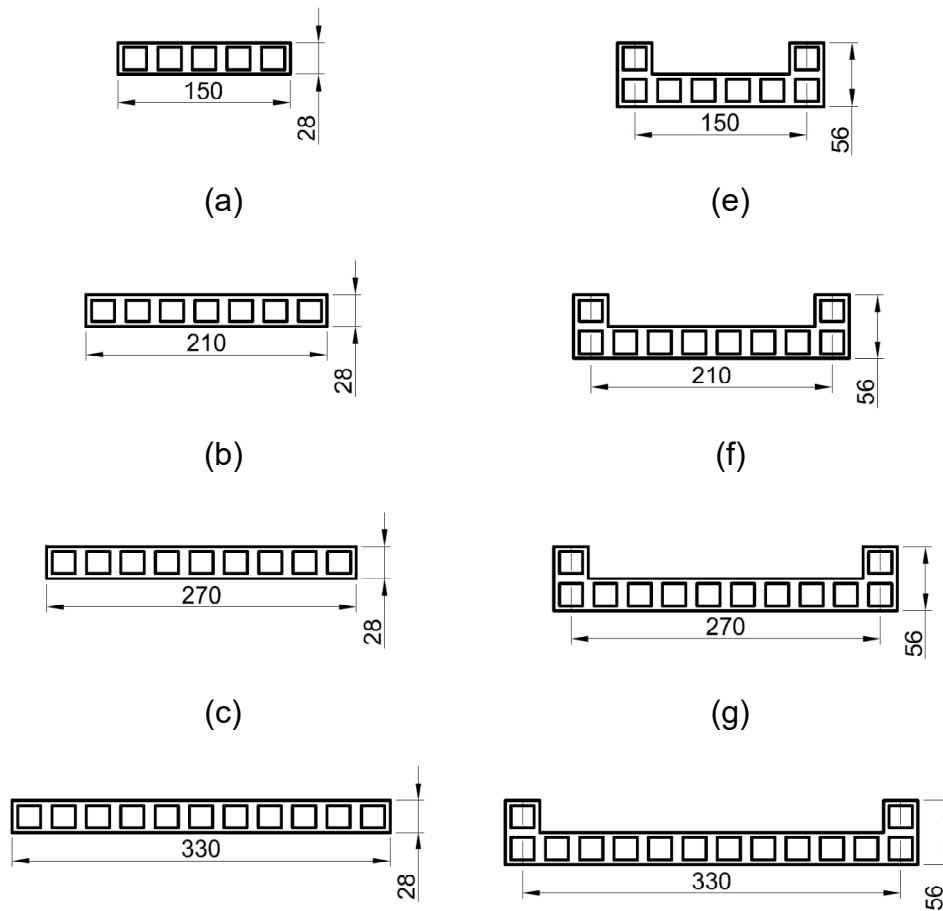
Fonte: autor.

3.1.2 Modelagem numérica de paredes com diferentes geometrias e cortes

Nessa etapa, objetivou-se testar paredes com diferentes características geométricas, bem como distintas configurações de corte, com e sem a consideração de amarrações e efeito de flange, a fim de se observar o comportamento das alvenarias em relação aos deslocamentos no plano e fora do plano. Foram adotadas dimensões compatíveis com os modelos reduzidos estudados por Milani (2019), na escala 1:5. Foram adotados quatro comprimentos distintos para as paredes (150, 210, 270 e 330 mm), para altura fixa (520 mm), resultando em quatro relações H/L (altura/comprimento) para os modelos. A espessura utilizada foi de 28 mm. Para cortes de orientação horizontal, foram estudados dois posicionamentos (centralizado e superior em relação à altura), enquanto, para cortes de orientação inclinada, se adotou apenas a configuração centralizada, com inclinação de 45° . Para todas as configurações citadas, a profundidade dos cortes variou entre 20%, 30% e 50%, além das paredes de referência (sem cortes).

Esta etapa foi realizada com modelos sem amarrações, e repetido com paredes com amarrações do tipo L. A Figura 22 apresenta as oito seções de paredes distintas modeladas. Ao todo, 80 modelos foram testados. Foi aplicada uma carga de referência igual a 1 MPa no topo das paredes, para todas as paredes testadas numericamente. As condições de contorno, material empregado e demais características dos modelos seguiram as mesmas condições definidas na etapa anterior de ajuste do modelo numérico.

Figura 22 – Seções transversais dos modelos estudados (dimensões em mm)



Fonte: autor.

3.1.3 Modelo de Previsão da Diminuição de Resistência

A partir dos modelos numéricos gerados de acordo com o item 3.1.2, bem como dos dados experimentais disponíveis do trabalho de Milani (2019), estabeleceu-se, nesta etapa, relações numéricas entre a geometria das paredes e dos cortes com a queda de resistência das alvenarias. Como dados de entrada nesta proposta foram utilizados os valores de deslocamentos das paredes no plano, obtidos numericamente, e os valores médios de resistência das paredes estudadas experimentalmente.

Para as paredes com dados experimentais disponíveis (paredes sem amarrações), consideraram-se as cargas médias de ruptura obtidas no estudo de Milani (2019) para descrever a queda de resistência ocasionada pelo aumento do percentual de corte nas alvenarias, e sugerir fatores de queda de resistência. A partir dos valores experimentais de carregamento médio, geraram-se equações que

melhor descreveriam o comportamento da variação da carga conforme a porcentagem de corte (maior R^2). A partir das equações obtidas, gerou-se a previsão de carga média que se teria para os modelos sem dados experimentais (grupos de paredes HS20C, HS50C e I20C). A partir disso, verificaram-se as deformações específicas de ruptura para tais carregamentos nos modelos numéricos desenvolvidos, verificando-se se havia uma boa convergência de comportamento com os dados experimentais disponíveis.

A partir da validade das cargas, sugeriu-se a proposição de fatores de redução de resistência das paredes sem amarrações, de forma similar ao que a ABNT NBR 16868 (2020) define a partir do fator R , considerando o efeito da esbeltez das paredes na queda de resistência das paredes de alvenaria estrutural. A norma brasileira considera que o cálculo da força normal resistente de cálculo da alvenaria (N_{rd}), é dado pela expressão:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (5)$$

onde

f_d = resistência à compressão de cálculo (resistência à compressão característica (f_k)/coeficiente de ponderação de resistência (γ_m)).

A = Área da seção resistente.

R = fator redutor da resistência da parede em razão da esbeltez da parede.

O fator R é definido pela Equação 6 e a esbeltez (λ) é dada pela Equação 7, sendo h_{ef} é a altura efetiva da parede, e t_{ef} sua respectiva espessura efetiva.

$$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3 \quad (6)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (7)$$

O primeiro fator sugerido teve como objetivo indicar o percentual de resistência que uma parede com corte possui em relação a uma dada parede íntegra

(Equação 8). O mesmo foi nomeado como Fator de Resistência devido a Cortes, sendo designado a partir da sigla R_C , a ser multiplicado na Equação 6.

$$R_C = \frac{\text{Carga de ruptura (parede com corte)}}{\text{Carga de ruptura (parede de referência)}} \quad (8)$$

Ao se plotar os valores de R_C de acordo com a profundidade percentual dos cortes em relação à espessura das paredes, foram geradas funções de aproximação que descrevem como o fator R_C varia conforme o posicionamento, orientação e profundidade dos cortes. No caso das paredes sem amarrações, não se considerou a influência do comprimento das paredes, por não se observar diferença significativa de comportamento mecânico com a modificação desta variável.

No caso das paredes com amarrações em L, a previsão da resistência dos modelos levou em conta apenas os resultados obtidos numericamente na modelagem em elementos finitos. A relação proposta considerou a hipótese teórica de que os modelos de geometria similar (tendo a presença de flanges como a única diferença) atingiriam valores semelhantes quanto à deformação específica de ruptura. Ao contrário das paredes sem flanges, os diferentes comprimentos das paredes foram estudados de forma separada, ao se verificar que neste caso a razão H/L interfere nos resultados obtidos.

Considerando-se uma deformação fixa de 1‰, verificaram-se as cargas previstas pelas simulações numéricas para se atingir esse nível de deformação no plano, para os modelos sem e com amarrações. Tendo em vista que a previsão de carga é feita pela Equação 5, sendo f_d e A fixos, a diferença de resistência dos modelos com flanges em relação aos sem flanges seria função direta do aumento do fator R (no caso de paredes sem cortes). Dessa forma, a razão entre a carga esperada pelo fator R e a carga obtida pelo modelo definiu um novo fator, denominado Fator de Flange no Corte, sendo o mesmo designado pela sigla F . O fator F despreza o ganho de resistência obtido pela maior rigidez por meio do fator R . Avalia como as amarrações podem contribuir na diminuição da queda de resistência das paredes com cortes. Constitui-se num fator de correção do R_C . A fim de se propor relações entre a espessura de cortes e o fator F previsto para as paredes com flanges, traçaram-se gráficos para cada um dos grupos de paredes estudados (H, HS e I), obtendo-se as consequentes equações do fator F em função

da porcentagem de corte. Isso foi realizado para cada uma das quatro relações H/L estudadas.

Enfim, é proposto que os dois fatores gerados (R_C e F) sejam usados no cálculo de um novo fator de redução de resistência das paredes, denominado Fator de Redução Total (R_T), definido pela Equação 9, sendo F igual a 1 nas paredes sem flanges. R_T substituiria R na Equação 5, conforme a Equação 10 apresenta.

$$R_T = R \cdot R_C \cdot F \quad (9)$$

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R_T \quad (10)$$

Por meio dos gráficos e expressões geradas, verificaram-se as condições normativas internacionais no que tange a diminuição da resistência de paredes com cortes, avaliando-se de forma crítica as metodologias que as normas utilizam na previsão de diminuição de resistência das paredes.

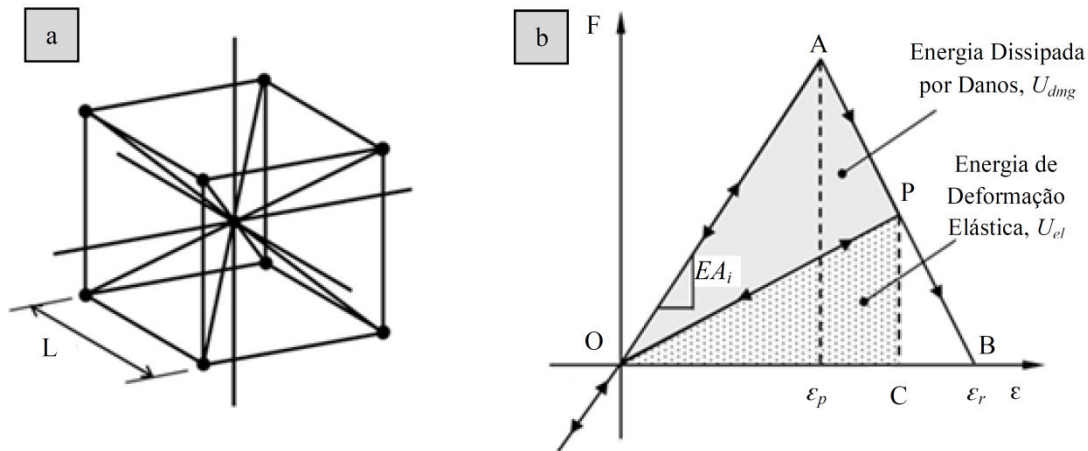
3.2 MODELAGEM DISCRETA DE PAREDES COM CORTES POR MEIO DO MÉTODO LDEM

3.2.1 *Lattice Discrete Element Method (LDEM)* em Problemas de Fratura

O método dos elementos discretos (*Lattice Discrete Element Method* - LDEM) utilizado neste trabalho foi proposto originalmente por Riera (1984). Consiste na representação do contínuo por meio da repetição de elementos de treliça unidirecionais, espacialmente dispostos e com massas concentradas nos nós da treliça. A Figura 23-a mostra o módulo cúbico básico. Cada nó possui três graus de liberdade que correspondem aos três componentes do vetor de deslocamento em um sistema de referência global.

A representação discreta do contínuo ortotrópico é adotada para resolver problemas estruturais dinâmicos por meio da integração numérica explícita das equações de movimento. Dentro da elasticidade linear, a equivalência entre o arranjo LDEM e um sólido elástico ortotrópico com eixos principais orientados para os elementos longitudinais do arranjo cúbico foi demonstrada por Nayfeh e Hefzy (1978).

Figura 23 – a) Módulo cúbico básico LDEM; b) Material de lei constitutiva bilinear adotado para concreto



Fonte: autor.

Cada elemento unidirecional possui uma lei constitutiva que relaciona as forças internas aos deslocamentos, conforme mostrado na Figura 23-b. Esta figura mostra uma lei bilinear baseada na proposta de Hillerborg, Modér e Petersson (1976). Essa lei constitutiva do LDEM permite modelar trincas e defeitos no material, podendo representar o efeito irreversível de nucleação e propagação de trincas. Assim, este modelo constitutivo não linear permite obter uma reprodução convincente dos danos materiais e permite a falha do elemento ao atingir uma condição crítica. A lei bilinear é amplamente utilizada para representar o concreto também sob carga de compressão.

Na Figura 23-b, EA_i é a inclinação inicial do elemento constitutivo, que é o produto entre o módulo de Young do Material e a área da seção transversal do elemento i , onde os índices i podem ser iguais a l , para elementos longitudinais, e a d para elementos diagonais. A chamada deformação crítica, ϵ_p , é a deformação máxima antes do início do dano. Para um ponto genérico P da lei constitutiva, plotado na Fig. 22-b, a área sob o triângulo OPC está relacionada à energia elástica, U_{el} , e a área OAP é aquela dissipada pelo dano, U_{dmg} . O descarregamento é linear até a origem. Quando a energia dissipada pelo dano é igual à energia total da lei constitutiva (área OAB) que está relacionada à energia de fratura, G_f , o elemento quebra. Com esta ideia é definida a deformação de falha para o elemento i , definida por ϵ_r .

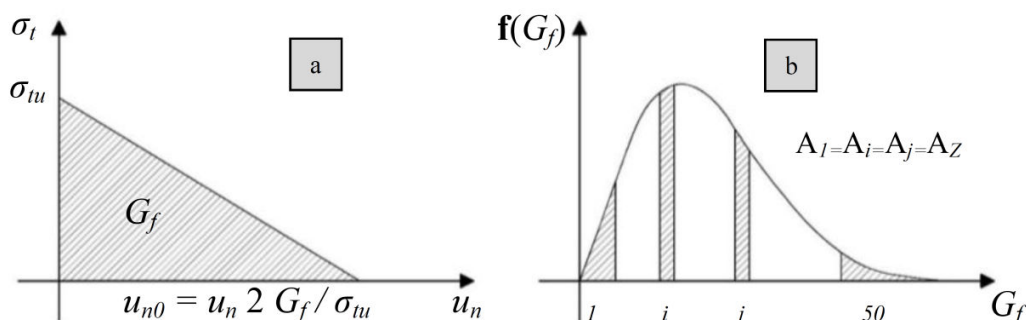
No caso de cargas compressivas, o material se comporta de forma elástica linear. Desta forma, a falha na compressão é induzida por tração indireta. Em materiais quase frágeis, essa suposição é razoável porque sua resistência final à compressão é geralmente cinco a dez vezes maior do que em tração.

3.2.2 LDEM no Abaqus-Explicit

O LDEM pode ser introduzido no ambiente Abaqus/Explicit (SIMULIA, 2013) com o objetivo de criar modelos híbridos entre LDEM e FEM, onde seja possível aproveitar as vantagens e potencialidades de cada modelo. Assim, o módulo LDEM básico mostrado na Figura 23-a e sua repetição para criar um modelo são implementados no Abaqus usando elementos de treliça tridimensionais com dois nós (T3D2).

A lei constitutiva do LDEM é representada por um modelo *Brittle Cracking*, disponível no Abaqus/Explicit para ruptura de sólidos de concreto, apresentado na Figura 24-a. Nessa lei, o material se comporta de forma elástica linear na fase de compressão, assim como a tensão antes do início do dano, igual à lei constitutiva bilinear LDEM. Com este modelo, é possível especificar a tensão crítica de ruptura (σ_{tu}) e o limite de deformação (u_{n0}), relativos aos pontos A e B da Figura 23-b. O modelo de falha frágil permite remover os elementos quebrados após atingirem um valor limite de deformação. Na Figura 24-a, u_n , u_{n0} , σ_t e σ_{tu} representam: deslocamento normal; deslocamento máximo do elemento; tensão de tração e o nível de tensão no elemento quando ocorre o primeiro dano, respectivamente.

Figura 24 – a) Lei constitutiva de tração do material no Abaqus. b) Esquema de incorporação do campo aleatório no modelo LDEM-Abaqus



Fonte: autor.

Para a simulação numérica usando LDEM, a variação estatística deve ser incluída nas propriedades do material para dar conta das imperfeições resultantes da heterogeneidade do sólido. No LDEM, o aspecto aleatório é levado em consideração considerando que a energia de fratura (G_f) é uma variável aleatória 3D com distribuição de probabilidade Weibull (PUGLIA *et al.*, 2019). Devido às características do *software* na implementação do LDEM no Abaqus/Explicit, a variação estatística é alcançada gerando um número Z de materiais, onde cada material gerado possui um valor G_f médio relacionado à distribuição Weibull. A frequência média de ocorrência de cada valor G_f é a mesma para todos os materiais. A Figura 24-b mostra um esquema com $Z = 50$, ou seja, 50 significando o número de valores G_f que serão atribuídos a cada material criado, sempre que for observado que cada área é igual a todas as outras, $A_1 = A_i = A_j = A_{50}$. Assim, cada material terá uma lei constitutiva diferente, conforme mostrado na Figura 24-a.

3.2.3 Modelo de Parede 3D Homogênea

Foram utilizadas as propriedades dos seus materiais constituintes nas simulações numéricas 3D de paredes de alvenaria com fissuras horizontais. A massa específica foi considerada constante para toda a parede como $\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$. O módulo de Young do bloco cerâmico foi definido como o valor médio obtido experimentalmente por Milani (2019), $E_{bloco} = 10449 \text{ MPa}$. A energia de fratura do bloco (Modelo I) foi estimada em 60 N/m , conforme sugerido por Izquierdo (2015). A resistência média à compressão do bloco na área líquida foi considerada igual a $39,28 \text{ MPa}$. A deformação crítica ε_p da lei constitutiva bilinear é obtida ajustando uma simulação numérica do ensaio de tração indireta do bloco com a resistência à tração encontrada no ensaio experimental ($3,87 \text{ MPa}$). Uma deformação crítica $\varepsilon_p = 7,4074 \times 10^{-4}$, resulta em uma resistência à tração de $3,74 \text{ MPa}$, dentro de um erro de $3,2\%$ do valor médio experimental.

O módulo de Young da argamassa foi definido como o valor médio dos ensaios experimentais de Milani (2019), $E_{argamassa} = 7272 \text{ MPa}$. A energia de fratura da argamassa (Modelo I) foi considerada igual a 20 N/m (IZQUIERDO, 2015). A deformação crítica da argamassa foi definida como uma aproximação, por meio da resistência à tração à flexão e do módulo de Young da argamassa. Em seguida,

adotou-se uma deformação crítica $\varepsilon_p = 2,3927 \times 10^{-4}$ relacionada à tensão de flexão de 1,74 MPa.

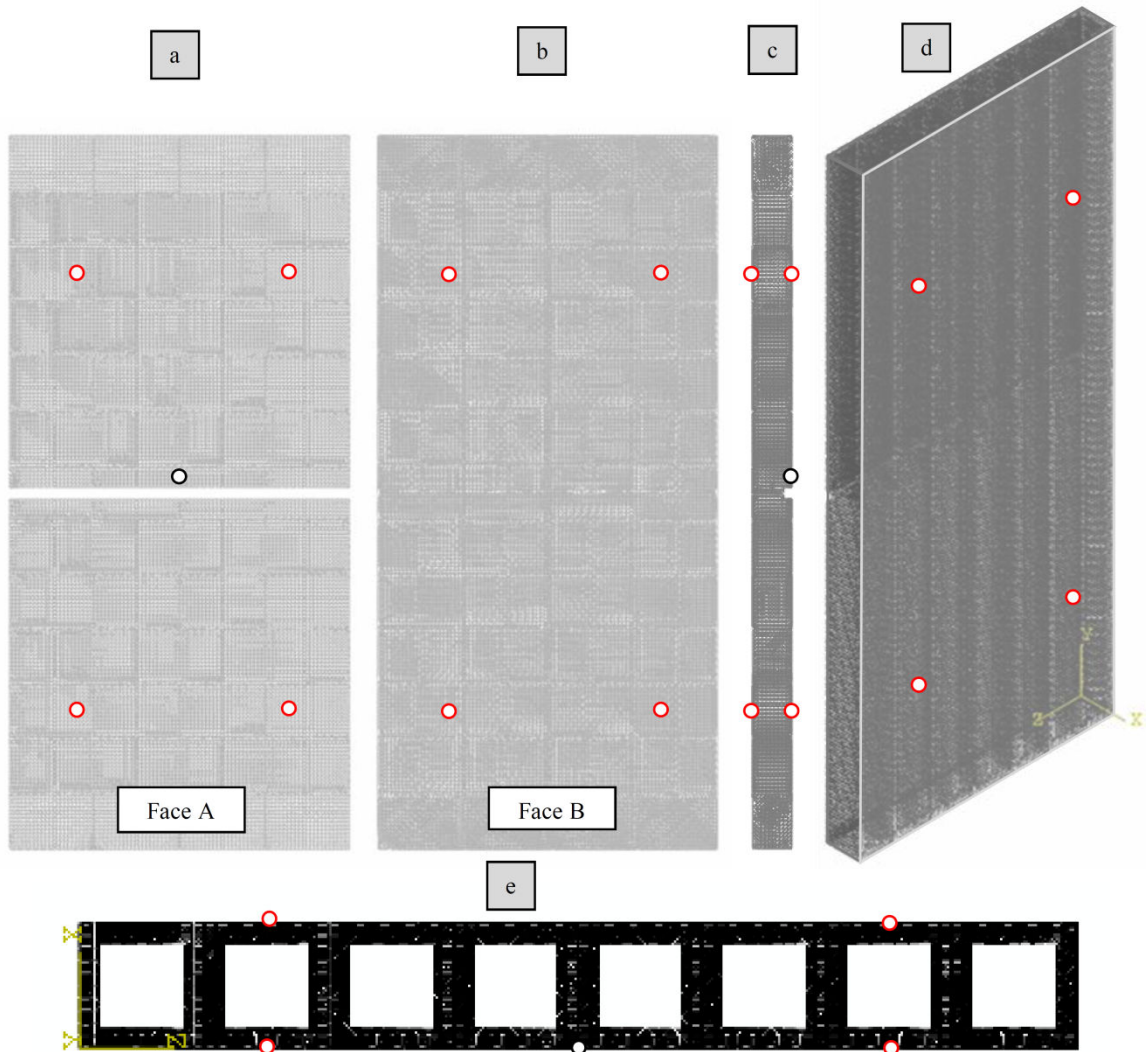
O módulo de comprimento básico LDEM usado para modelar a parede de alvenaria 3D com cortes horizontais foi obtido por meio de uma análise de convergência de malha de modelos simplificados 2D, sendo adotado $L = 2,8$ mm. Malhas com $L = 5,6$ mm, $L = 2,8$ mm, $L = 2$ mm e $L = 1,4$ mm foram testadas e verificou-se que a malha com $L = 2,8$ mm leva a resultados satisfatórios com um esforço computacional viável. A exemplo do estudo experimental de Milani (2019), utilizaram-se as mesmas dimensões das paredes em escala reduzida (24 cm de comprimento, 52 cm de altura e 2,8 cm de espessura).

A primeira etapa das simulações foi verificar se o modelo numérico de uma parede 3D homogênea poderia reproduzir as características experimentais sob um carregamento de compressão centrada. Este procedimento permitiu comparar a resistência experimental e numérica e o comportamento de deformação pré e pós-pico em ambas as faces da parede de alvenaria. Neste modelo, as juntas de argamassa de assentamento não foram discretizadas entre os blocos. Foram aplicadas as características do bloco ao modelo homogêneo. Foram simuladas paredes com cortes horizontais de 20%, 30% e 50%, posicionados na metade da altura das alvenarias. Quanto às condições de contorno, tanto o topo como a base das paredes foram consideradas rotuladas.

As Figuras 25-a, 25-b e 25-c apresenta a vista frontal ou face A, vista posterior ou face B, e a vista lateral do modelo de parede do LDEM, respectivamente. Uma vista em perspectiva do modelo da parede, com um corte de 20% de sua profundidade, também é mostrada na Figura 25-d. A Figura 25-e mostra a vista de cima da parede onde se podem ver as cavidades e septos que se formam na construção da parede. Os círculos vermelhos apresentados na Figura 25 representam os locais onde os deslocamentos verticais foram medidos para avaliar as deformações específicas. Os círculos pretos mostrados na Figura 25 ilustram o local onde o deslocamento fora do plano foi medido, permitindo uma comparação adequada com os resultados experimentais. A simulação numérica foi feita com controle de deslocamento, que induz reações de força que, dividindo pela área bruta da parede, permitiu obter a tensão de compressão para cada etapa da simulação. Com esses resultados de saída obtidos da simulação numérica, as curvas tensão-deformação no plano e as curvas tensão-deslocamento fora do plano foram plotadas

e comparadas com a variação das deformações nos dados experimentais disponíveis. Além disso, foi avaliada graficamente a variação da energia de deformação, da energia cinética e da energia dissipada pelo dano obtido nas simulações. Essas curvas foram divididas em diferentes regiões nos gráficos, de acordo com o comportamento de falha da parede com corte sob compressão. A carga de ruptura prevista no modelo numérico foi comparada com o experimental em cada uma das simulações. Durante todo o processo das simulações, foi avaliada a quebra dos elementos constituintes do modelo numérico, a respectiva fissuração das paredes simuladas e o mecanismo de ruptura das alvenarias com cortes sob compressão.

Figura 25 – a) face A ou vista frontal; b) face B ou vista posterior; c) vista lateral da parede modelada; d) vista em perspectiva do modelo da parede com corte de 20% de sua espessura; e) vista superior da parede simulada



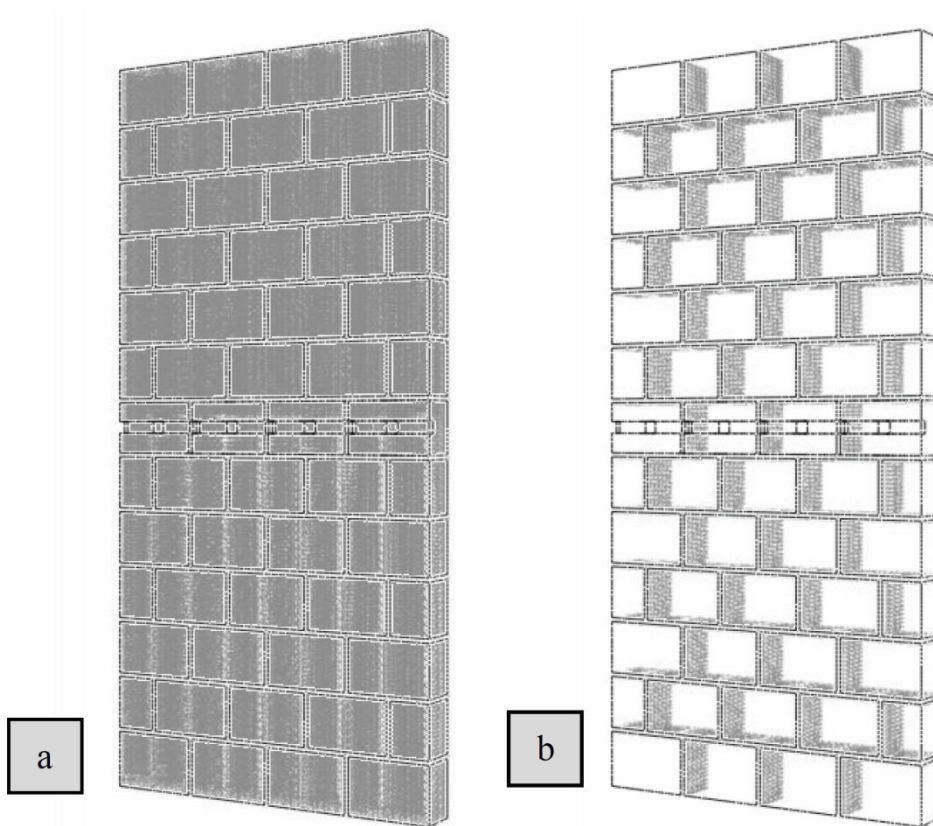
Fonte: autor.

3.2.4 Modelo de parede 3D com juntas de argamassa

Dois materiais diferentes, os blocos cerâmicos e a argamassa, compõem este modelo de parede. A Figura 26 detalha essas duas fases no modelo. Foram realizadas as simulações para paredes com cortes horizontais de 20%, 30% e 50% de profundidade. Nas simulações, foi considerada inicialmente a base da parede rotulada. Posteriormente, também se avaliou a possibilidade de modificação da base

para uma condição de engaste, de acordo com os mecanismos de ruptura observados.

Figura 26 – Perspectiva da parede cortada em 3D com juntas de argamassa: a) fase de blocos cerâmicos; b) fase de argamassa



Fonte: autor.

**4 ARTIGO 1 – STRENGTH CAPACITY OF HOLLOW CLAY BLOCKS
STRUCTURAL MASONRY – FLANGE, CHASES, AND SLENDERNESS EFFECTS**

STRENGTH CAPACITY OF HOLLOW CLAY BLOCKS STRUCTURAL MASONRY – FLANGE, CHASES, AND SLENDERNESS EFFECTS

ABSTRACT

Unplanned chases made in structural masonry for the passage of plumbing can compromise the overall strength of the structure. This interference does not have clearly established and uniform criteria in Brazilian and international standards for assessing the deformability and consequent safety reduction of the walls. The present study evaluates by FEM model the effect of chases in masonry walls elements and proposed a method to preview walls strength reductions with the presence of the chase, defining an additional criterion for the reduction factor (R) due to the masonry slenderness. The contribution of the flanges is also evaluated for different height/length ratios. The simplified approach of disregarding the chase thickness of the wall determine its slenderness (λ), and consequently the strength reduction factor (R), was invalidated in the present study, considering that the numerical models provided lower reduction coefficients for any wall group studied.

Keywords: Chase, structural masonry, clay block, mechanical behavior, Finite Element Method, numerical model, standardization, strength reduction factor, slenderness, flange.

ABBREVIATIONS

A_g : cross-sectional area
 E : longitudinal modulus of elasticity
 f_d : compressive strength
 f_k : characteristic compressive strength
 F : flange factor
 h_{ef} : effective height of the wall
 H/L : height/length ratio
 N_{rd} : normal strength
 R : strength reduction factor
 R_C : strength reduction factor due to the chase
 R_T : total wall reduction factor
 t_c : chasing depth
 t_{ef} : effective thickness of the wall
 λ : slenderness
 λ_C : localized slenderness index due to chases
 γ_m : strength weighting coefficient
 ν : Poisson's ratio
 a, b, c, y_0, A , and R_0 : parameters for approximation functions

1. INTRODUCTION

The design and execution stages of structural masonry require accuracy and precision; however, deviations and constructive errors often compromise the proper performance of buildings that use load bearing wall systems. Despite its growth as a structural solution, structural masonry has been widely employed, in Brazil and other countries around the world, in buildings intended for lower-income population, where adequate quality is not always considered in the construction process. The low degree of control is caused by the following factors: lack of standardization of the construction processes; existing cultural aspects, which associate smaller buildings with a lesser degree of liability; use of poor quality materials and inappropriate technological control; and flaws in the design and specifications, which influence decisions that do not always follow the best techniques at the construction site.

54 In the context of poorly detailed projects and the subsequent inappropriate decisions on the
55 construction sites, unplanned chases made in structural masonry for the passage of electric, water,
56 and heating pipes can compromise the strength of the entire structure, because of the load bearing
57 function of the walls. Additionally, the residents often interfere with the system after occupation,
58 because of lack of knowledge, leading to unplanned modifications of the load bearing walls.
59 According to Curtin et al. [1], when renovating buildings it is common to open large holes and
60 chases in masonry walls. These changes cannot be permitted in slender and highly stressed walls.
61 Holes and chases should not be produced without the approval of the structural engineer.

62 Furthermore, this type of interference (chases in masonry sections) does not have clearly
63 established and uniform criteria in Brazilian and international standards, for assessing the
64 deformability and consequent reduction in strength of the walls. The Brazilian standard ABNT
65 NBR 16868 [2] specifies that any chase in walls must be considered in the structural design, and
66 that the chase section should be deducted from the wall section in the design. However, there are no
67 proper specifications on how this should be accounted in the sizing process. Moreover, there is no
68 information or limitations regarding the depth and location of the chases. Horizontal chases are
69 limited to 40 cm in length or 1/6 of the length of the wall in the ABNT NBR 15812-1 [3] and
70 ABNT NBR 15961-1 [4] standards, which was suppressed in the ABNT NBR 16868 [2]. Vertical
71 chases are limited to 60 cm in length, and considering the wall as independent parts when there are
72 longer chases.

73 International standards vary in how they handle the presence of chases in masonry walls.
74 The American standard TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08 [5] requires lintels that are longer
75 than 305 mm for openings, with the chase areas always discounted in the sizing; however, it does
76 not provide information regarding allowed depths. The Australian standard AS3700 [6] provides
77 some criteria, but mainly focuses on the effect of chases in terms of fire resistance time for
78 structural purposes, and not directly on the load capacity of the chase walls. Although it presents
79 little information, the Indian standard IS:1905 [7] specifies practical and clear values allowed for
80 chases without requiring additional sizing checks. The Eurocode EN 1996-1-1:2005 [8], as well as
81 the German annex DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01 [9] and United Kingdom annex BS NA EN
82 1996-1-1:2005 [10], are the most complete among the reviewed standards, specifying tabulated
83 limit values for vertical, horizontal, and inclined chases in masonry walls. In Germany and the
84 United Kingdom, recommendations are complemented by standard DIN EN 1996-1-1:2013-02 [11]
85 and standard PD 6697:2010 [12], respectively. German Society of Masonry and Housing
86 Construction also published a manual with the main regulatory recommendations [13].

87 Nonetheless, it is worth noting that the blocks used in different countries are not the same in
88 geometry and composition, and can change their behavior in terms of the permitted limit values,
89 demonstrating the need for a specific study in the country of research.

90 Most research studies on structural masonry chases deal with the problem experimentally
91 [14-24]. Numerical modeling is still an incipient area related to structural masonry chases,
92 Mosjsilovic [20] and Reichel et al. [22] are some of the few research studies that analyze this kind
93 of problem by the Finite Element Method (FEM).

94 The solution proposed by Mosjsilovic [20] was based on the elastic stress distribution in a
95 wall with a horizontal chase through FEM modeling using two-dimensional quadratic elements, as
96 well as an analytical model capable of predicting the strength of masonry walls with horizontal and
97 inclined chases, based on the tensile strength of the blocks. Reichel et al. [22] developed a
98 numerical analysis using a FEM software with the aim of recreating the experiment results, as well
99 as allowing the analysis of other combinations, varying parameters such as the depth of chases, load
100 application, eccentricity values, and boundary conditions. A three-dimensional model of the
101 masonry walls was used. The blocks and mortar were generated individually, and a cohesive contact
102 element was inserted at the block-mortar interface. An elasto-plastic material model based on the
103 Willam-Warnk failure criterion was used for both the clay blocks and the mortar. Articulated

104 supports were used at the base and top of the wall. Further, a load capacity reduction factor was
 105 proposed based on the depth of the chases and eccentricity of the applied load.

106 The objective of the present study is to evaluate numerically the effect of chases in masonry
 107 walls, and propose analytical expressions that relate them (and their dimensions, orientation and
 108 position in the walls) with the expected reduction in the strength of walls using clay blocks of the
 109 Brazilian pattern. The text is divided into three stages, namely: proposal and calibration of the
 110 numerical model using Milani's experimental results [24]; implementation of numerical models for
 111 diverse wall and chasing configurations; evaluation of the loss of strength in the walls from the
 112 different configurations (as well as propose limits for the presence of chases and normative
 113 evaluation).

114

115 2. CALIBRATION OF THE NUMERICAL MODEL

116

117 2.1 Experimental Study [24]

118

119 Milani [24] conducted an experimental study using small-scale structural masonry models
 120 with clay blocks, verifying the influence of chases on the strength and deformability of the walls. In
 121 addition, other studies have presented and verified the applicability of small-scale structural
 122 masonry models [25-35].

123 The walls utilized on the tests [24] were at a scale of 1:5, with nominal dimensions of 24 cm
 124 x 52 cm (width x height), corresponding to a real scale of 1.20 m x 2.60 m. Walls without any
 125 chases were referred to as the references. Several distinct geometries were also considered, such as
 126 walls with various chasing arrangements, varying in direction, position, and depth. Regarding the
 127 direction, horizontal, vertical, and inclined 45° angle chases were analyzed. For the horizontal
 128 chases, the position was height-dependent, with chases in the central region of the wall and in the
 129 upper third in relation to the height. For the horizontal and inclined chases, the depth (t_c) was also
 130 varied, and represented as a function of the wall thickness reduction percentage; with reductions of
 131 20%, 30%, and 50%. Loads, depending on the wall group, were centered or eccentric with respect
 132 with the central plane.

133 Table 1 shows the nomenclature of the walls with centered loading, and the respective
 134 chasing data (direction, location, and thickness reduction). Letter C at the end of each wall group
 135 refers to a centered loading. Fig. 1 shows the structural arrangements of the tested walls.

136

Wall Group	Chasing Data		
	Direction	Location	Thickness Reduction (%)
H20C	Horizontal	Central	20
H30C	Horizontal	Central	30
H50C	Horizontal	Central	50
HS30C	Horizontal	Upper	30
V	Vertical	Central	-
I30C	Inclined at 45°	Central	30
I50C	Inclined at 45°	Central	50
REF	-	-	-

137

Table 1. Description and walls nomenclature in the experimental tests [24].

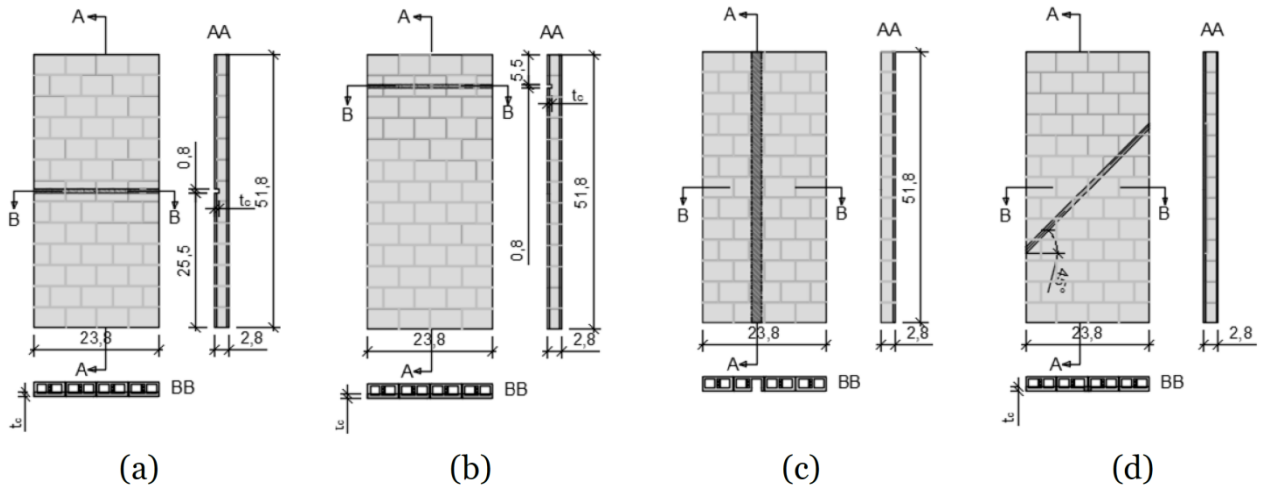


Fig. 1. Structural arrangements of the walls with chases [24]: (a) central horizontal chase (b) upper horizontal chase; (c) vertical chase; (d) inclined chase.

The chasing depth (t_c), considered as a percentage of the wall thickness, was varied as presented in Table 2. The table also presents the percentage reduction of the walls in terms of the net area and equivalent depth of the chase in the real scale. The small-scale block used in the experimental study had nominal dimensions of 2.8 cm x 3.8 cm x 5.8 cm with a block wall thickness of 4.4 mm.

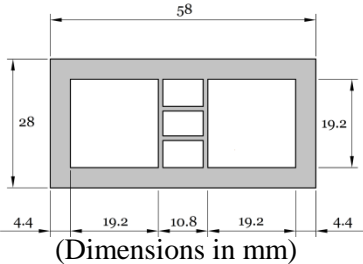
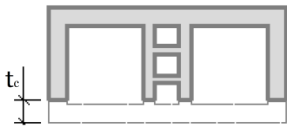
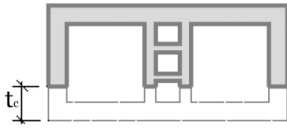
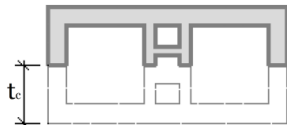
Thickness Reduction (%)	Scheme	Net Area Reduction (%)	t_c Scale 1:5 (mm)
0%		0%	0
20%		33.8%	5.6
30%		38.7%	8.4
50%		50.0%	14.0

Table 2. Depth of wall chases [24].

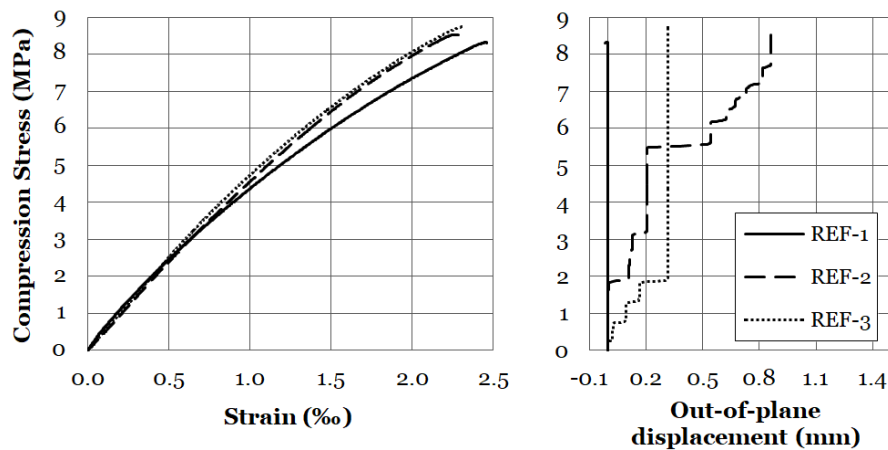
The walls were tested for compression using five Linear Variable Differential Transformers (LVDTs); two vertical ones on each side of the wall (face A and face B) and one perpendicular to the plane. The vertical LVDTs covered a length of 320 mm at the central strip of the wall, whereas

153 the perpendicular one was located at half the width and height of the wall, on the opposite face of
 154 the chases. The results obtained by Milani [24] for the cited walls, in terms of average maximum
 155 wall load capacity, as well as in-plane and out-of-plane displacements are summarized in Table 3.
 156

Wall Group	Maximum Stress (MPa)	Strain (%)			Average Displacement (mm)			
		Face A	Face B	Average	In-plane	Standard Deviation	Out-of-plane	Standard Deviation
H20C	4.80	1.74	0.77	1.26	0.402	0.0225	0.74	0.1501
H30C	3.49	1.76	0.40	1.08	0.346	0.0357	1.06	0.3099
H50C	2.58	1.94	0.29	1.12	0.357	0.0170	0.88	0.1572
HS30C	4.12	1.75	0.60	1.18	0.376	0.0095	0.19	0.0833
V	9.46	2.08	2.56	2.32	0.742	0.1245	0.17	0.1249
I30C	5.00	2.08	0.72	1.40	0.448	0.0422	1.11	0.0919
I50C	3.45	2.02	0.44	1.23	0.394	0.0211	1.35	0.6509
REF	8.53	1.84	2.66	2.25	0.72	0.0655	0.39	0.4347

157 **Table 3.** Summary of the results obtained from the wall testing (stress and displacement) [24].
 158

159 The stress-strain curve of the reference walls is shown in Fig. 2. A longitudinal modulus of
 160 elasticity (E) of 3791 MPa is defined based on the linearization of the curve up to the average
 161 maximum compression stress of 8.53 MPa, and the respective average strain of 2.25%. The
 162 masonry Poisson ratio (ν) is 0.18.
 163



164 **Fig. 2.** Stress versus strain and out-of-plane displacement diagrams for the reference walls (REF) [24].
 165

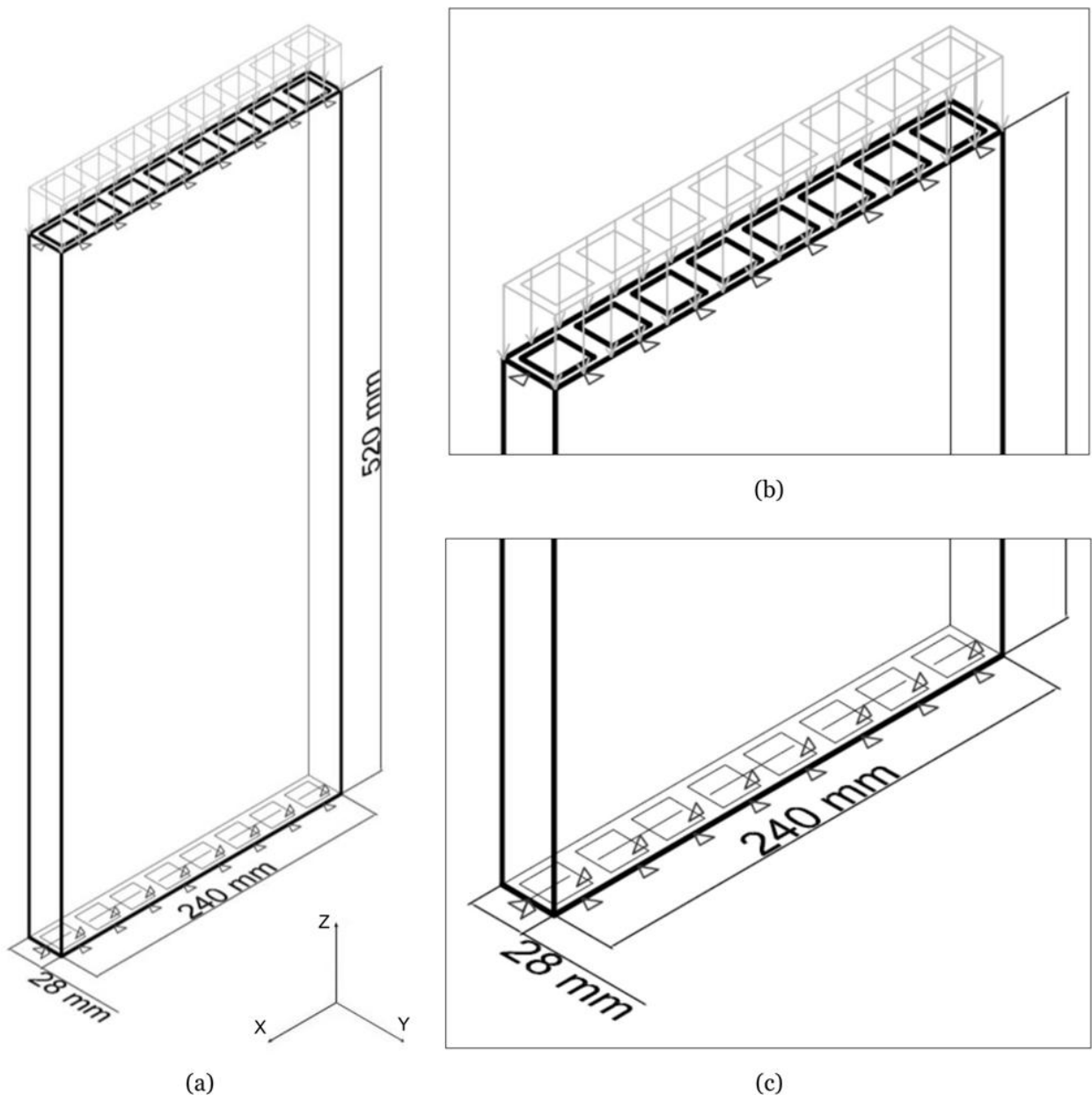
166 2.2 Numerical Model

167 The walls were numerically modeled using the finite element commercial software
 168 Abaqus/CAE 6.13. A linear-elastic analysis was herewith considered, as it properly represents the
 169 structural behavior during operation, due to the masonry stress-strain curve being approximately
 170 linear, up to the breaking point. The masonry structure was macro-modelled as a single three-
 171 dimensional solid, with internal divisions compatible with those of the blocks used in the
 172 experimental study, as shown in Fig. 3(a). The material with elastic and isotropic behavior
 173 representing the masonry structure in the present numerical study has a longitudinal modulus of
 174 elasticity (E) of 3791 MPa, and a Poisson's ratio (ν) of 0.18, according to data from Milani [24].
 175

176 The applied loads were uniformly distributed on the top of the walls, Fig. 3(b), for each wall
 177 group analyzed with central loads, according to the average ultimate load obtained in Milani [24],
 178 as shown in Table 3. Displacement constraints on the X and Y axes were applied on the top, Fig.
 179

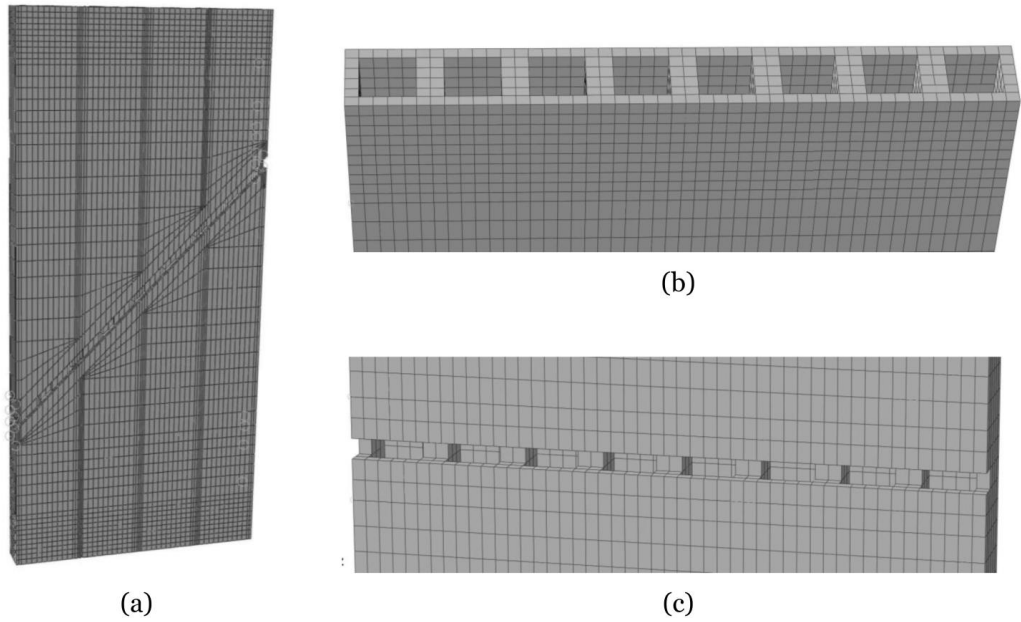
180 3(b), and on the bottom, Fig. 3(c), of the masonry wall. Thus, a displacement constraint on the Z
 181 axis was considered for the mid-point on the wall thickness, in order to resemble a pin behavior.

182 In all cases, regular finite element meshes were generated. The C3D8R linear solid element
 183 was used in all meshes. This element, is a finite three-dimensional element with eight nodes, three
 184 degrees of freedom per node referring to translations in the X, Y and Z directions (global
 185 coordinates), and reduced integration (1 integration point). The reference wall numerical model was
 186 generated with 86,286 nodes and 64,368 elements; however, a greater discretization in the upper
 187 and lower regions of the walls was needed (seed size of 5 mm), after conducting a sensitive mesh
 188 study. Seed sizes of 10 mm were adopted for the rest of the structure. For the walls with chases,
 189 the average number of nodes generated was 88,282, whereas the average number of elements was
 190 69,623. Fig. 4(a) shows the finite element mesh used for the I30C wall, and Fig. 4(b) and Fig. 4(c)
 191 show details of the mesh used in the H30C wall.
 192



193
 194
 195
 196

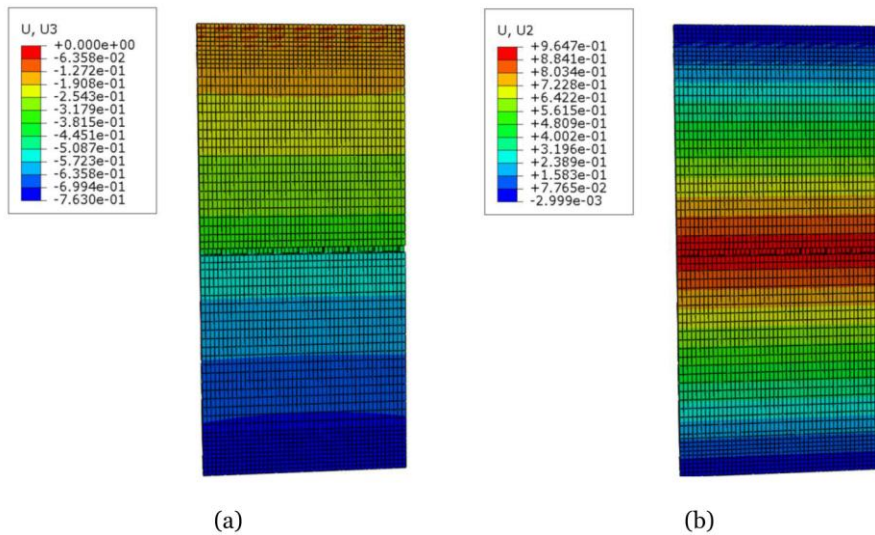
Fig. 3. Characteristics of numerical finite element models: (a) geometry; (b) loading and boundary conditions at the top; (c) boundary conditions at the bottom.



197
198 **Fig. 4.** Finite element mesh: (a) I30C wall; (b) detail at the top of the H30C wall; (c) detail of the chasing
199 area in the H30C wall.
200

201 **2.3 Calibration Results**

202
203 The convergence of results was verified based on the average in-plane and out-of-plane
204 displacement values (using the same measurement points of the experimental study) for all the
205 experimental models (centered load). Fig. 5 presents the in-plane and out-of-plane displacement
206 results obtained from the H30C wall model.
207

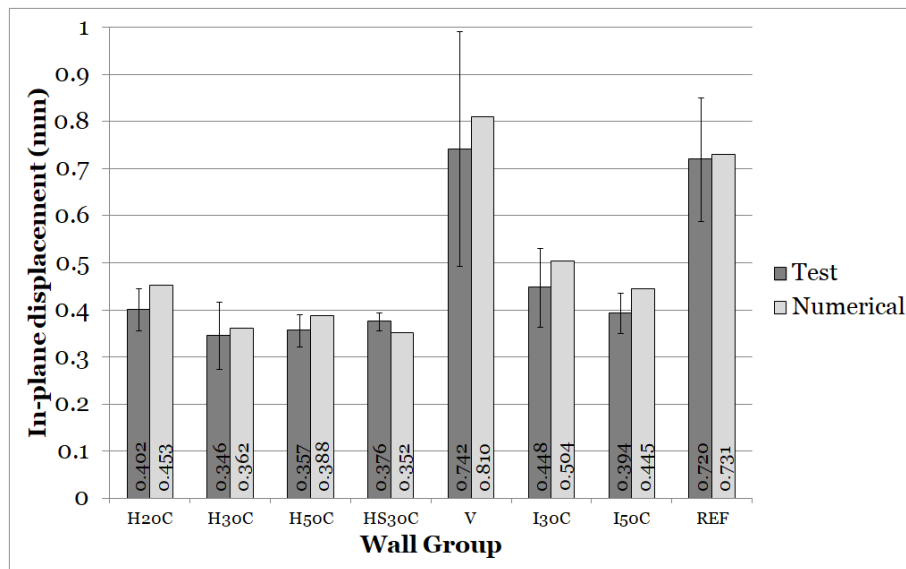


208
209 **Fig. 5.** Displacement results (mm) of the H30C wall numerical model: (a) in-plane; (b) out-of-plane.
210

211 Fig. 6 and Fig. 7 show a comparison between numerical and experimental in-plane and out-
212 of-plane displacements, respectively; as well as Table 4 and Table 5 present displacement data with
213 percentage differences. An interval equivalent to twice the standard deviation value obtained in the
214 tests was plotted, upwards and downwards, together with the average of the experimental data
215 related to the in-plane displacements, presenting good convergence. For the out-of-plane
216 displacements, only the standard deviation, upwards and downwards, constituted the considered
217 variation interval, with good convergence.

Wall Group	H20C	H30C	H50C	HS30C	V	I30C	I50C	REF
Mean Displacement - Test (mm)	0.402	0.346	0.357	0.376	0.742	0.448	0.394	0.720
Displacement - Numerical Model (mm)	0.453	0.362	0.388	0.352	0.810	0.504	0.445	0.731
Difference (%)	12.83%	4.62%	8.64%	-6.48%	9.08%	12.56%	13.12%	1.47%

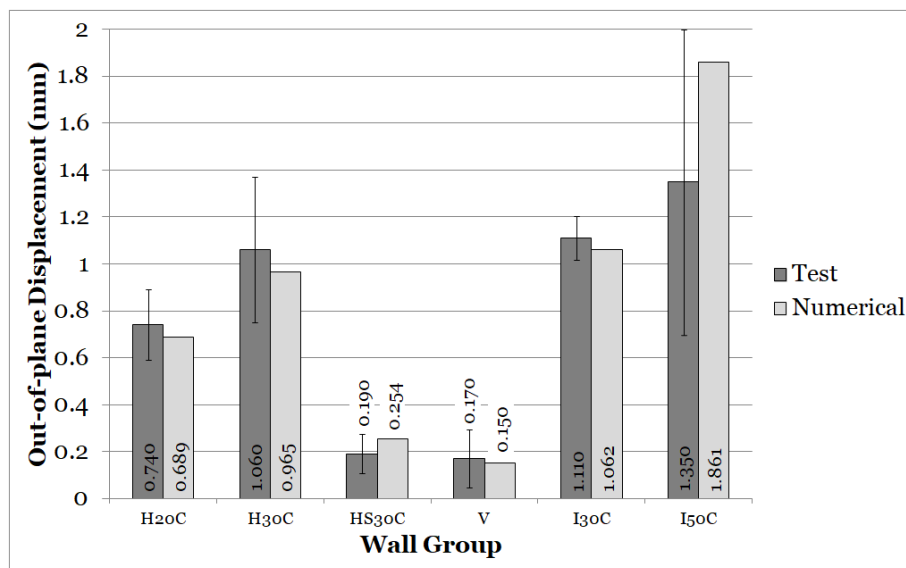
218 **Table 4.** In-plane displacements and percentage difference (experimental [24] and numerical results).
219



220 **Fig. 6.** In-plane displacements (experimental [24] and numerical results).
221
222

Wall Group	H20C	H30C	HS30C	V	I30C	I50C
Mean Displacement - Test (mm)	0.740	1.060	0.190	0.170	1.110	1.350
Displacement - Numerical Model (mm)	0.689	0.965	0.254	0.150	1.062	1.861
Difference (%)	-6.92%	-8.96%	33.57%	-11.52%	-4.37%	37.85%

223 **Table 5.** Out-of-plane displacements and percentage difference (experimental [24] and numerical results).
224



225 **Fig. 7.** Out-of-plane displacements (experimental [24] and numerical results).
226
227

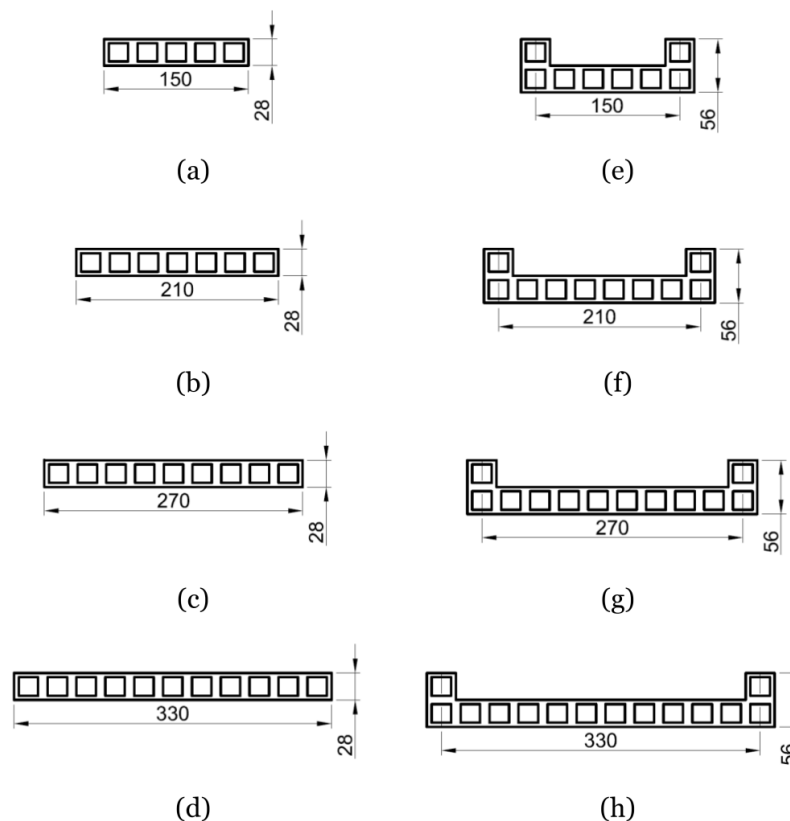
228 **3. NUMERICAL MODELING OF WALLS WITH DIFFERENT GEOMETRIES AND**
 229 **CHASING CONFIGURATIONS**

230
 231 To observe the behavior of the masonry in relation to the in-plane and out-of-plane
 232 displacements, several walls with different geometrical characteristics, as well as different chasing
 233 configurations, with and without considering the effect of the flange, were tested. Dimensions
 234 compatible with the small-scale models studied by Milani [24] were adopted. Four different wall
 235 lengths were used (150, 210, 270 and 330 mm), for a fixed height (520 mm), resulting in four H/L
 236 (height/length) ratios for the models; the thickness used was 28 mm. Two positions were studied
 237 (centralized and high, in relation to the height) for the horizontally oriented chases, and only the
 238 centralized configuration was adopted for the 45° inclined chases. For all the configurations, the
 239 depth of the chases varied among 20%, 30% and 50%, in relation to the reference walls (without
 240 chases).

241 This study was conducted using models without flanges, and repeated using walls with L-
 242 shape configuration and flange effect considered. Fig. 8 shows the eight transverse sections
 243 considered in the analysis; a total of 80 models were tested. A reference load of 1 MPa was applied
 244 at the top of all walls. The boundary conditions, material properties, and other characteristics were
 245 already defined in the previous step of calibrating the numerical model.

246 Fig. 9 shows the variation of the in-plane displacement of the models based on the
 247 percentage of the wall being chase, for the walls with and without flanges. The two points relative
 248 to the reference walls correspond to the average of the values obtained for the four models with
 249 different lengths. Each of the other six points refers to the average of the 12 models (three
 250 positions/chasing orientation and four wall lengths). Because of the higher rigidity of the flanged
 251 walls, it was expected that they would present less displacement. Furthermore, it was observed that
 252 a higher chase percentage caused a more significant influence of the flanges on the reduction of the
 253 wall displacement.

254



255
 256

Fig. 8. Cross-sections of the analyzed models (dimensions in mm).

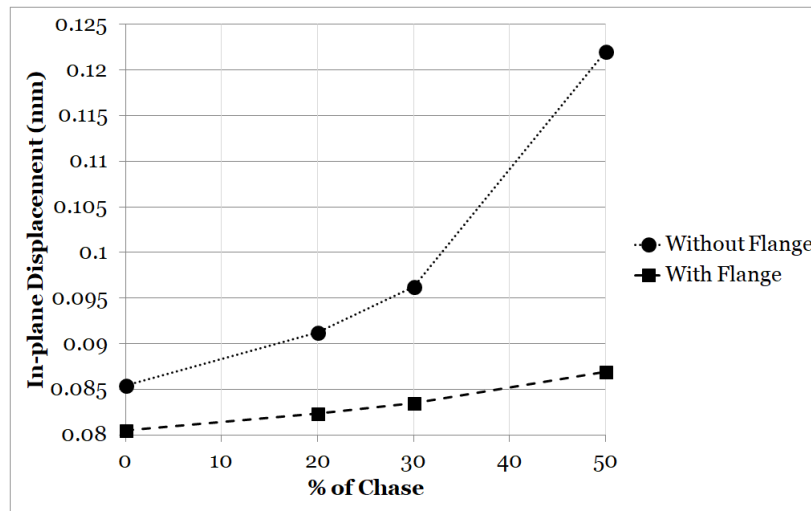


Fig. 9. Average in-plane displacements for different chasing percentages, according to the presence of flanges.

Fig. 10 shows the variation of the in-plane displacements in the masonry walls without flanges, according to different wall lengths, and considering the four different wall groups in terms of the chase positions (reference wall without chases, centered horizontal chase, upper horizontal chase, and inclined chase). Each of the 12 points related to groups H, HS and I, refers to the average of three models (three depths of chases). It can be observed that the in-plane displacement of the walls with centered horizontal chases (H) is the largest among all groups, followed by the walls with inclined chases (I), and upper horizontal chases (HS), whose results are very close to those of the reference walls (REF). Additionally, it is clearly observed that the length of the walls does not significantly influence the displacements on the walls without flanges.

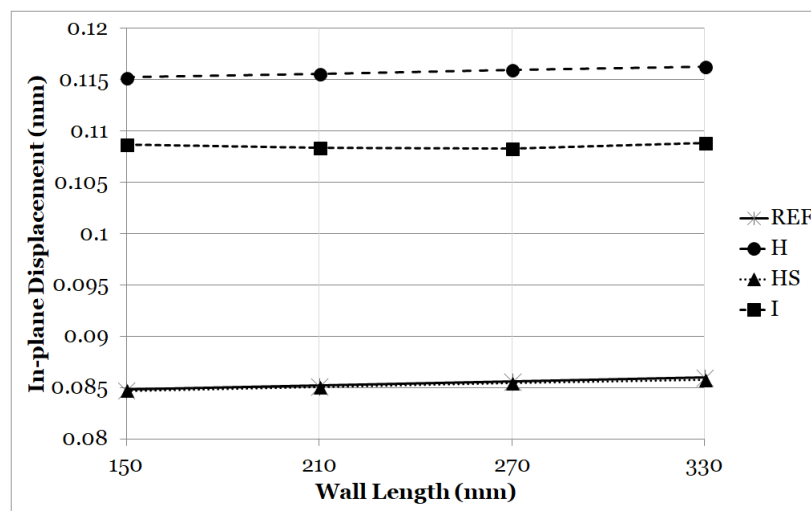
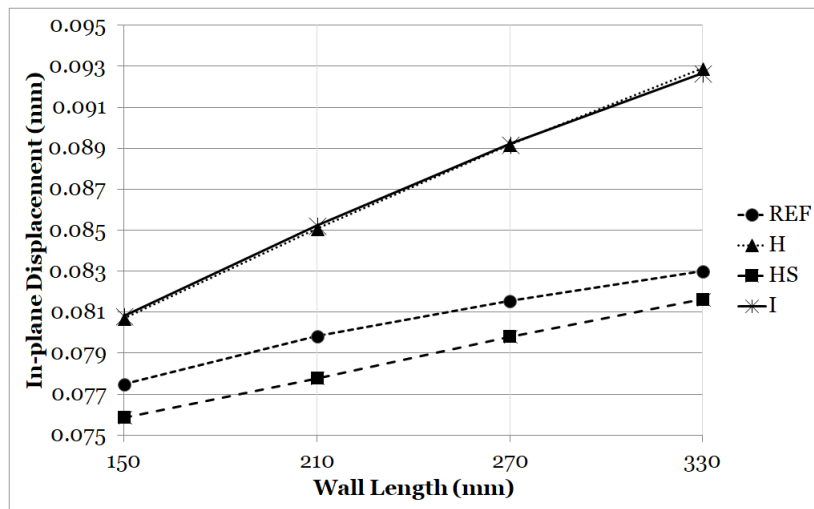


Fig. 10. Average in-plane displacements for different wall lengths without flange, according to the wall groups.

Fig. 11 shows the variation of the in-plane displacements in masonry walls with flanges, according to different wall lengths, and considering the four different wall groups in terms of the chase positions (reference wall without chases, centered horizontal chase, upper horizontal chase and inclined chase). Each of the 12 points related to groups H, HS and I, refers to the average of three models (three depths of chases). It can be observed that the in-plane displacement of the walls with centered horizontal chases (H) is practically the same as that of the walls with inclined chases

282 (I). The HS walls obtained, in the central range of 320 mm, a displacement in-the-plane less than
 283 that of the reference walls (REF). This was because the chase was out of the measurement range.
 284 The chase axis is located 63 mm below the load application surface, whereas the measuring range
 285 starts at only 100 mm from the surface. The stresses and strains were redistributed to the flanges in
 286 the chasing area, reducing the in-plane displacements at the considered measurement points. Fig. 11
 287 shows that the length of the wall begins to influence the displacement values, unlike the case of the
 288 walls without flanges. The larger the length, the lesser the effect of the flange and, as a
 289 consequence, larger displacements are attained.
 290



291
 292 **Fig. 11.** Average of in-plane displacements for different wall lengths with flange, according to the wall
 293 groups.
 294

295 4 ANALYTICAL MODEL FOR PREDICTING REDUCTION OF STRENGTH

296
 297 From the numerical model presented in Section 3 and experimental data available in Milani
 298 [24], numerical relationships between the geometry of the walls and the chases were established
 299 with the strength reduction of the masonry. To this end, the in-plane displacement values obtained
 300 numerically and the average strength values of the walls were used as input data.
 301

302 4.1 Walls without Flanges

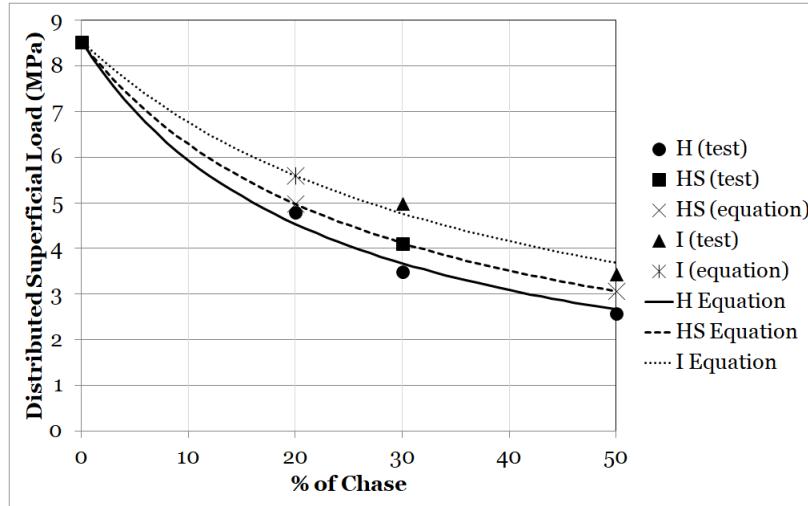
303
 304 For the walls without flanges, their behavior at different lengths remains similar in terms of
 305 the in-plane displacements, as presented in Section 3 (Fig. 10). Therefore, this variable was not
 306 taken into account in the proposed theoretical model of walls without flanges, establishing
 307 numerical relations that use only the following parameters to predict the strength reduction: the
 308 percentage, location, and orientation of the chases; as well as the slenderness of the walls.
 309

310 For the walls with the available experimental data, the average load obtained in Milani [24]
 311 was considered to describe the drop in strength caused by the increase in the chase percentage at the
 312 masonry walls, and to propose strength reduction factors. The values obtained for the 240 mm long
 313 walls in the experimental study were considered for all other lengths modelled numerically (150,
 314 210, 270 and 330 mm). It was observed from the available experimental data that the type of
 315 equation that best fit the behavior of the load variation (y) according to the chase percentage (x)
 would be the following rational reciprocal function:

$$317 \quad y = \frac{1}{a+bx} \quad (1)$$

318

319 For the case where no experimental data were available (HS20C, HS50C and I20C), average
 320 loads were obtained by respective rational reciprocal function. Fig. 12 presents a curve with the
 321 nine average experimental loads and three curves obtained by the proposed approach. The function
 322 parameters (a and b) obtained for each of the wall groups (H, HS and I) are shown in the Table 6,
 323 alongside the values of R^2 . For the HS20C, HS50C and I20C walls, the predicted load values were
 324 4.98 MPa, 3.07 MPa and 5.60 MPa, respectively.
 325



326 **Fig. 12.** Variation of ultimate load of the wall groups according to the chase percentage.
 327
 328

Function	Parameter	Wall Group		
		H	HS	I
$y = \frac{1}{a + bx}$	a	0.117	0.117	0.117
	b	0.005	0.004	0.003
	R^2	0.995	1	0.992

329 **Table 6.** Load prediction function parameters.
 330

331 Accordingly, the ultimate strains were verified in the numerical models, and plotted as
 332 shown in Fig. 13. An asymptotic exponential function in the format defined by Eq. (2) was used as
 333 an approximate function. The parameters used for each curve, and the values of R^2 , are shown in the
 334 Table 7.

335
 336
$$y = a - bc^x \tag{2}$$

 337

338 The three points relative to the walls without experimental data fit the behavior trend (walls
 339 I support a higher strain than the HS walls, which present higher rupture strains than those of the H
 340 walls in the range of chases studied, from 20% to 50%).
 341

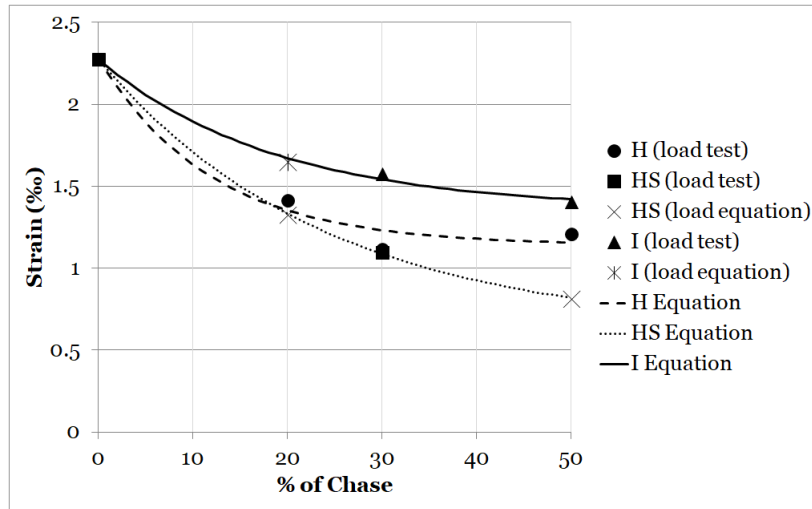


Fig. 13. Variation of the strain of the wall groups according to the chase percentage.

Function	Parameter	Wall Group		
		H	HS	I
$y = a - bc^x$	a	1.141	0.614	1.357
	b	-1.139	-1.662	-0.917
	c	0.919	0.959	0.948
	R^2	0.977	1	0.995

Table 7. Strain prediction function parameters.

From these results, the strength reduction factors are proposed for the walls without flanges similarly to the definition by the R factor from the Brazilian standard ABNT NBR 16868 [2], considering the effect of the wall slenderness on the strength reduction of the structural masonry walls. The Brazilian standard [2] considers that the normal strength of masonry (N_{rd}) is given by Eq. (3), where f_d is the compressive strength (characteristic compressive strength (f_k)/strength weighting coefficient (γ_m)), A_g is the cross-sectional area and R denote the strength reduction factor due to the slenderness of the wall.

$$N_{rd} = f_d \cdot A_g \cdot R \quad (3)$$

The R factor is defined by Eq. (4) and the slenderness (λ) is given by Eq. (5), where h_{ef} is the effective height of the wall, and t_{ef} is its respective effective thickness.

$$R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3 \quad (4)$$

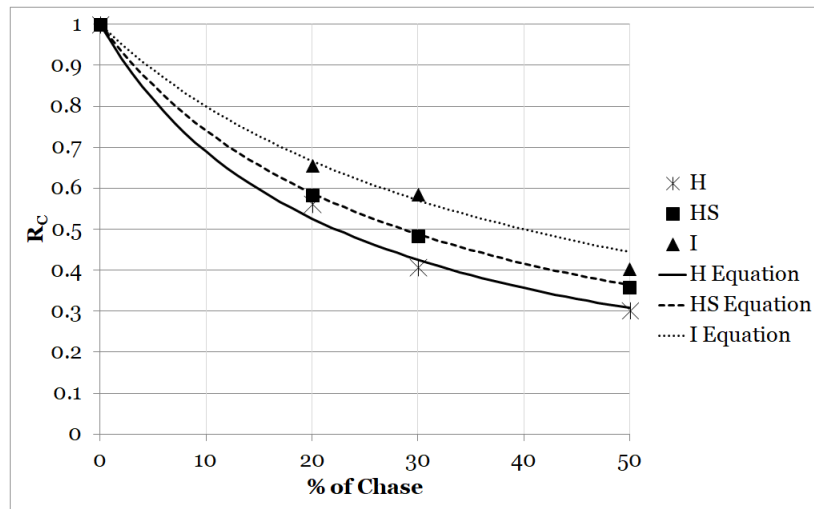
$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (5)$$

4.1.1 Strength Reduction Factor due to the Chase (R_C)

The first proposed factor represents the percentage of strength of a wall with a chase in relation to a wall with no chases (Eq. (6)); it is referred to as the Strength Reduction Factor due to the Chase, represented by R_C .

$$R_C = \frac{\text{Rupture load (wall with chase)}}{\text{Rupture load (reference wall)}} \quad (6)$$

372 The R_C values are plotted in Fig. 14 according to the percentage chase depth in relation to
 373 the thickness of the wall. Rational reciprocal format defined by Eq. (1) are adopted for the curve
 374 approximation functions. The approximation equations generated are shown in Table 8 (percentage
 375 of chase expressed in values ranging from 0 to 100).
 376



377 **Fig. 14.** Variation of the R_C factor for wall groups according to the percentage of chase.
 378
 379

Chasing Configuration	Equation	R^2
Centralized Horizontal (H)	$R_C = (1 + 0,045 * \% \text{ of Chase})^{-1}$ (7)	0.995
Upper Horizontal (HS)	$R_C = (1 + 0,035 * \% \text{ of Chase})^{-1}$ (8)	1
Inclined (I)	$R_C = (1 + 0,025 * \% \text{ of Chase})^{-1}$ (9)	0.992

380 **Table 8.** Equations for predicting the R_C factor according to the wall group.
 381

382 4.1.2 Total Wall Reduction Factor (R_T)

383
 384 For the walls without flanges, there are two values of the strength reduction factor: the
 385 normative R factor, referring to the slenderness of the walls, and the R_C factor, referring to the
 386 chases in the walls. In order to group these two parameters, the Total Wall Reduction Factor,
 387 designated as R_T , is proposed and corresponds to the product of the two parameters (Eq. (10)).
 388 Therefore, the R_T factor encompasses the effects of the wall geometry, considering that the R factor
 389 is a function of the slenderness, and the R_C factor is a function of the chase percentage in the walls.
 390 The calculated normal strength is given by Eq. (11) for the walls without flanges.
 391

$$392 R_T = R \cdot R_C \quad (10)$$

$$394 N_{rd} = f_d \cdot A_g \cdot R_T \quad (11)$$

395
 396 The R_T values are plotted in Fig. 15 according to the slenderness of the walls, considering
 397 the remaining thickness of the masonry in the chasing areas as the effective thickness. This
 398 slenderness value is referred to as the Localized Slenderness Index due to Chases, represented by
 399 λ_C . Asymptotic exponentials are used for the curve approximation functions (according to the
 400 format of Eq. (2)).

401 A fourth function is plotted on the same graph. It corresponds to the variation of the R factor
 402 for integral walls (0% of chase) from the normative Eq. (4), as a function of the real slenderness of
 403 the masonry (R factor considering $\lambda_C = \lambda$). This function corresponds to a polynomial function of
 404 order three (by the normative expression that generates it).
 405

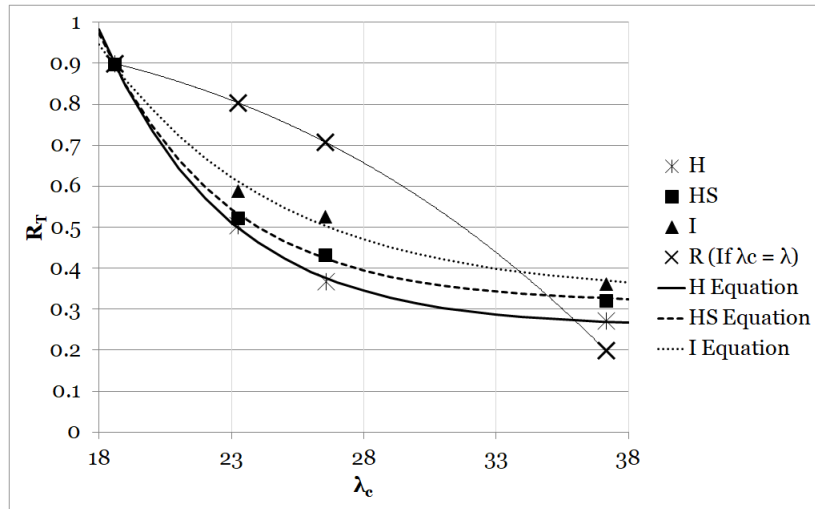


Fig. 15. Variation of the R_7 Factor for the wall groups according to the localized slenderness due to chases.

A hypothesis that could be used in calculating the strength reduction factor of the walls with chases is being conservative by disregarding the thickness of the wall chase when calculating its real slenderness (λ). However, this would not be a safe consideration for a range of slenderness values below $\lambda = 33$, because the R curve, which would also correspond to this simplified hypothesis, has values considerably higher than those calculated for the three groups of walls (H, HS and I). Therefore, a Localized Slenderness Index due to Chases (λ_c) maximum value of 33 is one of the proposals of the present study.

4.2 Walls with Flanges

In the case of the walls with flanges (L-shape walls), the prediction of the strength took into consideration only the results obtained numerically in the finite element modeling. The proposed relationship takes into account the theoretical hypothesis that models of similar geometry (with the presence of flanges as the only difference) would achieve similar values in terms of rupture strain. For safety, the influence of the smallest possible flange was also assessed. Unlike the walls without flanges, the different wall lengths were studied separately, because they obtained displacement values were different, as shown in Fig. 11 in Section 3.

4.2.1 Flange Factor (F)

Considering a fixed strain of 1%, Table 9 shows the loads predicted by the numerical simulations to reach this level of in-plane deformation, for models with and without flanges in a 150 mm length wall.

% of Chase	Wall Without Flange			Wall With Flange		
	Chasing Configuration			Chasing Configuration		
	H	HS	I	H	HS	I
0	3.75	3.75	3.75	4.13	4.13	4.13
20	3.39	3.75	3.40	4.04	4.18	4.04
30	3.12	3.76	3.17	3.99	4.21	3.99
50	2.13	3.76	2.45	3.87	4.27	3.86

Table 9. Distributed superficial load obtained by the numerical models (MPa) considering a fixed strain of 1%.

436 It is worth noting that the walls with flanges, being less deformable, reach higher expected
 437 load values. However, it is necessary to be aware that this effect could be directly related to the
 438 greater slenderness of the models and, consequently, to the R factor, and not necessarily to the
 439 modification of the R_C factor.

440 Given that the load is predicted using Eq. (3), with f_d and A_g being fixed, the difference in
 441 strength of the models with flanges in relation to those without flanges, would be a direct function
 442 of the increase of the R factor. The 150 mm long wall, without flanges, has a factor of $R = 0.9$. For
 443 the walls with flanges, the effective thickness (t_{ef}) was recalculated according to the Brazilian
 444 normative procedure [2], and was 0.964 in the presence of flanges. Therefore, the expected load
 445 capacity for the walls with flanges should, in theory, be 7.1% larger, according to the ratio of the R
 446 coefficients. Table 10 shows the loads obtained numerically for the 150 mm walls (with flanges) for
 447 a 1‰ strain, as well as the loads that could be predicted. These values were determined by
 448 multiplying the loads obtained from the models without flanges for a 1‰ strain by the ratio between
 449 the R factors, equal to 1.07.
 450

% of Chase	Loads Obtained (Numeric Model)			Expected Theoretical Loads (Brazilian Standard [2])		
	Chasing Configuration			Chasing Configuration		
	H	HS	I	H	HS	I
0	4.13	4.13	4.13	4.01	4.01	4.01
20	4.04	4.18	4.04	3.63	4.02	3.64
30	3.99	4.21	3.99	3.34	4.02	3.39
50	3.87	4.27	3.86	2.28	4.02	2.62

451 **Table 10.** Distributed superficial load (MPa) of the 150 mm walls with flanges, considering a fixed strain of
 452 1‰.
 453

454 It can be observed that a load of 4.01 MPa was expected for the reference model (with no
 455 chase); however, a load of 4.13 MPa was obtained from the numerical model for the in-plane strain
 456 (1‰). The difference was only 2.9%, which validates the numerical model of the walls with
 457 flanges, as well as the proposed relationship for the prediction of loads in terms of the in-plane
 458 deformation of the walls. If the flanges contributed in the same way in the models with chases in all
 459 groups studied, a similar variation would be observed. However, a more significant increase
 460 between the predicted load numerically in relation to the Brazilian standard [2] is observed.
 461 Therefore, that the greater the chase, the greater the contribution of the flange in the strength of the
 462 walls.

463 The ratio between the load expected by the R factor and the load obtained by the model
 464 define a new factor, referred to as the Flange Factor, represented by F . The F factor disregards the
 465 strength gain obtained by the higher stiffness through the R factor, and assesses the contribution of
 466 the flanges to limiting the strength reduction of the walls with chases, similarly to the R_C correction
 467 factor.

468 As stated above, a small difference (2.9%) was observed between the loads predicted for the
 469 reference model (0% of chase), resulting into a F factor of 1.029. The expected value of the F factor
 470 for the wall with no chases is 1. Therefore, a correction in the F factor value for all the studied
 471 conditions is proposed in accordance to this proportion.

472 To propose relations between the depth of the chases and the expected F factor for the walls
 473 with flanges, the curve presented in Fig. 16 was plotted, relating the contribution of the flanges to
 474 the strength of the chase walls for each of the groups (H, HS and I). Exponential functions, as
 475 presented in Eq. (12), were used to plot the three curves that define the variation of the F factor as a
 476 function of the chase percentage.
 477

$$478 \quad y = y_0 + Ae^{R_0 x} \quad (12)$$

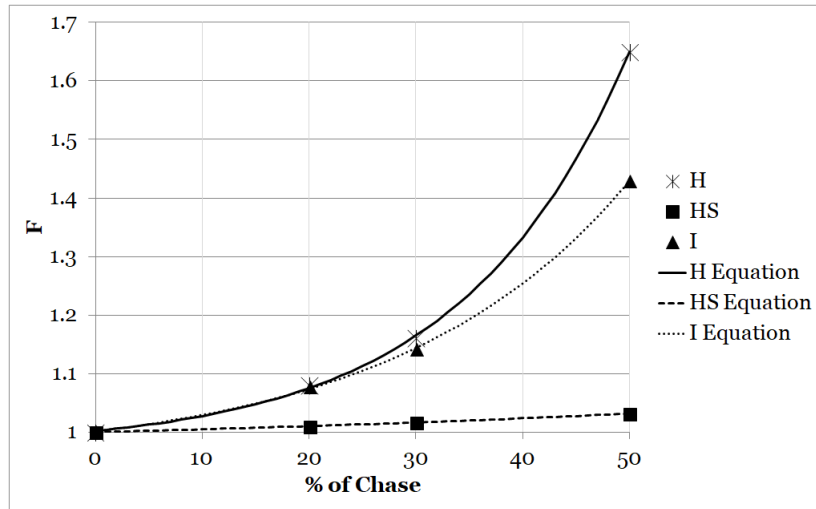


Fig. 16. Variation of the F factor for the 150 mm length wall groups according to the chase percentage.

Therefore, the predicted F factor value could be calculated by Eqs. (13), (14) and (15) shown in Table 11.

Chasing Configuration	Equation	R^2
Centralized Horizontal (H)	$F = 0,973 + 0.029 \cdot e^{0.063 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (13)	1
Upper Horizontal (HS)	$F = 0,962 + 0.038 \cdot e^{0.012 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (14)	1
Inclined (I)	$F = 0,952 + 0.049 \cdot e^{0.046 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (15)	1

Table 11. Equations for the F factor prediction for the 150 mm length wall group.

The expression that defines the Total Wall Reduction Factor (R_T), in the case of the walls with flanges, is given by Eq. (16) due to the F factor. The expression could also be adopted for walls without flanges, taking the fixed value of F as 1.

$$R_T = R \cdot R_C \cdot F \tag{16}$$

The F factors of the other wall lengths (210, 270 and 330 mm) were determined as in the 150 mm long walls, using the generated Eq. (17) to (25) shown in Table 13. It is important to note that the difference in the predicted strength for the reference models with the flange effect, in relation to the models without flanges, was also very close to the ratio between the R factor of the walls with and without flanges, as shown in Table 12, considering a strain of 1‰, validating the numerical models with flanges.

Length of the Wall (mm)	Load (Without Flange)	R (Without Flange)	R (With Flange)	Addition Factor	Load (Expected Value)	Load (Value Obtained - Numerical)	Variation (%)
150	3.75	0.900	0.964	1.071	4.01	4.13	2.9%
210	3.75	0.900	0.962	1.068	4.00	4.01	0.1%
270	3.75	0.900	0.953	1.058	3.97	3.92	-1.1%
330	3.75	0.900	0.932	1.035	3.88	3.86	-0.6%

Table 12. Relationship between obtained and expected distributed superficial loads (MPa) for reference models with flanges, considering a fixed strain of 1‰.

Wall Length (mm)	Chasing Configuration	Equation	R ²
210	Centralized Horizontal (H)	$F = 0.977 + 0.025 \cdot e^{0.064 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (17)	1
	Upper Horizontal (HS)	$F = 0.991 + 0.009 \cdot e^{0.035 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (18)	0.999
	Inclined (I)	$F = 0.961 + 0.040 \cdot e^{0.047 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (19)	1
270	Centralized Horizontal (H)	$F = 0.982 + 0.019 \cdot e^{0.066 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (20)	1
	Upper Horizontal (HS)	$F = 0.998 + 0.002 \cdot e^{0.058 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (21)	1
	Inclined (I)	$F = 0.971 + 0.030 \cdot e^{0.049 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (22)	0.999
330	Centralized Horizontal (H)	$F = 0.986 + 0.016 \cdot e^{0.068 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (23)	1
	Upper Horizontal (HS)	$F = 0.999 + 0.001 \cdot e^{0.070 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (24)	1
	Inclined (I)	$F = 0.981 + 0.020 \cdot e^{0.054 \cdot (\% \text{ of Chase})}$ (25)	1

Table 13. Equations for predicting the *F* factor for the 210, 270 and 330 mm length wall groups.

Using the proposed equations for the prediction of the *F* factor could be valid, specifically when similar *H/L* ratios (effective height/length) are obtained for the specific models in this study. The parameter values of the predictive equation for each of the studied lengths compatible with Eq. (26) are summarized in Table 14.

$$F = y_0 + A \cdot e^{R_0 \cdot (\% \text{ of Chase})} \tag{26}$$

Chasing Configuration	H				HS				I			
	L (mm)	150	210	270	330	150	210	270	330	150	210	270
<i>H/L</i>	3.47	2.48	1.93	1.58	3.47	2.48	1.93	1.58	3.47	2.48	1.93	1.58
Parameter <i>y</i> ₀	0.973	0.977	0.982	0.986	0.962	0.991	0.998	0.999	0.952	0.961	0.971	0.981
Parameter <i>A</i>	0.029	0.025	0.019	0.016	0.038	0.009	0.002	0.001	0.049	0.040	0.030	0.020
Parameter <i>R</i> ₀	0.063	0.064	0.066	0.068	0.012	0.035	0.058	0.070	0.046	0.047	0.049	0.054
R ²	1	1	1	1	1	0.999	1	1	1	1	0.999	1

Table 14. Summary of parameters for defining the *F* factor.

When using this abacus to extract the parameter values from the *F* equation, it is preferable to always select an *H/L* ratio lower than the design situation (higher length) for safety reasons, or to use the appropriate equations for intermediate situations obtained according to the procedure set out in the sequence.

The behaviors shown in Figs. 17, 18, and 19 were obtained by plotting each of the three parameters of Eq. (26) (*y*₀, *A* and *R*₀) as a function of the *H/L* ratio.

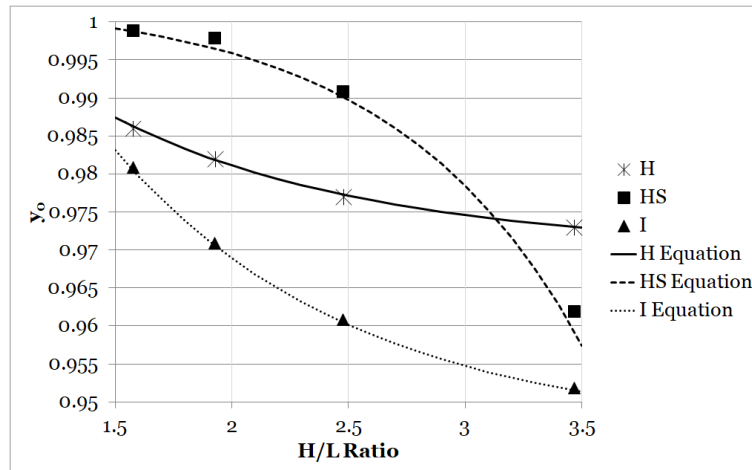


Fig. 17. Variation of parameter *y*₀ for the wall groups according to the *H/L* ratio.

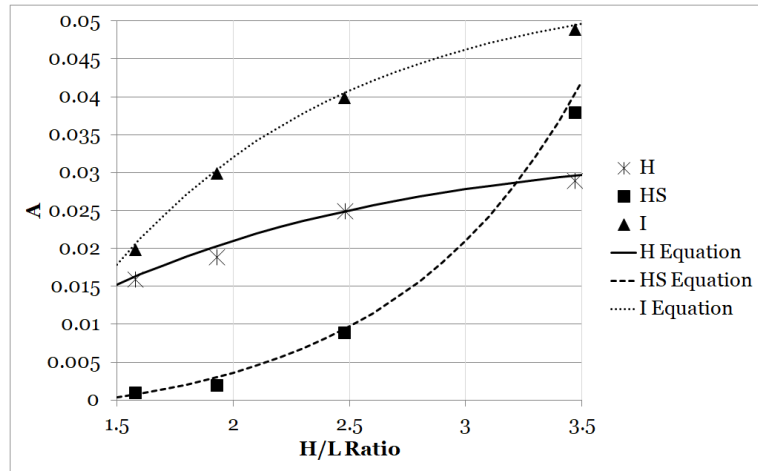


Fig. 18. Variation of parameter A for the wall groups according to the H/L ratio.

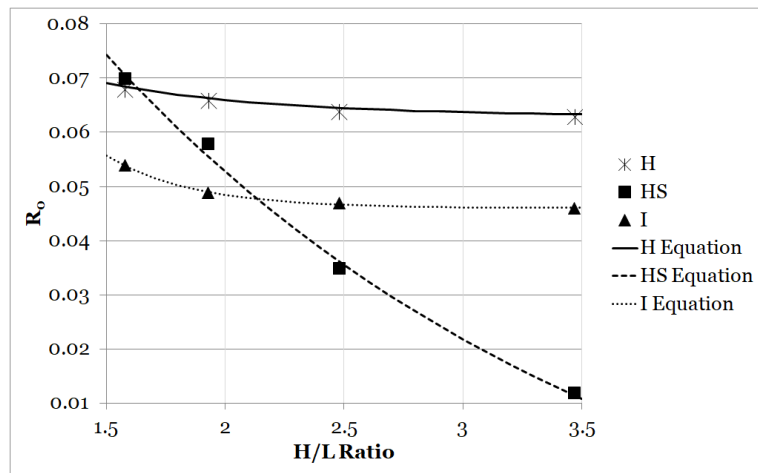


Fig. 19. Variation of parameter R_0 for the wall groups according to the H/L ratio.

For the values of y_0 and A , it was observed that the equations of the wall groups H and I could be approximated in an asymptotic exponential expression, as in Eq. (2). For the HS walls, the approximation of the y_0 parameter function could be given by an exponential expression, similar to Eq. (12), whereas the equations for the three wall groups could be approximated in an asymptotic exponential expression for the R_0 values (Eq. (2)). Final expressions for the calculation of the parameters of the F (Eq. (26)) are presented in Table 15.

Function Parameter	Chasing Configuration	Equation	R^2
y_0	H	$y_0 = 0.970 + 0.066.0.411^{H/L}$ (27)	0.999
	HS	$y_0 = 1.003 - 0.0006. e^{1.237.H/L}$ (28)	0.999
	I	$y_0 = 0.946 + 0.158.0.381^{H/L}$ (29)	1
A	H	$A = 0.034 - 0.057.0.477^{H/L}$ (30)	0.989
	HS	$A = -0.0035 + 0.0006. e^{1.237.H/L}$ (31)	0.999
	I	$A = 0.055 - 0.158.0.381^{H/L}$ (32)	1
R_0	H	$R_0 = 0.063 + 0.051.0.242^{H/L}$ (33)	0.998
	HS	$R_0 = -0.033 + 0.210.0.639^{H/L}$ (34)	0.996
	I	$R_0 = 0.046 + 0.582.0.065^{H/L}$ (35)	0.998

Table 15. Equations for predicting the F factor calculation parameters for walls of variable H/L ratio.

4.3 Critical Analysis of the Theoretical Model regarding International Standards

The present study has as its main focus to assess the effect of horizontal and inclined chases in masonry structures, and to propose strength reduction factors for such occurrences. According to American standard [5], the wall cross-section must be reduced in accordance to the produced chase if the masonry has chases above the proposed limits. This specification was also adopted by the Brazilian standard ABNT NBR 16868 [2]. The American standard [5] mentions the reduction in gross area; however, Brazilian standard [2] is not clear whether it refers to gross or net area, in addition to the fact that no further details are provided for design walls taking into account the presence of chases. Australian standard [6] specifies limits with regard to structural protection in fire conditions, and only when the chase length is greater than a certain limit considered, must be used the slenderness ratio of the wall, based on the wall thickness at the bottom of the chase. According to Indian standard [7], all chases shall be considered in structural design, except when they do respect the constraints and precautions specified in regulation, but does not clearly specify how this should be done. Eurocode [8] specifies that when chases are out of the limits presented in the regulation, the effect on load bearing capacity should be taken into account as follows: horizontal or inclined chases should be treated by verifying the strength of the wall at the chase position, taking into account the load eccentricity. In addition, the standard [8] mention that the reduction in vertical load bearing capacity may be taken to be proportional to the reduction in cross-sectional area due to any vertical chase or recess, provided that the reduction in area does not exceed 25%.

In the case of reducing both the gross and net area, as recommended in some of the standards above mentioned, reduction coefficients would be required because of the presence of much larger chases than those considered in this work for the different wall groups studied, as shown in Table 16, for walls without flanges. Additionally, it can be observed that the simplification suggested by the existing regulations can be non-conservative, demanding more conservative criteria such as those herewith presented. In the walls with flanges, the same situation occurs in the vast majority of cases when using the lowest H/L ratio (150 mm in length), again demonstrating the need to consider a more conservative approach than simply using the remaining areas, as shown in Table 17 (the values, in this case, refer to the product of the F factor by the R_C factor).

% of Chase	Proposed Reduction Factors (R_C)			Reduction Factor (R) by Direct Discount of	
	Chasing Configuration			Gross Area	Net Area
	H	HS	I		
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	0.563	0.584	0.656	0.800	0.662
30	0.409	0.483	0.586	0.700	0.613
50	0.302	0.359	0.404	0.500	0.500

Table 16. Comparison between proposed reduction factors and simplified factors by removing the areas (walls without flanges).

% of Chase	Proposed Reduction Factors ($F \times R_C$)			Reduction Factor (R) by Direct Discount of	
	Chasing Configuration			Gross Area	Net Area
	H	HS	I		
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	0.608	0.590	0.707	0.800	0.662
30	0.475	0.491	0.669	0.700	0.613
50	0.499	0.371	0.578	0.500	0.500

Table 17. Comparison between proposed reduction factors and simplified factors by removing the areas (walls with flanges and length 150 mm).

580 From the results shown in section 4.1.2, the present work suggests for the Brazilian standard
 581 an Index of Localized Slenderness due to Chase (λ_C) equal to 33, instead of using percentages or
 582 fixed depth values as limits. Regarding the dimensional limits, there is a significant disparity in the
 583 values cited by standards, as summarized in Table 18, and the difference in materials used in
 584 different countries tend to hinder a simple comparison. The German [9] and British [10] standards
 585 predominantly follow the Eurocode [8] or have very similar limits, and therefore are not shown in
 586 the table below. In terms of location, in accordance with the Indian standard [7] and Eurocode [8],
 587 the upper chase (and consequently the lower) is not the least critical in relation to the centralized
 588 chases, despite the loss of strength being considerable even in these positions, according to this
 589 work.
 590

Standard	Depth	Length	Width	General Observations
Brazil [2-4]	-	Individual: < 40 cm ⁽¹⁾ Sum: < 1/6 Length Wall ⁽¹⁾	-	- Note 1: limit removed from Standard ABNT NBR 16868 [2] and present in [3] and [4].
United States [5]	-	< 30.5 cm ⁽²⁾	-	- Note 2: masonry directly above chases wider than 30.5 cm shall be supported on lintels.
Australia [6]	-	< 1/4 Thickness Wall ^(3,5) < 1/2 Thickness Wall ^(4,5)	-	- Note 3: limit considering the effect of chases on the fire-resistance period for structural adequacy for vertically spanning walls. - Note 4: limit considering the effect of chases on the fire-resistance period for structural adequacy for walls spanning vertically and horizontally. - Note 5: where the chase is greater than the limit considered, using the slenderness ratio of the wall, based on the wall thickness at the bottom of the chase.
India [7]	< 1/6 Thickness Wall	Individual: < 1 m Sum: < 1/4 Length Wall	< 6 cm	- Minimum slenderness ratio equal to 15 on wall with chase. - Chase shall be located in the upper or lower middle third height of wall at a distance not less than 60 cm from a lateral support. - There shall not be more than 2 chases in any wall. - Chases shall have minimum mutual separation distance of 50 cm. - No chase shall be provided in any stretch of a masonry wall, the length of which is less than four times the thickness of wall. - Masonry directly above a chase, if wider than 30 cm, shall be supported on a lintel.
European Union [8]	<= 3 cm ⁽⁶⁾	Unlimited ⁽⁶⁾	<= 1/2 Thickness Wall	- Any horizontal and inclined chases should be positioned within one eighth of the clear height of the wall, above or below a floor. - That the eccentricity in the region of the chase is less than one third of the thickness wall. - The horizontal distance between the end of a chase and an opening should not be less than 500 mm. - The horizontal distance between adjacent chases of limited length, should be not less than twice the length of the longest chase. - The limits shown are valid for horizontal and inclined chases. - Note 6: There are more restrictive limits according to the length chase and thickness wall.

Table 18. Summary of normative limits for horizontal chases in masonry walls.

591

592

593 5. CONCLUSIONS

594
595 It was possible to verify that the finite element modelling of masonry walls, using linear
596 elastic analysis in the Abaqus software, achieved good performance in obtaining in-plane and out-
597 of-plane displacement values, when compared to experimental data [24].

598 The simplified approach of disregarding the chase thickness of the wall determine its
599 slenderness (λ), and consequently the strength reduction factor (R), was invalidated in the present
600 study, considering that the numerical models provided lower reduction coefficients for any wall
601 group studied.

602 It was concluded that the depth of chases was limited according to the Index of Localized
603 Slenderness due to Chases (λ_C); the ratio between the effective height and residual thickness of the
604 chase area was limited to 33 for any chase position and orientation.

605 It was possible to establish a strength prediction model for walls with horizontal and
606 inclined chases using the chase percentage and ratio between the length and height of the walls, for
607 walls with flanges and the resulting flange effect, defining an additional criterion to the normative R
608 factor due to the general slenderness of the walls in the Brazilian standard ABNT NBR 16868 [2].

609 The proposed factors fill a gap in the Brazilian and international standards, which do not
610 offer clear guidance on the consideration of chases when checking structural masonry walls. Some
611 regulations state that it is necessary to simply neglect the chasing area, which according to the
612 obtained results (more restrictive limits) goes against structural safety. This study presents a novel
613 model, not yet considered in standards, and therefore further experimental studies (with other types
614 of wall configurations, in real scale, etc.) are recommended in order to validate and complement the
615 proposed strength reduction parameters.

616 617 ACKNOWLEDGEMENTS

618
619 First author acknowledgments the University of Passo Fundo for the postgraduate license
620 granted in part of the Doctorate. The authors thank the National Council for Scientific and
621 Technological Development (CNPq) for the financial support for research in Brazil.

622 623 REFERENCES

- 624
625 [1] W. G. Curtin, G. Shaw, J. K. Beck, W. A. Bray, rev. by D. Easterbrook, Structural Masonry
626 Designers' Manual, third ed., Wiley-Blackwell, Hoboken, 2006.
627 [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 16868. Alvenaria Estrutural - Parte 1: Projeto,
628 Rio de Janeiro, 2020. [in Portuguese]
629 [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15812-1. Alvenaria estrutural - Blocos
630 cerâmicos - Parte 1: Projetos, Rio de Janeiro, 2010. [in Portuguese]
631 [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15961-1. Alvenaria estrutural - Blocos de
632 concreto - Parte 1: Projetos, Rio de Janeiro, 2011. [in Portuguese]
633 [5] Masonry Standards Joint Committee, TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08. Building Code
634 Requirements and Specification for Masonry Structures, EUA, 2008.
635 [6] Standards Australia, AS 3700-2011. Masonry structures, Australia, 2011.
636 [7] Bureau of Indian Standards, IS 1905 - 1987. Code of practice for structural use of unreinforced
637 masonry, New Delhi, 2002.
638 [8] European Committee for Standardization, EN 1996-1-1:2005. Eurocode 6 - Design of masonry
639 structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, Brussels,
640 2005.

- 641 [9] Deutsches Institut Für Normung, DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01. Bemessung und
642 Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes
643 Mauerwerk; Änderung A2, Berlin, 2015. [in German]
- 644 [10] British Standards Institution, BS NA EN 1996-1-1:2005. UK National Annex to Eurocode 6.
645 Design of masonry structures. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures,
646 London, 2007.
- 647 [11] Deutsches Institut Für Normung, DIN EN 1996-1-1:2013-02. Bemessung und Konstruktion
648 von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes, Berlin,
649 2013. [in German]
- 650 [12] British Standards Institution, PD 6697:2010: Recommendations for the design of masonry
651 structures to BS EN 1996-1-1 and BS EN 1996-2, London, 2010.
- 652 [13] Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks - und Wohnungsbau e.V., Merkblatt Schlitzte und
653 Aussparungen, Berlin, 2015. [in German]
- 654 [14] K. Fisher, The effect of chasing on the compressive strength of brickwork, in: 3th International
655 Brick Masonry Conference, Essen, 1973.
- 656 [15] K. Kirtschig, W. R. Metje, Einfluss von Aussparungen auf die Tragfähigkeit von Mauerwerk,
657 Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Hannover, 1973. [in
658 German]
- 659 [16] S. Sahlin, Fisher's Tests on Chasing Revisited: The Effect of Chasing on the Compressive
660 Strength of Brickwork (3.IBMAC, Essen 1973), *Masonry International* 20 (2) (2007) 1-6.
- 661 [17] S. Notz. Versuche an Geschlitzten Mauerwerkselementen. Dissertation (Master in
662 Engineering) - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, 2008. [in German]
- 663 [18] N. Mojsilovic, S. Notz, B. Wäfler, J. Yu, Load tests on masonry elements with chases, in: 11th
664 Canadian Masonry Symposium, Toronto, 2009.
- 665 [19] S. M. Z. Lima, Efeito de defeitos construtivos no comportamento e resistência à compressão de
666 alvenaria estrutural de blocos cerâmicos. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Programa de
667 Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais,
668 Belo Horizonte, 2009. [in Portuguese]
- 669 [20] N. Mojsilovic, Masonry elements with chases: Behaviour under compression, *Construction and
670 Building Materials* 25 (2011) 4415–4425.
- 671 [21] F. L. Soares, Comportamento mecânico de alvenaria Dissertation (Master in Civil Engineering)
672 - Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2012. [in Portuguese]
- 673 [22] S. Reichel, W. Jäger, T. Bakeer, The effect of horizontal chases on the loadbearing capacity of
674 masonry, in: 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, 2013.
- 675 [23] R. Vicente, H. Varum, A. Figueiredo, T. M. Ferreira, J. A. R. M. da Silva, Hollowed clay
676 brick masonry elements with chases: behaviour under compression, in: 9th International
677 Masonry Conference, Guimarães, 2014.
- 678 [24] A. S. Milani, Influência de cortes no comportamento mecânico de paredes em alvenaria
679 estrutural submetidas à compressão. Thesis (Doctorate in Civil Engineering) - Programa de Pós-
680 Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019. [in
681 Portuguese]
- 682 [25] B. E. Abboud, A. A. Hamid, H. G. Harris, Small-scale modeling of concrete block masonry
683 structures, *ACI Structural Journal* 87 (2) (1990) 145–155.
- 684 [26] J. S. Camacho, R. Bertolino Jr., R. P. Andolfato, An experimental investigation of correlations
685 between prototypes and small-scale modeling of ceramic block masonry, in: 12th International
686 Brick/Block Masonry Conference, Madrid, 2000.
- 687 [27] T. G. Hughes, N. Kitching, Small scale testing of masonry, in: 12th International Brick/Block
688 Masonry Conference, Madrid, 2000.
- 689 [28] L. Long, A. A. Hamid, R. G. Drysdale, Small-scale modelling of concrete masonry using 1/2
690 scale units: a preliminary study, in: 10th Canadian Masonry Symposium, Alberta, 2005.

- 691 [29] A. Quinonez, J. Zessin, A. Nutzel, J. Ochsendorf, Small-Scale Models for Testing Masonry
692 Structures, *Advanced Materials Research* 133-134 (2010) 497–502.
- 693 [30] A. Mohammed, T. G. Hughes, A. Mustapha, The effect of scale on the structural behaviour of
694 masonry under compression. *Construction and Building Materials* 25 (1) (2011) 303-307
- 695 [31] D. M. Herbert, D. R. Gardner, M. Harbottle, J. Thomas, T. G. Hughes, The development of a
696 new method for testing the lateral load capacity of small-scale masonry walls using a centrifuge and
697 digital image correlation, *Construction and Building Materials* 25 (12) (2011) 4465-4476.
- 698 [32] A. Mohammed, T. G. Hughes, Some Factors Affecting the Compressive Behaviour of
699 Structural Masonry at Small Scales, *International Journal of Civil and Environmental Engineering* 6
700 (2) (2012) 73–77.
- 701 [33] S. Petry, K. Beyer, Testing unreinforced masonry structures at reduced scale, in: 15th World
702 Conference on Earthquake Engineering Lisbon, Lisbon, 2012.
- 703 [34] D. M. Herbert, D. R. Gardner, M. Harbottle, T. G. Hughes, Uniform lateral load capacity of
704 small-scale masonry wall panels. *Materials and Structures*, v. 47 (5) 805-818, 2014.
- 705 [35] N. Sathiparan, W. A. V. Anjalee, K. K. S. Kandage, The scale effect on small-scale modelling
706 of cement block masonry, *Materials and Structures* 49 (7) 2935-2946, 2015.

**5 ARTIGO 2 – NUMERICAL ANALYSIS OF MASONRY WALLS WITH
HORIZONTAL CHASES USING THE LATTICE DISCRETE ELEMENT METHOD
(LDEM)**

NUMERICAL ANALYSIS OF MASONRY WALLS WITH HORIZONTAL CHASES USING THE LATTICE DISCRETE ELEMENT METHOD (LDEM)

ABSTRACT

This work presents the numerical simulation of masonry walls with chases using the Lattice Discrete Element Method (LDEM). Experimental compression tests of small-scale masonry walls with chases at their central height with a depth of 20, 30 and 50% of its thickness were originally developed. In-plane strains, out-of-plane displacements, stresses and the characterization of the failure mechanism, according to different chase depths, are used to compare the proposed numerical models. The LDEM consists of discretizing the continuum by means of a 3D lattice of uniaxial elements with a constitutive law that carries the elastic and fracture properties of the material. Two types of models were proposed, a simplified 3D model where the wall is simulated with one material, present a good agreement with experimental results of the pre-peak behavior of cut wall with 20 and 30% of its thickness. The failure mechanism observed in the numerical simulations is identical to its experimental counterpart; nonetheless, cracks appeared in random locations. In the 3D model in which the mortar joints were simulated, the pre-peak and post-peak behavior are better represented, and the crack pattern is befitting with the tested small-scale masonry walls with chases of 20% and 30% of its thickness. The failure mechanism found on walls with 50% of its thickness was well adjusted changing the boundary conditions on the 3D model with mortar joints. The LDEM models are a good alternative for representing the behavior of the chased walls and to predict the strength, and failure mechanisms within this kind of structure.

Keywords: Chase, structural masonry, clay block, mechanical behavior, failure mechanism, numerical model, Lattice Discrete Element Method, LDEM.

1. INTRODUCTION

Structural masonry is one of the most important building system in many countries. Non-conformabilities issues are often found in masonry walls due to the presence of chases, usually for passage of electrical, hydraulic, gas or air conditioners plumbing after the building's occupancy. Because of this, it is necessary to give the due attention in this matter to develop a more reliable model to predict failure mechanisms and the strength capacity of the walls under these conditions.

The chase effect on masonry walls under compression is not accurately estimated by the masonry codes, with regard to walls strength. The codes indicate limits on the length, width, depth and position of the walls chases, with different approaches. Above these limits, some standards only mention that the effect of reducing the strength of the walls should be considered in the structural design, while others have very simplified strategies, as the simple reduction of the cross-sectional area. However, those codes do not provide any information on how to proceed when the chases exceed those limits, i.e., they do not present guidelines for obtaining the residual load capacity of walls with chases. The quantification of the residual strength, the failure mode and length limits for masonry chase are important parameters that need to be known to improve masonry codes and to prevent abrupt failure.

The influence of chases on structural masonry walls has been evaluated in some experimental researches, in full scale or small-scale models [1]–[6], with different types of blocks, wall slenderness, location and dimensions of chases. Numerical studies in masonry structures with chases are rare. Among those mentioned in experimental studies, only the research by Mojsilovic [4] that use a truss model to predict the failure load and Reichel *et al.* [5], that use Finite Element Method (FEM), presents numerical approaches.

50 The ability to predict material failure is one of the most complex actions in the
51 implementation of numerical methods. In brittle materials, such as masonry, failure occurs by the
52 formation of cracks that propagate almost instantly. However, before the appearance of the first
53 cracks in the blocks, there are microcracks in the mortar joints, which are mainly responsible for the
54 nonlinear behavior of the masonry. There are many numerical models used to simulate the behavior
55 of masonry. The continuous models developed until the present day, are not able to predict the
56 propagation of cracks in the blocks and mortar, indicating only how the stresses are concentrated
57 and reporting global failure, such as in the case of material yielding (Berto *et al.* [7], Lourenço and
58 Pina-Henriques [8], Barbosa *et al.* [9]). In this way, the discontinuous models that incorporate some
59 properties of the fracture mechanics are spreading; thus, being widely used to predict crack
60 propagation.

61 In recent years, the discrete element method, within discontinuous models, has attracted
62 attention for modeling the failure behavior of masonry walls. See for example, Dimitri [10],
63 Smoljanovic *et al.* [11]–[12], Rafiee *et al.* [13], Javidan *et al.* [14], Sarhosis [15], Mohammadipour
64 and Williams [16], Pulatsu *et al.* [17]–[19], Bui *et al.* [20], Baraldi *et al.* [21], Bello *et al.* [22],
65 Lemos *et al.* [23] and Mercuri *et al.* [24].

66 An alternative method for studying this problem can be the so-called Lattice Discrete
67 Element Method (LDEM). The LDEM is based on the spatial discretization of the body by means
68 of a regular lattice with the masses of the solid concentrated on its nodes. The version of this
69 method used in the present work is based on the propose of Riera [25], originally developed to
70 determine the dynamic response of plates and shells when failure occurs primarily by shear or
71 tension under a shock wave caused by impact loading, as it is generally observed in concrete
72 structures. The satisfactory correlation between the experimental results and the LDEM predictions
73 confirms the robustness of this method when modeling fracture in quasi-brittle materials. This was
74 reported, among others, in [26]–[47].

75 In this work it is presented a comparison between the failure of experimental tests on
76 reduced scale walls with horizontal chases [6] and the predictions using the LDEM method. The
77 LDEM method emerges as a good alternative for modelling masonry structures, representing the
78 fracture mechanism that occurs when the masonry walls break.

79

80 2. MATERIALS AND METHODOLOGY

81

82 This section is divided on the experimental program, a summarizing of Milani's research [6],
83 and numerical simulations using LDEM. The material parameters are first described on the
84 experimental program and then the methodology of each part is explained.

85

86 2.1 *Experimental materials and methods*

87

88 Milani [6] developed an experimental research of 1:5 small-scale models of structural
89 masonry of hollow clay blocks where he verified the influence of chases in the strength and
90 deformability of the walls. These experimental tests were useful as a reference to the numerical
91 model developed in the present work, whose most relevant data are presented below.

92

93 2.1.1 *Block properties*

94

95 It was used a hollow clay block geometry commonly used in Brazil. The block geometry
96 was characterized as a hollow block with solid face shell and cross webs, with real dimensions of 14
97 cm x 19 cm x 29 cm in width, height and length, respectively. The experimental tests done on
98 masonry wall were built with blocks with the same geometry format but using 1:5 small-scale. The
99 final dimensions of the blocks were 2.8 cm x 3.8 cm x 5.8 cm, as depicted in Figure 1.

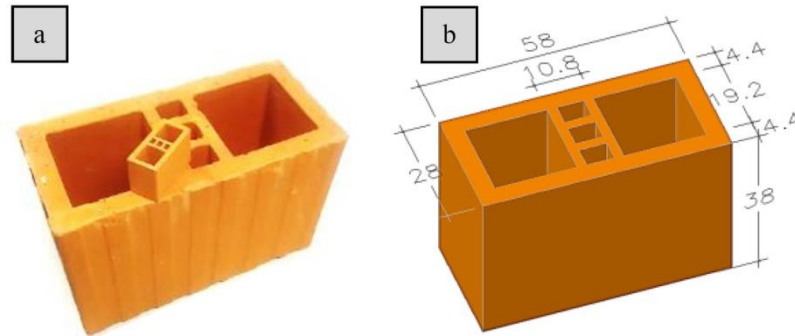


Figure 1. Blocks: a) geometries in small and full scale; b) dimensions in 1:5 scale, in [mm].

The block has an average net area (A_{net}) of 848.9 mm² and a net-gross area relation, (A_{net}/A_{gross}) of 0.50. The bulk density was determined using 13 specimens, randomly chosen and the value found for small-scale blocks was 1.93 g/cm³.

The compressive strength and Young modulus were performed with an INSTRON universal testing machine model 5590-HVL, with a 50 kN load cell. The velocity of the load during tests was 0.05 MPa/s in the gross area. The Young modulus was determined for a stress range between 5 to 30 % of the failure stress. To determine the block deformations, it was used two strain-gauges glued at the surfaces.

The tensile strength of the block was obtained by adapting the split test procedures provided by ASTM C1006 - 07 [48]. The loading velocity was applied using a universal Shimadzu machine AGS-X with a load capacity of 5 kN and a displacement rate of 0.8 mm/min. The splitting tensile test was produced by a pair of bars with a diameter of 3.9 mm, following the normative recommendation of 1/8 to 1/12 of the block height. Capping was performed with gypsum at both sides of the block. All tests were carried out in dry conditions.

Table 1 presents the results of the mechanical tests of the blocks, the number of specimens and the coefficient of variation found (CV). While Figure 2 shows the experimental layout and the observed representative fracture pattern.

			Mean value	N° specimens	CV [%]
Compression	Failure load	N	33343.08	13	5.6
	Strength (Net area)	MPa	39.28	13	5.6
	Young Modulus	MPa	10449	6	7.7
	Ultimate strain at failure	%	4.22	6	5.4
Tension	Failure load	N	2222.56	10	6.0
	Strength	MPa	3.87	10	6.0

Table 1. Mechanical properties of blocks.

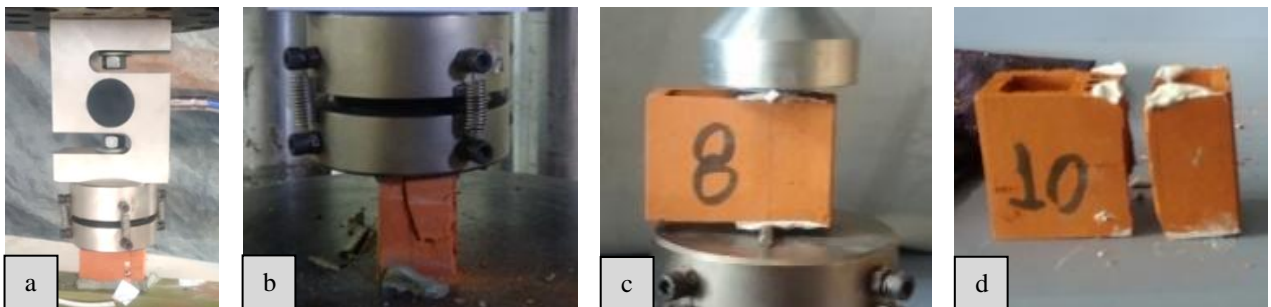


Figure 2. Block tests: a) Young modulus test layout; b) failure mode in compression; c) Split tensile test layout; d) Split tensile failure mode.

125 2.1.2 Mortar Properties

126

127 The bedding mortar used had a proportion on volume of 1:0.5:4.5 (cement, lime and sand).
 128 For mortar, it was chosen a high-initial strength Portland cement and a hydrated lime. The
 129 water/cement ratio used was 1.25. To guarantee the mortar workability during bedding, a
 130 plasticizer/stabilizer additive was added to the mixture. The additive percentage was added in
 131 proportion of 0.4% to cement weight. The mortar sand used in experiments was a well graded
 132 natural fine sand, sieved in a 0.6 mm mesh, to guarantee a maximum diameter of grain less than 1/3
 133 of the joint thickness (2 mm).

134 The tensile test by flexural bending of mortar samples with prismatic shape dimensions of
 135 4x4x16 cm were done in a universal test machine Shimadzu. The load application rate was 50 N/s.
 136 After the bending tests, the two parts of each specimen were used for the compressive strength test.
 137 The compressive strength test was performed using an INSTRON test machine model 5590-HVL
 138 with a 50 kN load cell and a load application rate of 500 N/s.

139 Six cylindrical specimens with a diameter of 50 mm and a height of 100 mm were molded to
 140 obtain the Young modulus. The specimens were tested at an age of 28 days in the laboratory
 141 environment. The vertical deformations were obtained from two opposite strain-gauges glued at the
 142 specimen surface. The tests were performed with the same equipment as in the compressive
 143 strength test, with a loading rate of 0.02 MPa/s. Two load cycles were performed up to
 144 approximately 30% of the estimated strength, to correctly compose strain measurements during
 145 experimental tests. The Young Modulus was determined for a stress range between 5 to 30% of the
 146 maximum strength. Table 2 presents the results of prismatic and cylindrical mortar specimens.

147

Specimen			Mean value	CV [%]
Prismatic Bending	Failure load	N	742.4	18.3
	Tensile strength	MPa	1.74	18.3
Compression test	Failure load	N	9338.8	3.2
	Compression strength	MPa	5.84	3.2
Cylindrical	Young Modulus	MPa	7272	11.4
	Ultimate strain at failure	%	1.83	9.9

148 **Table 2.** Mortar test results.

149

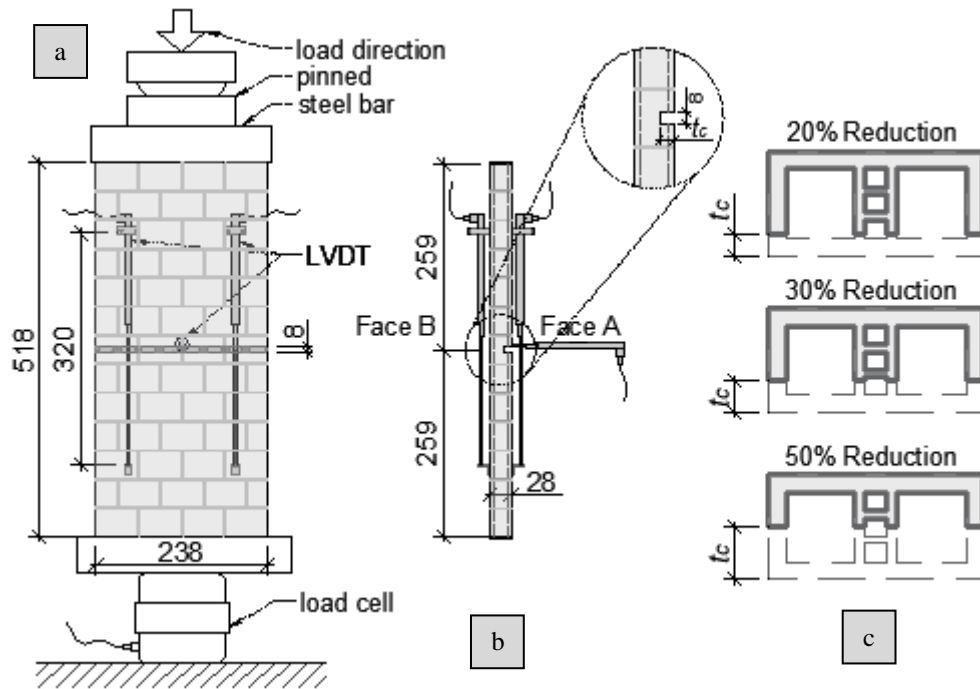
150 2.1.3 Experimental Program

151

152 The small-scale walls were built with a reduction proportion of 1:5, with dimension of
 153 240mm width x 520mm height, which would correspond in the real scale to a wall with dimensions
 154 of 1.20 m x 2.60 m. A total of 12 walls were built, 9 of them with horizontal chases at half height
 155 with different depths and three of them without chase were used as a reference. Three reduction
 156 proportions of thickness (t_c) were analyzed: 20%, 30% and 50%. The bedding mortar was applied
 157 through the entire net area of the blocks, with a thickness of approximately 2 mm. It was used a
 158 cement paste of high initial strength as a capping material at the top and the bottom of masonry
 159 wall. The tests were performed at the age of 28 days, and the cuts were done one day earlier using
 160 an electric circular saw with small dimensions.

161 Four LVDT sensors were placed to measure the vertical displacements, two in both sides of
 162 the wall (Face A and Face B) and one LVDT at the middle sector of the wall placed to measure the
 163 out-of-plane displacement. The vertical LVDT sensors covered a length of 320 mm. Figure 3 shows
 164 the structural schemes of walls test set up with the depths of cuts (t_c) being considered as a
 165 percentage in relation to the block thickness. It is worth noting that a cut of 20% of the wall
 166 thickness is an equivalent to 5.6 mm in small-scale 1:5 proportion (0.2 times of wall thickness of 28
 167 mm). Nevertheless, this cut represents a reduction of 33.8% of the block net area. In the same way,

168 cuts of 30% (8.4mm) and 50% (14mm) represent a reduction of 38.7% and 50% of the block net
 169 area, respectively.
 170



171
 172 **Figure 3.** a) Frontal view and b) lateral view of the wall tests set up and c) geometry of cut blocks.
 173 Dimension in [mm].
 174

175 At the top of the wall, the load was applied as a pinned connection and at the base, the wall
 176 was directly supported by the machine steel bar. However, when detachments and crushing were
 177 observed at the base of the wall, this caused some rotations in this support. A load cell of 300 kN
 178 was used at the bottom part of the wall and a load distribution plate was placed above it. The
 179 equipment used allow a servo controlled displacement with a constant velocity of 0.25 mm/min.
 180 Two load cycles were performed up to approximately 30% of the estimated failure load in order to
 181 standardize the strains.

182

183 2.2 Numerical Simulation's Methodology

184

185 The basis of the Lattice Discrete Element Method (LDEM) used in the present research is
 186 extensively explained in several works as [28], [34], [37], [39], [40], [42], [44], [47]. However, a
 187 brief explanation is presented in the following sections.

188

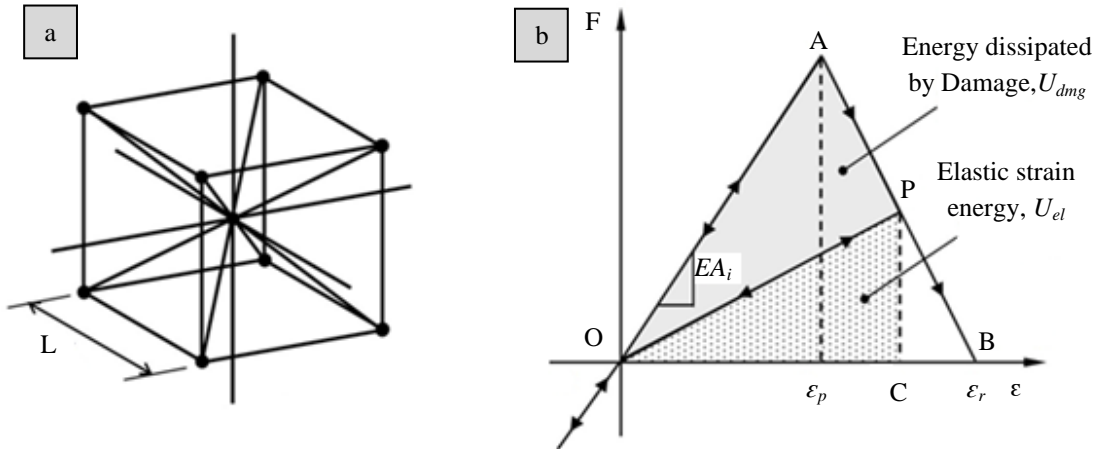
189 2.2.1 The Lattice Discrete Element Method in Fracture Problems

190

191 The LDEM used in this work was proposed originally by Riera [25]. It consists of a
 192 representation of the continuum through the repetition of unidirectional lattice elements, spatially
 193 arranged and with masses concentrated at the truss nodes. Figure 4a) shows the basic cubic module.
 194 Each node has three degrees of freedom that correspond to the three components of the
 195 displacement vector in a global reference system.

196 The discrete representation of the orthotropic continuum is adopted to solve dynamic
 197 structural problems through explicit numerical integration of the motion equations. Within linear
 198 elasticity, the equivalence between the LDEM arrangement and an orthotropic elastic solid with

199 major axes oriented towards the longitudinal elements of the cubic arrangement was demonstrated
 200 by Nayfeh and Hefzy [49].
 201



202 **Figure 4.** a) LDEM basic cubic module and b) Bilinear constitutive law material adopted for concrete.
 203
 204

205 Each unidirectional element has a constitutive law that relates internal forces to the
 206 displacements, as shown in Figure 4 b). This figure shows a bilinear law based on the proposal
 207 made by Hilleborg *et al.* [50]. This constitutive law of LDEM allows to model cracks and defects in
 208 the material, and it may represent the irreversible effect of nucleation and propagation of cracks.
 209 Thus, this nonlinear constitutive model allows obtaining a convincing reproduction of material
 210 damage and permits the element failure when reaching a critical condition. The bilinear law is
 211 widely used to represent concrete also under compression load.

212 In Figure 4b) EA_i is the initial slope of the constitutive element, that is the product between
 213 the Material Young's modulus and the cross-section area of the i -element, where the subscripts i
 214 may be equal to l , for longitudinal elements, and to d for diagonal elements. The so-called critical
 215 strain, ϵ_p , is the maximum strain before the damage initiation. For a generic point P of the
 216 constitutive law, plotted in Fig. 4 b), the area under the triangle OPC is related to the elastic energy,
 217 U_{el} , and the area OAP is that dissipated by damage, U_{dmg} . The unloading is linear up to the origin.
 218 When the energy dissipated by damage is equal to the total energy of the constitutive law (OAB
 219 area) that is related to the fracture energy, G_f , the element breaks. With this idea is defined the
 220 failure strain for the i -element, ϵ_r .

221 In the case of compressive loads, the material behaves in a linear elastic manner. In this
 222 way, the failure in the compression is induced by indirect traction. In quasi-brittle materials, this
 223 assumption is reasonable because its ultimate strength in compression is usually five to ten times
 224 larger than that in tension [51].

225 Ref. [28], [37], [40], [42], [44], [47], [52]–[54], among others, present in detail the
 226 theoretical fundamentals of the LDEM.

227

228 2.2.2 LDEM in Abaqus-Explicit

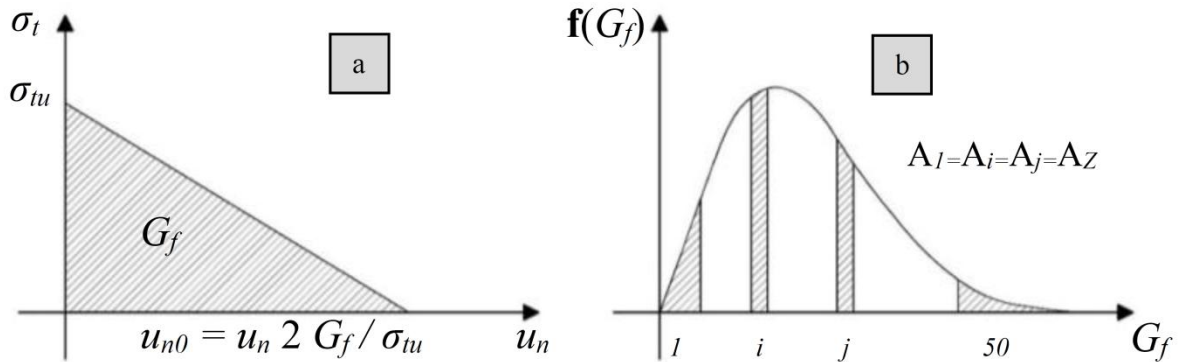
229

230 LDEM is introduced into the Abaqus/Explicit environment [55] in order to create hybrid
 231 models between LDEM and FEM, where it is possible to seize each model's advantages and
 232 potential. Thus, the basic LDEM module shown in Figure 4 a) and its repetition to create a model is
 233 implemented in Abaqus using three-dimensional truss elements with 2 nodes (T3D2).

234 The LDEM constitutive law is represented by a "Brittle Cracking" model, available in
 235 Abaqus/Explicit for concrete solids failure, presented in Figure 5 a). In this law, the material
 236 behaves in a linear elastic way at the compression stage, as well as the tension before the damage

237 starts, equal to the LDEM bilinear constitutive law. With this model, it is possible to specify the
 238 critical stress of failure (σ_{tu}) and the deformation limit (u_{n0}), related to points A and B of Figure 4
 239 b). The brittle failure model allows removing the broken elements after they reach a limit value of
 240 deformation. In Figure 5 a), u_n , u_{n0} , σ_t and σ_{tu} represents: normal displacement; maximum
 241 element displacement; tensile stress and the stress level on the element when the first damage
 242 occurs, respectively.

243



244 **Figure 5.** a) Tensile constitutive material law of Abaqus, b) Scheme of incorporation of random field in the
 245 LDEM-Abaqus model.
 246
 247

248 For numerical simulation using LDEM, the statistical variation should be included in the
 249 material properties to account for the imperfections resulting from solid heterogeneity. In the
 250 LDEM, the random aspect is taken into account considering that the fracture energy (G_f) is a 3D
 251 random variable with a Weibull probability distribution [54]. Due to software characteristics in the
 252 implementation of LDEM in the Abaqus/Explicit, statistical variation is achieved by generating a Z
 253 number of materials, where each generated material has an average G_f value related to the Weibull
 254 distribution. The average frequency of occurrence of each G_f value is the same for all materials.
 255 Figure 5b) shows a scheme with $Z = 50$, i.e., 50 meaning the number of G_f values that will be
 256 assigned to each materials created, wherever it is observed that each area is equal to all the other
 257 ones, $A_1 = A_i = A_j = A_{50}$. Thus, each material will have a different constitutive law, as shown in Figure
 258 5 a). Further details on the implementation of LDEM in the Abaqus environment can be found in
 259 ref. [37], [39], [42], [53].

260

261 3. RESULTS AND DISCUSSION

262

263 3.1 Experimental Results

264

265 The experimental results of ultimate load, compressive strength, ultimate strain and out-of-
 266 plane displacement are presented in Table 3. Numbers in bold font represent mean values, while
 267 those in parentheses represent the standard deviation obtained in the measurements.

268 As expected, the chase walls presented a significant reduction on strength when compared to
 269 those considered as reference (without chases). The strength reduction with the increasing of depth
 270 cut, reach 69.8% for walls namely H50C. For the nomenclature used, the letter “H” refers to the
 271 horizontal chase direction, the number is the percentage of thickness reduction resulting by the
 272 chase, and the letter “C” refers to centered load (see the complete experimental program on [6]).

273

274

275

Wall	Ultimate Load [kN]	Compression strength		Ultimate strain measured at [mm/m]		Out-of-plane displacement [mm]	
		Gross section [MPa]	Net section [MPa]	Face A (Chase position)	Face B (Without chase)		
Reference	REF-1	58.06			2.17	0	
	REF-2	59.44	59.47 (1.43)	17.06 (0.41)	1.56 1.84 (0.31)	0.86 0.39 (0.43)	
	REF-3	60.92			1.78	0.32	
Horizontal chase	20%	H20C-1	35.98			1.82	0.78
		H20C-2	29.58	33.47 (3.42)	9.60 (0.98)	1.74 1.74 (0.08)	0.59 0.77 (0.09)
		H20C-3	34.85			1.66	0.75
	30%	H30C-1	26.66			1.54	0.72
		H30C-2	22.85	24.36 (2.03)	6.98 (0.58)	1.77 1.76 (0.21)	1.12 1.06 (0.31)
		H30C-3	23.56			1.97	1.33
	50%	H50C-1	17.28			2.26	0.81
		H50C-2	19.9	17.99 (1.67)	5.16 (0.48)	1.7 1.94 (0.29)	0.77 0.88 (0.16)
		H50C-3	16.79			1.86	1.06

Table 3. Results of the experimental tests of the walls.

It was possible to conclude from experimental tests from Table 3 that the presence of chases at face A increase the strain level measured, reaching approximately 1.7 mm/m with a standard deviation of 0.2 for much lower levels of loads when compared to the masonry reference. This probably means the existence of rotations in the middle part of the masonry wall due to the eccentricity by area reduction.

Figure 6 presents the compressive net stress-strain behavior of the walls obtained by the average of 3 specimens for each group. For walls with the presence of chases, vertical strains on the Face A were much greater than in the opposite side (Face B). This discrepancy increase with the increase of the chase depth.

The stress-strain behavior of masonry walls was approximately linear until near to the failure, this behavior was also observed by Mojsilovic [4] and Vicente *et al.* (2014). After the linear behaviour, large strains and out-of-plane displacements occur, because of the bending effect.

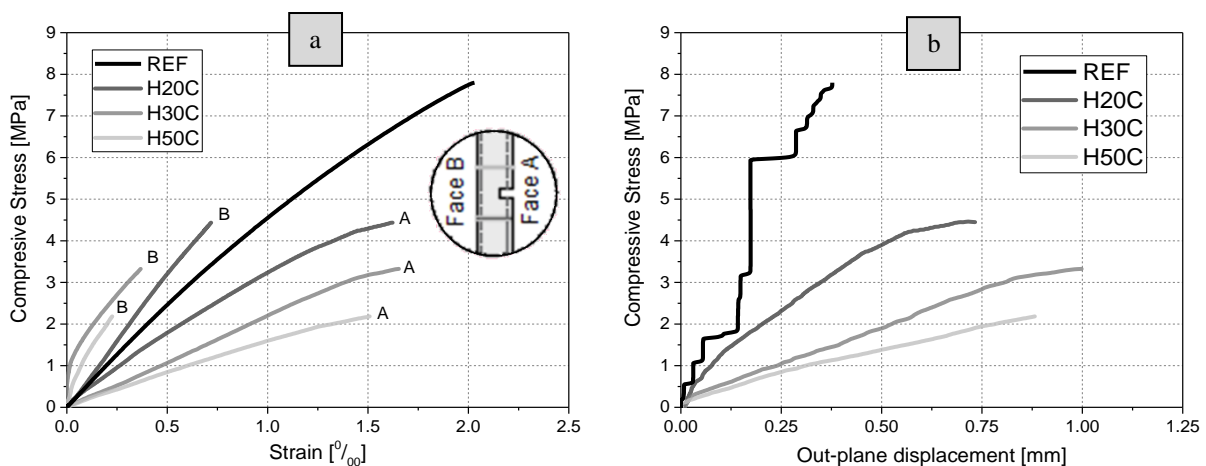
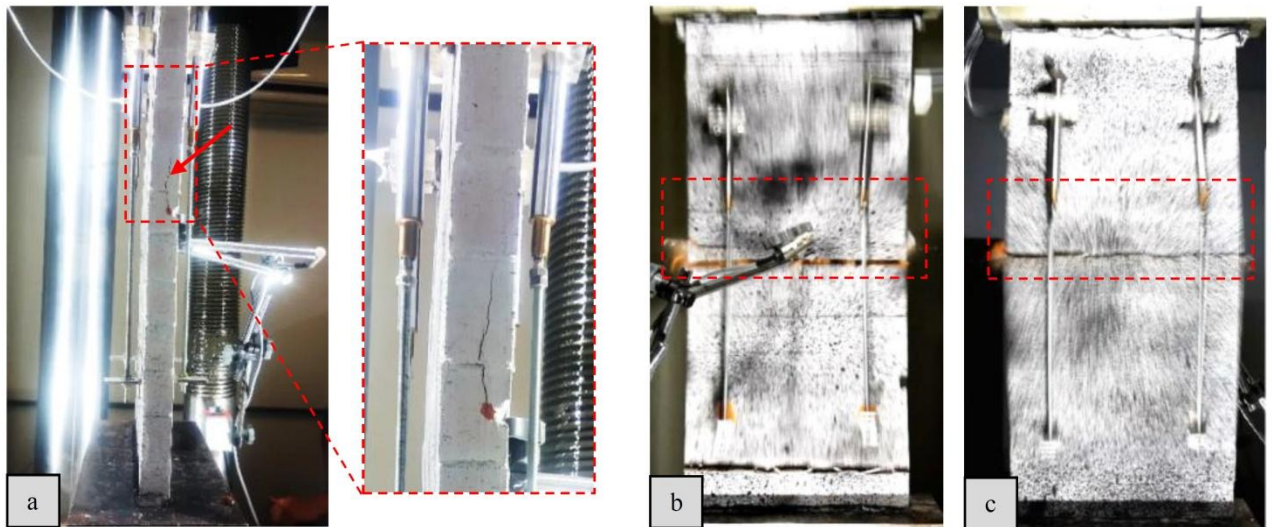


Figure 6. Walls stress-strain behavior: a) compressive net stress-strain and b) compressive net stress versus out-of-plane displacement, of the walls obtained by the average of 3 specimens for each group.

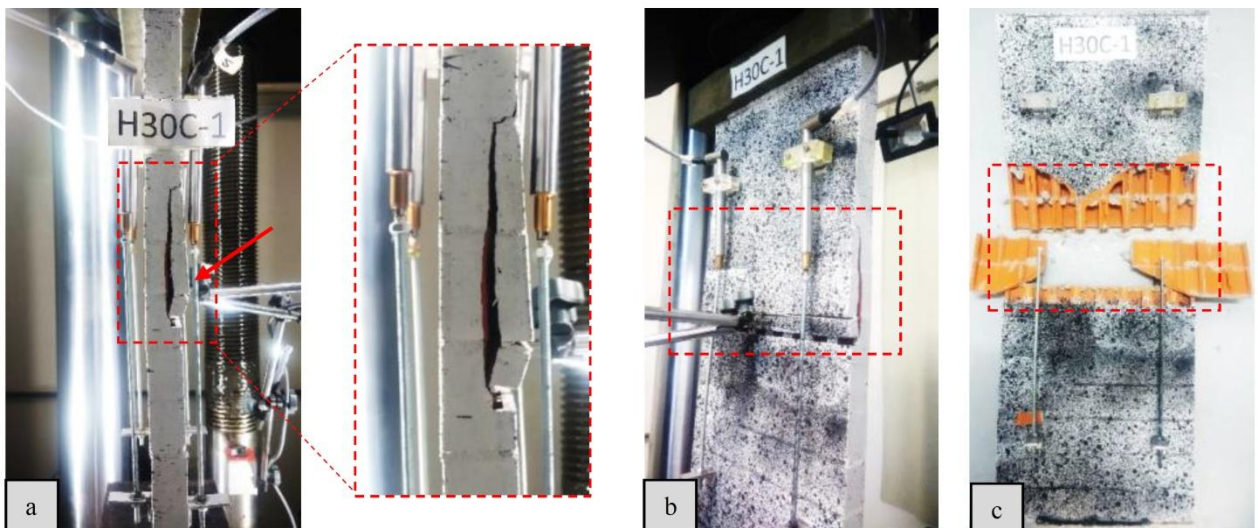
The failure mechanism of the reference walls was characterized by arisen vertical cracks and suddenly failure with block surface splitting, typically for masonry under compression. The

297 presence of horizontal chases changed the masonry failure mode, resulting in bending effects, more
 298 accentuated as the chases depth increased. This bending effect is the result of the centroid
 299 displacement caused by the chase, resulting in a loading eccentricity in that region and thus in a
 300 bending moment out of the wall plane.

301 The failure mode of the walls with chases of 20% and 30% were quite similar. Initially,
 302 cracks appeared at the chase border, either upwards or downwards (see Figure 7 a) and Figure 8 a)).
 303 These cracks propagated in the vertical direction, splitting the block until reaching the bedding
 304 mortar joint and propagating in the horizontal direction, forming a plastic hinge, as it can be seen in
 305 Figure 8 b) and c). From this moment on, the wall lose stability by bending, as shown in Figure 7 a)
 306 and b). The Figure 7 a) and Figure 8 a) indicates, using arrows, the cracks propagation until failure.
 307 Figure 8 c) shows the chase face of a wall after failure, where part of the wall surrounded by the
 308 cracks is expelled. This effect was more evident on walls with cuts of 30% depth.
 309

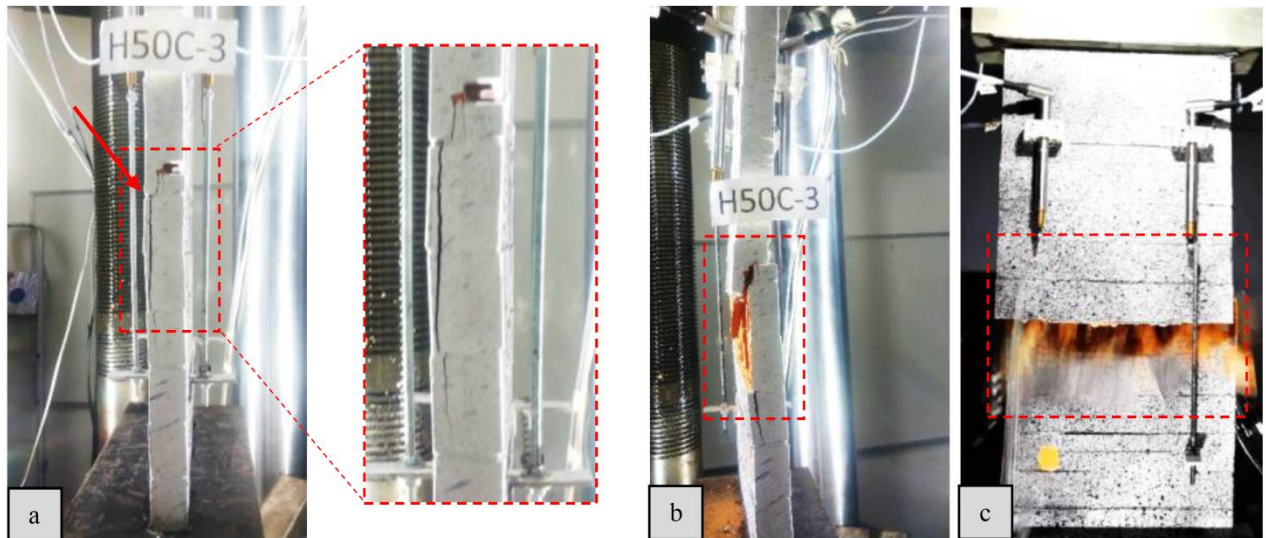


310 **Figure 7.** Failure mode for walls H20C. a) Lateral view and detail, b) face A or frontal view and c) face B or
 311 back view.
 312
 313



314 **Figure 8.** Failure mode for walls H30C. a) Lateral view and detail, b) face A or frontal view during the test
 315 and c) its final rupture.
 316
 317

318 In the case of a wall with a chase of 50% depth, the failure mode was characterized by the
 319 way the vertical crack propagated during the load application. Cracks appeared in these type of
 320 walls from the edge of the cuts, but propagated vertically, cutting the masonry blocks crosswebs, as
 321 can be observed in Figure 9 a). From experimental tests, it was possible to observe that the fragility
 322 point was due to the difference on the displacement surrounded by the cut and, as a consequence,
 323 masonry rotations and stress concentration at the corner of the cut. The failure mode was typically
 324 by bending, expelling part of the masonry wall on the opposite face delimited by the cracks, as
 325 presented in Figure 9 b) and c).
 326



327
 328 **Figure 9.** Failure mode for walls H50C. a) Lateral view and detail, b) failure collapse in lateral view and in
 329 c) frontal view.
 330

330

331 3.2 Numerical simulation of masonry chase

332

333 In this section, all the parameters studied herein are presented, such as, materials properties,
 334 and the numerical simulation of blocks and masonry wall models. It is important to note that the
 335 LDEM basic length module $L=2.8\text{mm}$ used to model the 3D masonry wall with horizontal chases
 336 was obtained by means of a mesh convergence analysis of 2D simplified models. Meshes with $L=$
 337 5.6mm , $L= 2.8\text{mm}$, $L= 2\text{mm}$ and 1.4mm were tested and it was found that the mesh with
 338 $L=2.8\text{mm}$ leads to satisfactory results with a feasible computational effort.

339

340 3.2.1 Material Properties

341

342 It was used the materials properties obtained from experimental tests to the numerical
 343 simulations of masonry wall with horizontal chases in the 3D. The density was considered constant
 344 for all wall as $\rho=1900\text{ kg/m}^3$. The Young modulus of the clay block (E_{block}) was 10449 MPa. The
 345 block fracture energy (Model I) was estimated at 60 N/m, from Izquierdo [56].

346 The mean compression strength of the block in net area was 39.28 MPa. The critical strain
 347 (ε_p) of the bilinear constitutive law presented in Figure 4 was obtained by fitting the numerical
 348 simulation of the indirect tensile test of the block with the tensile strength found on the
 349 experimental tests, as it can be seen in Table 1 (3.87 MPa). A critical strain result for the tensile
 350 strength of 3.74MPa was $\varepsilon_p=7.4074 \times 10^{-4}$.

351 The Young modulus (E_{mortar}) of the mortar determined in experiments was 7272 MPa. The
 352 mortar fracture energy (Model I) was considered equal to 20 N/m [56]. The critical strain of the
 353 mortar was defined as an approximation of the mean value of mortar bending tensile strength (see

354 Table 2) and the mortar Young modulus. Therefore, it was obtained the critical strain (ϵ_p) of
355 2.3927×10^{-4} related to bending stress of 1.74MPa.

356

357 3.2.2 *Homogeneous 3D wall model*

358

359 The first step of the simulations was to check if the numerical model of a homogeneous 3D
360 wall with the material parameters defined in the previous section could reproduce the experimental
361 features. This procedure allows comparing the experimental and numerical strength and pre-peak
362 and post-peak strain behavior at both faces of the masonry wall. In this model, the bedding mortar
363 joints were not discretized between blocks. It is a homogeneous model that has the same block
364 properties. Figure 10 a), b) and c) presents the frontal view or face A, the back view or Face B, and
365 the lateral view of the LDEM wall model, respectively. A perspective view of the wall model, with
366 a cut of 20% of its depth, is also shown in Figure 10 d). Figure 10 e) shows the top view of the wall
367 where it can be seen the hollows and septa that are formed in the construction of the wall.

368 The red circles presented in Figure 10 represent the locations where the vertical
369 displacements were measured to evaluate the specific strains. The black circles shown in Figure 10
370 illustrate the location where the out-of-plane displacement was measured, allowing a proper
371 comparison to experimental results. The numerical simulation was done with displacement control,
372 which induces force reactions that dividing by the gross area of the wall allows obtaining the
373 compression stress for every step of the simulation. With these output results obtained from
374 numerical simulation, the in-plane stress-strain and the out-of-plane stress-displacement curves
375 were plotted, as presented in Figure 11 a) and b), respectively.

376

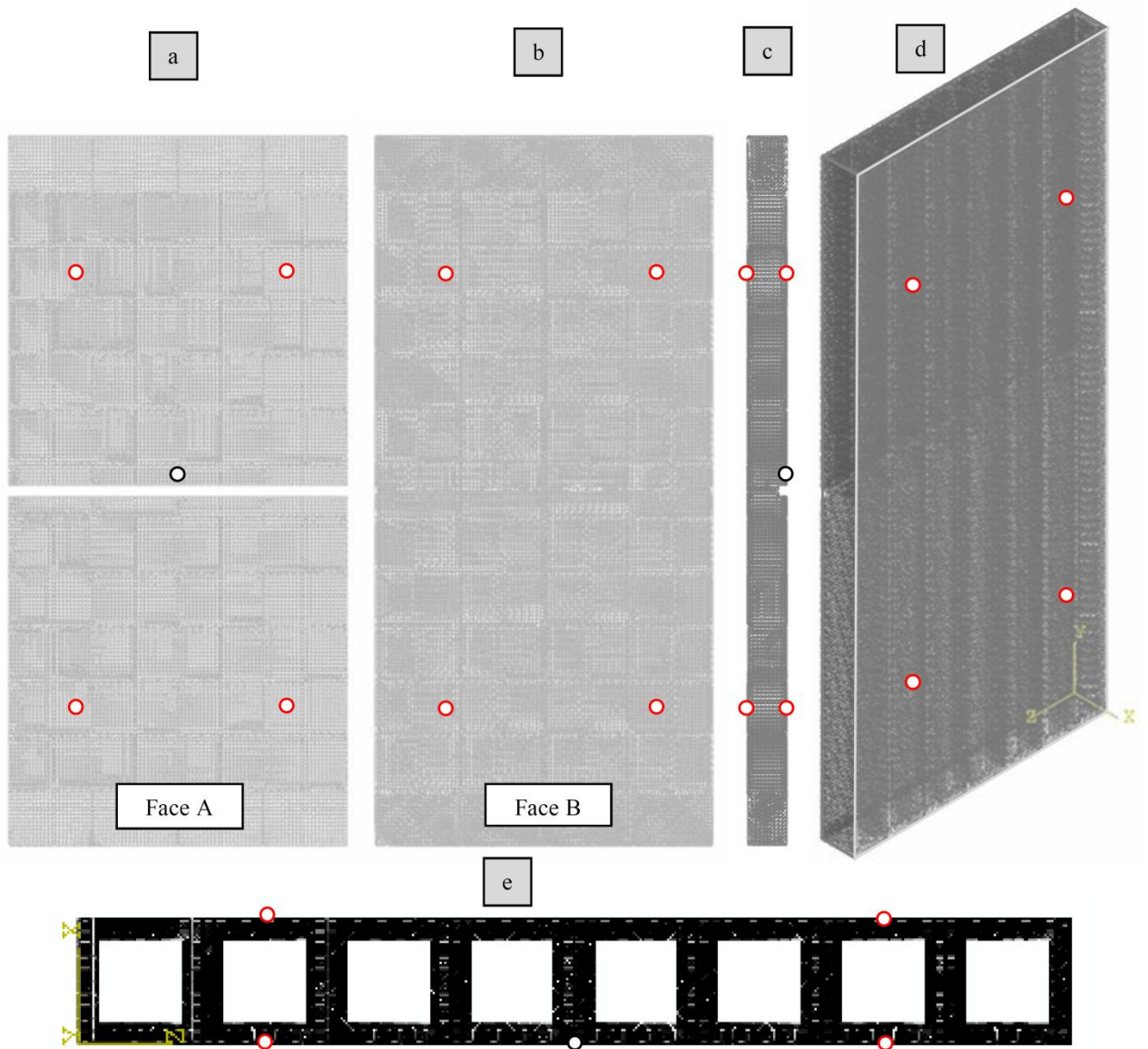


Figure 10. a) Face A or frontal view, b) Face B, and c) lateral view of the modelled wall. d) Perspective view of the wall model with a cut of 20% of its thickness. e) Top view of the simulated wall.

377
 378
 379
 380
 381 The ultimate stress found in the numerical simulation was 4.52 MPa, similar to the mean
 382 value found in experimental tests. The wall stiffness before the failure appears to be greater than the
 383 experimental ones in the stress-strain curve, as observed in Figure 11 a). This fact can be explained
 384 due to the disregarding of the mortar joints, which are the main ones responsible for deformations
 385 and the failure process of chase masonry walls. At the beginning, the stress and the out-of-plane
 386 displacement curve start close to the experimental tests, but soon behaving more stiffly, as it can be
 387 seen in Figure 11 b). In both cases, the numerical post-peak slope has a good agreement with the
 388 experimental results, but the final displacement after failure was much larger than the observed at
 389 the experimental tests.

390

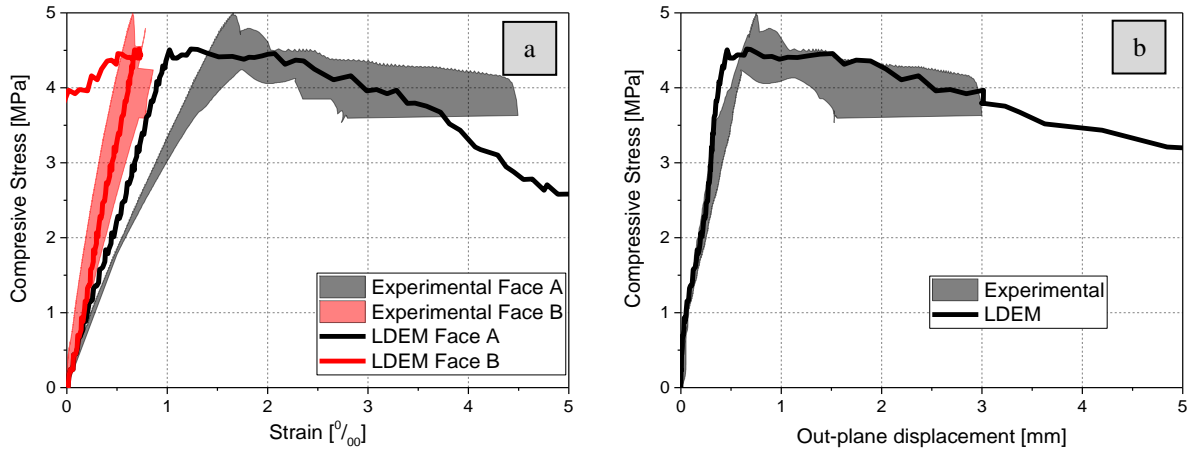


Figure 11. a) Strain-compressive stress curve and b) stress out-of-plane displacement curve for the wall with cut of 20% of its thickness. The envelope of the experimental results are also presented for a better comparison.

Figure 12 shows the comparison among the stress-strain curve at Face A with the strain energy, the kinetic energy, and the energy dissipated by damage obtained in the simulations. These curves are divided into different regions detached in the graphs, which related the failure behavior process of the chase wall under compression. Figure 16 shows the LDEM failure configuration related to the changes of the curves (only the broken elements and the undeformed initial position were shown).

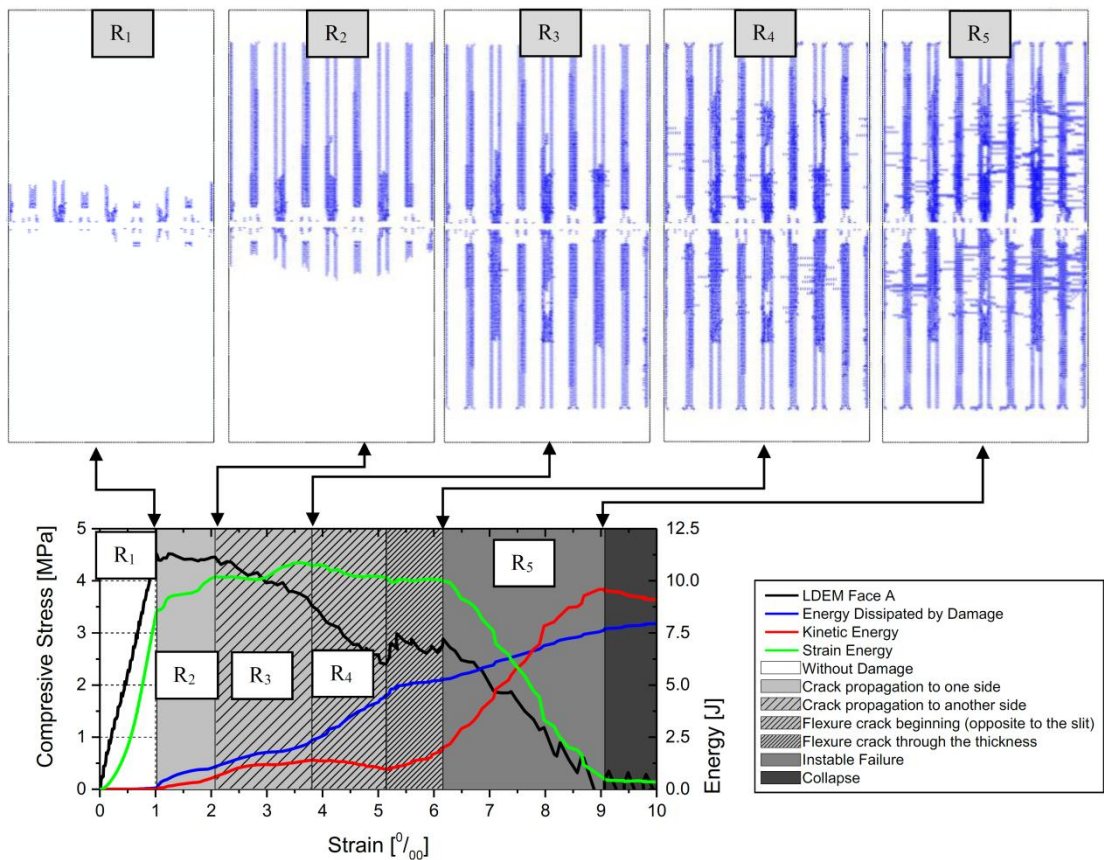
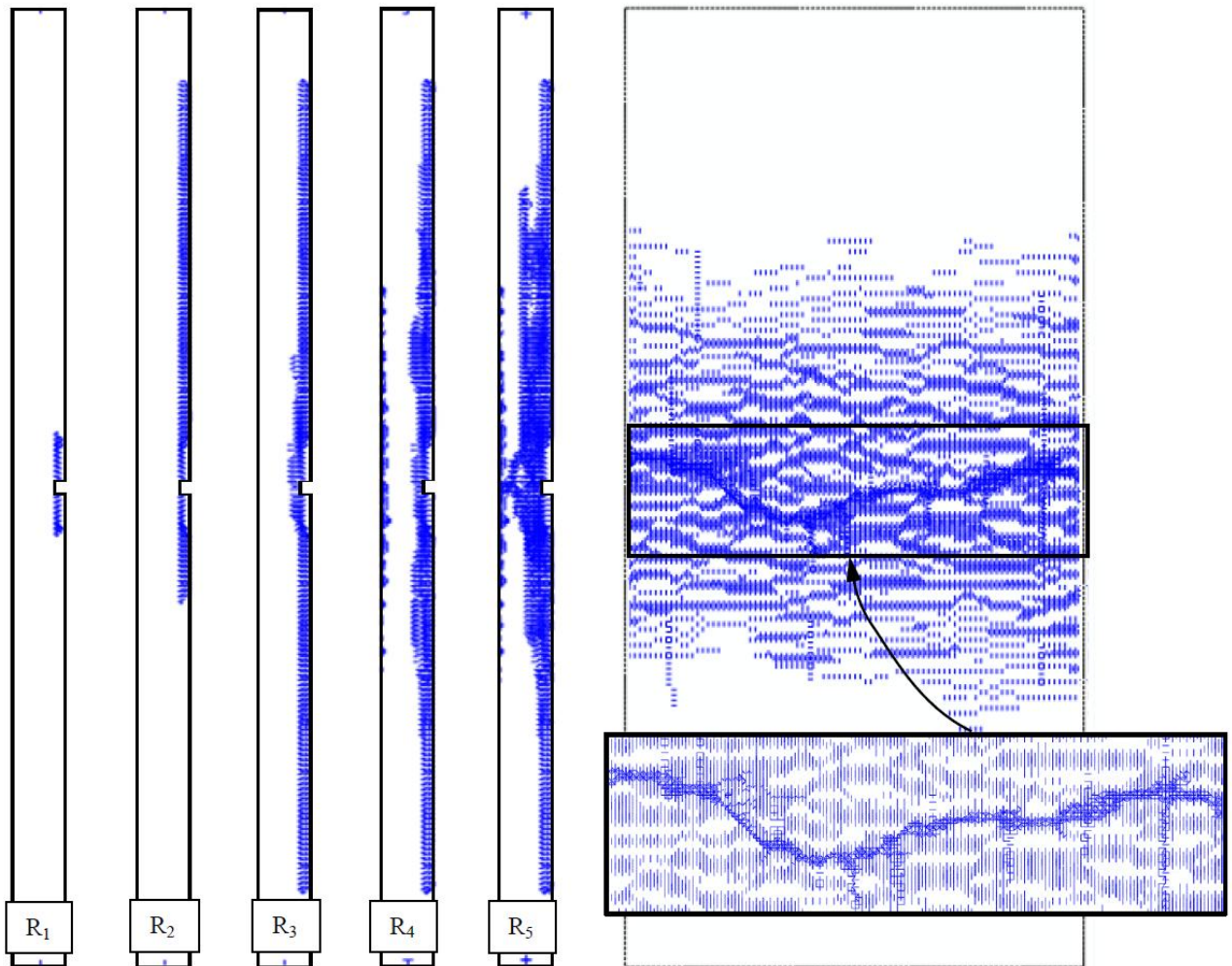


Figure 12. Strain versus compressive stress and energy curves for the wall with cut of 20% of its thickness and Face A view at the end of each region defined when the broken elements are detached showing the failure process of the wall.

408 The first region of the numerical simulation presented in Figure 12 (R_1) was characterized as
 409 a linear stress-strain behavior with a small presence of damage. The cracks started to propagate at
 410 the end of the region R_1 in a vertical direction surrounded the chase position of masonry. This can
 411 be seen in the R_1 section of Figure 13. The cracks spread out in upper-lower directions at the chase
 412 corner at region R_2 as it is shown in the frontal view of R_2 in Figure 12. The regions R_3 and R_4
 413 were characterized by test simulation in which the bending cracks start to occur at the opposite side of the
 414 chase, as can be observed in Figure 13. It can be noted as detached a small stress gain at the end of
 415 region R_4 . The region R_5 was distinguished as the moment when the simulation featured the failure
 416 by instability and the masonry finally collapsed.
 417



418
 419 Figure 13. Lateral view of the regions defined and showed in Figure 12 and final failure configuration and
 420 detail of the Face B (back) view of the wall.
 421

422 Between regions, R_4 and R_5 , that is, between the bending cracks begin to spread through the
 423 wall thickness and the collapse, the damage is concentrated behind the wall chase. In the detail of
 424 the Face B view of R_5 in Figure 13. It was observed that these cracks appear at R_4 but are on the
 425 surface of the wall while at R_5 these cracks crossed the wall.

426 It is worth noting that the bending cracks appear in every place, with a random localization
 427 that depends on the random field with which the fracture energy was simulated. The mortar joints
 428 are the weakest zones, in which bending cracks are expected to initiate. As the mortar joints were
 429 not simulated, the results show a feasible failure mechanism to the wall with chases.

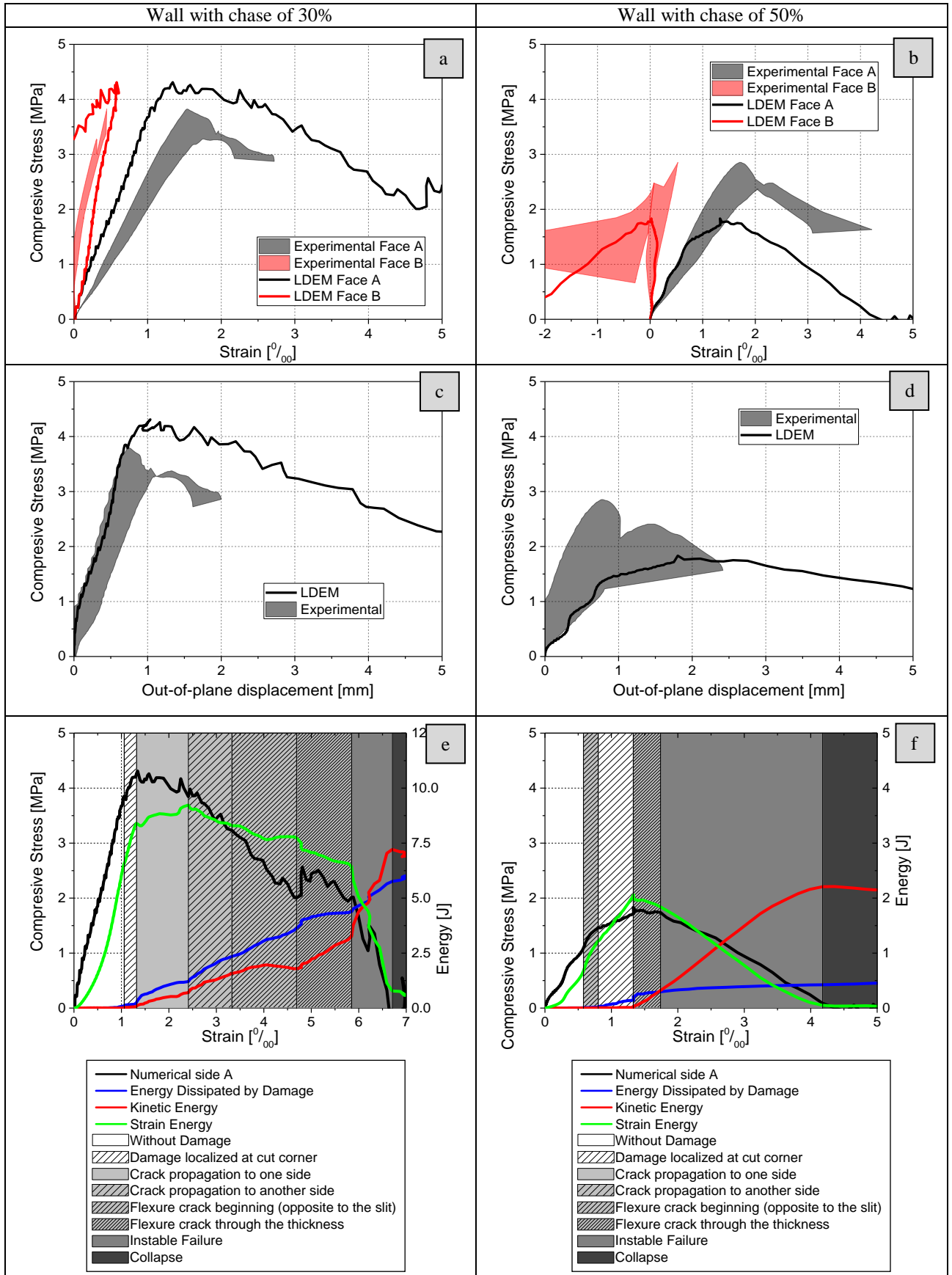
430 Figure 14 shows the same information presented in Figures 11 and 12, but for the LDEM
 431 simulated with 30% and 50% cut walls. It is possible to see, that the compressive stress-strain and
 432 out-of-plane displacements curves show a good agreement with the experimental results, as much as
 433 the numerical wall stiffness is a little higher of experimental ones. Analyzing the energy curves of
 434 Figure 14, for the cut of 30%, practically the same pattern found for the 20% cut is found, with the
 435 only difference that before starting the propagation of the corner of the chase there is a small
 436 amount of damage surrounding the corners' chase. This same resistance increase is observed in the
 437 walls with 20% and 30% cuts. When the bending cracks cross the thickness wall, start the unstable
 438 failure and the structure collapse. However, for the wall with a cut of 50% of the thickness, the
 439 rupture pattern is totally different. The failure starts with bending cracks over Face B (opposite to
 440 the chase). As these cracks grow, localized damage at the corner of the chase appear. Thus, when
 441 the compressive stress has a local peak, the bending cracks grows through the wall thickness.

442 It is important to note that the bending cracks of the wall with 50% cut start at the middle of
 443 the wall in a block region and there are not horizontal mortar joints to localize the failure in this
 444 model. Figure 15 shows the Face B and the lateral views of the final configuration with 30% and
 445 50% cuts. In the figure, it is possible to see that the bending cracks appear at any place of the wall
 446 for a 30% cut (similarly to 20% cut, see Figure 13), whereas for a 50% cut, the failure is
 447 concentrated at the chase region.

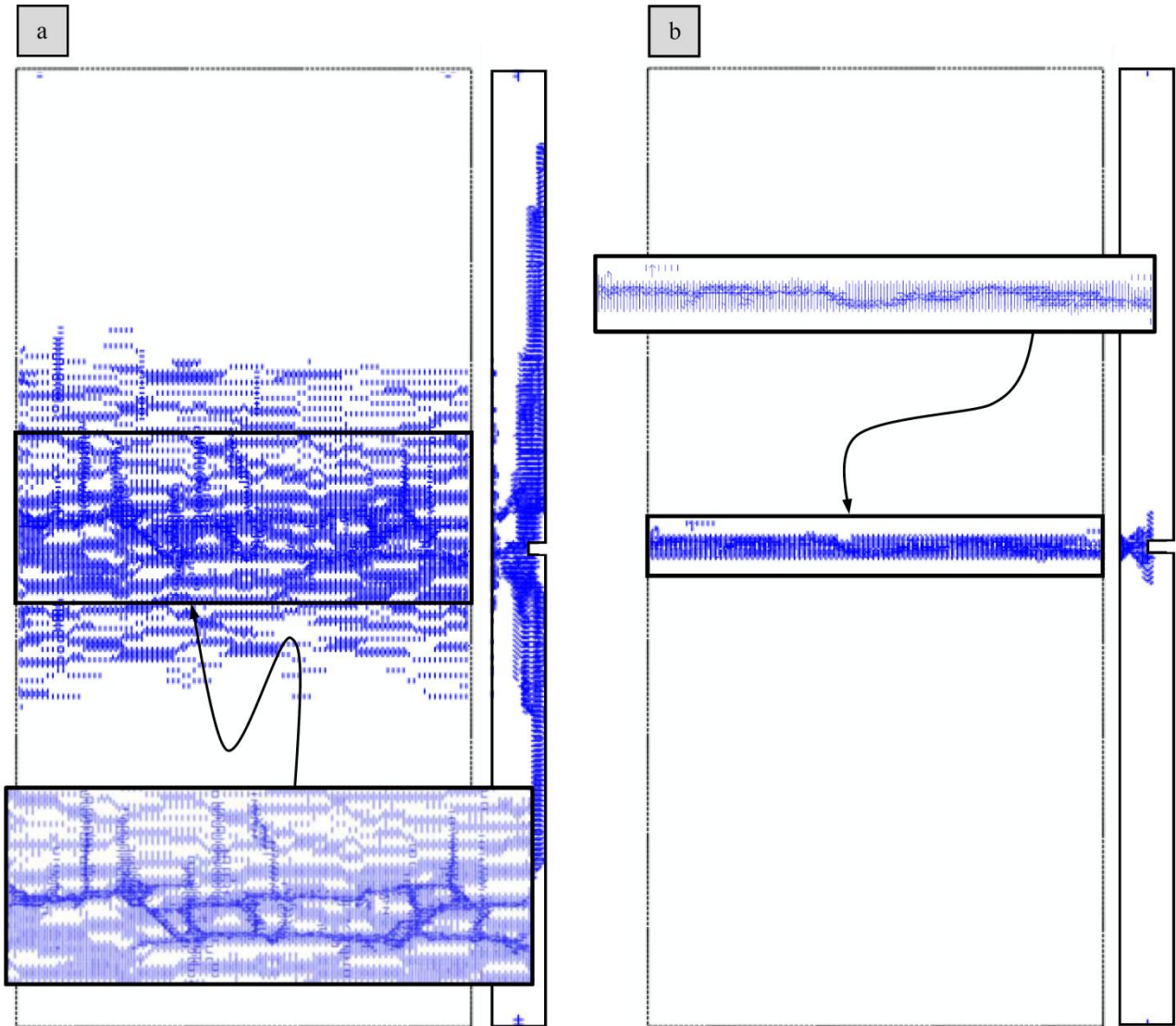
448 Table 4 compares the maximum compressive stress found numerically and experimentally.
 449 The LDEM model has a good agreement of the maximum value when the failure is due to the
 450 vertical cracks starting at the chases corners. However, when the flexural cracks have more
 451 importance or they are responsible for the failure mechanism, the model tends to be inaccurate.

Wall with chase of	Experimental Mean and Sd [MPa]	LDEM prediction [MPa]	Error %
20%	4.80 (0.49)	4.52	-5.9
30%	3.49 (0.29)	4.32	+23.5
50%	2.58 (0.24)	1.83	-29.0

453 **Table 4.** Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.
 454
 455
 456
 457
 458
 459
 460
 461
 462
 463
 464
 465
 466
 467
 468
 469
 470
 471
 472
 473



474 Figure 14. a) and b) Strain-compressive stress curve, c) and d) stress out-of-plane displacement curve and e)
 475 and f) Strain versus compressive stress and energy curves, for the wall with cut of 30% and 50% of its
 476 thickness respectively.



477
 478 Figure 15. Face B, and Lateral views and failure detail of the final configuration simulated for the walls with
 479 a) cut of 30% and b) 50% of its thickness.
 480

480

481 3.2.3 3D wall model with mortar joints

482

483 Two different materials, the ceramic blocks and the mortar compose this model of the wall.

484 Figure 16 details these two phases on the model.

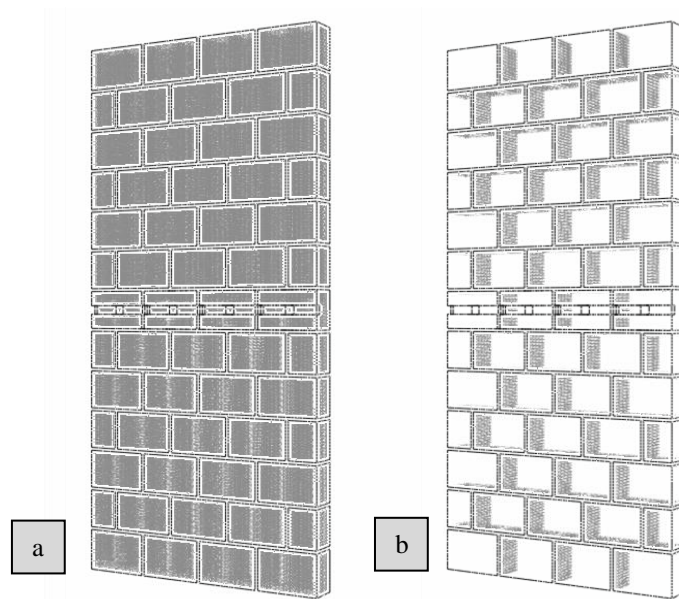


Figure 16. Perspective of the 3D wall cut wall with mortar joints, a) ceramic block phase and b) mortar phase.

Figure 17 shows the compressive stress versus strain out-of-plane displacement and energies curves for walls modeled with the mortar joints and chases of 20%, 30% and 50 % of its thickness. In this figure it is possible to see a good concordance with the strength of the wall as its stiffness (Young Modulus), and also its collapse before that the previous model and with deformations correlated with the experimental tests. The stages of the damage are more simple that in the model without the mortar.

For the wall with a cut of 20%, the crack propagates to the two sides at same time and this cracks do not grows so much as in the other model. After that, the bending cracks appear at the opposite side of the chase (Face B) and start to propagate through the wall thickness still the crack reach at unstable size that propagates and is responsible by the wall collapse.

Figure 18 a) shows Face B and lateral views of the final undeformed configuration simulated for the walls with a) cut of 20%, b) 30% and c) 50% of its thickness. In the back view it is possible to see that the blending cracks mostly follows the mortar joints concentrating in this regions, different to the previous model where the bending cracks appear at any place (see Figure 13 and Figure 15).

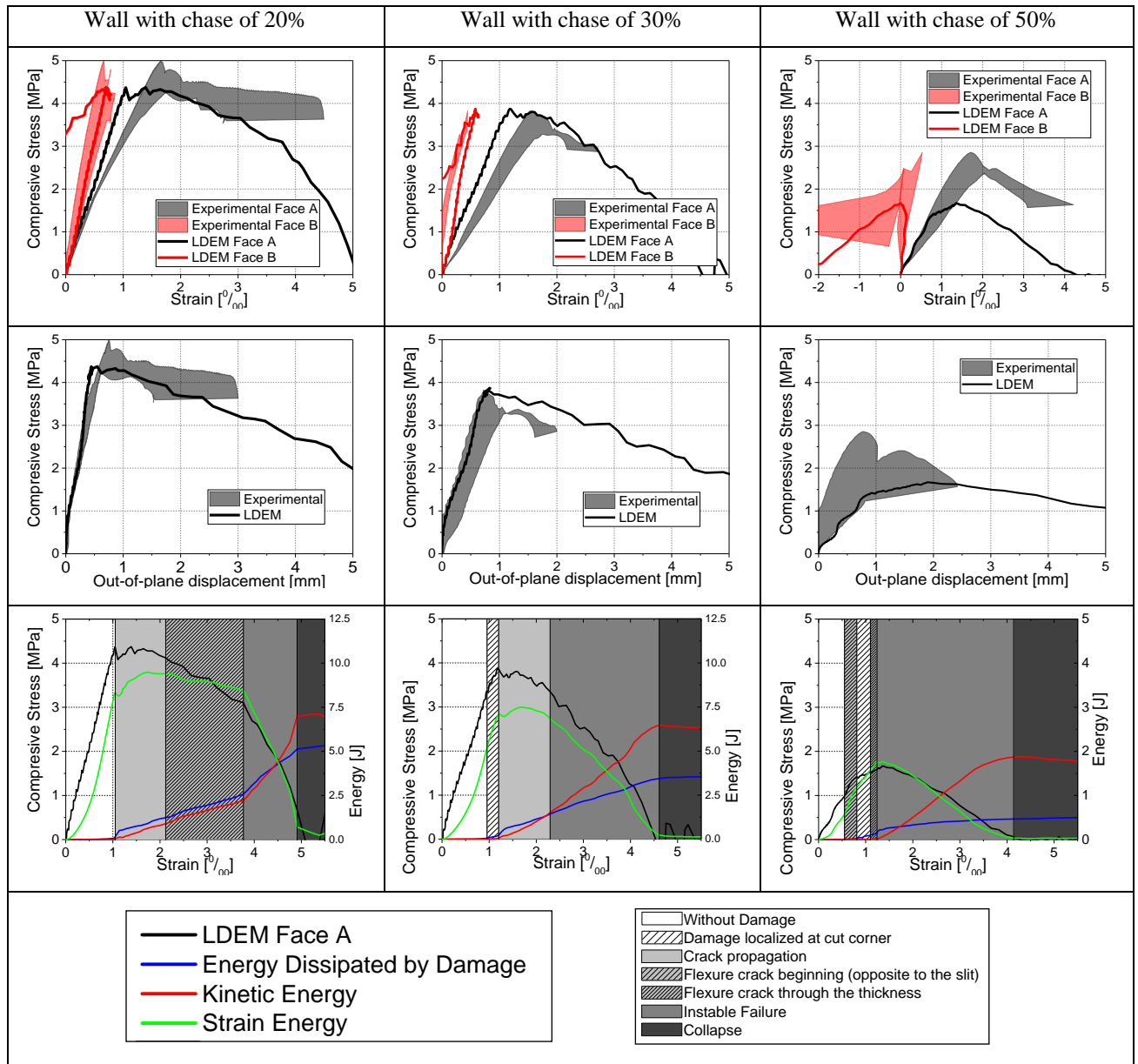


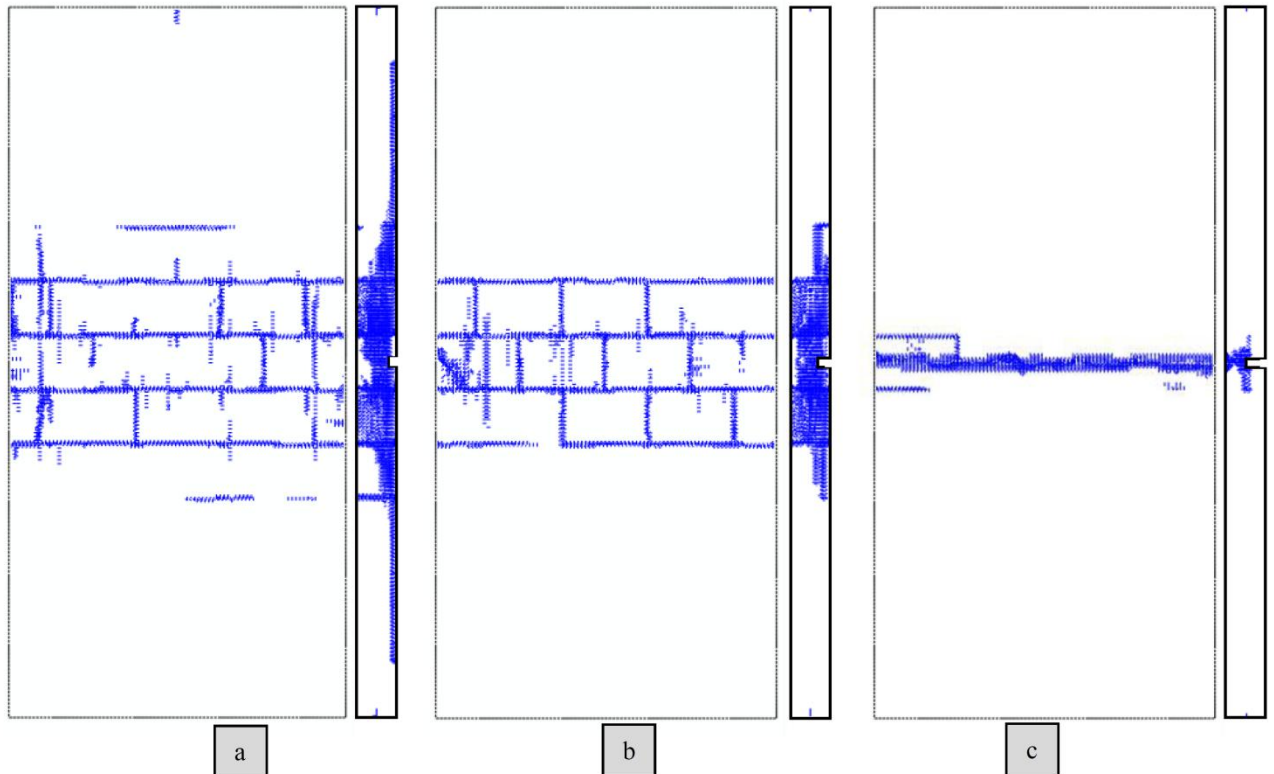
Figure 17. Strain-compressive stress curve, stress out-of-plane displacement curve and strain versus compressive stress and energy curves, for the wall with cut of a) 20%, b) 30% and c) 50% of its thickness.

For the wall with a 30% cut also the failure mechanism is more simple with this model, but there is a similarity with the model without mortar. Begins also with damage localized at the corners of chase, then the crack propagates from this region but in the two directions (up and down) at same time. Hereafter the bending cracks start propagating unstably and collapse the wall. In this model, the difference of bending cracks initiation, the through thickness propagation and the unstable coalescence is not well defined.

Figure 18 b) shows that the frontal damage is more restricted in the vertical direction and also the appearance of some horizontal cracks following the mortar joints. The Face B damage is principally generated by bending, and is similar, in size and format, to that obtained to the wall with cut of 20% thickness.

The model of the wall with a 50% cut practically do not differ of the model without mortar joints. The failure is concentrated at the opposite side of the chase, in the middle of the blocks. The crack propagates at the mortar joints in some region of the wall, but this happens before the collapse. The main crack responsible for the failure is a bending crack exactly opposite to the chase.

537 This model also shows that there is a fault of stiffness in this model maybe due to the boundary
 538 condition utilized to model the problem (articulated joint at two ends).
 539



540
 541 Figure 18. Face B and Lateral views of the final configuration simulated for the walls with a) cut of 20%, b)
 542 30% and c) 50% of its thickness.
 543

544 Table 5 shows the comparison between the experimental and the LDEM numerical
 545 predictions with the model with mortar joints. The failure mechanism, the wall strength and its
 546 deformations are compatible with the experimental ones for the models with cut of 20%, and 30%
 547 of its thickness. For the wall with cut of 50% of its thickness, this LDEM model cannot reproduce
 548 the failure mechanism observed experimentally.
 549

Wall with chase of	Experimental Mean and <i>Sd</i> [MPa]	LDEM prediction [MPa]	Error %
20%	4.80 (0.49)	4.37	-8.9
30%	3.49 (0.29)	3.87	+11.0
50%	2.58 (0.24)	1.67	-35.3

550 **Table 5.** Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.
 551

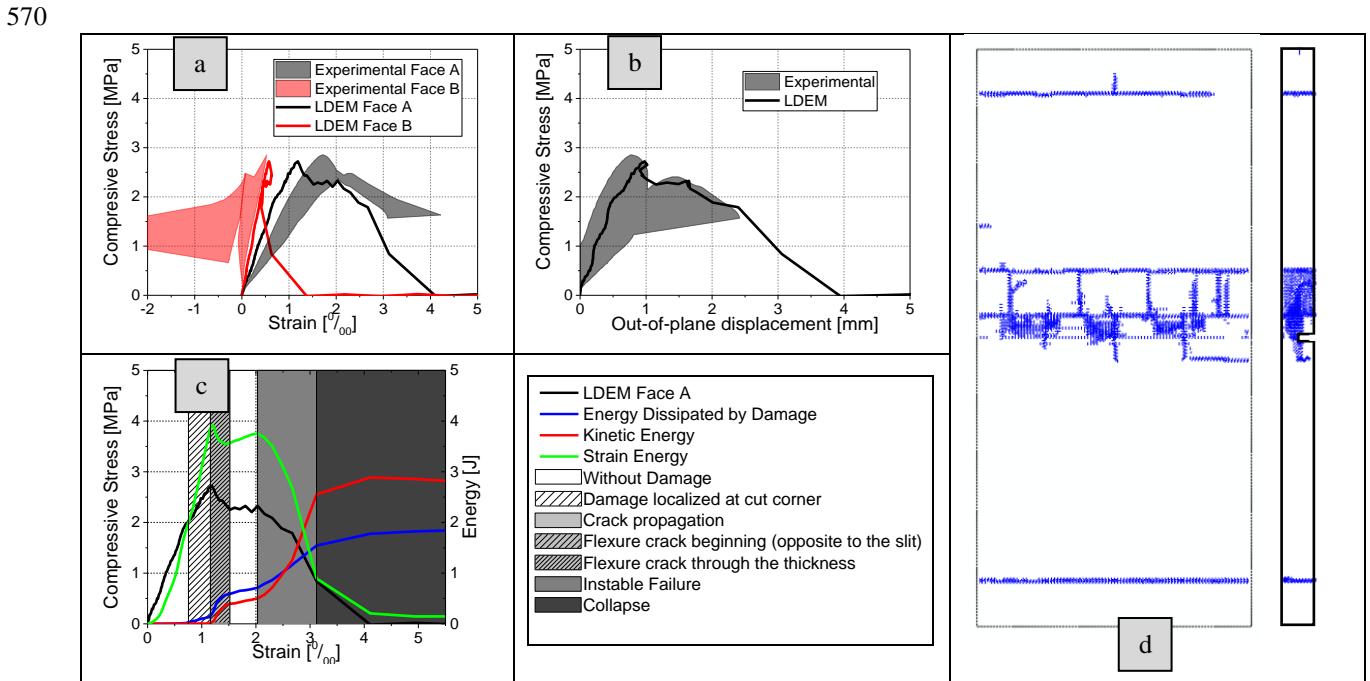
552 **3.2.4 Boundary conditions modification**
 553

554 To represent the failure mechanism observed experimentally for the wall with cut of 50% of
 555 its thickness, where modified the boundary conditions. Then this model have the same properties of
 556 previous model (with two phases, mortar and ceramic block) but the support condition was
 557 idealized as pin at the top and fixed at the bottom.

558 It is worth pointing out that experimental tests, usually, do not follow a precise pattern for
 559 boundary conditions. Numerical models try to approximate these conditions, however, there may be

560 uncertainties when trying to accurately reproduce experimental results. Those uncertainties could
 561 arise from localized rotations or displacements at fixation regions, for example.

562 When modified the boundary condition to the wall with cut 50% of thickness, the stiffness
 563 of the wall grows as its strength and the failure mechanism is modified. The wall strength also is
 564 similar to the experimental mean and the stiffness grows relative to the previous models. The crack
 565 propagates at the corner of the chase on a vertical direction but only until the first mortar phase is
 566 reached. When the crack arrives at the mortar, it propagates from this surface at the Face A, were
 567 the chase is open (to the front). Then, the crack continues to propagate in the vertical direction until
 568 the second mortar phase is attained. Soon after the appearance of cracks on the last mortar phase
 569 (the next to the boundary), bending failure occurs.



571 **Figure 19.** a) Strain-compressive stress curve, b) stress out-of-plane displacement curve and strain versus
 572 compressive stress and c) energy curves; and d) Face B and Lateral views of the final configuration
 573 simulated for the wall with 50% of its thickness and changed boundary conditions.

574
 575 As can be seen in Figure 19 and in Table 6, the wall strength result is within the
 576 experimental range.

577

Wall with chase of	Experimental Mean and Sd [MPa]	LDEM prediction [MPa]	Error %
50%	2.58 (0.24)	2.72	+5.5

578 **Table 6.** Comparison of the maximum compressive stress found numerically and experimentally.

579

580 4. CONCLUSIONS

581

582 This work presents the numerical simulation of the failure process of chased walls.
 583 Horizontal centered chases were analyzed with three different depths: 20, 30 and 50% of the
 584 thickness. Numerical models using the LDEM were implemented in order to compare to
 585 experimental small-scale masonry walls results. The major contributions are listed below.

586 The simplified 3D models, considering only one material, represent well the pre-peak
 587 behavior and also the strength of the wall with a cut of 20 and 30% of its thickness. The post-peak
 588 behavior is overestimated and the failure mechanism is well estimated even though the cracks do

589 not have the preferred directions of the mortar joints. The simplified model for the wall with a cut
 590 of 50% does not represent the same failure mechanism found experimentally (with the boundary
 591 conditions analyzed).

592 The LDEM 3D models with mortar joints are more complex, but they captures the pre-peak
 593 and post-peak behavior of the cut wall with 20 and 30% of its thickness. The final configuration and
 594 the failure mechanism also agree with experimental results. For walls with bigger cuts, this model
 595 cannot represent also the experimental observations. However, when boundary conditions are
 596 modified, the 3D model with mortar joints capture all the behavior and the failure mechanism found
 597 in the experimental test.

598 A good agreement between numerical models and experimental results was observed.
 599 Therefore, the LDEM demonstrated to be a powerful numerical tool to study the behavior and
 600 predict failure mechanisms on masonry walls with horizontal chases.

601

602 ACKNOWLEDGMENTS

603

604 First author acknowledgments the University of Passo Fundo for the postgraduate license
 605 granted in part of the Doctorate. The authors thank the National Council for Scientific and
 606 Technological Development (CNPq) for the financial support for research in Brazil.

607

608 REFERENCES

609

- 610 [1] K. Fisher, "The effect of chasing on the compressive strength of brickwork," in *3th*
 611 *International Brick Masonry Conference*, 1973, pp. 106–114.
- 612 [2] K. Kirtschig and W. R. Metje, "Einfluss von Aussparungen auf die Tragfähigkeit von
 613 Mauerwerk," Hanover, 1973.
- 614 [3] S. S., "Fisher's Tests on Chasing Revisited: The Effect of Chasing on the Compressive
 615 Strength of Brickwork (3.IBMAC, Essen 1973)," *Mason. Int.*, vol. 20, no. 2, pp. 1–6, 2007.
- 616 [4] N. Mojsilović, "Masonry elements with chases: Behaviour under compression," *Constr.*
 617 *Build. Mater.*, 2011, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.12.027.
- 618 [5] S. Reichel, W. Jäger, and T. Bakeer, "The effect of horizontal chases on the loadbearing
 619 capacity of masonry," 2013.
- 620 [6] A. Simonetti Milani, A. Lübeck, G. Mohamad, A. Barros da Silva Santos Neto, and J.
 621 Budny, "Experimental investigation of small-scale clay blocks masonry walls with chases
 622 under compression," *Constr. Build. Mater.*, p. 121539, 2021, doi:
 623 <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121539>.
- 624 [7] L. Berto, A. Saetta, R. Scotta, and R. Vitaliani, "Failure mechanism of masonry prism loaded
 625 in axial compression: Computational aspects," *Mater. Struct. Constr.*, 2005, doi:
 626 10.1617/14096.
- 627 [8] P. B. Lourenço and J. Pina-Henriques, "Validation of analytical and continuum numerical
 628 methods for estimating the compressive strength of masonry," *Comput. Struct.*, 2006, doi:
 629 10.1016/j.compstruc.2006.08.009.
- 630 [9] C. S. Barbosa, P. B. Lourenço, and J. B. Hanai, "On the compressive strength prediction for
 631 concrete masonry prisms," *Mater. Struct. Constr.*, 2010, doi: 10.1617/s11527-009-9492-0.
- 632 [10] R. Dimitri, L. De Lorenzis, and G. Zavarise, "Numerical study on the dynamic behavior of
 633 masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method," *Eng. Struct.*,
 634 2011, doi: 10.1016/j.engstruct.2011.08.018.
- 635 [11] H. Smoljanović, N. Živaljić, and Ž. Nikolić, "A combined finite-discrete element analysis of
 636 dry stone masonry structures," *Eng. Struct.*, 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.02.010.
- 637 [12] H. Smoljanović, N. Živaljić, Ž. Nikolić, and A. Munjiza, "Numerical analysis of 3D dry-
 638 stone masonry structures by combined finite-discrete element method," *Int. J. Solids Struct.*,

- 2018, doi: 10.1016/j.ijsostr.2017.12.012.
- 640 [13] A. Rafiee and M. Vinches, "Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using
641 an implicit discrete element method," *Eng. Struct.*, 2013, doi:
642 10.1016/j.engstruct.2012.11.035.
- 643 [14] F. Javidan, S. Shahbeyk, and M. Safarnejad, "Lattice discrete particle modeling of
644 compressive failure in hollow concrete blocks," *Comput. Concr.*, 2014, doi:
645 10.12989/cac.2014.13.4.437.
- 646 [15] V. Sarhosis, S. W. Garrity, and Y. Sheng, "Influence of brick-mortar interface on the
647 mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels," *Eng. Struct.*, 2015,
648 doi: 10.1016/j.engstruct.2014.12.014.
- 649 [16] A. Mohammadipour and K. Willam, "Lattice simulations for evaluating interface fracture of
650 masonry composites," *Theor. Appl. Fract. Mech.*, 2016, doi: 10.1016/j.tafmec.2016.01.002.
- 651 [17] B. Pulatsu, E. M. Bretas, and P. B. Lourenço, "Discrete element modeling of masonry
652 structures: Validation and application," *Earthq. Struct.*, 2016, doi:
653 10.12989/eas.2016.11.4.563.
- 654 [18] B. Pulatsu, E. Erdogmus, and E. M. Bretas, "Parametric Study on Masonry Arches Using 2D
655 Discrete-Element Modeling," *J. Archit. Eng.*, 2018, doi: 10.1061/(asce)ae.1943-
656 5568.0000305.
- 657 [19] B. Pulatsu, E. Erdogmus, P. B. Lourenço, J. V. Lemos, and K. Tuncay, "Simulation of the in-
658 plane structural behavior of unreinforced masonry walls and buildings using DEM,"
659 *Structures*, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.08.026.
- 660 [20] T. T. Bui, A. Limam, V. Sarhosis, and M. Hjiarj, "Discrete element modelling of the in-plane
661 and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions," *Eng. Struct.*, 2017, doi:
662 10.1016/j.engstruct.2017.01.020.
- 663 [21] D. Baraldi, E. Reccia, and A. Cecchi, "In plane loaded masonry walls: DEM and FEM/DEM
664 models. A critical review," *Meccanica*, 2018, doi: 10.1007/s11012-017-0704-3.
- 665 [22] C. Brito De Carvalho Bello, A. Cecchi, D. Baraldi, and E. Reccia, "Laboratory and numerical
666 experimentation for masonry in compression," *Int. J. Mason. Res. Innov.*, 2020, doi:
667 10.1504/ijmri.2020.10029900.
- 668 [23] J. V. Lemos, "Discrete element modeling of the seismic behavior of masonry construction,"
669 *Buildings*, 2019, doi: 10.3390/buildings9020043.
- 670 [24] M. Mercuri, M. Pathirage, A. Gregori, and G. Cusatis, "Computational modeling of the out-
671 of-plane behavior of unreinforced irregular masonry," *Eng. Struct.*, 2020, doi:
672 10.1016/j.engstruct.2020.111181.
- 673 [25] J. D. Riera, "Local effects in impact problems on concrete structures," In: Conference on
674 Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants, 1984, Porto Alegre. Proceedings of
675 Conference on Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants, v. 3, p. 57-79, 1984.
- 676 [26] J. D. Riera and I. Iturrioz, "Discrete element dynamic response of elastoplastic shells
677 subjected to impulsive loading," *Commun. Numer. Methods Eng.*, 1995, doi:
678 10.1002/cnm.1640110506.
- 679 [27] J. D. Riera and I. Iturrioz, "Discrete elements model for evaluating impact and impulsive
680 response of reinforced concrete plates and shells subjected to impulsive loading," *Nucl. Eng.*
681 *Des.*, 1998, doi: 10.1016/S0029-5493(97)00270-7.
- 682 [28] L. Kostasiki, R. Barrios D'Ambra, and I. Iturrioz, "Crack propagation in elastic solids using
683 the truss-like discrete element method," *Int. J. Fract.*, vol. 174, no. 2, 2012, doi:
684 10.1007/s10704-012-9684-4.
- 685 [29] I. Iturrioz, G. Lacidogna, and A. Carpinteri, "Experimental analysis and truss-like discrete
686 element model simulation of concrete specimens under uniaxial compression," *Eng. Fract.*
687 *Mech.*, 2013, doi: 10.1016/j.engfracmech.2013.07.011.
- 688 [30] I. Iturrioz, G. Lacidogna, and A. Carpinteri, "Acoustic emission detection in concrete

- specimens: Experimental analysis and lattice model simulations,” *Int. J. Damage Mech.*, 2014, doi: 10.1177/1056789513494232.
- [31] M. A. Caravaca, L. E. Kostascki, J. C. Miño, R. B. D’Ambra, B. Uberti, and R. A. Casali, “Model for Vickers microhardness prediction applied to SnO₂ and TiO₂ in the normal and high pressure phases,” *J. Eur. Ceram. Soc.*, vol. 34, no. 15, 2014, doi: 10.1016/j.jeurceramsoc.2014.06.022.
- [32] L. E. Kostascki, F. S. Soares, and I. Iturrioz, “Applications of lattice method in the simulation of crack path in heterogeneous materials,” *Frat. ed Integrita Strutt.*, vol. 9, no. 34, 2015, doi: 10.3221/IGF-ESIS.34.24.
- [33] G. Birck, I. Iturrioz, G. Lacidogna, and A. Carpinteri, “Damage process in heterogeneous materials analyzed by a lattice model simulation,” *Engineering Failure Analysis*. 2016, doi: 10.1016/j.engfailanal.2016.08.004.
- [34] A. B. Colpo, L. E. Kostascki, and I. Iturrioz, “The size effect in quasi-brittle materials: Experimental and numerical analysis,” *Int. J. Damage Mech.*, vol. 26, no. 3, 2017, doi: 10.1177/1056789516671776.
- [35] G. Birck, J. D. Riera, and I. Iturrioz, “Numerical DEM simulation of AE in plate fracture and analogy with the frequency of seismic events in SCRs,” *Eng. Fail. Anal.*, 2018, doi: 10.1016/j.engfailanal.2018.06.024.
- [36] I. Iturrioz, G. Birck, and J. D. Riera, “Numerical DEM simulation of the evolution of damage and AE preceding failure of structural components,” *Eng. Fract. Mech.*, 2019, doi: 10.1016/j.engfracmech.2018.02.023.
- [37] G. S. da Silva, L. E. Kostascki, and I. Iturrioz, “Analysis of the failure process by using the Lattice Discrete Element Method in the Abaqus environment,” *Theor. Appl. Fract. Mech.*, vol. 107, 2020, doi: 10.1016/j.tafmec.2020.102563.
- [38] R. D. Rios and J. D. Riera, “Size effects in the analysis of reinforced concrete structures,” *Eng. Struct.*, 2004, doi: 10.1016/j.engstruct.2004.03.012.
- [39] C. Driely Morsch Vidal, M. Vargas Vaucher Bandeira, K. Rebolledo La Torre, L. E. Kostascki, and E. Marangon, “Numerical and experimental evaluation of the anisotropic behavior and boundary condition of a structural concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 260, 2020, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119858.
- [40] L. E. Kostascki, I. Iturrioz, G. Lacidogna, and A. Carpinteri, “Size effect in heterogeneous materials analyzed through a lattice discrete element method approach,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 232, 2020, doi: 10.1016/j.engfracmech.2020.107041.
- [41] F. Schnaid, L. de, I. Iturrioz, and M. M. Rocha, “Fracture mechanics in ground improvement design,” *Gr. Improv.*, 2004, doi: 10.1680/grim.8.1.7.36364.
- [42] L. E. Kostascki *et al.*, “A lattice discrete element method to model the falling-weight impact test of PMMA specimens,” *Int. J. Impact Eng.*, vol. 87, 2016, doi: 10.1016/j.ijimpeng.2015.06.011.
- [43] L. F. F. Miguel, J. D. Riera, and I. Iturrioz, “Influence of size on the constitutive equations of concrete or rock dowels,” *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 2008, doi: 10.1002/nag.699.
- [44] L. Kostascki, R. B. D’ambra, and I. Iturrioz, “Fractomechanics parameter calculus using the Discrete Element Method with bars,” *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 6, no. 4, 2009.
- [45] L. F. F. Miguel, I. Iturrioz, and J. D. Riera, “Size effects and mesh independence in dynamic fracture analysis of brittle materials,” *C. - Comput. Model. Eng. Sci.*, 2010, doi: 10.3970/cmesc.2010.056.001.
- [46] L. Kostascki, R. Barrios, and I. Iturrioz, “Determinación de parámetros fractomecánicos estáticos y dinámicos utilizando el Método de los Elementos Discretos compuestos por barras,” *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, 2008.
- [47] L. Kostascki, I. Iturrioz, R. G. Batista, and A. P. Cisilino, “The truss-like discrete element

- 739 method in fracture and damage mechanics,” *Eng. Comput. (Swansea, Wales)*, vol. 28, no. 6,
740 2011, doi: 10.1108/02644401111154664.
- 741 [48] American Society for Testing and Materials. *ASTM C1006-07: Standard Test Method for*
742 *Splitting tensile strength of masonry units*. Pennsylvania, 2013.
- 743 [49] A. H. Nayfeh and M. S. Hefzy, “Continuum modeling of three-dimensional truss-like space
744 structures,” *AIAA J.*, 1978, doi: 10.2514/3.7581.
- 745 [50] A. Hillerborg, M. Modéer, and P. E. Petersson, “Analysis of crack formation and crack
746 growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements,” *Cem. Concr. Res.*,
747 1976, doi: 10.1016/0008-8846(76)90007-7.
- 748 [51] H. B. Kupfer and K. H. Gerstle, “BEHAVIOR OF CONCRETE UNDER BIAXIAL
749 STRESSES.,” *ASCE J Eng Mech Div*, 1973, doi: 10.14359/7388.
- 750 [52] I. Iturrioz, L. F. F. Miguel, and J. D. Riera, “Dynamic fracture analysis of concrete or rock
751 plates by means of the Discrete Element Method,” *Lat. Am. J. Solids Struct.*, 2009.
- 752 [53] L. E. Kostascki, J. D. Riera, I. Iturrioz, R. K. Singh, and T. Kant, “Analysis of reinforced
753 concrete plates subjected to impact employing the truss-like discrete element method,”
754 *Fatigue Fract. Eng. Mater. Struct.*, vol. 38, no. 3, 2015, doi: 10.1111/ffe.12227.
- 755 [54] V. B. Puglia, L. E. Kostascki, J. D. Riera, and I. Iturrioz, “Random field generation of the
756 material properties in the lattice discrete element method,” *J. Strain Anal. Eng. Des.*, vol. 54,
757 no. 4, 2019, doi: 10.1177/0309324719858849.
- 758 [55] Abaqus 6.13, “Abaqus 6.13,” *Anal. User’s Guid. Dassault Syst.*, 2013.
- 759 [56] O. S. Izquierdo, *Estudo da Interface Bloco/Graute em Elementos de Alvenaria Estrutural*.
760 Thesis (Doctorate in Structural Engineering) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia
761 de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015. [in Portuguese]

6 DISCUSSÃO

A primeira parte da pesquisa mostrou que é possível modelar com boa precisão paredes de alvenaria estrutural com cortes por meio de um modelo 3D sólido das alvenarias, considerando os septos dos blocos do padrão brasileiro e material homogêneo, representando alvenaria e argamassa como único material de comportamento elástico-linear sob compressão. Houve uma boa convergência no que diz respeito aos deslocamentos no plano e fora de plano obtidos no estudo experimental de Milani (2019), o que possibilitou utilizar a metodologia considerando outros comprimentos de parede e a presença de amarrações. Oitenta modelos foram testados ao todo, o que foi possível devido ao tempo de processamento computacional individual de cada parede testada ser relativamente baixo em modelos de menor complexidade numérica.

Por meio de diferentes condições de cortes, esbeltez e presença de flanges nos modelos estudados nesta primeira etapa da tese, foi possível propor fatores de redução de resistência para as paredes de alvenaria, levando-se em conta a presença de cortes, trazendo à tona a necessidade de melhor se especificar esse tipo de efeito em relação à segurança estrutural das edificações, tendo em vista, por exemplo, a falta de clareza da ABNT NBR 16868 (2020) e outras normas internacionais em relação à este aspecto.

De acordo com a norma estadunidense (MSJC, 2008), a seção transversal da parede deve ser reduzida de acordo com o corte produzido se a alvenaria tiver cortes acima dos limites propostos. Essa especificação também foi adotada pela ABNT NBR 16868 (2020). A norma estadunidense (MSJC, 2008) menciona a redução da área bruta; entretanto, a norma brasileira não deixa claro se ela se refere à área bruta ou líquida, além de não haver mais detalhes para a realização de verificações e dimensionamento de paredes levando em consideração a presença de cortes. A norma australiana (SA, 2011) especifica limites no que diz respeito à proteção estrutural em condições de incêndio, e somente quando o comprimento do corte for maior que um determinado limite considerado, deve ser utilizada a relação de esbeltez da parede, com base na espessura da parede na região do corte. De acordo com a norma indiana (BIS, 2002), todos os cortes devem ser considerados no projeto estrutural, exceto quando respeitam as restrições e precauções especificadas no regulamento, mas não especifica claramente como isso deve ser

feito. O Eurocode (CEN, 2005) especifica que quando os cortes estão fora dos limites apresentados no regulamento, o efeito sobre a capacidade de suporte de carga deve ser levado em consideração. Os cortes horizontais ou inclinados devem ser tratados verificando a resistência da parede na posição do corte, levando em consideração a excentricidade da carga. Além disso, a norma menciona que a redução da capacidade de suporte de carga vertical pode ser considerada proporcional à redução da área da seção transversal devido a qualquer corte vertical, desde que a redução da área não exceda 25%.

No caso de redução tanto da área bruta quanto da área líquida, conforme recomendado em algumas das normas mencionadas, seriam necessários coeficientes de redução devido à presença de cortes muito maiores do que as consideradas neste trabalho para os diferentes grupos de parede estudados, conforme mostrado na Tabela 30, para paredes sem flanges. Adicionalmente, pode-se observar que a simplificação sugerida pela regulamentação existente pode ser não conservadora, exigindo critérios mais conservadores como os apresentados por esta pesquisa. Nas paredes com flanges, a mesma situação ocorre na grande maioria dos casos quando se utiliza a menor razão H/L (150 mm de comprimento), demonstrando novamente a necessidade de se considerar uma abordagem mais conservadora do que simplesmente usar as áreas restantes, conforme mostrado na Tabela 31 (os valores, neste caso, referem-se ao produto do fator F pelo fator R_C).

Tabela 30 – Comparativo entre fatores redutores sugeridos e fatores simplificados por supressão de áreas (paredes sem amarrações)

% de corte	Fatores redutores sugeridos (R_C)			Fator redutor por desconto direto de área	
	H	HS	I	bruta	líquida
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	0.563	0.584	0.656	0.800	0.662
30	0.409	0.483	0.586	0.700	0.613
50	0.302	0.359	0.404	0.500	0.500

Tabela 31 – Comparativo entre fatores redutores sugeridos e fatores simplificados por supressão de áreas (paredes com flanges de 150 mm de comprimento)

% de corte	Fatores redutores sugeridos ($F \times R_c$)			Fator redutor por desconto direto de área	
	H	HS	I	bruta	líquida
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
20	0,608	0,590	0,707	0,800	0,662
30	0,475	0,491	0,669	0,700	0,613
50	0,499	0,371	0,578	0,500	0,500

O presente trabalho sugere um índice de esbeltez localizada devido ao corte (λ_c) com limite global igual a 33, ao invés de usar porcentagens ou valores fixos de profundidade. Esse índice calcula a esbeltez da parede considerando a espessura residual na região do corte. Porém, antes desse valor ser atingido, é observado que, mesmo com reduções pequenas de seção, o efeito no comportamento mecânico das paredes com blocos de padrão brasileiro é considerável, sendo difícil estabelecer um limite para que cortes sejam simplesmente descartados da análise de segurança da estrutura. Em relação aos limites dimensionais, existe uma disparidade significativa nos valores citados pelas normas, e a diferença de materiais utilizados nos diferentes países tende a dificultar uma comparação simples.

Na segunda etapa da pesquisa, por meio da modelagem discreta de paredes pela metodologia LDEM (*Lattice Discret Element Method*), foi possível gerar modelos que descrevessem com maior riqueza de detalhes o comportamento mecânico das alvenarias, apesar do maior esforço computacional necessário em termos de processamento, em relação, especificamente, ao modelo sólido desenvolvido neste trabalho. Além disso, uma das deficiências do modelo sólido desenvolvido na primeira etapa era a previsão da carga de ruptura, sendo a mesma estimada a partir de deformações de ruptura obtidas no estudo experimental de referência. O modelo discreto em LDEM, além de prever a carga de ruptura, estabeleceu o comportamento pré e pós-pico em ambas as faces da parede, assim como o mecanismo de ruptura das alvenarias, completando lacunas que o modelo sólido elástico-linear não é capaz de preencher. A Tabela 32 resume os valores de tensão de ruptura obtidos pelas situações consideradas no estudo numérico desenvolvido, mostrando tanto a convergência de valores obtidos por meio dos fatores de redução de resistência (modelos sólidos), como dos obtidos por LDEM, com maior ou menor

precisão de acordo com a condição de contorno da base, bem como da homogeneização ou não do material. Vale ressaltar que, geralmente, os testes experimentais não seguem um padrão preciso para as condições de contorno. Os modelos numéricos tentam aproximar essas condições, no entanto, pode haver incertezas ao tentar reproduzir com precisão os resultados experimentais. Essas incertezas podem surgir de rotações localizadas ou deslocamentos em regiões de fixação, por exemplo.

Tabela 32 – Resumo das tensões de ruptura experimentais e previstas pelos modelos numéricos para paredes com cortes horizontais

% de Corte Parede	Tensão média de ruptura (Desvio Padrão) (MPa)	Previsão usando fator R_c - modelos sólidos [MPa]	Previsão usando LDEM – material homogêneo [MPa]	Previsão usando LDEM – separação bloco/ argamassa e base rotulada [MPa]	Previsão usando LDEM – separação bloco/ argamassa e base engastada [MPa]
20%	4,80 (0,49)	4,49	4,52	4,37	-
30%	3,49 (0,29)	3,63	4,32	3,87	-
50%	2,58 (0,24)	2,62	1,83	1,67	2,72

7 CONCLUSÕES

Neste capítulo são resumidas as principais conclusões obtidas pelas duas grandes etapas da presente pesquisa: Desenvolvimento de macromodelo sólido em elementos finitos de paredes com cortes; e modelagem discreta das paredes por meio da metodologia LDEM (*Lattice Discrete Element Method*).

A macromodelagem em elementos finitos de paredes com septos, utilizando análise elástico linear no *software* Abaqus, obteve bom desempenho na obtenção dos valores de deslocamento no plano e fora do plano, ao se comparar com os dados experimentais estudados por Milani (2019). Foi possível estabelecer um modelo de previsão de resistência para paredes com cortes horizontais e inclinados por meio da porcentagem de corte e da razão entre comprimento e altura das paredes, para paredes com amarrações e consequente efeito de flange, estabelecendo critérios adicionais ao fator R normativo em função da esbeltez geral das paredes na ABNT NBR 16868 (2020).

Os fatores sugeridos (R_C , F e R_T) podem completar uma lacuna existente na normalização brasileira e internacional, que não são claras em definir como que os cortes devem ser considerados na verificação de paredes de alvenaria estrutural. Alguns regramentos citam apenas a necessidade de se desconsiderar a área de corte, o que, segundo os resultados obtidos (limites mais restritivos) vai contra a segurança estrutural. Frisa-se aqui que essa pesquisa apresenta um modelo totalmente novo, ainda não considerado em normas, sendo ideal que sejam realizados mais estudos experimentais e numéricos (com outros tipos de configurações de paredes e em escala natural) para validar os índices propostos.

A hipótese simplificadora que se estaria indo a favor da segurança ao descartar a espessura de corte da parede no cálculo da esbeltez real da mesma (λ), e do fator de redução R , é descartada no estudo, tendo em vista que os modelos numéricos deste estudo definiram coeficientes redutores menores para qualquer grupo de parede estudado. Sugere-se que a profundidade dos cortes seja limitada conforme o índice de esbeltez localizado devido a cortes (λ_C), razão entre a altura efetiva e a espessura residual na região do corte, sendo o mesmo limitado em 33 para qualquer posicionamento e orientação de corte, e que para qualquer situação de corte inferior a este limite o efeito do mesmo seja calculado por meio dos coeficientes de redução de resistência sugeridos.

Os modelos usando o LDEM, considerando apenas um material, representaram bem o comportamento pré-pico e também a resistência das paredes com cortes horizontais de 20% e 30% de sua espessura. O comportamento pós-pico foi superestimado e o mecanismo de falha foi bem estimado mesmo que as fissuras não tenham os sentidos preferenciais das juntas de argamassa. O modelo simplificado para a parede com corte de 50% não representou o mesmo mecanismo de falha encontrado experimentalmente (com as condições de contorno analisadas). Os modelos LDEM com juntas de argamassa são mais complexos, mas captaram bem o comportamento pré-pico e pós-pico das paredes com cortes correspondentes a 20% e 30% de sua espessura. A configuração final e o mecanismo de falha também concordaram com as condições experimentais. Para a parede com corte maior (50%), este modelo não conseguiu representar muito bem os resultados dos testes de laboratório. Porém, quando as condições de contorno foram modificadas, o modelo 3D com juntas de argamassa capturou todo o comportamento e o mecanismo de falha encontrados nos testes experimentais.

Enfim, uma boa concordância entre os modelos numéricos e os resultados experimentais foi observada. Portanto, o LDEM demonstrou ser uma ferramenta numérica poderosa para estudar o comportamento e prever mecanismos de falha em paredes de alvenaria com cortes horizontais, complementando os modelos sólidos inicialmente desenvolvidos.

Por meio dos objetivos alcançados, fica latente a importância de mais estudos que mostrem a influência de cortes na resistência mecânica de paredes em alvenarias estruturais, para que essa problemática seja mais bem abordada em nível de projeto e normalizações, tendo em vista a situação corriqueira da presença deste tipo de dano nas edificações e o fato de que a queda na resistência mecânica das paredes mostra-se realmente considerável.

É possível melhorar ainda mais as modelagens numéricas desenvolvidas, com estudos que descrevam de uma forma ainda mais precisa as condições de apoio nos testes, bem como nas situações reais de projeto das alvenarias. O modelo sugerido de coeficientes de previsão de queda de resistência deve avançar com novos estudos experimentais e numéricos, envolvendo outras configurações e combinações de corte, modelos em escala natural, carregamentos excêntricos, de forma a melhor ajustar esse parâmetros (bem como até mesmo simplificar os equacionamentos para fins normativos futuros).

O limite dimensional para os cortes proposto (esbeltez com espessura residual na região de corte igual a 33) pode ser um ponto de partida para a definição de limites dimensionais para os cortes. Mais estudos a partir do que foi desenvolvido neste trabalho podem definir com maior precisão limites dimensionais para os cortes em alvenarias do padrão brasileiro. Os modelos em LDEM podem também ser utilizados em estudos futuros para verificar os coeficientes propostos pelo modelo sólido, bem como estudar com maior precisão o comportamento mecânico das alvenarias em outras situações específicas de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBOUD, B. E.; HAMID, A. A.; HARRIS, H.G. Small-scale modeling of concrete block masonry structures. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, Detroit, v.87, n.2, p.145-155, 1990.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural - Blocos cerâmicos - Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural - Blocos de concreto - Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 16868**: Alvenaria Estrutural - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ABRAIN. Associação Brasileira das Incorporadoras Imobiliárias. **Estudo técnico dedicado à atualização das necessidades habitacionais 2004-2030**. ECCONIT Consultoria Econômica, São Paulo, 2020.

AS. Australian Standard. AS 3700-2011: Masonry structures. Sydney, 2011.

ASTM. American Society for Testing and Materials. **ASTM C1006-07**: Standard Test Method for Splitting tensile strength of masonry units. Pennsylvania, 2013.

BARALDI, D.; RECCIA E.; CECCHI, A. In plane loaded masonry walls: DEM and FEM/DEM models. A critical review. **Meccanica**, v. 53, p. 1613-1628, 2018.

BARBOSA C. S; LOURENÇO P. B.; HANAI, J. B. On the compressive strength prediction for concrete masonry prisms. **Materials and Structures**, v. 43, p. 331-344, 2010.

BELLO, C. B. DE C.; CECCHI, A.; BARALDI, D.; RECCIA E. Laboratory and numerical experimentation for masonry in compression. **International Journal of Masonry Research and Innovation**, v. 6, n. 1, p.1-20, 2020.

BERTO, L.; SAETTA A.; SCOTTA R.; VITALIANI R. Failure mechanism of masonry prism loaded in axial compression: Computational aspects. **Materials and Structures**, v. 38, n. 276, p. 249-256, 2005.

BIRCK G.; RIERA, J. D.; ITURRIOZ, I. Numerical DEM simulation of AE in plate fracture and analogy with the frequency of seismic events in SCRs. **Engineering Failure Analysis**, v. 93, p. 214-223, 2018.

BIRCK, G.; ITURRIOZ, I.; LACIDOGNA, G.; CARPINTERI, A. Damage process in heterogeneous materials analyzed by a lattice model simulation. **Engineering Failure Analysis**, v. 70, p. 157-176, 2016.

BIS. BUREAU OF INDIAN STANDARDS. **IS 1905 – 1987**: Code of practice for structural use of unreinforced masonry. Nova Delhi, 2002.

BSI. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS NA EN 1996-1-1 (2005)**: UK National Annex to Eurocode 6. Design of masonry structures. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Londres, 2007.

BSI. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **PD 6697:2010**: Recommendations for the design of masonry structures to BS EN 1996-1-1 and BS EN 1996-2. Londres, 2010.

BUI, T. T.; LIMAM, A.; SARHOSIS V.; HJIAJ, M. Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions. **Engineering Structures**, v. 136; p. 1-596, 2017.

CAMACHO J. S.; BERTOLINO JR R.; ANDOLFATO, R. P. An experimental investigation of correlations between prototypes and small-scale modeling of ceramic block masonry. In: 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, Madrid. **Proceedings of 12th International Brick/Block Masonry Conference**. p. 373-383, 2000.

CARAVACA, M. A.; KOSTESKI, L. E. MIÑO, C.; D'AMBRA, R. B.; UBERTI, B.; CASALI, R. A. Model for Vickers microhardness prediction applied to SnO₂ and TiO₂ in the normal and high pressure phases. **Journal of the European Ceramic Society**, v. 34, n. 15, p. 3791-3800, 2014.

CEN. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1996-1-1:2005**: Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Bruxelles, 2005.

COLPO, A. B.; KOSTESKI, L. E., ITURRIOZ, I. The size effect in quasi-brittle materials: Experimental and numerical analysis. **International Journal of Damage Mechanics**, v. 26, n. 3, p. 395-426, 2017.

CURTIN W. G.; SHAW G.; BECK J. K.; BRAY W. A.; EASTERBROOK D. **Structural Masonry Designers' Manual**, 3 ed., Wiley-Blackwell, Hoboken, 2006.

DGFM. DEUTSCHE GESELLSCHAFT FÜR MAUERWERKSBAU E.V. **Merkblatt: Schlitze und Aussparungen**. Zentralverband des Deutschen Baugewerbes, Berlin, 2015.

DIMITRI R.; DE LORENZIS L.; ZAVARISE, G. Numerical study on the dynamic behavior of masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method. **Engineering Structures**, v. 33, n. 12, p. 3172-3188, 2011.

DIN. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1053-1:1996-11**: Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung. Berlin, 1996.

DIN. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN EN 1996-1-1**: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A2. Berlin, 2015.

DIN. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN EN 1996-1-1:2013-02:** Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes. Berlin, 2013.

FISHER. K. The effect of chasing on the compressive strength of brickwork. In: 3th International Brick Masonry Conference, 1973, Essen. **Proceedings of the Third International Brick Masonry Conference**, p. 106-114, 1973.

HERBERT, D. M.; GARDNER, D. R.; HARBOTTLE, M.; HUGHES, T. G. Uniform lateral load capacity of small-scale masonry wall panels. **Materials and Structures**, v. 47, n. 5, p.805-818, 2014.

HERBERT, D. M.; GARDNER, D. R.; HARBOTTLE, M.; THOMAS, J.; HUGHES, T. G. The development of a new method for testing the lateral load capacity of small-scale masonry walls using a centrifuge and digital image correlation. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 12, p.4465-4476, 2011.

HILLERBORG, A.; MODÉER M.; PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, n. 6, p. 773-781, 1976.

HUGHES, T.G.; KITCHING, N. Small scale testing of masonry. In: 12th International Brick/Block Masonry Conference, 2000, Madrid. **Proceedings of 12th International Brick/Block Masonry Conference**, p. 893-902, 2000.

IZQUIERDO O. S. **Estudo da Interface Bloco/Graute em Elementos de Alvenaria Estrutural**. Tese (Doutorado em Engenharia Estrutural) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

ITURRIOZ I.; LACIDOGNA, G.; CARPINTERI, A. Acoustic emission detection in concrete specimens: Experimental analysis and lattice model simulations. **International Journal of Damage Mechanics**, v. 23, n.3, p. 327-358, 2014.

ITURRIOZ I.; LACIDOGNA, G.; CARPINTERI, A. Experimental analysis and truss-like discrete element model simulation of concrete specimens under uniaxial compression. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 110, p. 81-98, 2013.

ITURRIOZ, I.; BIRCK G.; RIERA, J. D. Numerical DEM simulation of the evolution of damage and AE preceding failure of structural components. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 210, p. 247-256, 2019.

ITURRIOZ, I.; MIGUEL, L. F. F.; RIERA, J. D. Dynamic fracture analysis of concrete or rock plates by means of the Discrete Element Method. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 6, n. 3, 2009.

JAVIDAN F., SHAHBEYK S.; SAFARNEJAD M. Lattice discrete particle modeling of compressive failure in hollow concrete blocks. **Computers and Concrete**, v. 13, n. 4, p. 437-456, 2014.

KIRTSCHIG, K.; METJE, W. R. **Einfluss von Aussparungen auf die Tragfähigkeit von Mauerwerk**. Relatório de pesquisa: Instituto de teste de clientes e materiais de construção da Universidade de Hanôver, Hanôver, 1973. 81 p.

KOSTESKI L. E.; ITURRIOZ, I.; LACIDOGNA, G., CARPINTERI A. Size effect in heterogeneous materials analyzed through a lattice discrete element method approach. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 232, 2020.

KOSTESKI L.; BARRIOS R.; ITURRIOZ, I. Determinación de parámetros fractomecánicos estáticos y dinámicos utilizando el Método de los Elementos Discretos compuestos por barras. **Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería**, v. 24, n. 4, p. 323-343, 2008.

KOSTESKI L.; D'AMBRA R. B.; ITURRIOZ, I. Fractomechanics parameter calculus using the Discrete Element Method with bars. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 6, n. 4, 2009.

KOSTESKI, L. E.; ITURRIOZ, I.; CISILINO, A. P.; D'AMBRA, R. B.; PETTARIN, V.; FASCE, L.; FRONTINI, P. A lattice discrete element method to model the falling-weight impact test of PMMA specimens. **International Journal of Impact Engineering**, v. 87, p. 120-131, 2016.

KOSTESKI, L. E.; RIERA, J. D.; ITURRIOZ, I.; SINGH, R. K.; KANT, T. Analysis of reinforced concrete plates subjected to impact employing the truss-like discrete element method. **Fatigue And Fracture of Engineering Materials and Structures**, v. 38, n. 3, p. 276-289, 2015.

KOSTESKI, L. E.; SOARES F. S.; ITURRIOZ, I. Applications of lattice method in the simulation of crack path in heterogeneous materials. **Frattura ed Integrità Strutturale**, v. 9, n. 34, p. 226-236, 2015.

KOSTESKI, L.; D'AMBRA, R. B.; ITURRIOZ, I. Crack propagation in elastic solids using the truss-like discrete element method. **International Journal of Fracture**, v. 174, n. 2, p. 139-161, 2012.

KOSTESKI, L.; ITURRIOZ, I.; BATISTA R. G.; CISILINO A. P. The truss-like discrete element method in fracture and damage mechanics. **Engineering Computations**, v. 28, n. 6, 2011.

KUPFER H. B.; GERSTLE, K. H. Nonlinear Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. **Journal of Engineering Mechanics-ASCE**, v. 11, p. 269-274, 1973.

LEMOS, J. V. Discrete element modeling of the seismic behavior of masonry construction. **Buildings**, v.9, n.2, 2019.

LIMA, S. M. Z. **Efeito de defeitos construtivos no comportamento e resistência à compressão de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. 2009. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

LONG L., HAMID A. A., DRYSDALE R. G. Small-scale modelling of concrete masonry using $\frac{1}{2}$ scale units: a preliminary study. In: 10th Canadian Masonry Symposium, 2005, Alberta. **Proceedings of 10th Canadian Masonry Symposium**, 2005.

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.

MERCURI, M.; PATHIRAGE, M.; GREGORI, A.; CUSATIS, G. Computational modeling of the out-of-plane behavior of unreinforced irregular masonry. **Engineering Structures**, v. 223, 2020.

MIGUEL L. F. F.; RIERA J. D; ITURRIOZ, I. Influence of size on the constitutive equations of concrete or rock dowels. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 32, n. 15, p. 1857 - 1881, 2008.

MIGUEL L. F. F; ITURRIOZ I.; RIERA, J. D. Size effects and mesh independence in dynamic fracture analysis of brittle materials. **CMES-Computer Modeling in Engineering & Sciences**, v. 56, n. 1, p. 1-16, 2010.

MILANI, A. S. **Influência de cortes no comportamento mecânico de paredes em alvenaria estrutural submetidas à compressão**. 285 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.

MILANI, A. S.; LÜBECK, A.; MOHAMAD, G.; SANTOS NETO, A. B. S.; BUDNY, J. Experimental investigation of small-scale clay blocks masonry walls with chases under compression. **Construction and Building Materials**, n. 121539, 2021.

MOHAMAD, G. **Alvenaria Estrutural: Notas de Aula**. Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Grupo de Pesquisa e Desenvolvimento em Alvenaria Estrutural. Santa Maria, 2016.

MOHAMMADIPOUR A.; WILLAM, K. Lattice simulations for evaluating interface fracture of masonry composites. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, v. 82, p. 152-168, 2016.

MOHAMMED A.; HUGHES T. G. Some Factors Affecting the Compressive Behaviour of Structural Masonry at Small Scales. **International Journal of Civil and Environmental Engineering**, v. 6, n.2, p. 73-77, 2012.

MOHAMMED, A.; HUGHES, T. G.; MUSTAPHA, A. The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 1, p.303-307, 2011.

MOJSILOVIC, N. MARTI P. Strength of masonry subjected to combined actions. **ACI Structural Journal**, v. 94, n. 6, p. 633-642, 1997.

MOJSILOVIC, N. Masonry elements with chases: Behaviour under compression. **Construction and Building Materials**, v. 25, p. 4415-4425, 2011.

MOJSILOVIC, N.; NOTZ, S.; WÄFLER, B.; YU, J. Load tests on masonry elements with chases. In: 11th Canadian Masonry Symposium, 2009, Toronto. **Proceedings of 11th Canadian Masonry Symposium**, 2009.

MSJC. MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. **TMS 402-08/ACI 530-08/ASCE 5-08**: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. EUA, 2008.

NAYFEH A. H.; HEFZY, M. S. Continuum modeling of three-dimensional truss-like space structures. **AIAA Journal**, v. 16, n. 8, 1978.

NOTZ, S. **Versuche an geschlitzten mauerwerkselementen**. 2008. 36 f. Dissertação (Mestrado) - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zúriq, 2008.

PETRY S.; BEYER K. Testing unreinforced masonry structures at reduced scale. In: 15^o World Conference on Earthquake Engineering Lisbon, 2012, Lisboa. **Proceedings of 15 WCEE**, 2012.

PUGLIA, V. B.; KOSTESKI L. E.; RIERA J. D.; ITURRIOZ I. Random field generation of the material properties in the lattice discrete element method. **The Journal Strain Analysis for Engineering Design**, v. 54, n. 4, p. 236-246, 2019.

PULATSU, B.; BRETAS, E. M.; LOURENÇO, P. B. Discrete element modeling of masonry structures: Validation and application. **Earthquakes and Structures**, v. 11, n. 4, p. 563-582, 2016.

PULATSU, B.; ERDOGMUS, E.; BRETAS E. M. Parametric Study on Masonry Arches Using 2D Discrete-Element Modeling. **Journal of Architectural Engineering**, v. 24, n. 2, 2018.

PULATSU, B.; ERDOGMUS, E.; LOURENÇO, P. B.; LEMOS J. V.; TUNCAY K. Simulation of the in-plane structural behavior of unreinforced masonry walls and buildings using DEM. **Structures**, v. 27, p. 2274-2287, 2020.

QUINONEZ, A.; ZESSIN, J.; NUTZEL, A.; OCHSENDORF, J. Small-Scale Models for Testing Masonry Structures. **Advanced Materials Research**, v. 133-134, p.497-502, 2010.

RAFIEE A.; VINCHES M. Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method. **Engineering Structures**, v. 48, p. 739-749, 2013.

REICHEL, S.; JÄGER, W.; BAKEER, T. The effect of horizontal chases on the loadbearing capacity of masonry. In: 12th Canadian Masonry Symposium, 2013, Vancouver. **Proceedings of 12th Canadian Masonry Symposium**, 2013.

RIERA J. D. Local effects in impact problems on concrete structures. In: Conference on Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants, 1984, Porto Alegre. **Proceedings of Conference on Structural Analysis and Design of Nuclear Power Plants**, v. 3, p. 57-79, 1984.

RIERA J. D.; ITURRIOZ I. Discrete element dynamic response of elastoplastic shells subjected to impulsive loading. **Communications in Numerical Methods in Engineering**, v. 11, n. 5, p. 417-426, 1995.

RIERA J. D.; ITURRIOZ I. Discrete elements model for evaluating impact and impulsive response of reinforced concrete plates and shells subjected to impulsive loading. **Nuclear Engineering and Design**, v. 179, n. 2, p. 135-144, 1998.

RIOS R. D.; RIERA J. D. Size effects in the analysis of reinforced concrete structures. **Engineering Structures**, v. 26, n. 8, p. 1115-1125, 2004.

SAHLIN, S. Fisher's Tests on Chasing Revisited: The Effect of Chasing on the Compressive Strength of Brickwork, (3.IBMAC, Essen 1973). **Masonry International**, v. 20, n. 2, p. 1-6, 2007.

SARHOSIS V.; GARRITY, S. W.; SHENG Y. Influence of brick-mortar interface on the mechanical behaviour of low bond strength masonry brickwork lintels. **Engineering Structures**, v. 88, p. 1-11, 2015.

SATHIPARAN, N.; ANJALEE, W. A. V.; KANDAGE, K. K. S. The scale effect on small-scale modelling of cement block masonry. **Materials and Structures**, v. 49, n. 7, p. 2935-2946, 2015.

SCHNAID, F.; SPINELLI L. DE F.; ITURRIOZ, I.; ROCHA M. M. Fracture mechanics in ground improvement design. **Ground Improvement**, v. 8, n. 1, p. 7-15, 2004.

SILVA, G. S. DA; KOSTESKI L. E.; ITURRIOZ, I. Analysis of the failure process by using the Lattice Discrete Element Method in the Abaqus environment. **Theoretical and Applied Fracture Mechanics**, v. 107, 2020.

SIMULIA. **Abaqus 6.13**. Analysis User's Manual. Dassault Systèmes. 2013.

SMOLJANOVIĆ H.; ŽIVALJIĆ, N.; NIKOLIĆ, Z. A combined finite-discrete element analysis of dry stone masonry structures. **Engineering Structures**, v. 52, p. 89-100, 2011.

SMOLJANOVIĆ H.; ŽIVALJIĆ, N.; NIKOLIĆ, Z.; Munjiza A. Numerical analysis of 3D dry-stone masonry structures by combined finite-discrete element method. **International Journal of Solids and Structures**, v. 136-137, p. 150-167, 2018.

SOARES, F. L. **Comportamento mecânico de alvenaria. A influência de abertura de roços**. 2012. 88 p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Aveiro, 2012.

VICENTE, R.; VARUM, H.; FIGUEIREDO, A.; FERREIRA, T. M., MENDES DA SILVA, J.A.R. Hollowed clay brick masonry elements with chases: behaviour under

compression. In: 9th International Masonry Conference, 2014, Guimarães. **Proceedings of 9th International Masonry Conference**, 2014.

VIDAL C. D. M.; BANDEIRA M. V. V.; LA TORRE K. R.; KOSTESKI, L. E.; MARANGON, E. Numerical and experimental evaluation of the anisotropic behavior and boundary condition of a structural concrete. **Construction and Building Materials**, v. 260, 2020.