

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PPGECiv - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Análise da Flambagem de Paredes de Alvenaria Estrutural

Tiago Montanha Padilha

São Carlos, setembro de 2022.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
PPGECiv - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Análise da Flambagem de Paredes de Alvenaria Estrutural

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia.

Tiago Montanha Padilha

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal De São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

Coorientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

São Carlos, setembro de 2022.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Tiago Montanha Padilha, realizada em 01/09/2022.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian (UFSCar)

Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges (UNESP)

Prof. Dr. José Carlos Lopes Ribeiro (UFV)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Resumo

PADILHA, Tiago Montanha. **Análise da Flambagem de Paredes de Alvenaria Estrutural**. 2022. 145f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2022.

Esta pesquisa apresenta análises computacionais de paredes esbeltas, armadas, de alvenaria estrutural, construídas com blocos de concreto, realizadas com a técnica de modelagens em elementos finitos com uso do pacote computacional Abaqus. Paredes esbeltas são encontradas tanto em construções que não possuem laje de forro quanto em construções com pé direito duplo. O modo de ruptura predominante nestas paredes é a instabilidade lateral, também denominada como efeito de flambagem. Poucas normas possibilitam o projeto de paredes com grande esbeltez. A maioria das normas e códigos estabelecem um determinado valor máximo de índice de esbeltez para o qual seus métodos são válidos. Estes valores têm sido questionados em publicações científicas recentes que indicam grandes reservas de capacidade resistente em paredes com esbeltez próxima ou até maior que a esbeltez máxima estabelecida em normas. Para a norma brasileira, o índice de esbeltez $\lambda=30$ é o máximo para o qual o método simplificado é válido para paredes armadas. A norma publicada em 2020 apresenta um método mais preciso, que inclui os efeitos dos esforços e deslocamentos de segunda ordem, para possibilitar o projeto de paredes com esbeltez $\lambda>30$. Além das formulações, a norma apresenta especificações que devem ser atendidas. Devido a recente inclusão deste método na norma brasileira e as recentes publicações científicas, esta pesquisa se propõe a responder a seguinte pergunta: qual a precisão do método estabelecido na norma brasileira para o projeto de paredes muito esbeltas em alvenaria estrutural? Na análise de variação de parâmetros foram investigadas diferentes taxas de armadura e diferentes posicionamentos das barras verticais, combinados às resistências à compressão do bloco de concreto iguais a 8 MPa e 16 MPa e aos índices de esbeltez iguais a 30, 40 e 50. Os resultados indicam que o método analítico representa o comportamento das paredes esbeltas, mas com imprecisão quanto à rigidez de seções armadas e com carregamento elevados e próximos aos valores de carga crítica. Para toda a análise o método resultou em significativas reservas de capacidade de carga relacionadas aos efeitos da não linearidade geométrica. Todas as paredes romperam por instabilidade geométrica, indicando que o parâmetro de esbeltez $\lambda=30$ para diferenciar o modo de ruptura por flambagem é adequado.

Palavras-chave: Alvenaria armada. Flambagem em alvenaria estrutural. Parede esbelta. Efeitos de segunda ordem. Modelagem em elementos finitos de alvenaria estrutural.

Abstract

PADILHA, Tiago Montanha. **Buckling Analysis of Load-Bearing Masonry Walls**. 2022. 145f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2022.

This research presents analyzes of slender reinforced masonry walls built with concrete units. The analysis was performed with finite element modeling. The Abaqus computational package was used to develop the models. Slender walls are found both in buildings without a ceiling slab and in buildings with double height ceilings. The failure mode of these walls is lateral instability, also called buckling effect. Few standards allow the design of walls with high slenderness. Most standards and codes establish a certain maximum slenderness ratio value for which their methods are valid. These values have been questioned in recent scientific publications that indicate large capacity reserves in walls with slenderness close to or even greater than the maximum slenderness established in standards. The Brazilian standard establishes the slenderness ratio $\lambda=30$ is the maximum for which the simplified method is valid for reinforced walls. The standard published in 2020, presents a more accurate method, which includes the effects of second order, to enable the design of walls with slenderness $\lambda>30$. In addition to the formulations, the standard presents mandatory specifications. Due to the recent inclusion of this method in the Brazilian standard and the recent scientific publications, this research aims to answer: what is the accuracy of the method established in the Brazilian standard for the design of tall slender walls in structural masonry? In the parameter variation analysis, different reinforcement rates and different vertical bar positions were investigated, the compressive strength of the concrete unit equal to 8 MPa and 16 MPa and the slenderness ratio equal to 30, 40 and 50. The results indicate good agreement with the behavior of slender walls, but with imprecision regarding the stiffness of reinforced sections and with high loadings close to the critical load values. For all the models analyzed, the method resulted in significant reserves of load capacity due to the effects of geometric nonlinearity. Every wall failed due to geometric instability, indicating that the slenderness parameter $\lambda=30$ to differentiate the buckling failure mode is adequate.

Keywords: Reinforced masonry. Structural masonry buckling. Slender wall. Second order effects. Finite elements modelling of concrete unit/block wall.

Lista de Figuras

Figura 1 - Pequenas paredes com alvenaria estrutural cerâmica (a) e prismas com blocos de concreto (b).....	17
Figura 2 - Ensaio de tração, blocos de concreto cruzados.....	20
Figura 3 - Ensaio de tração, formato Z.....	21
Figura 4 - Ensaio de flexão em prisma com quatro blocos.....	22
Figura 5 - Equipamento para ensaio de tração por alavanca.....	23
Figura 6 - Ensaio de tração, blocos cerâmicos cruzados.....	23
Figura 7 - Ensaio de tração por alavanca em alvenaria de arenito.....	24
Figura 8 - Ensaio de compressão diagonal de pequenas paredes.....	25
Figura 9 - Execução do ensaio de flexão com alavanca.....	25
Figura 10 - Ensaio de flexão com pequena parede na vertical.....	26
Figura 11 - Ensaio de flexão em quatro pontos do prisma.....	27
Figura 12 - Ensaio de flexão na obra.....	28
Figura 13 - Esquema do comprimento (L) e (L ₁) para determinar (h _e) da parede de alvenaria.....	33
Figura 14 - Parâmetros para o cálculo da espessura efetiva de paredes, NBR 16868-1.....	34
Figura 15 - Seção T de uma parede aletada.....	34
Figura 16 - Seção composta T destacada.....	35
Figura 17 - Deslocamentos laterais.....	37
Figura 18 - Comprimentos de flange.....	38
Figura 19 - Lajes de concreto armado acima e abaixo da parede.....	38
Figura 20 - Curva de flambagem.....	39
Figura 21 - Gráfico Redutor de Capacidade vs Esbeltez, Asad <i>et al.</i> (2022).....	40
Figura 22 - Gráfico N x (E/f _k).....	41
Figura 23 - Gráfico Redutor de Capacidade vs Esbeltez, Lopes (2014).....	45
Figura 24 - Momento fletor de segunda ordem segundo ABNT NBR 16868-1:2020.....	46
Figura 25 - Flambagem da coluna engastada-livre.....	48
Figura 26 - Gráfico amplificador de curvatura vs esbeltez, blocos cerâmicos pelo Eurocode 6.....	52
Figura 27 - Gráfico amplificador de curvatura vs esbeltez, alvenarias por NBR e CEN 6.....	52
Figura 28 - Posicionamento da armadura nas paredes com blocos cerâmicos e cimentícios.....	60
Figura 29 - Curva constitutiva do dano uniaxial do concreto em (a) tração e (b) compressão.....	63
Figura 30 - Curva teórica de compressão.....	64
Figura 31 - Curva teórica de tração.....	64
Figura 32 - Deformação total decomposta em elástica e plástica.....	65
Figura 33 - Superfícies de falha para distintos valores de K _c	66

Figura 34 - Armadura de costura contra flambagem das barras verticais.....	68
Figura 35 - Modelos computacionais em fibra para alvenaria estrutural.....	70
Figura 36 - Esquema de flambagem de coluna com seção circular em alvenaria.	71
Figura 37 - Superfícies de falha.	72
Figura 38 - Fases da curva carga normalizada fora do plano vs deslizamento no plano.....	74
Figura 39 - Abertura da junta, simulação vs experimento.	74
Figura 40 - Elemento finito C3D8(R).	76
Figura 41 - Malha de elementos finitos, modelo 30_N1A10.	76
Figura 42 - Comportamento elastoplástico do aço.	78
Figura 43 - Variáveis analisadas.	78
Figura 44 - Seção da fiada ímpar, par e padronizada, dimensões em centímetros.	80
Figura 45 - Condições de contorno, modelo 30_N3A10.	82
Figura 46 - Aplicação do carregamento excêntrico.	82
Figura 47 - Parede curvada no círculo trigonométrico.	86
Figura 48 - Vista da seção horizontal da parede armada (LOPES, 2014).	88
Figura 49 - Elastômero inferior.	88
Figura 50 - Meia parede com propriedades de prisma oco e cheio, validação (LOPES, 2014).	89
Figura 51 - Experimento, modelo e deformadas das paredes, validação (LOPES, 2014). ...	91
Figura 52 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento à meia altura, validação Lopes (2014).	92
Figura 53 - Deformadas no carregamento último e de ruptura: (a) original, (b) normalizado.	92
Figura 54 - Posicionamento das barras na parede C2, medidas em centímetros.....	94
Figura 55 - Regiões com propriedades de prisma oco e cheio.....	96
Figura 56 - Condições de contorno, parede C2.....	97
Figura 57 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, validação Hatzinikolas <i>et al.</i> (1978)...	98
Figura 58 - Deformadas no carregamento último (modelo) e de ruptura (experimento).	98
Figura 59 - Posicionamento das barras nos painéis, medidas em centímetros, validação ACI SEASC (1982).....	100
Figura 60 - Curva tensão vs deformação aço Grau 60.....	102
Figura 61 - Condições de contorno dos painéis ACI-SEASC (1982).	103
Figura 62 - Gráfico, curva de carregamento lateral vs deslocamento.....	103
Figura 63 - Taxa de carregamento lateral.	104
Figura 64 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, modelo e experimento, painéis 4, 5 e 6 em ACI-SEASC (1982).....	105
Figura 65 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, modelo e experimento, painéis 7, 8 e 9 em ACI-SEASC (1982).....	106
Figura 66 - Análise de sensibilidade $f_{tk}=f_{tk}^*$	107
Figura 67 - Espectro de tensões de tração, análise de sensibilidade.	108

Figura 68 - Análise de sensibilidade $f_{tk} \leq f_{tk}^*$	108
Figura 69 - Configuração deformada com f_{tk} e f_{tk}^* calibrados.	109
Figura 70 - Gráfico, Carregamento vertical vs Deslocamento lateral, modelo 30_N1A10. .	110
Figura 71 - Espectro de deslocamentos do modelo 30_N1A10.....	111
Figura 72 - Espectro de tensões normais (N/mm ²), modelo 30_N1A10.	112
Figura 73 - Espectro de deformações específicas, 30_N1A10.....	113
Figura 74 - Espectro de tensões normais (N/mm ²), 1ª fissura, 30_N1A10.	113
Figura 75 - Gráfico momento vs curvatura, 30_N1A10.	114
Figura 76 - Perda de rigidez, M vs (1/r), 30_N1A10.	114
Figura 77 - Gráficos completos de carregamento vs deslocamento, modelos 30_N.	115
Figura 78 - Gráficos carregamento vs deslocamento, modelos 30_N.....	116
Figura 79 - Gráficos carregamento vs deslocamento, Modelos 30_S, 40 e 50.....	117
Figura 80 - Gráfico carregamento máximo vs índice de esbeltez, influência do f_{pk}	121
Figura 81 - Gráfico carregamento vs esbeltez, influência da posição da armadura.....	122
Figura 82 - Esquema de carregamento, vinculações e esforço momento fletor.	123
Figura 83 - Seção horizontal da parede N1A10.	123
Figura 84 - Seção T comprimida.....	126
Figura 85 - Região comprimida da seção T.	126
Figura 86 - Região comprimida da parede dos blocos.	127
Figura 87 - Seção não fissurada considerada na flexão.....	128
Figura 88 - Gráfico (P/P _{cr}) vs Δ_{2a} , modelos N1eN2 com $\lambda=30$ e $\lambda=50$	133
Figura 89 - Resultados dos modelos analíticos.....	134
Figura 90 - Gráfico carregamento vs deslocamento, MEF vs analítico original vs ajustado.	135

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Relação entre traço e resistência à compressão da argamassa.	18
Tabela 2 - Resistências dos componentes de alvenaria em bloco estrutural de concreto. ...	19
Tabela 3 - Resumo das resistências médias à tração.	27
Tabela 4 - Valores máximos para a resistência à tração, AS 3700:2018.	29
Tabela 5 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, NBR 16868-1.	29
Tabela 6 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, CEN 6.	30
Tabela 7 - Valores para a resistência à tensão de tração, MPa, CSA S304-14:2013.	30
Tabela 8 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, MSJC:2011.	31
Tabela 9 - Valores normativos de f_{tk} ortogonal à fiada para alvenarias com blocos de concreto.	31
Tabela 10 - Valores do coeficiente δ	34
Tabela 11 - Termos X, Y e Z para o acréscimo $\Delta\phi_{ft}$	42
Tabela 12 - Redutores de capacidade relacionados à esbeltez em diferentes países.	44
Tabela 13 - Coeficientes de fluência final, <i>Eurocode 6</i>	51
Tabela 14 - Síntese dos trabalhos com MEF em alvenaria esbelta.	67
Tabela 15 - Parâmetros do CDP.	77
Tabela 16 - Taxa e posicionamento das armaduras e grautes.	80
Tabela 17 - Nomenclatura dos modelos.	81
Tabela 18 - Formulário para aplicação do método analítico.	84
Tabela 19 - Comportamento do prisma oco e cheio, validação (LOPES, 2014).	89
Tabela 20 - Propriedades das barras de aço, validação (LOPES, 2014).	89
Tabela 21 - Resultados dos deslocamentos, modelo e experimento em Lopes (2014).	93
Tabela 22 - Comportamento do prisma oco e cheio.	95
Tabela 23 - Propriedades das barras de aço.	96
Tabela 24 - Resultados dos deslocamentos, modelo e experimento em Hatzinikolas <i>et al.</i> (1978).	99
Tabela 25 - Comportamento do prisma para os painéis de ACI-SEASC (1982).	101
Tabela 26 - Propriedades das barras de aço, modelo ACI-SEASC (1982).	102
Tabela 27 - Cargas aplicadas nos painéis ACI-SEASC (1982).	105
Tabela 28 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=30$	118
Tabela 29 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=40$	119
Tabela 30 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=50$	120
Tabela 31 - Comparativo entre $47 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \leq (EI)_{ef} \leq 137 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$	129
Tabela 32 - Resumo dos resultados analíticos, Modelos com $\lambda=30$	132
Tabela 33 - Resumo dos resultados analíticos, Modelos com $\lambda=40$ e $\lambda=50$	133
Tabela 34 - Momentos fletores, simulações vs analítico.	135

Sumário

1. Introdução	11
1.1 Objetivos	13
1.2 Justificativa	13
2. Revisão de Literatura	16
2.1 Resistência à compressão de componentes da alvenaria	16
2.1.1 Blocos de concreto.....	17
2.1.2 Argamassa.....	17
2.1.3 Graute.....	18
2.1.4 Recomendações normativas.....	19
2.2 Aderência - resistência à tração nas juntas da alvenaria	19
2.2.1 Ensaios de aderência da alvenaria na literatura.....	20
2.2.2 Resistência à tração padronizada da alvenaria.....	28
2.3 Índices limites de esbeltez	32
2.4 Altura efetiva e espessura efetiva	33
2.5 Flanges	36
2.6 Capacidade resistente de paredes de alvenaria	39
2.6.1 Modos de ruptura de paredes	39
2.6.2 Fatores redutores de capacidade.....	40
2.6.3 Efeitos de segunda ordem	45
2.6.4 Dimensionamento de Paredes Esbeltas, segundo a NBR 16868-1:2020.	54
2.6.5 Dimensionamento de Paredes Muito Esbeltas, segundo a NBR 16868-1:2020.	55
2.7 Experimentos com paredes de alvenaria estrutural	58
2.8 Modelagem computacional	62
2.8.1 Implementação de danos no material	62
2.8.2 Modelo constitutivo formulado por Guo (2014).....	64
2.8.3 Tensões nominais e verdadeiras no Abaqus (2016).....	65
2.8.4 Parâmetros do CDP	65
2.8.5 Simulações de alvenaria esbelta por MEF na literatura.....	66
3. Metodologia	75
3.1 Simulações computacionais	75
3.1.1 Modelos constitutivos dos materiais.....	77
3.1.2 Análise de variação de parâmetro.....	78
3.1.3 Fator de proporcionalidade de carga e condições de contorno	81
3.2 Procedimento analítico	83
3.3 Análise comparativa dos resultados	85
3.3.1 Comparação entre os resultados dos modelos computacionais.....	85
3.3.2 Comparação entre os resultados dos métodos analíticos	86
3.3.3 Comparação dos resultados entre MEF e o método analítico	86
4. Validação do Modelo	87
4.1 Simulação do experimento de Lopes (2014)	87
4.1.1 Propriedades geométricas	87
4.1.2 Propriedades constitutivas	88
4.1.3 Vinculações e cargas	90
4.1.4 Resultados da Validação.....	91
4.2 Simulação do experimento de Hatzinikolas et al. (1978)	93
4.2.1 Propriedades geométricas	93
4.2.2 Propriedades constitutivas	95
4.2.3 Vinculações e cargas	96
4.2.4 Resultados da Validação.....	97
4.3 Simulação do experimento da ACI-SEASC (1982)	100
4.3.1 Propriedades geométricas	100
4.3.2 Propriedades constitutivas	101

4.3.3	Vinculações e cargas	102
4.3.4	Resultados da Validação.....	105
4.4	Análise de sensibilidade à resistência à tração.....	106
5.	Análise e discussão dos resultados	110
5.1	Resultados da análise de variação de parâmetros por MEF.....	110
5.1.1	Análise detalhada do modelo 30_N1A10.	110
5.1.2	Síntese dos resultados de todas as simulações.....	115
5.2	Resultados do método analítico da norma brasileira.....	122
5.2.1	Aplicação do método analítico no modelo 30_N1A10.	123
5.2.2	Síntese dos resultados do método analítico em todos os modelos.	132
5.3	Resultados analíticos vs simulações	134
6.	Conclusões	138
6.1	Recomendações para trabalhos futuros	139
	Referências Bibliográficas	140

1. Introdução

A magnitude das cargas gravitacionais e das sobrecargas verticais são, juntamente com a resistência à compressão do material e das características geométricas, fatores determinantes em projetos de paredes usuais com blocos de concreto de alvenaria estrutural. Nessas condições, pode-se afirmar que a resistência à compressão do material determina a carga vertical que uma parede pode suportar. A engenharia deste sistema construtivo, no entanto, não é limitada a projetos usuais de edificações. Projetos estruturais de silos, armazéns, depósitos, contenções e outras tipologias de construções podem ter o carregamento horizontal como fator determinante. Mesmo com a predominância dos carregamentos verticais, as construções com pé direito duplo em galpões, ginásios e espaços com mezaninos em shoppings e sobrados, podem ter a instabilidade geométrica como fator determinante para o projeto. Projetos usuais de residências habitacionais sem laje também exemplificam situações em que a geometria e a capacidade de deformação determinam os carregamentos que uma parede pode suportar.

Para projetar estruturas em alvenaria, a norma brasileira ABNT NBR 16868-1:2020 apresenta formulações simplificadas que possibilitam, ao projetista, obter respostas rápidas por soluções analíticas. Entre as simplificações, a norma apresenta: o coeficiente R para determinar a capacidade resistente à compressão que leva em conta a magnitude da esbeltez para índices menores que 30; a formulação do momento de segunda ordem M_{2d} em paredes com esbeltez maior que 16 e menor que 30. As paredes denominadas como esbeltas referem-se, em todo o texto da Dissertação, às paredes com $\lambda > 16$ e muito esbeltas quando $\lambda > 30$, fundamentando-se nos valores estabelecidos pela norma brasileira. Métodos simplificados não levam em conta toda a complexidade do comportamento real de um elemento estrutural. As simplificações podem ter limitações que, quando ultrapassadas, resultam em acréscimos exagerados de esforços e, conseqüentemente, superdimensionamento de armaduras. Por isso, a norma apresenta em seu anexo C, formulações para um dimensionamento mais preciso para o projeto de paredes muito esbeltas, com índices maiores que 30. Ainda assim, o método possui hipóteses simplificadoras e apresenta restrições.

O grau de precisão de um método analítico pode ser verificado com séries de ensaios laboratoriais. Os experimentos em laboratório são limitados à capacidade dos equipamentos e à disponibilidade de material. Por outro lado, as simulações computacionais, validadas por dados e resultados experimentais, possibilitam a investigação do grau de precisão e, também, o desenvolvimento de métodos analíticos. Dessa forma, pesquisas correntes, várias com simulações computacionais em modelagens por elementos

finitos, buscam a melhoria destes métodos, estabelecendo limitações ou implementando formulações, tabelas ou ábacos.

A atualização da normalização brasileira de alvenaria estrutural, publicada em 2020, apresentou, no anexo C, as formulações para o cálculo do esforço momento fletor, oriundo das ações laterais e verticais, considerando acréscimos dos efeitos de segunda ordem pelo método $P\Delta$. Também apresenta uma formulação para determinar o carregamento crítico P_{cr} de flambagem da parede, fundamentado nas formulações da clássica flambagem elástica de Euler e discutida em uma série de pesquisas apresentadas nas revisões desta Dissertação. Diferentes formulações para determinar P_{cr} podem ser encontradas na literatura, cada uma com especificações agregadas ao estudo em que se aplicam. Além disso, o valor do índice de esbeltez que é utilizado em códigos e normalizações como parâmetro indicador do modo de ruptura por flambagem tem sido indicado como significativamente baixo. Algumas normas internacionais utilizam este parâmetro como limitador do projeto, não apresentando alternativas para o dimensionamento e verificação da segurança de paredes muito esbeltas. A literatura tem indicado que o parâmetro de esbeltez, conforme é utilizado nas normas, apresenta reservas excessivas de capacidade resistente nos projetos de alvenaria estrutural, impossibilitando que os projetistas utilizem com eficiência a capacidade resistente das paredes esbeltas.

As condições de contorno das paredes têm influência significativa na capacidade resistente de paredes muito esbeltas como apontado na literatura. A norma brasileira possui especificação para que as paredes muito esbeltas sejam sempre apoiadas na base e no topo, essa vinculação deve ser considerada biarticulada. Esta pesquisa não tem em seu escopo a análise da influência das vinculações, mas aponta, nesta introdução, que as reservas excessivas de capacidade, segundo a literatura, podem surgir ao ignorar restrições ao giro do topo e da base, assim como os travamentos nas laterais das paredes.

A armação da alvenaria estrutural, como requisito para o projeto de parede muito esbelta, não possui detalhamento padronizado, sendo comum o uso de uma única barra no centro dos furos grauteados dos blocos estruturais. Sabe-se que uma parede sob condição de flambagem apresenta uma face tracionada e uma linha neutra na seção horizontal que varia ao longo da altura. Em paredes muito esbeltas com carga centrada, não se conhece previamente qual será a face tracionada, por outro lado, armar cada face da parede não é uma prática comum em projetos de alvenaria estrutural.

A alvenaria estrutural possui particularidades intrínsecas do próprio sistema, como as propriedades constitutivas diferentes de cada um de seus componentes (bloco, argamassa e graute). Além das propriedades constitutivas dos materiais, também afetam o comportamento de paredes esbeltas: a forma do carregamento, a esbeltez, os efeitos de segunda ordem, presença e posição do grauteamento e armaduras. Consequentemente, a

aplicação de métodos analíticos, já existentes para determinados modos de falha, são válidas para as condições de cada estudo.

Havendo várias lacunas de conhecimento que podem ser estudadas, a questão colocada para este trabalho é: qual a precisão dos métodos analíticos apresentados pela norma de alvenaria estrutural brasileira para paredes muito esbeltas? Para responder o problema de pesquisa elencado, foram listados os objetivos apresentados na sequência.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo dessa pesquisa é avaliar o método de dimensionamento de paredes de alvenaria estrutural armadas, com índice de esbeltez acima de 30, conforme proposto na norma ABNT NBR 16868-1:2020.

Dentro desse objetivo geral, têm-se como objetivos específicos:

- Identificar os critérios e as especificações usuais e adequadas que podem influenciar o dimensionamento em questão;
- Analisar os métodos que incluem os efeitos de segunda ordem no dimensionamento das paredes de alvenaria estrutural;
- Aprofundar a investigação acerca do índice de esbeltez como parâmetro identificador do modo de ruptura por flambagem;
- Calibrar modelos computacionais de paredes de alvenaria estrutural, sob efeito da flambagem e que apresentam flexão fora do plano, através de resultados experimentais presentes na literatura;
- Avaliar a resposta das paredes esbeltas por métodos analíticos em comparação com os resultados obtidos nos modelos computacionais;
- Propor roteiro para aplicação do método analítico;
- Investigar as recomendações para verificação da segurança de paredes de alvenaria estrutural esbeltas e dimensionamento das armaduras, indicando limites de aplicação e grau de precisão do método apresentado no Anexo C da norma para paredes esbeltas.

1.2 JUSTIFICATIVA

Paredes de alvenaria estrutural muito esbeltas são projetadas para ampliar o espaço vertical, como em pé direito duplo, ou quando não existem restrições laterais no topo da parede, como em casas sem laje de forro. A principal característica destas estruturas é a estabilidade lateral como fator determinante em seu projeto. Por isso, é proposto neste

trabalho a investigação do valor do índice de esbeltez como parâmetro indicador do modo de ruptura por flambagem. Para esta verificação, diferentes esbeltezes foram avaliadas.

Quando a parede é delgada o suficiente para que ocorra a flambagem, esforços de tração podem surgir em uma de suas faces. Ao atingir os limites de tensão de tração, a parede fissa, diminuindo a área da seção transversal e perdendo a rigidez e a capacidade resistente. Por isso, essa pesquisa investiga, na literatura, o comportamento à tração da alvenaria e inclui nas modelagens uma análise de sensibilidade à tração em parede esbelta.

Sob o efeito da flambagem, uma face da parede será solicitada às tensões de tração. A previsão de tensões de tração na parede, justifica que a norma brasileira imponha que a parede seja toda armada nos projetos de paredes muito esbeltas. Nenhum detalhamento padronizado é especificado para as paredes esbeltas. Sabe-se, no entanto, que é comum a adoção de barras de aço na linha central da seção horizontal da parede. Por isso este trabalho investiga o comportamento da alvenaria esbelta com diferentes posições das barras de aço, incluindo a armadura somente na linha central da seção e a armadura dupla, armada por face.

Com o avanço da linha neutra dentro da seção transversal, os esforços de tração aumentam, bem como os esforços de compressão. A norma brasileira limita a tensão de compressão ao valor máximo igual a 10% da tensão à compressão de projeto do prisma. Entretanto, em prismas sujeitos à compressão excêntrica, a resistência à compressão é maior do que em situação de compressão concêntrica. A seção crítica de flambagem submete-se a compressão excêntrica quando ocorre deslocamento lateral na parede. Por isso, esta pesquisa avalia a condição de segurança $\sigma_d \leq 0,10 \cdot f_{pd}$ da norma brasileira para o projeto de paredes muito esbeltas.

Quando a parede se torna geometricamente instável, ambas as faces se deslocam para o mesmo lado, formando uma curvatura característica de flexão. Os efeitos de segunda ordem amplificam os esforços solicitantes na estrutura. Para estimar os efeitos de segunda ordem, a literatura e as normas, incluindo a brasileira, propõem métodos simplificados que levam em conta a curvatura, deslocamentos $P\Delta$ e momentos de segunda ordem. Por isso, este trabalho investiga os métodos analíticos já existentes para levar em conta os efeitos de segunda ordem.

Os efeitos de segunda ordem mais aproximados aos reais podem ser determinados por métodos avançados, como em análises numéricas, que podem ser comparados e validados com base em resultados obtidos em experimentos físicos. Por isso, neste trabalho, foram desenvolvidos modelos computacionais que, validados por resultados de experimentos, registrados na literatura especializada, serão utilizados para realizar uma análise de variação de parâmetros.

Os métodos avançados são dispendiosos para o desenvolvimento de projetos no cotidiano de escritórios de engenharia. Por isso é indispensável o estudo de métodos analíticos, para que engenheiros projetistas possam realizar suas análises de forma produtiva e segura. Esse é o mesmo motivo para que este trabalho apresente exemplos de aplicações dos métodos.

As simplificações podem resultar em incoerência com o comportamento real da estrutura. Por isso devem ser estabelecidos limites, como índice de esbeltez, tensões em situação de flambagem, carga crítica de flambagem e deslocamentos máximos, para que a aplicação de um modelo não incorra em resultados inadequados. Por isso este trabalho investiga estes limites e compara com os resultados de simulações computacionais de paredes esbeltas reais.

2. Revisão de Literatura

Nesta revisão são apresentadas pesquisas sobre o comportamento da alvenaria estrutural com blocos e tijolos de concreto, cerâmico e outros materiais quando submetida às tensões de compressão, tração e ao efeito da flambagem. Inicia-se com pesquisas desenvolvidas em componentes de alta resistência à compressão. Na sequência, apresentam-se valores normativos para o projeto de alvenaria estrutural. São mostrados trabalhos com experimentos para determinar a resistência à tração e os critérios normativos para obtenção de valores teóricos. Na sequência, são mostradas as abordagens sobre a esbeltez em diferentes literaturas especializadas e normas internacionais de alvenaria estrutural. São mostradas diferentes especificações para a consideração da altura efetiva (comprimento de esbeltez na denominação clássica da mecânica dos sólidos) e como flanges afetam a esbeltez de uma parede com pequena espessura. Apresentam-se, também, pesquisas sobre a capacidade de carga na compressão vertical e estudos sobre o comportamento das paredes esbeltas, instabilidade fora do plano e flambagem sobre carregamento vertical concêntrico e excêntrico. Explana-se sobre a combinação de ação horizontal e os efeitos de segunda ordem sob análise não linear. Apresentam-se trabalhos com experimentos de paredes esbeltas. Por fim, apresentam-se pesquisas com análises realizadas com técnica de modelagens em elementos finitos.

2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE COMPONENTES DA ALVENARIA

Para determinar a capacidade de carga de uma parede de alvenaria estrutural, são recomendados ensaios laboratoriais em ambiente controlado (pressão atmosférica, temperatura, umidade, vibrações, etc.) e seguro. Os procedimentos para caracterização de resistência de alvenaria estrutural, no Brasil, são padronizados pela ABNT NBR 16868-3:2020.

Devido ao custo e à insuficiência de equipamentos e/ou laboratórios para atender a demanda do mercado de alvenaria na construção civil, é permitido que se realize ensaios com paredes em escala reduzida. A pequena parede, Figura 1 (a), deve ter no mínimo: comprimento de dois blocos, altura proporcional a cinco vezes a espessura do bloco e não menos que 70 cm (ABNT NBR 16868-1:2020). Também é permitido o ensaio de prisma, Figura 1 (b), que consiste na superposição de dois blocos unidos por argamassa.

Figura 1 - Pequenas paredes com alvenaria estrutural cerâmica (a) e prismas com blocos de concreto (b).



Fonte: Parsekian *et al.* (2016).

Segundo a norma brasileira, a capacidade resistente da parede equivale a 85% da resistência à compressão da pequena parede e 70% do prisma, considerando medidas padrões para a altura do bloco ($h_b=19$ cm) e a espessura da argamassa ($t_{arg}=1,0$ cm).

2.1.1 BLOCOS DE CONCRETO

Blocos com diversas resistências estão disponíveis na indústria da construção. Para uso estrutural, o bloco deve ter, no mínimo, uma resistência característica à compressão $f_{bk}=3,0$ MPa (ABNT NBR 6136:2016). Com a demanda por edifícios mais altos e paredes estruturais mais resistentes, emergem estudos para viabilizar blocos com resistências cada vez maiores. No Brasil, blocos com resistência à compressão até 68 MPa foram estudados (FORTES *et al.*, 2018; FONSECA *et al.*, 2019). Além do bloco, a resistência à compressão da argamassa, do graute e uso de aditivo também influenciam na capacidade resistente à compressão da parede.

2.1.2 ARGAMASSA

A argamassa pode diminuir muito a capacidade resistente da alvenaria caso sua resistência à compressão seja muito inferior à do bloco (FORTES *et al.*, 2015). Para evitar fissuras nas linhas de assentamento são recomendados valores de resistência à compressão da argamassa próximos aos valores de resistência à compressão dos blocos e limitados ao máximo de 50% acima dos valores característicos (ABNT NBR 16868-1:2020), considerando a área bruta do bloco, ou 70% quando considerada a área líquida do bloco (ABNT NBR 15961:2011). A Tabela 1 contém resultados experimentais de resistência à compressão de argamassas com traços dosados.

Tabela 1 - Relação entre traço e resistência à compressão da argamassa.

Autores	Resistências médias à compressão da argamassa (MPa)									
	Traços em volume									
	1:0,25:3	1:0,5:3,5	1:0,5:4	1:0,5:4,5	1:1:3,3	1:1:4	1:1:5	1:1:6	1:1,5:4,5	1:2:8
Parsekian (2002)	-	-	-	6,76	-	-	-	-	-	-
Mohamad <i>et al.</i> (2009)	19,6	-	-	8,0	-	-	-	6,5	-	-
Oliveira (2014)	-	-	-	6,93	-	-	-	3,52	-	-
Schankoski <i>et al.</i> (2015)	-	-	-	-	16,2	12,0	-	-	-	-
Camacho <i>et al.</i> (2015)	-	-	-	7,0	-	-	-	-	-	-
Bolhassani <i>et al.</i> (2015)	-	-	-	13,1	-	-	-	-	-	-
Lima <i>et al.</i> (2019)	-	-	-	-	-	-	-	5,7	8,9	3,7
Fonseca <i>et al.</i> (2019)	-	32,0	22,2	-	-	-	15,4	-	-	-
Pasquantonio (2020)	-	-	-	20,8	-	-	-	-	-	-

Fonte: autoria própria (2022).

2.1.3 GRAUTE

O preenchimento dos vazados do bloco com graute, aumenta a área para recebimento da carga, diminuindo a tensão aplicada. Por isso, o grauteamento pode ser uma solução para reduzir tensões em pequenos trechos da alvenaria. A prática de grauteamento é mais comum para aderir as barras de aço aos blocos em alvenaria armada. A retração diferencial entre bloco e graute pode diminuir a capacidade resistente da parede. A ABNT NBR 16868-1:2020 recomenda o valor mínimo de resistência à compressão do graute igual 15 MPa. Com traços 1:1,83:2,17 e 1:1,20:1,80 dosados em massa, Camacho *et al.* obtiveram resistência de 17 MPa e 30 MPa, respectivamente. Bromerchenkel, Matos e Schankoski (2019) obtiveram 24 MPa com o traço em massa 1:2:3. Ao adicionar 0,23% de aditivo plastificante neste mesmo traço, Bromerchenkel, Matos e Schankoski (2019) obtiveram 32 MPa. Lopes (2014) com o traço em massa 1:2:2 e 1,7% de aditivo compensador de retração obteve 25 MPa.

Para análise de prismas com blocos de alta resistência Fonseca *et al.* (2019) utilizaram três traços em massa (1:2,3:2,3-1:2:2-1:1,4:1,6) que resultaram respectivamente 34,9 MPa, 40,7 MPa e 46,6 MPa. Ao adicionar 1% de aditivo compensador de retração a resistência à compressão dos grautes diminuiu para 33,1 MPa, 39,4 MPa e 43,5 MPa, com 2% os mesmos traços resultaram em resistências de 36,3 MPa, 36,9 MPa e 44,2 MPa. Sendo assim, a recomendação é avaliar a influência da resistência do graute na resistência da alvenaria em laboratório para a situação em que será utilizada.

2.1.4 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Na ausência de testes, a ABNT NBR 16868-1:2020 sugere valores de resistências à compressão em função da resistência à compressão do bloco (f_{bk}) para a argamassa (f_a), o graute (f_{gk}) sem adições ou aditivos, prisma grauteado (f_{pk}^*) e prisma oco (f_{pk}), conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Resistências dos componentes de alvenaria em bloco estrutural de concreto.

Tipo de Bloco	f_{bk}	f_a	f_{gk}	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk}	f_{pk}^*	Espessura mínima de parede de bloco (mm)
	MPa					MPa		
Bloco vazado de concreto (ref. 14 x 39 cm)	3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8	25
	4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4	25
	6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9	25
	8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5	25
	10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3	25
	12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4	25
	14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7	25
	16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6	25
	18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7	25
	20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2	25
	22,0	18,0	35,0	0,55	1,60	12,1	19,4	25
	24,0	18,0	40,0	0,55	1,60	13,2	21,1	25

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020.

O aumento da resistência da parede contribui para a elevação da quantidade de pavimentos em edifícios. No projeto de uma estrutura de alvenaria alta e delgada, a instabilidade lateral se torna um fator tão crítico quanto a resistência à compressão das paredes. Em situação de flambagem, uma das faces da parede pode tracionar. Dessa forma, a aderência entre o bloco e a argamassa é solicitada. A resistência à tração nas juntas de assentamento se torna determinante para a ocorrência de danos na junta de assentamento com formação de fissuras e consequente ruptura.

2.2 ADERÊNCIA - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NAS JUNTAS DA ALVENARIA

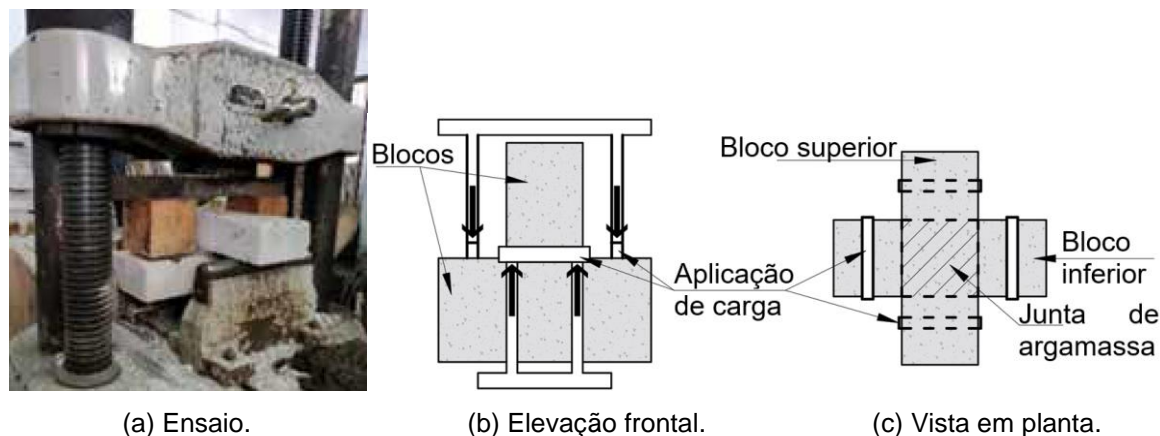
Uma parede que sofre flexão, seja por carregamento horizontal ortogonal ao plano, ou flambagem devido à grande esbeltez, está sujeita a perda de capacidade resistente por esmagamento da argamassa na face comprimida da parede ou perda de aderência por descolamento entre os blocos e a argamassa de assentamento na face tracionada da parede. Para determinar a capacidade de aderência da alvenaria, são realizados ensaios de tração em prismas com equipamentos que promovem a tração direta, ou com chave/alavanca (*bond wrench test*), ou com blocos cruzados (*crossed couplet test*), ou em

formação Z. Também é possível determinar a resistência à tração pelo ensaio de flexão de prisma e pequena parede.

2.2.1 ENSAIOS DE ADERÊNCIA DA ALVENARIA NA LITERATURA

Para investigar a influência do tipo de assentamento de tijolos autoclavados de concreto, Tandon, Maharjan e Gautam (2021) realizaram ensaios de cisalhamento e tração utilizando argamassas cimentícias com 10 mm, 15 mm e 20 mm de espessura e polimérica com camada fina de 3 mm de espessura. O ensaio de tração com tijolos cruzados, Figura 2, assentados com 10 mm de espessura de argamassa com traço 1:4 e resistência à compressão $f_{c,arg}=15$ MPa resultou no valor médio igual a 0,03 MPa. Com traço 1:6 e $f_{c,arg}=8,7$ MPa resultou em 0,02 MPa. Ambos os resultados são menores do que os valores característicos apresentados em códigos e normas para projeto de alvenaria estrutural, convergindo, apenas, com a resistência característica à tração apresentado pelo *Eurocode 6* com o valor igual a 0,05 MPa, ainda assim, ligeiramente maior do que os valores experimentais médios e para uma argamassa com $f_{c,arg}<5,0$ MPa.

Figura 2 - Ensaio de tração, blocos de concreto cruzados.

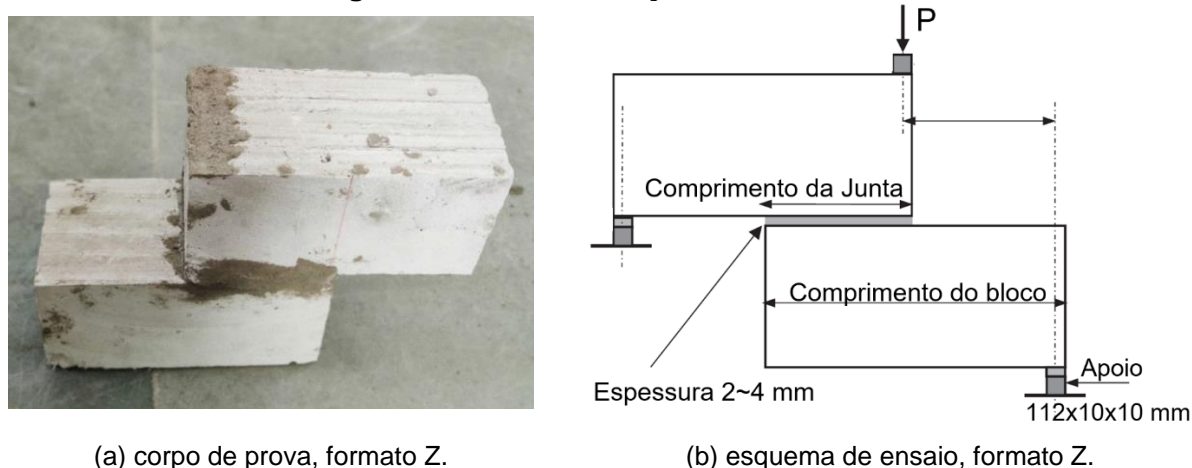


Fonte: (a) Tandon, Maharjan e Gautam (2021), (b) e (c) autoria própria (2022).

Bhosale *et al.* (2020) realizaram ensaios de compressão de prismas, cisalhamento e tração da alvenaria com tijolos estruturais de concreto leve, com densidade média de 932 kg/m³, para obter propriedades físicas e mecânicas deste material e confrontar com resultados da literatura obtidos em ensaios com tijolos estruturais cerâmicos. A resistência à tração da superfície de contato foi obtida com ensaio de blocos em Z, Figura 3. O ensaio com formação Z, foi proposto em Khalaf (2005) para evitar excentricidades não propositalis durante a montagem do ensaio, e conduzir a ruptura a uma única junta. Bhosale *et al.* (2020) utilizaram argamassa industrial em pó, tixotrópica, com adição de 30% do peso em água. A caracterização da argamassa indicou uma resistência à compressão igual a

$f_{c,arg}=5,2$ MPa. O ensaio de bloco em Z resultou em uma resistência à tração média igual a 0,25 MPa. Este resultado mostra concordância com o valor característico apresentado na norma australiana para alvenaria com bloco aerado autoclavado (0,26 MPa), enquanto a norma canadense e a americana recomendam valores maiores (0,30 MPa e 0,33 MPa, respectivamente). O resultado experimental é um valor médio e, portanto, maior que o valor característico, pode-se afirmar, então, que os valores da norma brasileira e o do *Eurocode 6* (0,2 MPa e 0,1 MPa, respectivamente) estão mais próximos do resultado deste experimento.

Figura 3 - Ensaio de tração, formato Z.



Fonte: Bhosale *et al.* (2020)

Para investigar a viabilidade técnica do uso de argamassas estabilizadas e preparadas na fábrica, utilizadas no assentamento de blocos de concreto, Matos *et al.* (2020) realizaram ensaios de compressão e flexão de argamassas e de prismas. Seu estudo comparou os resultados entre a argamassa aplicada instantaneamente no recebimento do material vindo da fábrica com o mesmo material aplicado após 36 horas de armazenamento. Os autores relataram que para o armazenamento da argamassa fresca utilizaram uma lona plástica impermeável coberta por uma lâmina d'água. A manutenção da argamassa após 36 horas foi a homogeneização manual, utilizando uma pá. Para o ensaio de flexão, os autores citam a norma brasileira, que recomenda o ensaio de prisma com cinco blocos, e sugerem que as juntas, no corpo de prova da norma, são solicitadas ao esforço cortante, além do momento fletor. Para que a junta intermediária estivesse apenas sob o efeito das tensões normais causadas pela flexão, adotaram o prisma com quatro blocos, Figura 4, assim como em Parsekian (2002). Matos *et al.* (2020) utilizaram argamassas distintas com valores nominais de fábrica para as resistências à compressão iguais a 6 MPa, 9 MPa e 14 MPa. As resistências características à tração nos prismas, com estas argamassas aplicadas instantaneamente, resultaram em 0,14 MPa, 0,08 MPa e 0,09 MPa, respectivamente. Comparados aos valores de resistência à tração da norma brasileira (0,20 MPa, para

argamassas com $f_{c,arg}$ entre 3,5 MPa até 7,0 MPa, e 0,25 MPa para $f_{c,arg} > 7,0$ MPa) os resultados experimentais foram menores. A norma brasileira, nesta condição de aplicação da argamassa, superestima a resistência à tração, assim como outras normas internacionais, exceto o *Eurocode 6* que (com 0,1 MPa) apresentou concordância com os experimentos. Além dos valores característicos, os autores relataram os valores médios obtidos para a resistência à tração que resultaram em: 0,22 MPa para as argamassas com $f_{c,arg}=6,0$ MPa e $f_{c,arg}=9,0$ MPa, e 0,12 MPa para argamassa com $f_{c,arg}=14,0$ MPa, ambos para a argamassa aplicada instantaneamente.

Figura 4 - Ensaio de flexão em prisma com quatro blocos.



Fonte: Matos *et al.* (2020).

Pasquantonio *et al.* (2020) realizaram uma série de ensaios para a caracterização das propriedades de interface entre blocos de concreto e argamassa para implementar micromodelagens em elementos finitos. Foram realizados ensaios de tração por alavanca, cisalhamento horizontal, paralelo as juntas, e diagonal com blocos de concreto em escala reduzida (1:2). Foi utilizada argamassa do tipo S com traço, em volume, igual a 1:0,5:4,5 que resultou em uma resistência à compressão igual a $f_{c,arg}=20,8$ MPa. Para o ensaio de tração por alavanca, Figura 5, foram utilizados prismas com três blocos assentados com argamassa total. A média da resistência à tração resultou em 0,08 MPa, este valor é menor do que os valores característicos normativos, sendo o valor 0,10 MPa apresentado no *Eurocode 6* o que mais se aproxima, ainda assim, ligeiramente maior.

Figura 5 - Equipamento para ensaio de tração por alavanca.



Fonte: Pasquantonio *et al.* (2020).

Resultados de resistência à tração foram, também, obtidos em alvenaria com tijolos cerâmicos, revestida, externamente, com fibra de vidro resistente a álcalis, em ensaios apresentados em Shabdin, Zargarán e Attari (2018). Para a caracterização dos materiais, foi obtida a resistência média à tração de contato entre a argamassa e os tijolos, sem reforço, no ensaio de tração de blocos cruzados, Figura 6. A argamassa foi confeccionada com traço 1:5 e resultou em uma resistência à compressão igual a $f_{c,arg}=8,8$ MPa. O ensaio à tração resultou em valor médio igual a 0,1 MPa, valor próximo aos valores característicos recomendados pelo *Eurocode 6* (0,15 MPa) e pela norma australiana (0,2 MPa). No experimento, os autores não relataram o valor característico, contudo, sabe-se que valores característicos são menores do que os valores médios.

Figura 6 - Ensaio de tração, blocos cerâmicos cruzados.

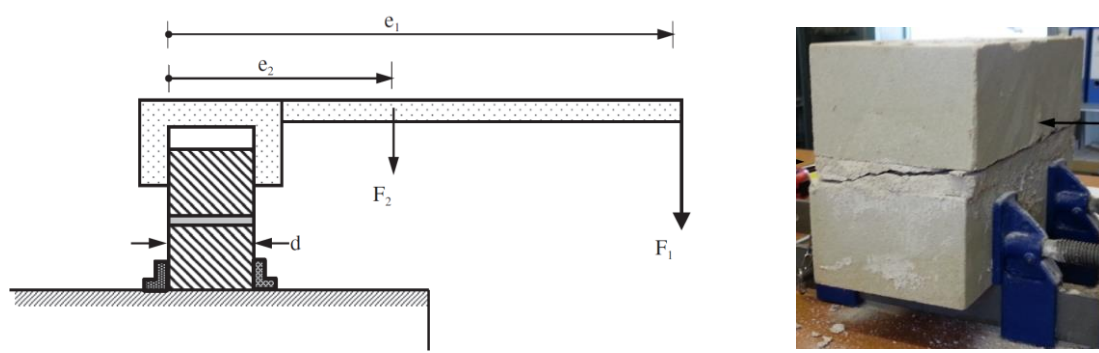


Fonte: Shabdin, Zargarán e Attari (2018).

Em Barr, Mccarter e Suryanto (2015) um programa experimental foi conduzido para a análise do comportamento da alvenaria com tijolos de arenito com argamassa comum, traço 1:2 (cimento:areia), e cal hidratada, traço 1:2 (cal:areia), Figura 7 (b), com diferentes graus de hidratação e composição mineralógica, ambos com 0,6% de aditivo retardador com ácido

cítrico. No ensaio de tração por alavanca, Figura 7 (a), o prisma com dois blocos, e argamassa comum com $f_{c,arg}=4,25$ MPa, resistiu a tensão igual a 1,09 MPa, capacidade máxima do equipamento de ensaio. Em hipótese, os autores conjecturaram que a ruptura do contato por tração ocorreria próximo a 1,5 MPa, valor obtido no ensaio de flexão realizado para caracterização das propriedades da argamassa. A tensão de tração resistida ultrapassou os valores normativos. Ressalta-se que nenhuma norma apresenta valores específicos para alvenaria com blocos de arenito, o *Eurocode 6* recomenda o valor característico igual a 0,05 MPa para alvenarias com rochas naturais e argamassa com $f_{c,arg}<5,0$ MPa.

Figura 7 - Ensaio de tração por alavanca em alvenaria de arenito.



(a) Esquema de ensaio de tração por alavanca.

(b) Prisma, argamassa de cal e areia.

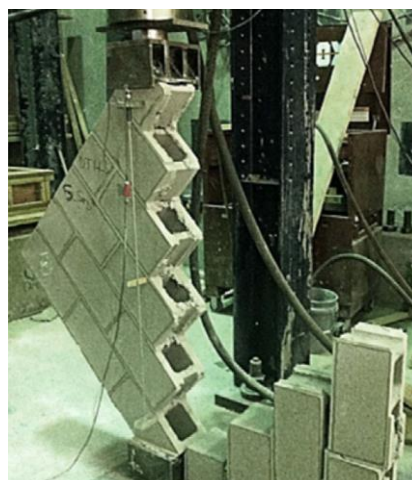
Fonte: Barr, Mccarter e Suryanto (2015).

Em Bolhassani *et al.* (2015) foram realizados experimentos de compressão simples de prisma com três blocos, cisalhamento horizontal e compressão diagonal de pequena parede com alvenaria em bloco de concreto, grauteado, Figura 8 (a), e não grauteado, Figura 8 (b). As propriedades obtidas nos ensaios foram utilizadas para implementar modelos computacionais e simular seus experimentos. Para obter a tração máxima, a carga de ruptura, no ensaio de compressão diagonal, foi decomposta a 45° e dividida pela área da superfície, total, ortogonal de tração. Para uma argamassa com traço volumétrico 1:0,5:4,5 com resistência à compressão igual a $f_{c,arg}=13,1$ MPa, a tração média no prisma grauteado e não grauteado resultou, respectivamente, em $f_{tm,p}^*=1,12$ MPa e $f_{tm,p}=0,51$ MPa. O valor de $f_{tm,p}^*$ resultou igual ao f_{tk}^* da norma americana, entretanto o valor característico deve ser menor que o valor médio. Por outro lado, o valor de $f_{tm,p}$ resultou ligeiramente maior que o f_{tk} da norma americana (0,43 MPa) e canadense (0,40 MPa) indicando que, para este experimento, os valores destas normas são adequados. Destaca-se que o ensaio de compressão diagonal para determinar a resistência à tração é adequado para avaliar paredes sobre flexão no plano e inadequado para a análise de paredes com flexão fora do plano da parede.

Figura 8 - Ensaio de compressão diagonal de pequenas paredes.



(a) Pequena parede grauteada.



(b) Pequena parede não grauteada.

Fonte: Bolhassani *et al.* (2015).

Para avaliar o comportamento das juntas verticais com amarração direta e indireta entre parede e flange, Oliveira (2014) realizou ensaios de cisalhamento em alvenaria com blocos cerâmicos e de concreto. Na caracterização dos materiais, realizou ensaios de compressão, cisalhamento e tração por alavanca. Utilizou dois traços de argamassa, sendo A1 com 1:0,5:4,5 e A2 com 1:1:6. No ensaio de tração por alavanca, Figura 9, realizado com prismas com bloco de concreto, a resistência à tração média resultou em 0,16 MPa, tanto com a argamassa A1 quanto com A2, com $f_{c,arg}=6,93$ MPa e $f_{c,arg}=3,52$ MPa. Para os prismas com blocos cerâmicos a resistência à tração média resultou em 0,29 MPa e 0,19 MPa com as respectivas argamassas A1 e A2, e $f_{c,arg}=5,91$ MPa e $f_{c,arg}=3,08$ MPa. A resistência à tração característica para os prismas com argamassa A1 e A2, resultou em 0,1 MPa e 0,12 MPa (com blocos de concreto) e 0,17 MPa e 0,11 MPa (com blocos cerâmicos). O valor apresentado pela norma brasileira (0,1 MPa) se mostrou adequado para o prisma com a argamassa A2, contudo, o valor normativo para o prisma com argamassa mais resistente, presente na norma brasileira e também americana (0,2 MPa), é próximo, porém maior.

Figura 9 - Execução do ensaio de flexão com alavanca.

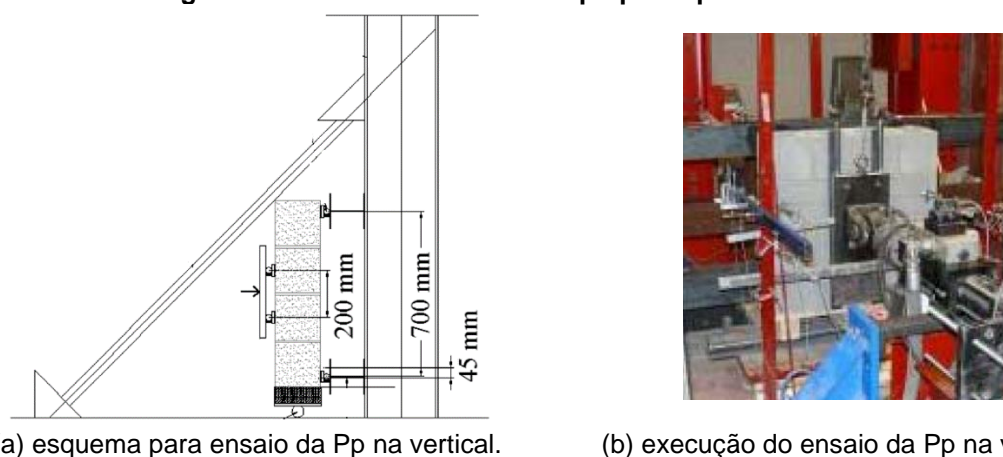


Fonte: Oliveira (2014).

As normas internacionais apresentam valores característicos maiores e distantes dos resultados deste experimento, exceto o *Eurocode 6* que possui os valores 0,05 MPa e 0,1 MPa (blocos de concreto) e 0,1 MPa e 0,15 MPa (blocos cerâmicos).

Parsekian, Fonseca e Shrive (2014) analisaram a influência na capacidade resistente da alvenaria com blocos de concreto ao revesti-la com uma camada pulverizada de polímero com fibra de vidro. Realizaram ensaios de compressão, cisalhamento e flexão, em quatro pontos, Figura 10, paralelo e ortogonal à fiada em pequenas paredes com e sem o revestimento. A resistência média à tração na flexão, utilizando argamassa do tipo S com $f_{c,arg}=12$ MPa na parede sem revestimento, resultou em 0,12 MPa para a direção ortogonal à fiada e 0,46 MPa para a direção paralela. Nas normas analisadas, somente o *Eurocode 6* apresentou valores característicos menores e condizentes com os resultados deste experimento, sendo 0,1 MPa para tração ortogonal à fiada e 0,4 MPa para a tração paralela.

Figura 10 - Ensaio de flexão com pequena parede na vertical.



(a) esquema para ensaio da Pp na vertical.

(b) execução do ensaio da Pp na vertical.

Fonte: Parsekian, Fonseca e Shrive (2014).

Em sua pesquisa sobre alvenaria protendida, Parsekian (2002) realizou ensaios para a caracterização da alvenaria com material cerâmico, concreto e sílico calcáreo. Foi realizado o ensaio de flexão de prisma com quatro blocos para determinar a aderência entre bloco e argamassa, Figura 11. A argamassa, com traço 1:0,5:4,5, resultou em uma resistência a compressão igual a $f_{c,arg}=6,76$ MPa. No ensaio de flexão, foi determinada a resistência média à tração igual a 1,04 MPa e 0,52 MPa para prismas com blocos de concreto com $f_{bm}=6$ MPa e $f_{bm}=12$ MPa. Estes valores estão acima dos valores característicos contidos nas normas de alvenaria brasileira e internacionais, sendo o valor 0,33 MPa, da norma americana, e 0,3 MPa, da canadense, os valores mais próximos destes resultados. Para o prisma com material cerâmico e com o sílico calcáreo, a resistência média à tração resultou, respectivamente, em 0,68 MPa e 0,57 MPa, valores menores que os normativos, sendo o valor característico 0,33 MPa da norma americana o mais

aproximado. Destaca-se que os resultados deste experimento foram significativamente maiores que os valores característicos fornecidos no *Eurocode 6*.

Figura 11 - Ensaio de flexão em quatro pontos do prisma.



Fonte: Parsekian (2002).

Um resumo com os valores médios da resistência à tração, obtidos na revisão de literatura desta seção, para argamassa convencional, é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Resumo das resistências médias à tração.

Tração (MPa)	Ensaio	Graute	Tipologia/ Material		Largura t (cm)	Prisma		Argamassa		Autores
						f_{pm} (MPa)	Fiadas	traço	$f_{c,arg}$ (MPa)	
0,03	Blocos Cruz.	Maciço	Tijolo	Concreto	9,9	-		1:4	15,0	Tandon <i>et al.</i> (2021)
0,02								1:6	8,7	
0,25	Blocos em Z	Maciço	Tijolo	Concreto leve	10,0	2,4	3	-	5,2	Bhosale <i>et al.</i> (2020)
0,22	Flexão Prisma	Não	Bloco Vazado	Concreto	14,0	6,1	3	1:6,4	6,0	Matos <i>et al.</i> (2020)
0,22					14,0	12,5	3	1:5,4	9,0	
0,12					14,0	7,6	3	1:4,5	14,0	
0,08	Alavanca	Não	Bl. Vaz.	Concreto	10,2	-		1:0,5:4,5	20,8	Pasquantonio <i>et al.</i> (2020)
0,10	Bl. Cruz.	Maciço	Tijolo	Cerâmica	11,0	7,4	3	1:5	8,8	Shabdin <i>et al.</i> (2018)
1,09*	Alavanca	Maciço	Tijolo	Arenito	21,5	-		1:2	4,24	Barr <i>et al.</i> (2015)
1,12	Compr. Diag. Pp.	Sim	Bloco Vazado	Concreto	20,3	25,4	3	1:0,5:4,5	13,1	Bolhassani <i>et al.</i> (2015)
0,51		Não				19,8				
0,16	Alavanca	Não	Bloco Vazado	Concreto	14,0	5,31	3	1:0,5:4,5	6,93	Oliveira (2014)
0,16						5,16		1:1:6	3,52	
0,29				Cerâmica		2,99		1:0,5:4,5	5,91	
0,19						3,04		1:1:6	3,08	
0,12	Flexão 4 ptos Pp.	Não	Bloco Vazado	Concreto	19,0	27,0	2	-	12,0	Parsekian, Fonseca e Shrive (2014)
1,04	Flexão Prisma	Não	Bloco Vazado	Concreto	14,0	4,29	2	1:0,5:4,5	6,76	Parsekian (2002)
0,52				Concreto		7,79				
0,68				Cerâmica		3,90				
0,57			Bloco perfurado	Sílico-calcáreo	11,3	7,26				

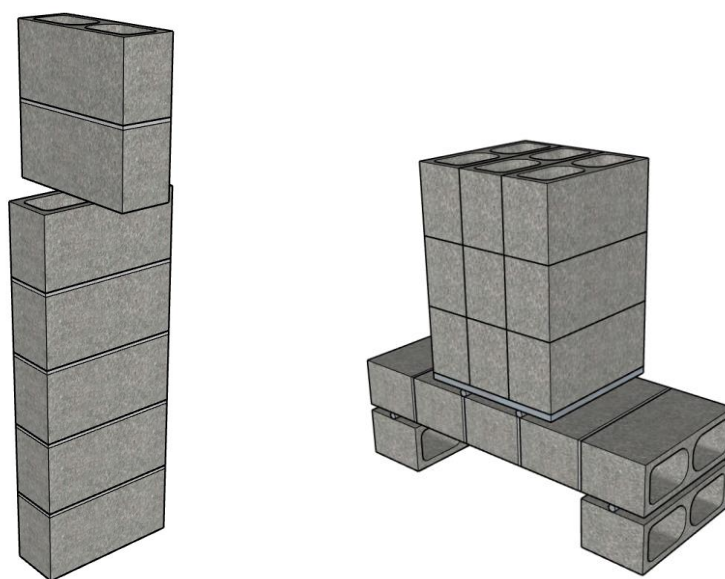
* A resistência do corpo de prova não foi atingida, o valor equivale a capacidade máxima do equipamento.

Fonte: autoria própria (2022).

2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PADRONIZADA DA ALVENARIA

Os distintos ensaios para obtenção da resistência à tração da alvenaria resultam valores diferentes. O ensaio à compressão diagonal não é o mais adequado quando se pretende determinar a resistência à tração em paredes sob o efeito da flambagem, pois solicita outros mecanismos de ruptura, simultaneamente. O ensaio de alavanca, recomendado em normalizações e códigos internacionais como na Austrália, Canadá e Estados Unidos pode ser realizado no mesmo corpo de prova mais de uma vez, intercalando-se as juntas superior e inferior do prisma ensaiado, reduzindo a dispersão dos resultados. No ensaio de tração na flexão em viga apoiada, os resultados apresentam, comumente, uma dispersão grande. Por outro lado, nesse mecanismo de ruptura, em que uma única junta é solicitada ao momento fletor máximo, é possível estabelecer um valor limite mínimo para a tensão de aderência no contato entre bloco e argamassa. Este ensaio é recomendado na norma americana, australiana e também na brasileira. A norma brasileira ainda indica que este ensaio seja realizado tanto em laboratório, com equipamentos adequados, como na obra, utilizando-se os próprios blocos da obra para aplicar o carregamento. Na obra, o corpo de prova com cinco blocos assentados e empilhados sobre uma superfície nivelada são pré comprimidos com a sobrecarga de dois blocos, Figura 12. Depois de 14 ou 28 dias de cura da argamassa, o corpo de prova é deitado sobre um bloco em cada extremidade para realizar o ensaio de flexão (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2014).

Figura 12 - Ensaio de flexão na obra.



Fonte: Parsekian, Hamid e Drysdale (2014).

Quando não for possível realizar o ensaio de tração, os valores podem ser estimados analiticamente. A norma australiana orienta que para carregamentos horizontais de curta duração e natureza transitória, como terremotos, ventanias e similares ocorrendo simultaneamente com cargas verticais que não resultem em tração na totalidade da área líquida da seção da alvenaria, pode-se considerar os valores limites máximos contidos na Tabela 4 para a resistência à tração. Quanto à alvenaria com propriedades especiais, como alta resistência à compressão, devem ser realizados ensaios de alavanca e flexão de viga, mas não devem ser utilizados valores maiores que 1,0 MPa como indicado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores máximos para a resistência à tração, AS 3700:2018.

Material	f_{tk} (MPa)
Cerâmica Concreto Sílico-calcáreo	0,20
Concreto Autoclavado Aerado (AAC) c/ junta fina	0,26
Alvenaria Especial	1,00

Fonte: AS 3700:2018.

Na Tabela 4 não é levada em conta a direção da solicitação da tração. A norma brasileira distingue os valores da tração característica (f_{tk}) segundo a resistência à compressão da argamassa tradicional (produzida com cimento, cal e areia) e a direção da solicitação na junta de assentamento. A Tabela 5 contém os valores recomendados na norma brasileira (ABNT NBR 16868-1:2020).

Tabela 5 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, NBR 16868-1.

Resistência à tração da alvenaria f_{tk} (MPa)		Resistência à compressão da argamassa $f_{c,arg}$ (MPa)
Ortogonal à fiada	Paralelo à fiada	
0,10	0,20	1,5 até 3,4
0,20	0,40	3,5 até 7,0
0,25	0,50	Acima de 7,0

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020.

Diferentemente da norma brasileira, o *Eurocode 6* (CEN 1996-1-1:2020) recomenda valores dependentes do material das unidades de alvenaria, levando em conta a argamassa do tipo leve ou junta fina, com espessura entre 0,5 mm e 3,0 mm. No entanto, apenas valores abaixo ou acima de 5,0 MPa de resistência à compressão da argamassa são levados em conta, como mostrado na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, CEN 6.

Material da unidade de alvenaria	f_{tk} (MPa)							
	ortogonal à fiada				paralelo à fiada			
	$f_{c,arg}$ (MPa) geral		$f_{c,arg} \geq 5$ MPa		$f_{c,arg}$ (MPa) geral		$f_{c,arg} \geq 5$ MPa	
	< 5	≥ 5	junta fina	leve	< 5	≥ 5	junta fina	leve
Cerâmico	0,10	0,15	0,20	0,10	0,20	0,40	0,20	0,15
Concreto ou Sílico-calcáreo	0,05	0,10	0,20	-	0,20	0,40	0,30	-
AAC <4 kN/m ³	0,05	0,10	0,15	0,10	0,20	0,20	0,20	0,15
AAC \geq 4 kN/m ³	0,05	0,10	0,15	0,10	0,20	0,40	0,30	0,15
Rocha manufaturada	0,05	0,10	-	-	0,20	0,40	-	-
Rocha natural	0,05	0,10	0,15	-	0,20	0,40	0,20	-

Fonte: CEN 1996-1-1:2020.

Na Tabela 6, onde não é especificado um valor, considera-se a resistência nula ou o valor obtido experimentalmente para o projeto. Nos valores contidos na Tabela 6, não é levada em conta a presença ou não do graute na alvenaria. Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2014), não há influência da coluna de graute quando a solicitação é ortogonal a este e paralela à fiada da alvenaria. Quando a solicitação é paralela à coluna de graute, a linha de ruptura cruza o graute, aumentando a capacidade resistente da alvenaria à tração por flexão, comparada à alvenaria não grauteada.

A Tabela 7 contém os valores para a resistência à tração indicados pela norma canadense CSA S304-14:2013 incluindo a presença ou não de graute, tipologia da unidade sólida e material.

Tabela 7 - Valores para a resistência à tensão de tração, MPa, CSA S304-14:2013.

Tipologia/Material	Argamassa: tipo N – tipo S	
	Ortogonal à fiada	Paralelo à fiada
Tijolo cerâmico sólido	0,50 – 0,65	1,00 – 1,30
Tijolo cerâmico vazado	0,20 – 0,30	0,35 – 0,55
Tijolo sílico-calcáreo	0,25 – 0,30	0,55 – 0,80
Blocos e tijolos de concreto	0,30 – 0,40	0,45 – 0,55
Blocos e tijolos vazados, grauteados	0,50 – 0,65	0,55 – 0,85

Fonte: adaptado de CSA S304-14:2013.

A norma americana diferencia os valores para alvenaria com ar incorporado ou não, com blocos sólidos e vazados, não grauteadas, parcialmente e totalmente grauteadas, além do assentamento com amarração tradicional, com blocos intercalados em fiada par e ímpar, ou não tradicional. Contudo, não diferencia o material da alvenaria. A Tabela 8 contém os valores especificados na MSJC:2011 para a resistência a tração em alvenaria com assentamento tradicional e blocos vazados.

Tabela 8 - Valores característicos da resistência à tração na flexão, MSJC:2011.

Resistência à tração da alvenaria f_{tk} (MPa)			Argamassa	
Ortogonal à fiada	Paralelo à fiada	Graute	Tipo	$f_{c,arg}$ (MPa)
0,33	0,65	Não	N	5,2
1,09	1,03	Sim		
0,43	0,86	Não	M e S	12,4 e 17,2
1,12	1,38	Sim		

Fonte: adaptado de MSJC:2011.

Em cada norma citada são consideradas variáveis diferentes para obter os valores de resistência à tração e estes valores são, também, diferentes se levado em conta uma ou outra norma. Para a alvenaria, não grauteada, com blocos de concreto, foco desta pesquisa, os valores de f_{tk} encontrados nas normas citadas, correspondentes a três faixas de resistência à compressão de argamassa, ortogonal à fiada, variam entre 0,05 MPa e 0,43 MPa conforme pode ser visto na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores normativos de f_{tk} ortogonal à fiada para alvenarias com blocos de concreto.

Norma	Resistência à tração da alvenaria f_{tk} (MPa)		
	$f_{c,arg} < 3,5$	$3,5 \leq f_{c,arg} \leq 7,0$	$f_{c,arg} > 7,0$
AS	0,20	0,20	0,20
CEN 6	0,05	0,05	0,10
CSA	0,30	0,30	0,40
MSJC	0,33	0,33	0,43
NBR	0,10	0,20	0,25

Fonte: autoria própria (2022).

Os valores apresentados anteriormente conforme os códigos normativos são sempre característicos, apesar disso adotam-se valores médios nas simulações numéricas, especialmente no procedimento de calibração cuja comparação é feita com resultados de experimentos realizados em laboratório. O conteúdo da revisão realizada neste capítulo, incluindo a amplitude dos resultados experimentais e a faixa de valores máximos e mínimos das normas citadas, indica que os critérios utilizados para recomendar valores teóricos para a capacidade aderente das juntas da alvenaria, na direção ortogonal à fiada, não captam todas as variáveis envolvidas no comportamento mecânico das juntas, nem fornecem precisão. A resistência à tração nas juntas possui pouca capacidade, proporcionando valores próximos e menores que 1,0 MPa. Recomendações para a consideração de resistência à tração nula, em projetos de paredes sujeitas às cargas, principais, horizontais se mostram apropriadas.

Para as simulações computacionais desta pesquisa, os valores de resistência à tração são considerados não nulos. No desenvolvimento da pesquisa, seção 4.4, outras discussões são realizadas sobre a resistência à tração de prismas de alvenaria.

2.3 ÍNDICES LIMITES DE ESBELTEZ

Nas paredes de alvenaria estrutural o índice de esbeltez (λ) é a razão entre a altura efetiva (h_e) da parede e sua espessura efetiva (t_e) (ABNT NBR 16868-1:2020), ou, pela teoria da Resistência dos Materiais (nome de uma área da Mecânica dos Sólidos), é a razão entre o comprimento de flambagem (l_e) e o raio de giração (i).

Os documentos técnicos apresentam limites máximos de esbeltez para assegurar a estabilidade geométrica das paredes em projetos de alvenaria estrutural. Esses máximos valores podem variar em cada país. Na Itália o índice máximo de esbeltez é $\lambda=20$ (NTC, 2018), no *Eurocode 6* (CEN 1996-1-1:2005) o limite era $\lambda=27$, na norma Australiana (AS 3700, 2011) era $\lambda=25$ para alvenaria não armada e $\lambda=36$ para a armada. Na norma brasileira (ABNT NBR 15961-1:2011) o limite é $\lambda=24$ para alvenaria sem armadura e era $\lambda=30$ para alvenaria armada. Levando em conta a espessura do bloco comercializado no Brasil $t=14$ cm e a condição comum de vinculação em que $h/t=h_e/t_e$, as paredes armadas poderiam ser projetadas com altura máxima igual a $h=5,04$ m na Austrália, $h=4,20$ m no Brasil, $h=3,78$ m utilizando o *Eurocode 6* e $h=2,80$ m na Itália.

Propostas para a atualização dos valores dos limites máximos estabelecidos pelas normas têm surgido com o avanço do entendimento do fenômeno da flambagem em pesquisas de paredes de alvenaria estrutural. O valor do índice de esbeltez igual a $\lambda=30$ indica ocorrência de ruptura por flambagem em alguns estudos (PARSEKIAN *et al.*, 2016; SAHLIN, 1971). Enquanto pesquisas mais recentes indicam que $\lambda=40$ seja um limite máximo mais adequado (ASAD *et al.*, 2022; DONÀ, TECCHIO e DA PORTO, 2018), outros revelam que não ocorre flambagem em paredes com $\lambda \leq 40$ (AHMED *et al.*, 2021; ISFELD; HAGEL e SHRIVE, 2019). Em Isfeld, Hagel e Shrive (2019) a transição do modo de falha por compressão para a flambagem ocorre com $\lambda=60$, considerando uma excentricidade igual a $t/10$ para aplicação da carga. Mesmo para este valor de esbeltez, se considerar uma aplicação de carga idealizada perfeitamente concêntrica, não ocorreria flambagem.

Após a última atualização, o *Eurocode 6* e a norma australiana passaram a adotar o índice de esbeltez limite máximo $\lambda=40$. A norma brasileira, assim como a canadense, continua adotando $\lambda=30$, não mais como limitador do projeto, mas como parâmetro indicador de mudança na metodologia de cálculo. Para isso, foi estabelecida uma série de exigências apresentadas no anexo C da ABNT NBR 16868-1:2020, para casos em que $\lambda > 30$.

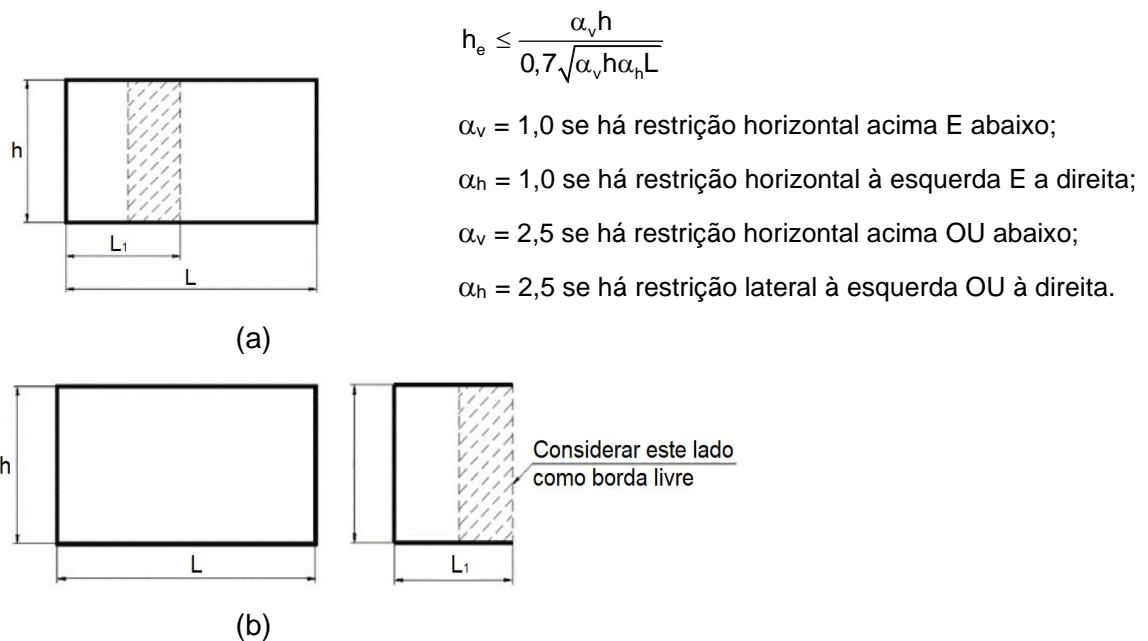
Ainda que seja um avanço remover as limitações para o projeto de paredes esbeltas, o valor de $\lambda=30$ indica estar fundamentado em pesquisas antigas como em Sahlin (1971) onde assinala que o modo de falha por flambagem ocorre em paredes com esta esbeltez.

2.4 ALTURA EFETIVA E ESPESSURA EFETIVA

A norma de alvenaria apresenta um cálculo do comprimento de flambagem, ou altura efetiva da parede (h_e), necessário para determinar o índice de esbeltez.

Considerando a parede de alvenaria como uma superfície bidimensional, na 1ª situação em que uma aresta está engastada e as demais estão livres, a altura efetiva vale o dobro da altura. Na 2ª situação em que haja restrição lateral acima e abaixo e nenhuma restrição à esquerda e à direita, a altura efetiva é igual a altura. Para situações em que exista travamentos laterais transversais, o valor de h_e , calculado para todo o comprimento (L) da parede, é comparado ao h_e da porção de comprimento (L_1) da parede, delimitada pela borda mais externa da faixa em análise. Essa borda é considerada livre, como ilustrado na Figura 13 (b). Nessa situação, adota-se o menor h_e .

Figura 13 - Esquema do comprimento (L) e (L_1) para determinar (h_e) da parede de alvenaria.



Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020.

O coeficiente de esbeltez vertical (α_v) vale 1,0 se houver restrição para deslocamentos horizontais na aresta acima e na aresta abaixo da parede, por exemplo: lajes de concreto armado em cima e embaixo da parede. Se apenas uma aresta tiver essa restrição, $\alpha_v=2,5$. O mesmo vale para o coeficiente de esbeltez horizontal (α_h), porém, considerando as restrições nas arestas à esquerda e à direita, ao invés de acima e abaixo.

A espessura efetiva em paredes sem enrijecedores, contrafortes e paredes ortogonais distribuídas regularmente ao longo do trecho considerado, tem o mesmo valor da espessura da parede, $t_e=t$. Caso existam enrijecedores, a espessura efetiva é tomada como

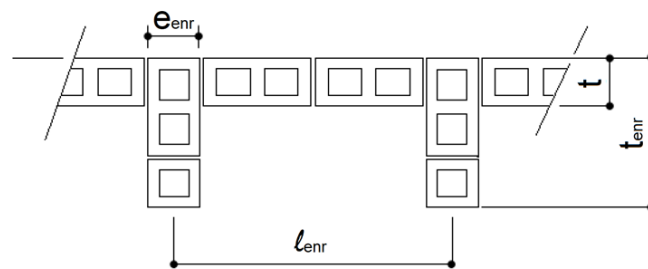
$t_e = \delta t$ onde o coeficiente δ é determinado pela relação entre a geometria dos enrijecedores e o espaçamento entre eles, como especificado na Tabela 10 e na Figura 14.

Tabela 10 - Valores do coeficiente δ .

l_{enr}/e_{enr}	$t_{enr}/t=1$	$t_{enr}/t=2$	$t_{enr}/t=3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020.

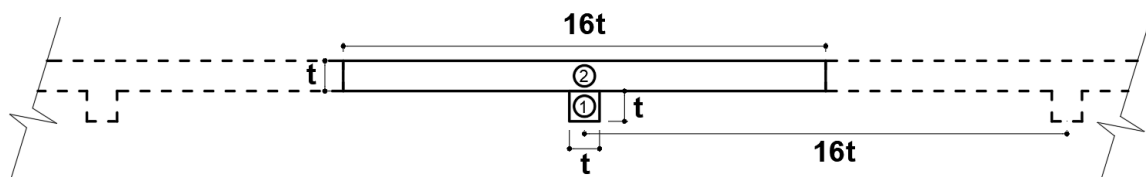
Figura 14 - Parâmetros para o cálculo da espessura efetiva de paredes, NBR 16868-1.



Fonte: ABNT NBR 16868-1:2020.

A norma americana utiliza o conceito de raio de giração para o cálculo da esbeltez. Outras normas como a australiana, a brasileira e o *Eurocode 6* utilizam a espessura efetiva como simplificação para a amplificação do raio de giração de uma parede aletada, Figura 15, comparada a uma parede de seção horizontal retangular.

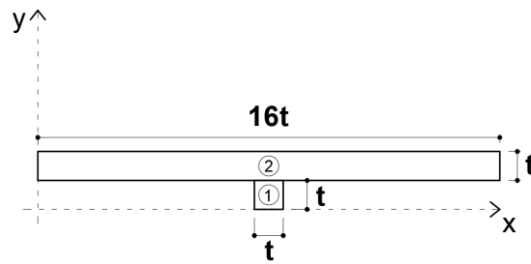
Figura 15 - Seção T de uma parede aletada.



Fonte: Adaptado de Parsekian (2002).

Parsekian (2002) discute a relação entre o raio de giração e a espessura efetiva nos projetos de alvenaria estrutural. Essa relação é detalhada a partir da dedução do raio de giração de uma seção T, destacada de uma parede aletada, Figura 15, com razão $t_{enr}/t=2$ e $l_{enr}/t_{enr}=8$, em que t_{enr} e l_{enr} são respectivamente, o comprimento do enrijecedor e o espaçamento entre seus eixos.

Figura 16 - Seção composta T destacada.



Fonte: Autoria própria (2022).

A seção T é composta por dois elementos retangulares 1 e 2, Figura 16. Para determinar seu raio de giração é necessário calcular o momento de inércia da seção composta, Equação 1.

$$I = \sum_i (I_i + A_i \cdot dy_i^2) \quad \text{Equação 1}$$

Para determinar dy é necessário encontrar a altura média \bar{y} da seção composta:

$$\bar{y} = \frac{\sum_i \bar{y}_i \cdot A_i}{\sum_i A_i} \quad \text{Equação 2}$$

$$\frac{\sum_i \bar{y}_i \cdot A_i}{\sum_i A_i} = \left[\left(\frac{t}{2} \cdot t^2 \right) + \left(\frac{3}{2} t \cdot 16t^2 \right) \right] \cdot \frac{1}{(t^2 + 16t^2)}$$

$$\bar{y} = \left(\frac{t^3}{2} + \frac{48}{2} t^3 \right) \cdot \frac{1}{17t^2} = \frac{49}{34} t$$

Com a altura média resolvida, obtém-se os valores para dy^2 para cada elemento 1 e 2:

$$dy_i^2 = (\bar{y}_i - \bar{y})^2 \quad \text{Equação 3}$$

$$dy_1^2 = (\bar{y}_1 - \bar{y})^2 = \left(\frac{t}{2} - \frac{49}{34} t \right)^2 = \left(\frac{64}{68} t \right)^2 = \frac{256}{289} t^2$$

$$dy_2^2 = (\bar{y}_2 - \bar{y})^2 = \left(\frac{3}{2} t - \frac{49}{34} t \right)^2 = \left(\frac{4}{68} t \right)^2 = \frac{t^2}{289}$$

Com o resultado obtido na Equação 2 e na Equação 3, resolve-se a Equação 1:

$$I = \sum_i (I_i + A_i \cdot dy_i^2) = \left[\frac{t \cdot t^3}{12} + t^2 \cdot \left(\frac{256}{289} t^2 \right) \right] + \left[\frac{16t \cdot t^3}{12} + 16t^2 \cdot \left(\frac{t^2}{289} \right) \right] \quad \text{Equação 4}$$

$$I = \left(\frac{1}{12} + \frac{16}{12} + \frac{256}{289} + \frac{16}{289} \right) t^4 = \left(\frac{17}{12} + \frac{16}{17} \right) t^4 = \frac{481}{204} t^4$$

Com a Equação 5, determina-se o raio de giração igual a $i=0,3724t$:

$$i = \sqrt{I/A} \quad \text{Equação 5}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{481}{204} t^4 \right) \cdot \left(\frac{1}{17t^2} \right)} = \sqrt{\left(\frac{481}{3468} t^2 \right)} = 0,3724t$$

Para uma seção retangular simples com área genérica A, o raio de giração é igual a $i=0,2887t$:

$$i = \sqrt{I/A} = \sqrt{\left(\frac{A \cdot t^2}{12} \right) \cdot \frac{1}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = 0,2887t \quad \text{Equação 6}$$

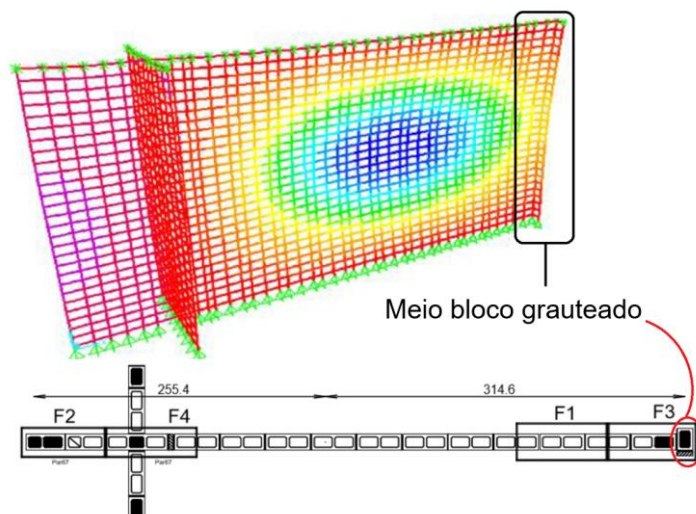
A relação entre o raio de giração da seção T e da seção retangular é igual a $0,3724t/0,2887t=1,2899$ valor aproximado ao do coeficiente $\delta=1,3$ encontrado na Tabela 10 da norma brasileira para a mesma relação $t_{enr}/t=2$ e $l_{enr}/t_{enr}=8$ desta dedução.

Portanto, quando se pretende reduzir a esbeltez no projeto de paredes esbeltas, pode-se recorrer ao aumento do raio de giração. Para isso, pode-se projetar enrijecedores ou paredes ortogonais com amarração direta com a parede esbelta para funcionarem como flanges/abas.

2.5 FLANGES

Flanges são os trechos de paredes ortogonais considerados como abas da seção horizontal da parede analisada. Amarradas adequadamente, as abas restringem os movimentos fora do plano da parede, assegurando maior estabilidade geométrica. A amarração direta, com junta vertical intercalada entre as fiadas, é uma forma adequada de amarração para considerar o travamento. O comprimento mínimo livre da flange para considerar o travamento da parede é igual a um quinto da altura da parede ($h/5$) segundo a norma brasileira. Um estudo realizado por Dantas (2020) mostra, na Figura 17, um modelo de barras de uma parede com altura $h=2,80$ m e a sua planta em que um meio bloco, grauteado, posicionado na transversal restringe parcialmente a extremidade da parede, direcionando os deslocamentos laterais máximos, em coloração azul, para a região central.

Figura 17 - Deslocamentos laterais.



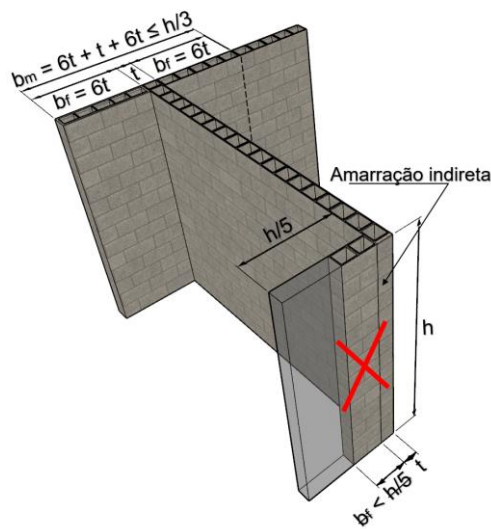
Fonte: Dantas (2020).

Esse resultado indica que existe uma restrição parcial para comprimentos menores que $h/5$ mesmo que essa limitação seja estabelecida para a segurança do projeto. A parede da Figura 17 conta ainda com uma flange maior, com 60 cm livres para cada lado, equivalente a $h/4,67$. Nesta flange os deslocamentos transversais são nulos, indicados com a coloração vermelha, constatando-se que a relação normativa $h/5$ é adequada para considerar restrição total das translações laterais em projetos de paredes com flanges.

As flanges também são projetadas para contribuir com a capacidade resistente de paredes de contraventamento, sendo possível considerar sua área na distribuição das tensões resultantes verticais da parede principal. Nesse caso, o comprimento máximo da flange é seis vezes sua espessura, para cada face da parede de contraventamento (ABNT NBR 16868-1:2020). Esse comprimento máximo de flange foi verificado e considerado adequado em Silva e Nunes (2019) em seu estudo sobre deslocamentos em grupos de paredes em edifício de alvenaria estrutural através de análise numérica. Na Figura 18, são ilustrados possíveis comprimentos de flange (b_f), incluindo flanges partindo das duas faces do plano da parede. Nesse caso, o comprimento somado (b_m) das flanges não deve ultrapassar um terço da altura da parede ($h/3$).

Na Figura 18, nota-se uma flange, marcada com X na cor vermelha, com amarração indireta, ou seja, junta vertical não intercalada entre as fiadas. Nesse caso, a distribuição das tensões na parede ortogonal não é garantida e sua área deve ser desconsiderada no cálculo das tensões verticais solicitadas na parede principal. Além disso, o trecho transparente na Figura 18 representa a porção que falta para o comprimento da flange alcançar o valor mínimo de $h/5$ para considerá-la como um travamento.

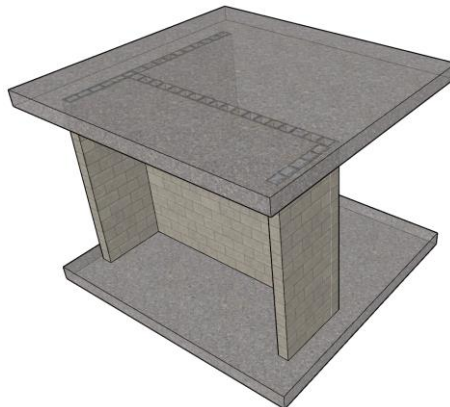
Figura 18 - Comprimentos de flange.



Fonte: Autoria própria (2022).

A vinculação das paredes de edifícios não é considerada engastada apenas pela presença de flanges, ou articulada por sua ausência. A vinculação também é afetada pela interação entre os pisos abaixo e acima das paredes (DONÀ *et al.*, 2020; MORANDI; MAGENES; GRIFFITH, 2008), por exemplo: a união entre a parede de alvenaria e pisos de madeira pode ser considerada articulada ou semirrígida. A norma brasileira não faz esta distinção, pois ajuíza a soberania do uso comum de lajes de concreto armado nos projetos nacionais, Figura 19.

Figura 19 - Lajes de concreto armado acima e abaixo da parede.



Fonte: autoria própria (2022).

A vinculação é mais rígida conforme mais pavimentos estiverem acima, isso ocorre devido ao aumento das cargas verticais de compressão na ligação parede-piso (DONÀ *et al.* 2020; MORANDI; MAGENES; GRIFFITH, 2008). A presença de pisos rígidos acima e

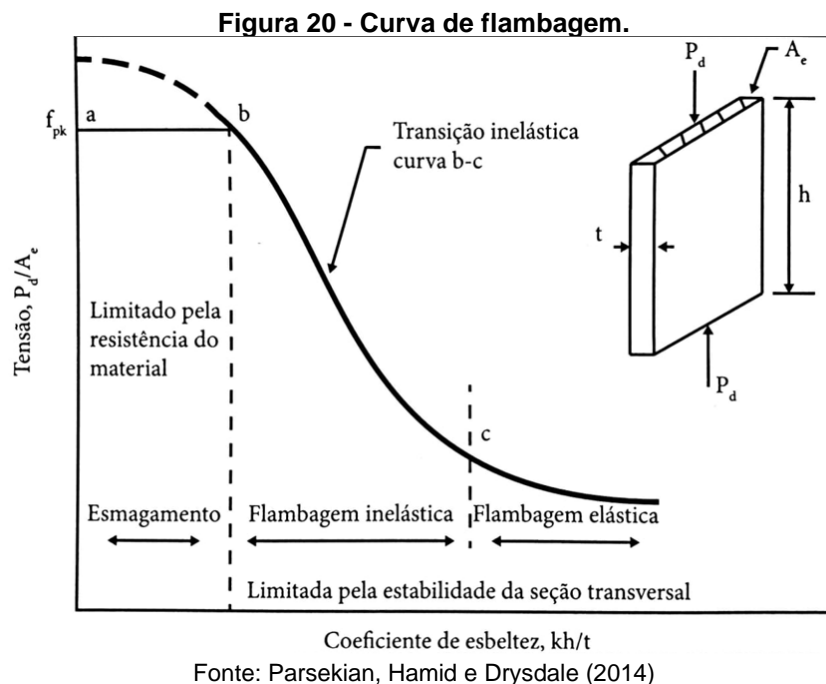
abaixo da parede, como mostrado na Figura 19, possibilita maior estabilidade da parede. Para isso é necessário considerar o efeito de diafragma rígido, adequadamente, no projeto das lajes (DONÀ *et al.* 2020).

De uma forma geral, quanto maior for a esbeltez menor será a capacidade resistente da parede. Esse aspecto é observado no desenvolvimento teórico do fenômeno da flambagem. Travamentos na extremidade superior, inferior e nas laterais da parede, projetados e executados corretamente possibilitam ajustar a esbeltez às condições de estabilidade geométrica e, conseqüentemente, à segurança da estrutura.

2.6 CAPACIDADE RESISTENTE DE PAREDES DE ALVENARIA

2.6.1 MODOS DE RUPTURA DE PAREDES

Cargas verticais de compressão podem causar duas formas de ruptura de parede: por flambagem ou por esmagamento. Falha por flambagem é mais comum em paredes que recebem cargas excêntricas, embora possa ocorrer com cargas concêntricas combinadas a elevados valores de esbeltez, Figura 20.



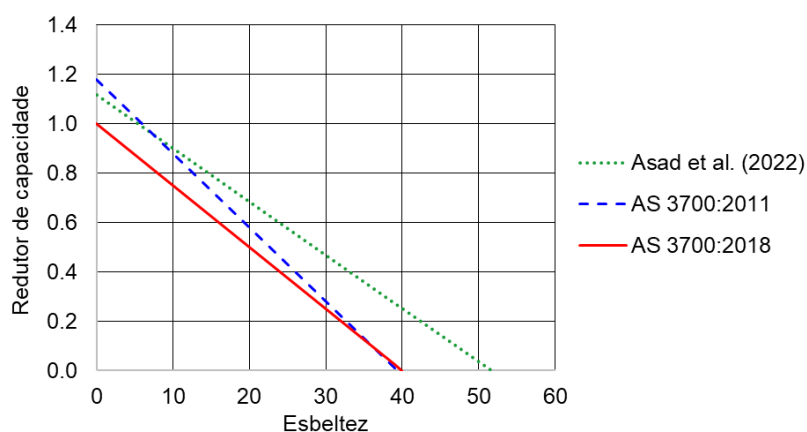
A falha por esmagamento é mais suscetível em paredes com pouca esbeltez combinada aos elevados valores de compressão concêntrica ou até mesmo excêntrica, desde que a excentricidade seja muito pequena. Na curva de tensão vs índice de esbeltez, mostrada na Figura 20, estão indicados os modos de ruptura de uma parede idealizada, homogênea. Entre o trecho "a" e o trecho "b" está indicado o modo de falha por

esmagamento do material. Quanto mais a curva avança no eixo da esbelteza, menor é o valor correspondente da tensão resistida. A partir do ponto “b” o modo de falha ocorre por flambagem.

2.6.2 FATORES REDUTORES DE CAPACIDADE

A capacidade de resistir às cargas verticais de compressão pode ser determinada analiticamente pelo esforço resistente de cálculo (N_{rd}) reduzido por um fator redutor relacionado a esbelteza da parede. Na norma australiana, quanto maior for o índice de esbelteza, maior será o fator redutor. Utilizando análises por simulações computacionais de alvenaria armada, Asad *et al.* (2022) determinaram a redução de capacidade resistente ao carregamento vertical. Por regressão linear de seus resultados, os autores obtiveram a função $f(\lambda)=1,11-0,022\cdot\lambda$ e compararam com o fator de correção do método analítico da norma australiana atual ($1,0-0,025\cdot\lambda$) e anterior ($1,18-0,03\cdot\lambda$) e concluíram que a norma atual apresenta um método conservador e apropriado para o projeto de paredes esbeltas. Nota-se, no gráfico da Figura 21, que tanto a atual AS 3700:2018 quanto a anterior AS 3700:2011 resultam em redução total da resistência para uma esbelteza $\lambda=40$, enquanto a formulação de Asad *et al.* (2022) para o mesmo índice de esbelteza, resulta em um fator que conserva pouco mais de 20% da capacidade resistente da alvenaria.

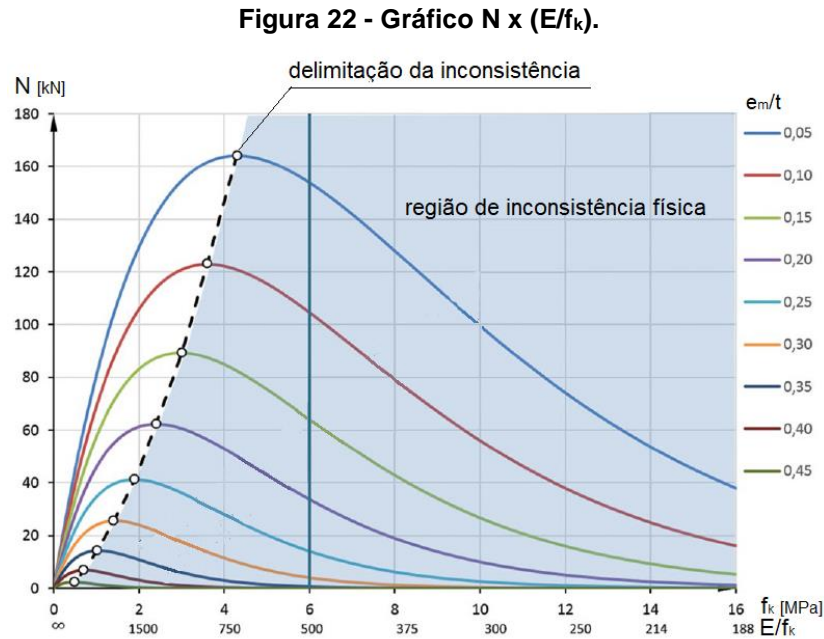
Figura 21 - Gráfico Redutor de Capacidade vs Esbelteza, Asad *et al.* (2022).



Fonte: Asad *et al.* (2022).

No *Eurocode 6* o fator redutor ϕ_m leva em conta a flexão no meio da parede causada por compressão concêntrica. Pesquisas recentes calibraram esse fator (BAKEER e CHRISTIANSEN, 2017; DONÀ *et al.*, 2020). Outro fator redutor de capacidade ϕ_M foi desenvolvido por Morandi, Magenes e Griffith (2008) para considerar as cargas de compressão vertical excêntricas, responsáveis pelo momento de primeira ordem.

Através de estudo paramétrico envolvendo o fator ϕ_m , Bakeer e Christiansen (2017) demonstraram uma inconsistência na equação apresentada pelo *Eurocode 6* antes de sua atualização em 2020, Figura 22. Na investigação o módulo de elasticidade foi considerado constante $E=3000$ MPa, bem como a esbeltez $\lambda=25,9$.



Fonte: Adaptado de Bakeer e Christiansen (2017).

Foram utilizados valores entre 0,05 e 0,45 para o índice de excentricidade à meia altura da parede (e_m/t). O gráfico, Figura 22, mostra que conforme a resistência (f_k) aumenta, a capacidade de carga (N) também aumenta, independente da excentricidade. Porém, a partir do pico das curvas, a capacidade de carga diminui, mesmo que a resistência da alvenaria aumente.

Para valores de $E/f_k < 500$ todas as curvas decrescem. A linha tracejada liga os picos das curvas (e_m/t), abaixo dela a região sombreada mostra a incoerência física. Isso ocorre, pois, uma única equação (Equação 7) descreve dois modos de falha, um por ruptura do material e o outro por instabilidade.

$$\phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \text{Equação 7}$$

Em que:

ϕ_m : é o fator redutor de capacidade;

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t} \quad \text{Equação 8}$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \left(\frac{e_m}{t} \right)} \quad \text{Equação 9}$$

A proposta de calibração adicionou o termo ζ para estabelecer a não linearidade do material, em que $\zeta=1$ representa um material perfeitamente plástico, e duas inequações (Equação 10) que representassem os modos de falha separadamente: uma parábola, para a falha por esmagamento do material, e uma hipérbole, para falha por flambagem (BAKEER e CHRISTIANSEN, 2017).

$$\phi_m = \begin{cases} p/\bar{\lambda} < A_1\sqrt{1,575 \cdot \zeta} \Rightarrow A_1 - \frac{\bar{\lambda}^2}{3,15 \cdot \zeta \cdot A_1} \\ p/\bar{\lambda} \geq A_1\sqrt{1,575 \cdot \zeta} \Rightarrow 0,79 \frac{\zeta \cdot A_1^3}{\bar{\lambda}^2} \end{cases} \quad \text{Equação 10}$$

Em que:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_e}{t_e} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad \text{Equação 11}$$

Sandoval e Roca (2013) Identificaram que o fator redutor de capacidade do *Eurocode 6* subestima a capacidade das paredes, sendo mais depreciada quanto menor for a excentricidade e maior a esbeltez, enquanto o módulo de elasticidade é superestimado compensando a alta depreciação da capacidade resistente. Como proposta para melhoria do método do *Eurocode 6* incluem ao fator redutor de capacidade ϕ um acréscimo que leva em conta a resistência à tração da alvenaria $\Delta\phi_{ft}$ que é somado ao fator redutor inicial ϕ_0 que considera a resistência à tração nula, resultando em $\phi=\phi_0+\Delta\phi_{ft}$. A capacidade resistente é determinada pela Equação 12.

$$N_u = \phi \frac{f_k \cdot A}{\gamma_m} \quad \text{Equação 12}$$

Em que γ_m é o coeficiente de ponderação da alvenaria e A é a área de seção transversal.

O acréscimo $\Delta\phi_{ft}$ é válido para o intervalo $0,1 \leq e/t \leq 0,3$ e pode ser determinado pela Equação 13.

$$\Delta\phi_{ft} = f_t \left[X + Y\phi_e + Z\sqrt{\phi_e} \right]^{-1} \quad \text{Equação 13}$$

A Tabela 11 contém os valores de X, Y e Z em função da razão e/t.

Tabela 11 - Termos X, Y e Z para o acréscimo $\Delta\phi_{ft}$.

	0,1 ≤ e/t < 0,2	0,2 ≤ e/t ≤ 0,3
X	-144261(e/t)+29306	-3017,3(e/t)+1057,4
Y	-259620(e/t)+53542	-9550(e/t)+3528
Z	387930(e/t)-79273	10833(e/t)-3853,6

Fonte: autoria própria (2022).

O fator ϕ_e , Equação 14, é uma adequação do fator redutor inicial ϕ_0 do *Eurocode 6*.

$$\phi_e = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right)^{\left[\frac{3,5\bar{\lambda}^{-2} + 0,65}{\bar{\lambda}^{-2} + 0,65}\right]}$$
Equação 14

Para o fator redutor inicial ϕ_0 Sandoval e Roca (2013) apresentaram três formulações. A primeira consiste na calibração do fator numérico (u) do *Eurocode 6:2005*.

$$\phi_e = \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right) \exp\left(-u^2/2\right)$$
Equação 15

Em que (u) na proposta dos autores é calculada pela Equação 16.

$$u = \frac{\bar{\lambda} - 0,0756}{1,075 - 2,26\left(\frac{e}{t}\right)}$$
Equação 16

A segunda formulação, Equação 17, foi obtida por análises de regressão para equações com quatro parâmetros (A, B, C e D) em cada excentricidade analisada.

$$\phi_0 = A \exp(B \cdot \bar{\lambda}^{-C}) + D$$
Equação 17

Em que:

$$A = -1,42 \left(\frac{e}{t}\right) + 0,86$$
Equação 18

$$B = \frac{0,084 + (e/t)}{-0,25 + 0,7(e/t)^2}$$
Equação 19

$$C = 1,84 + \left[0,56 - 14,4 \cdot \ln\left(1 - 2 \frac{e}{t}\right)\right]^{-1}$$
Equação 20

$$D = 0,036 \tan\left[1,32 \left(1 - 2 \frac{e}{t}\right)\right]$$
Equação 21

A terceira formulação, Equação 22, é um fator redutor de capacidade fundamentado na carga crítica deduzida por Lu (2003).

$$\phi_0 = \phi_e \left[\frac{1}{1 + 1,1\bar{\lambda}^{-2}} \exp\left(\frac{\bar{\lambda}^{-2}}{1 + \bar{\lambda}^{-4,5}}\right) \right]$$
Equação 22

Inversamente proporcional ao índice de esbeltez (λ), o fator R, Equação 23, na norma brasileira, é oriundo de códigos internacionais antigos nos quais as Tensões Admissíveis eram parâmetros de projetos (PARSEKIAN *et al.*, 2016).

$$R = 1 - (\lambda / 40)^3$$
Equação 23

Os registros da dedução de R se perderam, a formulação denota elevada simplicidade e pouca precisão, sobretudo para valores altos de esbeltez. Nas atualizações de normas internacionais, o fator redutor foi calibrado diversas vezes até incluir parâmetros dos Estados Limites (PARSEKIAN *et al.*, 2016). Os fatores redutores de algumas destas normas são mostrados na Tabela 12.

Tabela 12 - Redutores de capacidade relacionados à esbeltez em diferentes países.

Norma/Código	Fator redutor/Coeficiente
AS 3700:2018 (Australiana)	Alvenaria não armada: $\kappa \leq \begin{cases} 0,67 \\ 0,67 - 0,02(\lambda - 14) \end{cases}$
	Alvenaria armada: $\kappa_{es} = (1 - 0,025\lambda) \cdot \left(1 - 2\frac{e}{t}\right)$
CEN:2020 (<i>Eurocode 6</i>)	Com excentricidade no topo ou base: $\phi_i = 1 - 2\frac{e_i}{t}$
	Com excentricidade na meia altura: $\phi_m = \begin{cases} p / \lambda_0 < 1,14A_1 \Rightarrow A_1 - \frac{\lambda_0^2}{2,58A_1} \\ p / \lambda_0 \geq 1,14A_1 \Rightarrow 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda_0^2} \end{cases}$ <p>onde: $A_1 = 1 - 2\frac{e_m}{t}$ e $\lambda_0 = \frac{h_{ef}}{t} \left(\sqrt{\frac{f_k}{E}}\right)$</p>
CSA S304-14:2013 (Canadense)	Não há fator redutor de capacidade relacionado à esbeltez. Inclui o efeito $P\Delta$ e um coeficiente amplificador de momento para a condição: $\lambda > 10 - 3,5\frac{e_1}{e_2}$
	Amplificador do momento fletor: $C_m = 0,6 + 0,4\frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$
MSJC:2011 (Americana)	$R = \left[1 - \left(\frac{h}{140 \cdot t}\right)^2\right]$ se $h/t \leq 99$
	$R = \left(\frac{70 \cdot t}{h}\right)^2$ se $h/t > 99$

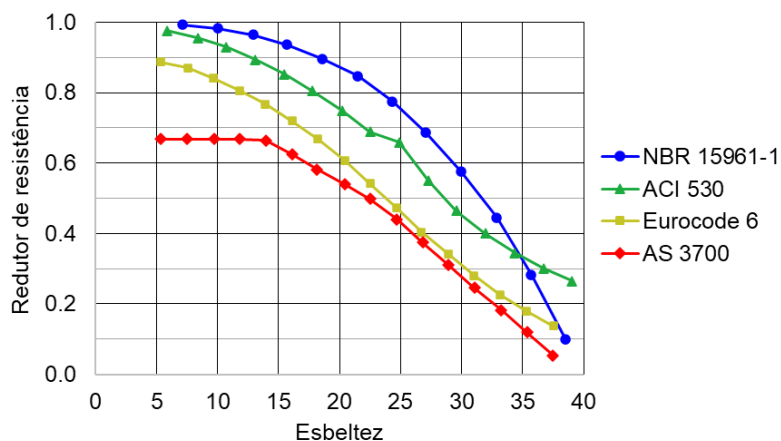
Fonte: autoria própria (2022).

Um estudo comparativo entre os fatores redutores do *Eurocode 6*, da norma americana (somente ACI 530 na época) e da australiana com a norma brasileira, vigentes na época, foi apresentado em Lopes (2014). No gráfico da Figura 23, nota-se que a norma brasileira apresenta a menor redução de capacidade resistente à compressão até uma

esbeltez próxima a $\lambda=33$, ou seja, os valores de sua curva são mais próximos de 1,0. Próximo a esbeltez $\lambda=38$, a resistência à compressão diminui cerca de 90%.

Por outro lado, a norma australiana apresentou as maiores reduções de capacidade, com redução inicial igual a 33%, causada pelo fator $\kappa=0,67$ que permanece constante até a $\lambda=14$, a partir desta esbeltez o redutor decai pouco mais de 95%.

Figura 23 - Gráfico Redutor de Capacidade vs Esbeltez, Lopes (2014).



Fonte: Adaptado de Lopes (2014).

Os fatores redutores de capacidade de resistência apresentados nessa seção, são uma forma simplificada para considerar os efeitos da esbeltez com praticidade, para uso em projetos, e precisão razoável em determinados limites. Na norma brasileira, o fator redutor R é suficiente para as verificações da compressão simples. A partir da flexo-compressão, um amplificador de momento é adicionado às verificações, inferindo maior relevância e distinguindo a participação dos efeitos de segunda ordem, até então ignorado no fator R.

2.6.3 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

A parede flexiona lateralmente sob ações de vento, empuxo do solo, da água ou outro carregamento ortogonal ao plano. Estas ações combinadas às ações verticais resultam em flexo-compressão. A flexo-compressão pode surgir mesmo sem os carregamentos horizontais, quando a carga vertical é excêntrica e até mesmo quando a carga é concêntrica, caso a esbeltez da parede seja elevada. Estes carregamentos iniciais que implicam em um deslocamento fora do plano inicial configuram os efeitos de primeira ordem. Com a configuração deformada da parede e ações iniciais ainda atuantes, surgem acréscimos de esforços e deslocamentos. Estes acréscimos são os efeitos de segunda ordem. Assim, a capacidade resistente da parede diminui, alcançando valores menores que os resistidos numa compressão simples.

No *Eurocode 6*, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados a partir de $\lambda > 12$, bem como era na norma brasileira antes de sua atualização em 2020. Essa última foi substituída pela ABNT NBR 16868-1:2020, que passa a considerar os efeitos de segunda ordem a partir de $\lambda > 16$. De forma simplificada, esta norma considera os efeitos de segunda ordem através de um momento fletor de segunda ordem acrescentado ao momento de primeira ordem.

A literatura indica que tanto na ABNT NBR 16868-1:2020, quanto em normas internacionais como a australiana, britânica, *Eurocode 6*, italiana e a suíça os efeitos de segunda ordem em alvenaria são considerados de forma estática, ou seja, não consideram os efeitos sísmicos (ARAÚJO *et al.*, 2017; DONÀ *et al.*, 2020).

A maneira estática simplificada consiste em considerar as paredes prumadas com momento fletor aplicado fora do plano, como mostrado na Figura 24 e calculado pela Equação 24. Outra forma consiste em aplicar uma excentricidade como imperfeição geométrica, Equação 25, onde o carregamento estático vertical é aplicado, causando uma flexão (ARAÚJO *et al.*, 2017).

Figura 24 - Momento fletor de segunda ordem segundo ABNT NBR 16868-1:2020.

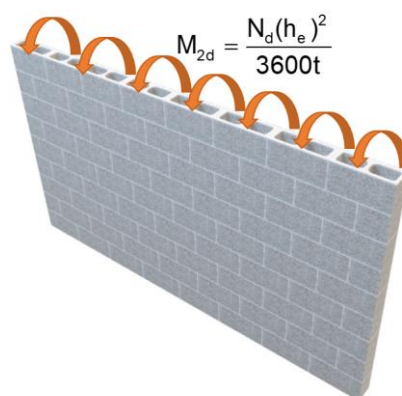
Em que:

h_e : altura efetiva;

M_{2d} : Momento de 2ª ordem;

N_d : esforço normal de cálculo;

t : espessura da parede.



Equação 24

$$M_{2d} = \frac{N_d(h_e)^2}{3600t}$$

Fonte: autoria própria (2022).

$$e_a = t \cdot \left(\frac{\lambda^2}{2400} - \frac{15}{1000} \right)$$

Equação 25

Em que:

e_a : excentricidade da imperfeição geométrica;

t : espessura da parede;

λ : índice de esbeltez da parede.

Uma formulação similar é apresentada no *Eurocode 6* para o M_{2d} determinado pela Equação 26. A rigidez dos elementos conectados à parede é afetada por um fator redutor

(ρ_n) da altura efetiva para uma série de situações. A situação em que a parede é restringida no topo e na base por pisos de concreto armado ou telhados em ambos os lados da parede, ou apenas em um lado, desde que tenha um apoio mínimo de $2/3$ da espessura da parede, equivale ao fator redutor $\rho_n=0,75$. Adotando $\rho_n=0,75$ na Equação 26, é possível deduzir uma formulação aproximada da Equação 24, presente na norma brasileira, com $h_e=0,75 \cdot h$.

$$M_{2d} = \frac{N_d (h_e)^2}{2000t} \quad \text{Equação 26}$$

$$M_{2d} = \frac{N_d (0,75h)^2}{2000t}$$

$$M_{2d} = \frac{N_d}{2000t} \left(\frac{h}{1,333} \right)^2$$

$$M_{2d} = \frac{N_d}{2000t} \frac{h^2}{1,778}$$

$$M_{2d} = \frac{N_d h^2}{3556t} \cong \frac{N_d h^2}{3600t}$$

A Equação 24 requer a altura efetiva calculada pela norma brasileira. Para a mesma situação em que a parede é restringida no topo e na base, mas possui as extremidades laterais livres, $h_e=1,0 \cdot h$ na norma brasileira. A altura efetiva calculada pelo *Eurocode 6* foi o ponto de partida desta dedução. Para outras situações de vinculações o cálculo da altura efetiva diverge entre o *Eurocode 6* e a norma brasileira, assim como o resultado para o M_{2d} .

No *Eurocode 6*, as unidades de alvenaria (blocos e tijolos) são divididas por grupos conforme a porcentagem, tamanho e orientação dos furos. Assumindo a deformação máxima igual a $3,5\text{‰}$ para a alvenaria do Grupo 1 e $2,0\text{‰}$ para as demais, Donà, Tecchio e Da Porto (2018) readéquam a Equação 26 em duas novas formulações, Equação 27 e Equação 28, que foram incluídas na atualização de 2020 do *Eurocode 6*.

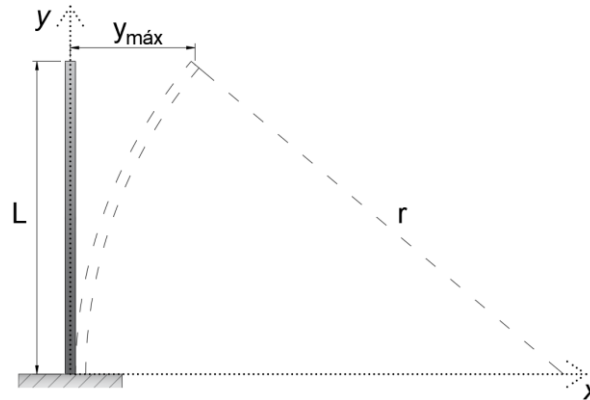
$$\text{Para } \varepsilon_u=3,5 \text{ ‰} \quad M_{2d} = \frac{N_d (h_e)^2}{1800t} \quad \text{Equação 27}$$

$$\text{Para } \varepsilon_u=2,0 \text{ ‰} \quad M_{2d} = \frac{N_d (h_e)^2}{2400t} \quad \text{Equação 28}$$

Esta simplificação para consideração do momento de segunda ordem é fundamentada no método da curvatura nominal ($1/r$) e em hipóteses simplificadoras para a flambagem elástica de uma coluna isostática com vinculação engastada-livre nas extremidades, Figura 25, assumindo que a seção não empena e permanece constante após os deslocamentos, o perfil da deformada é sinusoidal e outras hipóteses para o

dimensionamento de colunas de concreto armado pelo *Eurocode 2*. Com estes fundamentos, pode-se deduzir as equações de M_{2d} .

Figura 25 - Flambagem da coluna engastada-livre.



Fonte: autoria própria (2022).

A equação da linha elástica para as condições assumidas é dada pela Equação 29.

$$y(x) = C_1 \cdot \text{sen}(k \cdot x) + C_2 \cdot \text{cos}(k \cdot x) + C_3 \cdot x + C_4 \quad \text{Equação 29}$$

Em que: $k = \sqrt{P/(EI)}$ e C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são constantes de integração.

Com as condições de contorno e continuidade atribuídas e considerando apenas o primeiro modo de flambagem que representa o esquema da Figura 25, obtém-se a Equação 30.

$$y(x) = C \left[1 - \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{2L}\right) \right] \quad \text{Equação 30}$$

Em que: $C = C_2 = -C_4$

O máximo deslocamento ($y_{\text{máx}}$) no topo da coluna é determinado pela segunda derivada da Equação 31 e depende do esquema estático e da curvatura ($1/r$).

$$y(x) = y_{\text{máx}} \left[1 - \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{h_e}\right) \right] \quad \text{Equação 31}$$

$$y'(x) = y_{\text{máx}} \cdot \frac{\pi}{h_e} \left[\text{sen}\left(\frac{\pi \cdot x}{h_e}\right) \right] \quad \text{Equação 32}$$

$$y''(x) = y_{\text{máx}} \cdot \frac{\pi^2}{h_e^2} \left[\cos\left(\frac{\pi \cdot x}{h_e}\right) \right] \quad \text{Equação 33}$$

Na base, em que $x=0$, o momento fletor é máximo e a curvatura é igual a $M/(EI)=(1/r)=y''(0)$, isolando $y_{\text{máx}}$ e incluindo a curvatura na Equação 33, obtém-se a Equação 34.

$$y''(0) = \left(\frac{1}{r}\right) = y_{\text{máx}} \cdot \frac{\pi^2}{h_e^2} \left[\cos\left(\frac{\pi \cdot (0)}{h_e}\right) \right] \Rightarrow \left(\frac{1}{r}\right) = y_{\text{máx}} \cdot \frac{\pi^2}{h_e^2}$$

$$y_{\text{máx}} = \frac{h_e^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r}\right) \quad \text{Equação 34}$$

A Equação 34 representa a excentricidade de segunda ordem (e_2). O momento de segunda ordem $M_2=N_d \cdot e_2$ pode ser expresso pela Equação 35.

$$M_{2d} = N_d \cdot \frac{h_e^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r}\right) \quad \text{Equação 35}$$

O método apresentado pelo *Eurocode 2* que determina a curvatura corrigida da base de uma coluna de concreto armado com linha neutra dentro da seção, é dado pela Equação 36.

$$\frac{1}{r} = k_r \cdot k_\varphi \cdot \frac{1}{r_0} \quad \text{Equação 36}$$

Em que:

$$k_r \text{ é o fator redutor da curvatura: } k_r = \frac{v_u - v}{v_u - v_0} \leq 1 \quad \text{Equação 37}$$

$$v \text{ é a carga axial relativa: } v = \frac{N_d}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad \text{Equação 38}$$

$$v_u \text{ é a carga relativa ao reforço: } v_u = 1 + \frac{(A_s \cdot f_{yd})}{(A_c \cdot f_{cd})} \quad \text{Equação 39}$$

$$k_\varphi \text{ é o fator amplificador da curvatura: } k_\varphi = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef} \geq 1 \quad \text{Equação 40}$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \quad \text{Equação 41}$$

$1/r_0$ é a curvatura estimada pela geometria da seção e dos materiais:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{2\varepsilon_{yd}}{0,9 \cdot d} \quad \text{Equação 42}$$

v_0 é a força axial relativa correspondente ao momento resistente máximo;

A_c e A_s são as áreas da seção da coluna de concreto e a área de aço na seção;

f_{ck} , f_{cd} e f_{yd} são as tensões do concreto, característica e de projeto, respectivamente, e a tensão de escoamento de projeto do aço;

φ_{ef} é o coeficiente de fluência do concreto;

A deformação de projeto ε_{yd} é obtida pela Lei de Hooke com a tensão de escoamento de projeto;

d é altura útil que mede a profundidade do reforço na seção.

Em colunas de concreto armado, quando a carga axial ou a esbeltez é significativamente elevada, $k_r < 1$ e varia adequando a curvatura aos valores moderados, evitando o superdimensionamento. Em paredes de alvenaria estrutural, as tensões geralmente são baixas, portanto, pode ser assumido $k_r = 1$, pois, nenhuma redução é significativa no cálculo da curvatura (DONÀ; TECCHIO e DA PORTO, 2018). Ao adotar $k_r = 1$ o resultado se torna conservador e favorável à segurança em casos de tensões elevadas.

O fator amplificador da curvatura k_φ leva em conta os efeitos da fluência. K_φ é sensível a razão entre a carga aplicada e a resistida e ao aumento das deformações ao longo do tempo, sob tensões constantes, mantidas a longo prazo. Por isso, não deve ser negligenciado em estruturas de concreto armado que geralmente possuem a seção transversal com dimensões menores e esbeltezes maiores do que as alvenarias estruturais.

O *Eurocode 2* fornece uma relação empírica para estimar os efeitos da fluência pelo cálculo do coeficiente de fluência φ_{ef} determinado pela Equação 43.

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \frac{M_{1,qp}}{M_{1d}} \quad \text{Equação 43}$$

Em que:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ é o coeficiente de fluência final;

$M_{1,qp}$ é o momento de primeira ordem quase permanente;

M_{1d} é o momento de primeira ordem de projeto.

Segundo o *Eurocode 2*, existem três situações em que os efeitos da fluência podem ser negligenciados no dimensionamento de estruturas de concreto, ou seja $k_\varphi = 1$, ou $\varphi_{ef} = 0$, quando: $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$ ou $h_e/l \leq 75$ ou $M_{1d}/N_d \geq h_y$, em que h_y é a altura da seção transversal na direção do momento fletor.

Com a Equação 40 e a Equação 41 é possível estabelecer uma relação entre k_{φ} e λ para a alvenaria. De forma simplificada, pode-se adotar φ_{∞} da alvenaria como φ_{ef} do concreto, esta troca é conservadora considerando a relação apresentada na Equação 43. Faz-se necessário substituir f_{ck} por f_{pk} correspondente ao prisma. O *Eurocode 6* fornece valores para o coeficiente final de fluência que se estendem entre $\varphi_{\infty}=0,5$ e $\varphi_{\infty}=3,0$ como mostrado na Tabela 13.

Tabela 13 - Coeficientes de fluência final, *Eurocode 6*.

Material	Cerâmico	Sílico-calcáreo Concreto Rocha manufaturada	Concreto leve	Concreto aerado autoclavado
φ_{∞}	0,5 até 1,5	1,0 até 2,0	1,0 até 3,0	0,5 até 1,5

Fonte: adaptado de CEN EN 1996-1-1:2020

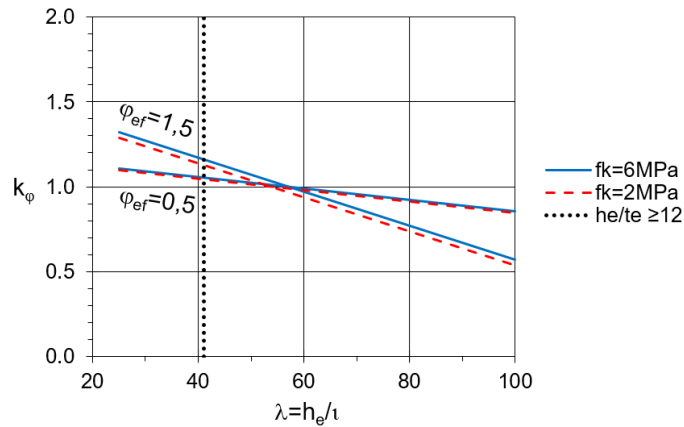
A norma brasileira dispõe valores de fluência específica igual a 0,15 mm/m/MPa para blocos e tijolos cerâmicos e 0,36 mm/m/MPa para blocos de concreto, mas não apresenta valores para o coeficiente final de fluência. É possível, no entanto, determinar a deformação por fluência de vigas de alvenaria pela Equação 44 em que a flecha final $y_{(\infty)}$ é igual a flecha inicial $y_{(t_0)}$ multiplicada por um fator amplificador da flecha, entre parênteses, que leva em conta a taxa de armadura de compressão na flexão ρ' .

$$y_{(\infty)} = y_{(t_0)} \cdot \left(1 + \frac{1}{1 + 50\rho'} \right) \quad \text{Equação 44}$$

Se considerar nula a contribuição da armadura e, conseqüentemente, $\rho'=0$ a flecha final será igual ao dobro da inicial $y_{(\infty)}=y_{(t_0)} \cdot 2$. De forma simplificada, assume-se que o valor $\varphi_{\infty}=2,0$ seja uma aproximação válida para a alvenaria calculada pela norma brasileira.

Donà, Tecchio e Da Porto (2018) demonstraram que a fluência pode ser ignorada para a alvenaria. Sua análise foi realizada com φ_{∞} para blocos cerâmicos, resistência característica à compressão da alvenaria $f_k=2$ MPa e $f_k=6$ MPa e esbeltez entre 25 e 100, considerando o raio de giração (i) no cálculo do índice de esbeltez (λ). No gráfico da Figura 26 foi traçado uma linha pontilhada próxima a $\lambda=41$ delimitando a esbeltez em que os efeitos de segunda ordem não são levados em conta pelo *Eurocode 6* e que corresponde a razão entre $h_e/t_e=12$. O amplificador k_{φ} é maior que 1,0 somente para baixos valores de índices de esbeltez, admitindo que o cálculo com φ_{∞} no lugar de φ_{ef} é conservador, os autores concluem que o fator amplificador pode ser assumido, simplificadaamente, com valor $k_{\varphi}=1$.

Figura 26 - Gráfico amplificador de curvatura vs esbeltez, blocos cerâmicos pelo Eurocode 6.

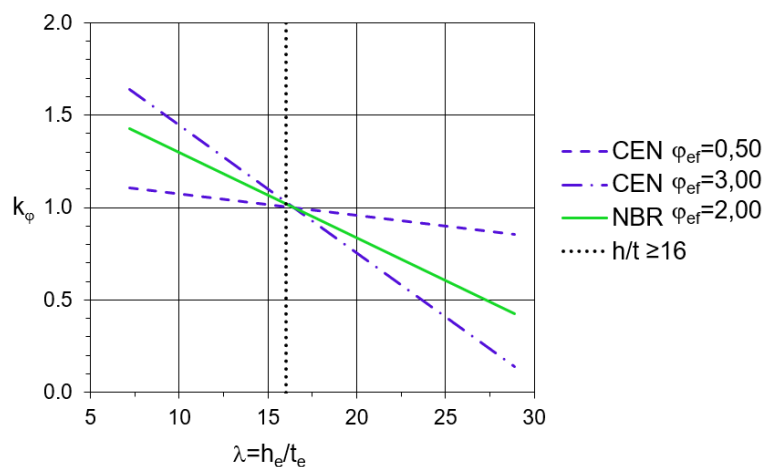


Fonte: Adaptado de Donà, Tecchio e Da Porto (2018).

Nota-se que pelos resultados contidos na Figura 26 que f_k tem menor influência do que φ_{ef} . Ao assumir as mesmas hipóteses simplificadoras de Donà, Tecchio e Da Porto (2018), considerando $\varphi_{ef} = \varphi_{\infty}$ e esbeltez mínima igual a $\lambda = h_e / t_e = 16$ da norma brasileira para delimitar a significância dos efeitos de segunda ordem, tem-se os resultados apresentados na Figura 27. Os resultados para todos os φ_{ef} se encontraram em $k_{\varphi} = 1$ para uma esbeltez ligeiramente acima de $\lambda = 16$.

No gráfico da Figura 27 foram incluídos os valores máximos e mínimos para φ_{∞} do Eurocode 6 e valor estimado para a norma brasileira. Somente uma resistência à compressão de prisma $f_{pk} = 6$ MPa foi utilizada, admitindo pouca influência no resultado, além de conferir os maiores valores para k_{φ} no gráfico da Figura 26 e também corresponder a uma resistência à compressão de bloco moderada e comercializada no Brasil $f_{bk} = 8$ MPa.

Figura 27 - Gráfico amplificador de curvatura vs esbeltez, alvenarias por NBR e CEN 6.



Fonte: autoria própria (2022).

Diferentemente do que adotaram Donà, Tecchio e Da Porto (2018), f_k foi substituído por f_{pk} , entendendo-se que f_k representa a capacidade resistente de um elemento estrutural enquanto f_{pk} corresponde a resistência do material na alvenaria, assim como o f_{ck} para o concreto e que está incluído no cálculo da fluência como na Equação 41.

Levando em conta toda a hipótese conservadora assumida anteriormente, a pouca magnitude dos efeitos de segunda ordem para $h_e/t_e=12$ ($h/l=42$) pelo *Eurocode 6*, $h_e/t_e=16$ ($h/l=56$) pela norma brasileira e a consideração de $\varphi_{ef}=0$ para $h/l \leq 75$ e $\varphi_{\infty,10} \leq 2$ para o concreto armado no *Eurocode 2*, entende-se que seja aceitável assumir $k_{\varphi}=1$.

A curvatura ($1/r_0$), nas colunas de concreto armado, leva em conta a dimensão fixa e simétrica da seção transversal do concreto e do aço, o mesmo não acontece na alvenaria estrutural. Por isso, uma formulação mais generalizada foi proposta, Equação 45, em Donà, Tecchio e Da Porto (2018) para a determinação da curvatura ($1/r_0$) na alvenaria estrutural.

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_u + \varepsilon_{yk}}{d} \quad \text{Equação 45}$$

As deformações foram adotadas com valores característicos para agregar ao cálculo um resultado mais conservador. A deformação última de compressão da alvenaria segundo a norma brasileira é igual a $\varepsilon_u=3,0\text{‰}$ e a deformação de escoamento do aço é obtida por $\varepsilon_{yk}=f_{yk}/E_s$ que, para um aço CA-50, resulta em $\varepsilon_{yk}=450/210\ 000=2,14\text{‰}$.

Com os valores $k_r=1$ e $k_{\varphi}=1$ justificados, a Equação 36 se torna $(1/r)=(1/r_0)$. Com as deformações atribuídas, obtém-se a curvatura. Consequentemente, pode-se definir o momento simplificado de segunda ordem M_{2d} , Equação 46, a partir da Equação 35.

$$M_{2d} = N_d \cdot \frac{h_e^2}{\pi^2} \left(\frac{1}{r} \right) = N_d \cdot \frac{h_e^2}{\pi^2} \left(\frac{\varepsilon_u + \varepsilon_{yk}}{d} \right)$$

$$M_{2d} = N_d \cdot \frac{h_e^2}{\pi^2} \cdot \frac{(3,0 + 2,14) \cdot 10^{-3}}{d} = \frac{N_d \cdot h_e^2}{194,44 \cdot \pi^2 \cdot d}$$

$$M_{2d} = \frac{N_d \cdot h_e^2}{1920 \cdot d} \quad \text{Equação 46}$$

Em que: d é a altura útil e depende do posicionamento da armadura tracionada.

Um tratamento mais rigoroso do comportamento é dado pelo processo $P\Delta$ adotado, por exemplo, na norma canadense (CSA S304-14:2013) e na ABNT NBR 16868-1:2020 para a verificação de paredes muito esbeltas.

Os efeitos dinâmicos deslocam a linha de ação de cargas gravitacionais do eixo da parede, causando esforços fora do plano da parede que podem causar seu colapso com terremotos menos intensos do que o necessário para romper no plano da parede. O fator

reduzidor de capacidade ϕ_M aplicado à resistência do momento de primeira ordem leva em conta a excentricidade causada por oscilações, além de considerar a parede fissurada, ou seja, inclui a não linearidade do material (MORANDI; MAGENES; GRIFFITH, 2008).

Sintetizar a não linearidade dos materiais em métodos analíticos, permite explorar os recursos da alvenaria em estruturas esbeltas. Donà *et al.* (2020) refinaram o termo de não linearidade ao valor $\zeta = 0,55$ para aplicar ao fator ϕ_m e $\zeta = 0,90$ para ϕ_M para verificar a resistência aos efeitos de segunda ordem, perfeitamente aplicáveis em efeitos dinâmicos. O valor de $\zeta = 0,74$ pode ser utilizado com segurança em ambos os fatores de redução a fim de simplificar o dimensionamento em projetos de estruturas de alvenaria (DONÀ *et al.*, 2020). Ao comparar o artigo de Donà *et al.* (2020) e a recente publicação do CEN 1996-1-1:2020, nota-se a semelhança das formulações para ϕ_m e ϕ_M , porém com o termo de não linearidade omitido na norma europeia, adotado implicitamente com o valor $\zeta = 0,82$.

2.6.4 DIMENSIONAMENTO DE PAREDES ESBELTAS, SEGUNDO A NBR 16868-1:2020.

Mesmo que os efeitos de segunda ordem sejam considerados em paredes com $\lambda \geq 16$, não é obrigatório armar a alvenaria até $\lambda = 24$. Por isso, a ABNT NBR 16868:1 (2020) disponibiliza formulações para o dimensionamento específico para paredes com esbeltez entre $24 < \lambda \leq 30$ que devem ser armadas, obrigatoriamente. Uma exceção cabe a construções de casas habitacionais térreas, em que a alvenaria não armada é limitada a $\lambda = 30$ e em seu projeto seja utilizado o coeficiente ponderador de resistência $\gamma_m = 3,0$.

O esforço normal resistente (N_{Rd}) da parede armada sujeita a compressão simples é determinada pela Equação 47.

$$N_{Rd} = \left[(f_d \cdot A) + (f_{yd} \cdot A_s) \right] \cdot R \quad \text{Equação 47}$$

Em que a tensão de compressão de projeto (f_d) da alvenaria é igual a 70% da resistência à compressão do prisma (f_{pk}), dividido pelo coeficiente de ponderação que para o caso de combinações normais é igual a $\gamma_m = 2,0$ resultando em $f_d = 0,7 \cdot f_{pk} / 2$. A e A_s são respectivamente a área da seção resistente da alvenaria e a área de aço. A tensão de projeto de escoamento do aço é igual a $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ sendo a tensão característica para aços CA-50, igual a $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$ e o valor do coeficiente ponderador do aço em combinações normais $\gamma_s = 1,15$. R é o coeficiente redutor de capacidade, Equação 23 já apresentada na seção 2.6.2, que leva em conta o índice de esbeltez da parede.

2.6.5 DIMENSIONAMENTO DE PAREDES MUITO ESBELTAS, SEGUNDO A NBR 16868-1:2020.

Paredes muito esbeltas, com razão $\lambda > 30$, requisitam a verificação da instabilidade geométrica. A ABNT NBR 16868-1:2020 especifica, em seu anexo C, condições que devem ser atendidas:

- As paredes devem ser armadas, atendendo inclusive a armadura mínima;
- A parede deve ter no mínimo o comprimento $L > 5 \cdot t$;
- A espessura dos blocos deve ter no mínimo $t \geq 14$ cm;
- A base e o topo da parede devem ser restringidos aos deslocamentos horizontais e considerados livres às pequenas rotações (apoios fixos);
- A tensão de compressão de projeto da parede não deve ultrapassar 10% da resistência de projeto do prisma, $f_d \leq 0,1 \cdot f_{pk} / \gamma_m$;
- A posição relativa da linha neutra deve ser limitada ao máximo $x/d \leq 1/2$;
- O momento fletor e o deslocamento lateral, fora do plano da parede, devem ser calculados levando em conta os acréscimos de segunda ordem geométrica (efeito $P\Delta$);
- Deve-se utilizar, em todo o cálculo, o valor da área líquida da seção resistente da parede, ressalva-se que em seções grauteadas a área líquida é igual a área bruta.

A carga crítica determina qual o valor de carregamento leva a parede à instabilidade geométrica. O anexo C da norma brasileira dispõe a Equação 48 para esta finalidade.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{ef}}{h^2 (1 + 0,5\beta_d) \gamma_m} \quad \text{Equação 48}$$

Em que:

A rigidez efetiva $(EI)_{ef}$ deve ter valor maior que a rigidez da seção fissurada e não mais do que 25% da rigidez inicial, $EI_{cr} < (EI)_{ef} < 0,25 \cdot EI_0$. Sendo I_0 o momento de inércia da área efetiva do graute ou argamassa e I_{cr} da seção fissurada.

β_d é a razão entre o momento fletor causado pelo carregamento vertical permanente e o momento fletor total (soma das ações verticais mais horizontais).

O momento fletor final de projeto total ($M_{d,tot}$), Equação 49, consiste na soma de três termos, considerando apenas o membro à direita da igualdade:

O primeiro é o momento fletor gerado pelo carregamento horizontal;

O segundo termo é o momento fletor da carga vertical aplicada excentricamente;

O terceiro termo é o momento de segunda ordem que contém o produto entre o deslocamento de primeira ordem no meio da parede (Δ_0), multiplicado por um fator amplificador que inclui a carga crítica, e o carregamento vertical total.

$$M_{d,tot} = \frac{w_d \cdot h^2}{8} + P_{d1} \frac{e}{2} + (P_{d1} + P_{d2}) \Delta_0 \left[1 - \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{P_{cr}} \right]^{-1} \quad \text{Equação 49}$$

Em que:

w_d é o carregamento horizontal distribuído ao longo da altura (h) da parede;

P_{d1} é a carga vertical de projeto no nível do topo da parede aplicada a uma excentricidade (e);

P_{d2} é o carregamento resultante de projeto de níveis acima do nível da parede.

O deslocamento inicial, ou de 1ª ordem (Δ_0), para uma parede biapoada, é determinado pela Equação 50:

$$\Delta_0 = \frac{5w_d \cdot h^4}{384(EI)_{ef}} + \frac{P_{d1} \cdot e \cdot h^2}{9(EI)_{ef} \sqrt{3}} \quad \text{Equação 50}$$

Com o valor de $M_{d,tot}$ é possível determinar a posição da linha neutra (x), Equação 51, que deve ser limitada a $x/d \leq 0,5$. A Equação 51 foi obtida para solicitação à flexão simples e pode ser utilizada para solicitação à flexo-compressão por resultar em maior quantidade de armadura quando a força axial for pequena.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d,tot}}{0,5b \cdot d^2 \cdot f_d}} \right] \quad \text{Equação 51}$$

A área de aço (A_s) necessária, na seção, para atender essa condição, pode ser determinada pela Equação 52.

$$A_s = \frac{M_{d,tot}}{f_{yd} \cdot z} \quad \text{Equação 52}$$

Em que $z = d - 0,4 \cdot x$ e corresponde à distância entre as resultantes das tensões de tração e compressão na seção. A área de aço calculada (A_s) pode então ser comparada à área de aço adotada inicialmente (A_{s0}).

É necessário ainda atender a armadura mínima ($A_{s,min}$), Equação 53, que equivale a 0,1% da área da seção transversal da alma da parede, ou seja, a área das abas/flanges/enrijecedores não é considerada neste cálculo.

$$A_{s,min} = \frac{0,10}{100} (t \cdot L) \quad \text{Equação 53}$$

Além das condições estabelecidas para atender a segurança contra a ruptura das paredes esbeltas, a norma brasileira ainda dispõe de formulações para a verificação do estado limite de serviço (ELS) que também deve levar em conta o efeito $P\Delta$. A condição estabelecida é que o deslocamento em serviço seja menor ou igual ao deslocamento limite $\Delta_s \leq \Delta_{lim}$. O deslocamento máximo limite é determinado pela Equação 54.

$$\Delta_{lim} = \frac{h}{250} \quad \text{Equação 54}$$

O deslocamento em serviço da parede fissurada é determinado pela Equação 55. Ou seja, quando o momento fletor de serviço for maior que o momento de fissuração, $M_s > M_{cr}$.

$$\Delta_s = \frac{5M_{cr} \cdot h^2}{48(E \cdot I_0)} + \frac{5(M_s - M_{cr})h^2}{48(E \cdot I_{cr})} \quad \text{Equação 55}$$

Em que:

$$M_{cr} = \left(0,9 \frac{P_k}{A} + f_{tk} \right) \frac{I_0}{(t/2)} \quad \text{Equação 56}$$

P_k é a soma do peso próprio da parede e da carga vertical, ambos característicos.

Quando $M_s \leq M_{cr}$ deve ser utilizada a Equação 57.

$$\Delta_s = \frac{5M_s \cdot h^2}{48(E \cdot I_0)} \quad \text{Equação 57}$$

O momento fletor de serviço M_s deve ser calculado iterativamente, pois depende do valor do deslocamento. A norma sugere que seja assumido o deslocamento limite, Equação 54, como deslocamento máximo em serviço para evitar o processo iterativo no cálculo de M_s . Dessa forma, M_s pode ser determinado pela Equação 58.

$$M_s = \frac{\psi_{1,w} \cdot w_k \cdot h^2}{8} + \psi_1 \cdot P_{d1} \frac{e}{2} + \psi_1 \cdot P_k \cdot \Delta_s \quad \text{Equação 58}$$

Em que:

w_k é o carregamento horizontal devido ao vento;

ψ_1 é o coeficiente para ações quase permanente no ELS. Para o vento $\psi_1=0,3$. Para ações acidentais $\psi_1=0,4$ e para ações permanentes $\psi_1=1,0$.

O método apresentado nesta seção é considerado o mais preciso para o projeto de paredes esbeltas. Ainda assim, o método conta com simplificações como o deslocamento de segunda ordem tomado como $H/250$ ou ainda pela hipótese assumida para a não linearidade do material com a rigidez efetiva $(EI)_{ef}$. Contudo, é um avanço significativo para o projeto de alvenaria estrutural, considerando que o método está presente apenas na norma brasileira e canadense, sendo as únicas que permitem esbeltez ilimitada para o projeto e a construção de paredes armadas.

2.7 EXPERIMENTOS COM PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Com objetivo de investigar a influência da esbeltez e da excentricidade de carga na capacidade resistente de paredes esbeltas, YOKEL *et al.* (1970) realizaram experimentos com 28 paredes armadas e 32 não armadas com 1,20 m de largura e alturas de 2,80 m, 4,60 m e 5,80 m carregadas concentricamente e com excentricidades iguais a $t/6$, $t/4$, $t/3$. As paredes foram construídas com blocos de concreto com resistência à compressão de 30 MPa, considerando a área líquida, e com espessura (t) igual a 14 cm e 19 cm. As paredes com bloco de 14 cm foram armadas com barras de aço com diâmetro $\phi=16,0$ mm. Também foram realizados testes com prismas com dois e três blocos com cargas concêntricas e com as mesmas excentricidades e espessuras de blocos das paredes. Entre os resultados, destaca-se o aumento da capacidade resistente à compressão na flexão, devido ao carregamento excêntrico, das paredes armadas, com 2,80 m de altura, que aumentou em 50% comparada à compressão simples. A resistência à compressão na flexão dos prismas foi 133% maior que a resistência à compressão concêntrica. A hipótese sobre o menor aumento da capacidade resistente da parede com carregamento excêntrico estar relacionado aos efeitos da esbeltez foi descartada ao observar o modo de ruptura, esmagamento próximo à região de aplicação da carga excêntrica. A ruptura ocorreu a meia altura próximo aos deslocamentos laterais máximos, nas paredes com maior altura e excentricidade. Os resultados dos experimentos foram confrontados com a curva de interação entre carga vertical admissível e momento fletor, causado pela excentricidade. Essa curva é fundamentada na resistência à compressão de prismas. Ao explorar analiticamente a curva teórica de interação, verificou-se que a forma da curva fornece uma adequada previsão da capacidade resistente da parede à compressão simples, mas apresenta resultados conservadores em relação à carga excêntrica.

Observou-se que os critérios normativos não contavam com importantes variáveis como o tipo da vinculação, a forma como o diagrama de momento age na parede, propriedades da seção como o momento de inércia, e o módulo de elasticidade da alvenaria. Essas variáveis compõem a formulação para determinar o máximo momento fletor

em colunas de concreto armado carregadas axialmente, como mostrado em Macgregor, Breen e Pfrang (1970). Como proposto na formulação, utiliza-se uma redução de 60% da rigidez ($E_0 \cdot I_0$), produto entre módulo de elasticidade inicial e momento de inércia na seção líquida não fissurada, para determinar a rigidez equivalente ($E \cdot I$) da alvenaria armada. Para a alvenaria não armada a rigidez $E \cdot I = (E_0 \cdot I_0 / 3,5)$. Com esses parâmetros, foi possível ajustar uma curva de interação entre carga vertical e momento fletor com adequada aproximação dos resultados obtidos experimentalmente. Assim, foi sugerido introduzir nas recomendações normativas um método racional para considerar a amplificação do momento fletor com correspondente carga vertical de ruptura.

No ano seguinte, o autor (YOKEL, 1971) publicou uma solução para determinar a instabilidade lateral de um elemento prismático geral de seção cheia, assumindo comportamento elástico linear do material, ruptura frágil, resistência nula à tração, variação do momento de inércia ao longo da altura, articulação no topo e na base do elemento e carregamento excêntrico. Assumindo uma distribuição linear das tensões normais e considerando compressão total da seção para excentricidades (e) menores que $1/6$ da espessura (t) a Equação 59 da carga crítica foi obtida por análise do equilíbrio estático:

$$P_{cr} = 0,285 \cdot \left(\frac{9}{4} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot b \cdot u^3}{h^2} \right) \quad \text{Equação 59}$$

Em que a rigidez é o produto entre o módulo de elasticidade (E) e o momento de inércia (I) equivalente da seção retangular cheia, fissurada. A variável b corresponde a largura da seção vista em planta, h é a altura do elemento visto em perfil, u é a distância entre o eixo de aplicação da carga e a fibra mais comprimida do elemento visto em perfil. A dedução da Equação 59 pode ser encontrada em Yokel (1971).

Uma análise similar foi realizada para colunas em alvenaria estrutural, os autores (BHANDARI; BENIPAL; AHMED, 2008) obtiveram uma formulação equivalente à clássica equação da carga crítica de Euler com redução de 71,63% determinada pela Equação 60:

$$P_{cr} = 0,2837 \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{h^2} \right) \quad \text{Equação 60}$$

Para investigar o comportamento da alvenaria com bloco de concreto e avaliar as recomendações de projeto da norma canadense (CSA) de 1977, Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978) realizaram experimentos com 68 paredes em escala real, carregamento excêntrico e concêntrico. Entre seus resultados, foi mostrado que o módulo de elasticidade

teórico, utilizando a Lei de Hooke, e a relação $E=1000 \cdot f_{pm}$ ultrapassaram o valor obtido experimentalmente em 16% e 33%. Com isso, sugeriram a relação $E=750 \cdot f_{pm}$ para determinar o módulo de elasticidade em projetos, a qual resultaria um valor 0,2% menor que o experimental. Suas análises da instabilidade das paredes resultaram em duas formulações para determinar a carga crítica de flambagem. Foi proposta a Equação 61 para análises de materiais com resistência a tração considerada nula:

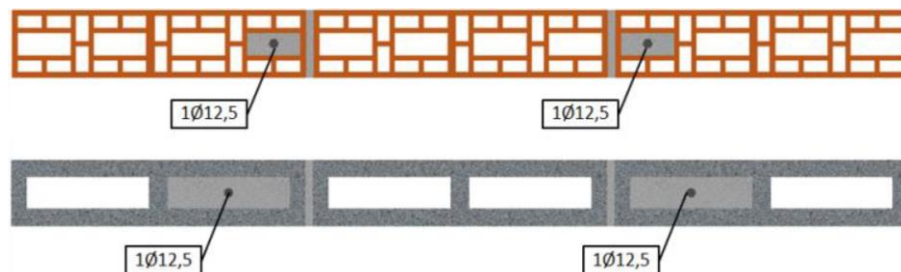
$$P_{cr} = 8\pi^2 \left(\frac{1-e}{2-t} \right)^3 \frac{E \cdot I}{h^2} \quad \text{Equação 61}$$

Para considerar a resistência à tração, foi proposta a Equação 62 que leva em conta a mínima distância τ entre o ponto onde a tensão de tração é igual a zero e o ponto onde a tensão de tração possui valor igual ao valor da tensão de descolamento:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12h^2} \left[\left(1 - \frac{2e}{t} \right) t + \tau \right]^3 \quad \text{Equação 62}$$

Parsekian *et al.* (2016) apresentam relatos do ensaio de dezoito paredes, sendo doze paredes esbeltas ($\lambda = 31,1$) com altura de 2,80 m, e as demais, pequenas paredes com 1,0 m de altura. Dentre as doze paredes esbeltas, metade foi construída com blocos cerâmicos e a outra metade com blocos de concreto. Três paredes com blocos cerâmicos e outras três com blocos de concreto foram armadas com barras de 12,5 mm de diâmetro, posicionadas conforme ilustrado na Figura 28.

Figura 28 - Posicionamento da armadura nas paredes com blocos cerâmicos e cimentícios.



Fonte: Parsekian *et al.* (2016).

Com os valores médios de resistência de prisma (f_{pk}), obtidos nos ensaios de caracterização de material, Parsekian *et al.* (2016) realizaram o dimensionamento das paredes armadas. Utilizaram a norma brasileira (ABNT NBR 15961-1:2011), a norma britânica, norte-americana, australiana e a canadense, vigentes na época. Por meio da

análise dos resultados obtidos nos experimentos, concluíram que paredes muito esbeltas devem ser armadas e projetadas com blocos que possibilitem maiores valores de módulo de elasticidade para a alvenaria. Através do estudo analítico para determinar a tensão de ruptura da parede com bloco cerâmico, a norma canadense apresentou capacidade resistente 40% menor comparado ao resultado experimental. Sendo a única que levava em conta o efeito $P\Delta$. Este resultado foi considerado, pelos autores, adequado e seguro comparado aos resultados obtidos através dos métodos analíticos das outras normas. As demais normas indicaram tensão resistente maior que o dobro do valor obtido experimentalmente.

Em paredes com bloco de concreto, a tensão resistente à compressão ($f_k=1,51$ MPa) obtida pelo método analítico da norma britânica, foi o único resultado menor que o experimental ($f_k = 2,0$ MPa). A norma australiana apresentou o resultado mais próximo ($f_k=2,03$ MPa). As demais normas apresentaram tensões resistentes entre 15% e 18% maiores que as tensão de ruptura experimental. Os autores consideraram que, em geral, as normas apresentaram resultados razoáveis.

Os autores destacaram que nos procedimentos de projeto, considerar a área bruta dos blocos, implica em imprecisão na relação do momento de inércia com a área e, conseqüentemente, maior imprecisão na determinação da capacidade resistente das paredes. Destacaram ainda que o efeito $P\Delta$, presente na norma canadense, favorece uma maior precisão dos resultados. Os resultados experimentais, indicaram que as paredes com esbeltez maior que 30 são muito instáveis, tornando plausíveis as limitações de projeto por esbeltez. Como indicado em Sahlin (1971) o modo de falha predominante em paredes de alvenaria com a razão entre altura efetiva e espessura (h_e/t_e) maior que 30 é a flambagem. O trabalho completo pode ser encontrado na dissertação de mestrado de Lopes (2014).

Os experimentos de Lopes (2014) com paredes de concreto foram utilizados para validar o modelo computacional deste trabalho. Por isso, maiores detalhes como a geometria dos blocos, propriedades do material e resultados dos deslocamentos fora do plano das paredes de concreto são relatados na validação dos modelos desta pesquisa.

Amalkar *et al.* (2020) realizaram investigações experimentais com nove paredes em alvenaria não armada. As paredes com altura entre 2,60 m e 2,70 m foram construídas com blocos de concreto, vazado e celular, com 20 cm de espessura e com bloco vazado de 15 cm de espessura. Com a base da parede engastada e o topo restrito apenas para deslocamentos laterais, com rotação livre, foram aplicados carregamentos axiais uniformes no topo de cinco paredes. Foram aplicados carregamentos com excentricidade de $0,1t$ (em que t é a espessura da parede) nas outras quatro paredes. Os deslocamentos, fora do plano da parede, foram medidos nas alturas $0,25H$, $0,50H$ e $0,75H$, em que H é a altura medida desde a base da parede. Foram identificadas as primeiras fissuras entre $0,7H$ e $0,8H$.

Segundo os autores, as primeiras fissuras confirmaram a hipótese de que a tensão crítica em paredes sob efeito combinado de esbeltezes e carregamento excêntrico ocorrem acima de $0,6H$. As paredes ensaiadas tinham esbeltezes entre 11 e 15 e romperam por compressão. Uma única parede apresentou fissuras ao longo da junta horizontal na terceira fiada a partir da base, porém o maior deslocamento lateral ocorreu em $3/4$ da altura o que descarta a ruptura por flambagem. Compararam o fator redutor de capacidade resistente da alvenaria, em função da esbeltezes, entre a norma indiana, *Eurocode 6*, britânica, canadense e australiana com os resultados experimentais. Concluíram que a norma indiana (IS 1905, 1987) superestima a capacidade resistente da parede de alvenaria com bloco vazado de concreto sob carga excêntrica. Nas paredes sob carga axial concêntrica, concluíram que a norma indiana subestima essa capacidade. Também foi identificado que os blocos vazados com espessura de 15 cm conferem maior capacidade resistente do que os blocos celulares de 20 cm. Supõem-se que a maior rigidez é justificada pela menor abertura dos vazados nos blocos de 15 cm.

2.8 MODELAGEM COMPUTACIONAL

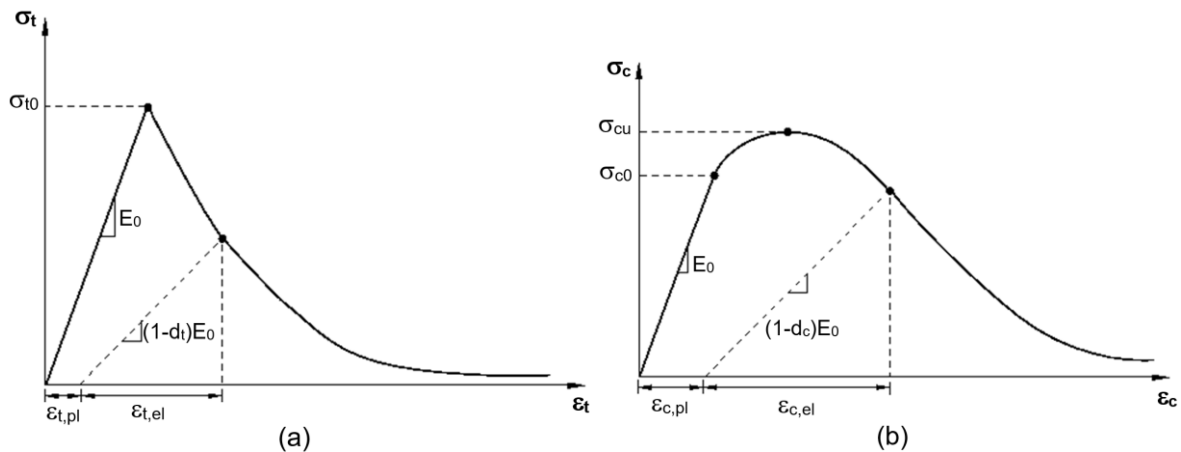
A alvenaria é composta de materiais cimentícios que apresentam maior capacidade resistente na compressão do que na tração. Outra característica é que na compressão os danos por esmagamento são progressivos, enquanto na tração os danos são abruptos, repentinos. Para uma modelagem computacional precisa, deve-se utilizar um modelo constitutivo que leve em conta o comportamento não linear do material e os danos, segundo o tipo de carregamento. O modelo constitutivo de plasticidade com dano para o concreto (*Concrete Damage Plasticity, CDP*), disponível no Abaqus, pode simular os danos por tração e por esmagamento, nestes materiais, de forma adequada (HO; BOST; RAJOT, 2020).

2.8.1 IMPLEMENTAÇÃO DE DANOS NO MATERIAL

Ho, Bost e Rajot (2020) realizaram um estudo para determinar parâmetros em análises numéricas com materiais frágeis utilizando o modelo CDP. Apresentaram aplicações estruturais e geotécnicas para implementar o Abaqus e calibrar o tamanho das fissuras por tração e danos por esmagamento na compressão em materiais frágeis.

No gráfico da Figura 29 (a), mostra-se o comportamento à tração uniaxial do concreto para plasticidade danificada. Na Figura 29 (b), mostra-se o comportamento à compressão.

Figura 29 - Curva constitutiva do dano uniaxial do concreto em (a) tração e (b) compressão.



Fonte: ABAQUS (2016).

Em ambos os gráficos, Figura 29, σ_0 indica a tensão limite entre o regime elástico e o plástico (os índices t e c significam, respectivamente, tração e compressão). A deformação residual é indicada por ϵ_{pl} (os índices pl e el significam, respectivamente, plástica e elástica). Nota-se que a linha tracejada que chega até a deformação residual ϵ_{pl} possui uma inclinação menor do que a linha que parte da origem atingindo a tensão limite σ_0 do regime elástico linear. Essa inclinação menor significa perda de rigidez, no modelo CDP, por dano plástico, representado pela letra d que varia de 0 até 1,0.

A tensão efetiva (σ) pode ser relacionada à tensão de tração (f_t) ou de compressão (f_c) pelo parâmetro de degradação escalar (d) com $\sigma = (1-d)f$ (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005). Assim, definem-se os danos de tração, Equação 63, e compressão, Equação 64:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad \text{Equação 63}$$

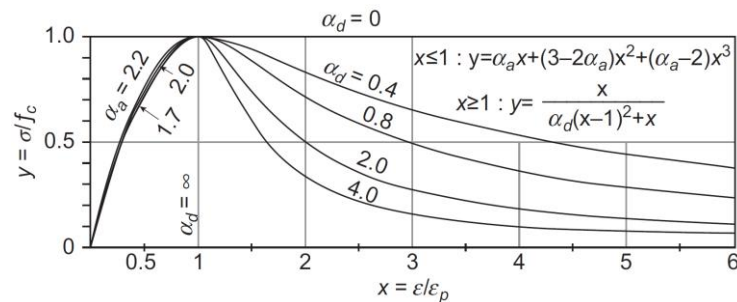
$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad \text{Equação 64}$$

Para implementar o modelo CDP é preciso conhecer as curvas de tensão-deformação, sendo possível incluir o dano plástico. Na ausência de dados experimentais, adotam-se curvas teóricas que apresentam variáveis que possibilitam o ajuste dos modelos. Várias curvas teóricas para materiais frágeis, como os cimentícios e os cerâmicos, estão disponíveis na literatura (GUO, 2014; KAUSHIK; RAI e JAIN, 2007; KWON, 2000; LOOV, 1991; CARREIRA e CHU, 1986). Neste trabalho foram adotadas as formulações propostas por Guo (2014), utilizadas com sucesso em outros trabalhos (VERONESE 2021; KOCHEMS e De NARDIN, 2020; MEDEIROS, 2018; SANTOS *et al.*, 2017).

2.8.2 MODELO CONSTITUTIVO FORMULADO POR GUO (2014).

Na curva de compressão, Figura 30, α_a e α_d são, respectivamente, os parâmetros do trecho ascendente e descendente do gráfico. Sendo α_a razão entre o módulo de elasticidade inicial (E_0) e o no ponto de pico (E_p). O módulo de elasticidade $E_p=f_c/\varepsilon_p$ é diretamente proporcional à resistência à compressão (f_c) do material dividida pela deformação específica no ponto de pico (ε_p).

Figura 30 - Curva teórica de compressão.

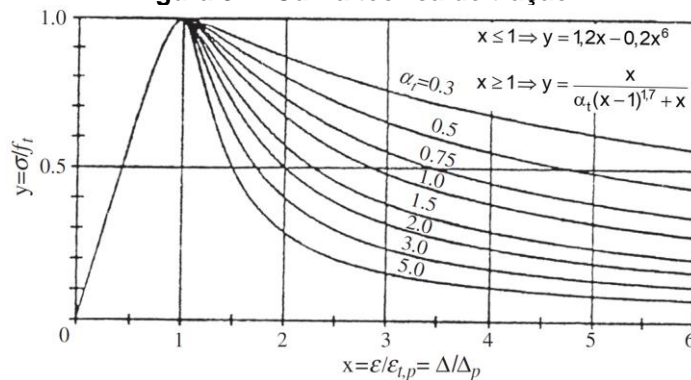


Fonte: Guo (2014).

O parâmetro α_a é limitado aos valores entre 1,5 e 3,0. Para o trecho descendente, α_d deve ser estimado com um número positivo $\alpha_d \geq 0$. Adotando $\alpha_d = 0$ significa considerar o material totalmente plástico, enquanto $\alpha_d = \infty$ considera um comportamento totalmente frágil para o material.

Na curva de tração, Figura 31, α_t é o parâmetro descendente do gráfico de tração. A equação parabólica que determina o parâmetro é $\alpha_t = 0,312f_t^2$. O parâmetro aumenta em função da resistência à tração (f_t). Na Figura 31, Δ é o alongamento do material na tração e os índices t e p são, respectivamente, tração e ponto de pico.

Figura 31 - Curva teórica de tração.



Fonte: Guo (2014).

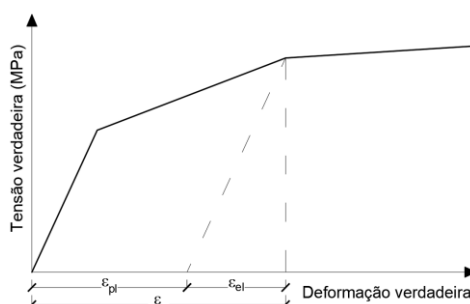
Assim, conhecendo os valores da resistência à tração (f_t) e compressão (f_c) do material, o módulo de elasticidade inicial (E_0) e a deformação específica (ε) correspondente

à tensão de pico, pode-se determinar as curvas de tensão-deformação do material. O parâmetro α_d se torna a variável independente para ajustar o comportamento do modelo computacional ao experimental.

2.8.3 TENSÕES NOMINAIS E VERDADEIRAS NO ABAQUS (2016).

Para inserir os valores de plasticidade dos materiais, o Abaqus requisita a entrada de dados denominados reais, em que é necessário converter os valores nominais em verdadeiros (ABAQUS, 2016). A tensão verdadeira (σ_v) é determinada em função da tensão nominal (σ_{nom}) e da deformação nominal (ϵ_{nom}), sendo $\sigma_v = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom})$. A deformação nominal é a razão entre o alongamento e o comprimento inicial $\epsilon_{nom} = (l - l_0)/l_0$. A relação entre a deformação total de cada tensão verdadeira e a deformação nominal é expressa por $\epsilon = \ln(1 + \epsilon_{nom})$. As deformações plásticas (ϵ_{pl}) e elásticas (ϵ_{el}) são implementadas separadamente no Abaqus. A deformação total é uma somatória de todas essas deformações, como ilustrado na Figura 32.

Figura 32 - Deformação total decomposta em elástica e plástica.



Fonte: Abaqus (2016).

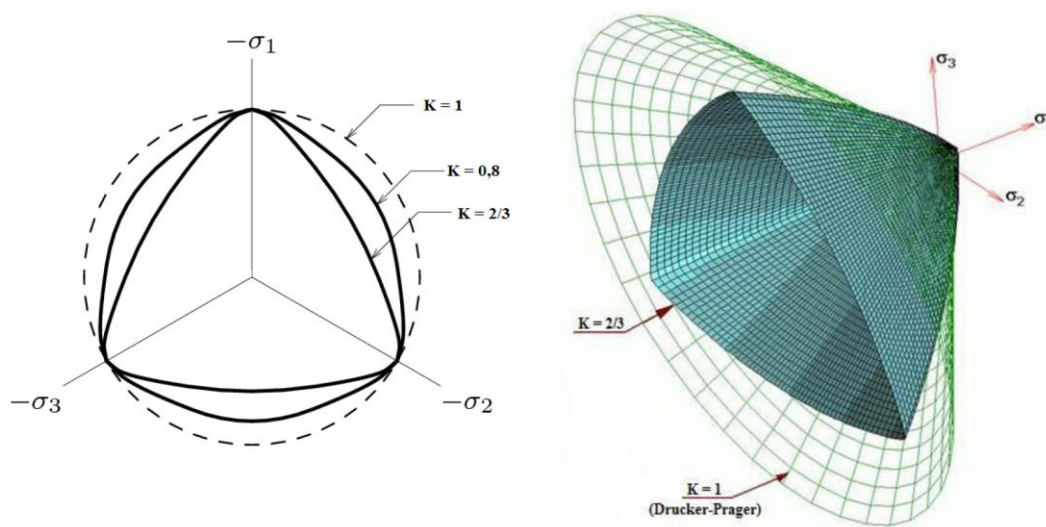
Cada parcela de deformação plástica (ϵ_{pl}) requer que a parcela de deformação elástica (ϵ_{el}) seja subtraída da deformação total (ϵ). Sendo que $\epsilon_{pl} = \epsilon - (\sigma_v/E)$ satisfaz essa condição em função do módulo de elasticidade e da tensão verdadeira, referentes a deformação elástica. Neste trabalho, não houve influência significativa nos resultados dos modelos preliminares por utilizar tensões reais ou nominais na implementação do Abaqus, por isso, foram utilizadas somente tensões nominais nos modelos finais desta pesquisa.

2.8.4 PARÂMETROS DO CDP

A expansão do comportamento uniaxial do material para o multiaxial, deve-se aos seguintes parâmetros:

- Ângulo de dilatação ou atrito interno do material que está relacionado ao confinamento do material, segundo Medeiros (2018) valores entre 36° e 40° são usuais em simulações com o material em concreto, como blocos de alvenaria de concreto;
- Excentricidade de potencial plástico, para o modelo CDP é recomendado o valor de 0,1;
- Proporcional σ_{b0}/σ_{c0} entre a tensão limite de resistência no estado biaxial e a tensão limite de resistência no estado uniaxial, sendo recomendado o valor de 1,16 para o concreto (ABAQUS, 2016);
- Parâmetro de viscosidade, correspondente à regularização viscoplástica de equações constitutivas, segundo Medeiros (2018) para alvenaria pode-se adotar o valor de 0,001 sem comprometer os resultados;
- Parâmetro K_c , altera a forma da superfície de falha, diferencia a equação de Drucker-Prager como ilustrado na Figura 33, é recomendado utilizar o valor 2/3, correspondente à superfície de falha de Mohr-Coulomb (ABAQUS, 2016; AGUIAR, 2015).

Figura 33 - Superfícies de falha para distintos valores de K_c .



Fonte: Aguiar (2015).

2.8.5 SIMULAÇÕES DE ALVENARIA ESBELTA POR MEF NA LITERATURA

O comportamento à flambagem das paredes de alvenaria estrutural tem sido pesquisado também por análises numéricas. Algumas pesquisas utilizaram o método dos elementos finitos com modelagens em elementos sólidos tridimensionais (ABDULLA; CUNNINGHAM e GILLIE, 2017; ISFELD; HAGEL e SHRIVE, 2019; AHMED *et al.*, 2021), outras utilizaram elementos bidimensionais (SANDOVAL e ROCA, 2012; AGNIHOTRI; SINGHAL e RAI, 2013), sendo possível também o uso de elementos de barras (DONÀ, TECCHIO e DA PORTO, 2018; DANTAS, 2020). A Tabela 14 contém uma síntese indicando a esbeltez das paredes simuladas, a técnica de modelagem, *softwares* utilizados e outras

informações prévias das pesquisas com análise de elementos finitos em simulações computacionais apresentadas nessa seção.

Para avaliar o modo de falha de paredes de alvenaria biarticuladas nas extremidades do topo e da base, sob carregamento axial, incluindo análise do carregamento horizontal por vento, Ahmed et al. (2021) desenvolveram 47 modelos de paredes com bloco de concreto, sem graute, sem armadura e com septo transversal não preenchido com argamassa. Foram incluídas análises de paredes com índice de esbeltez igual a 10, 20, 30 e 40 combinadas às excentricidades de carregamento iguais a $t/3$ e $t/6$ e carregamento concêntrico. Os modelos foram comparados com os resultados obtidos experimentalmente, em Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978), e pelos resultados das simulações computacionais de Isfeld, Hagel e Shrive (2019). Em seus resultados o modo de falha por flexão da parede ocorreu somente quando a carga de vento foi aplicada e somente no modelo com maior esbeltez ($\lambda=40$) e maior excentricidade ($e=t/6$). Os autores concluíram que as paredes com esbeltez menor do que 40 são superdimensionadas nos projetos ao considerar os efeitos do momento de segunda ordem.

Tabela 14 - Síntese dos trabalhos com MEF em alvenaria esbelta.

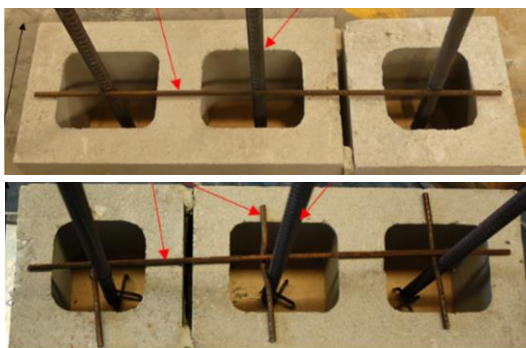
Autoria	h/t	Técnica	Material da unidade	Reforço	Superfície de contato	modelo const. Alv.	Software	Elemento Finito
Ahmed et al. (2021)	10-40	Micromodelo detalhado	Concreto	Nenhum	entre bloco e argamassa	Elástico linear	Abaqus	C3D8
Asad et al. (2020)	4-42	Micromodelo simplificado	Concreto	Barras de aço	Nenhuma	Próprio Experimental	Abaqus	C3DR8
Dantas (2020)	20-31	Macromodelo	Concreto	Nenhum	Nenhuma	Elástico linear	SAP	FRAME
Isfeld, Hagel e Shrive (2019)	5-60	Micromodelo detalhado	Concreto	Nenhum	entre bloco e argamassa	Elástico linear	Abaqus	C3D8
Donà et al. (2018)	22-84	Macromodelo	Cerâmica	Barras de aço	Nenhuma	Kent-Scott-Park (1971)	Open-Sees	NBC
Broseghini et al. (2018)	h/D: 5-7,5	2x Micro: simplificado e detalhado	Cerâmica/Arenito	Nenhum	entre bloco e argamassa	Elástico linear	LUSAS	HX8
Abdulla et al. (2017)	10-23	Micromodelo simplificado	Cerâmica	Nenhum	entre blocos expandidos	Kaushik et al. (2007)	Abaqus	C3DR8
Agnihotri et al. (2013)	10-30	Macromodelo	Cerâmica	Nenhum	Nenhuma	Kaushik et al. (2007)	Abaqus	S4R
Sandoval e Roca (2012)	5-33	Micromodelo simplificado	Cerâmica	Nenhum	entre tijolos	Elástico linear	DIANA	CQ16M

Fonte: Autoria própria (2022).

Para investigar os efeitos da esbeltez ($\lambda=21$ até $\lambda=42$) em paredes de alvenaria estrutural com bloco de concreto, reforçado com barras de aço, carregadas

concentricamente, Asad *et al.* (2022) realizaram análises em micromodelagens simplificadas em elementos finitos. Seus modelos foram validados e implementados por dados obtidos em experimentos prévios em paredes curtas ($\lambda=4$ até $\lambda=12$). Em seu trabalho, destaca-se o uso de análise por perturbação linear para determinar o autovalor e o autovetor do modelo e posteriormente aplicar o método numérico de Riks modificado, ao invés da análise estática geral por Newton Raphson. Um passo inicial foi utilizado para determinar um valor para a carga de flambagem elástica, da clássica equação de Euler. A pré-análise também retorna uma configuração deformada normalizada, com valor máximo de deslocamento igual a 1,0. Posteriormente, uma excentricidade por imperfeição geométrica pôde ser incluída, na meia altura da parede ou onde o deslocamento for máximo. Esse procedimento é uma alternativa para induzir os efeitos da não linearidade geométrica ao invés de aplicar uma excentricidade inicial no topo ou na base da parede, como foi utilizado em Sandoval e Roca (2012), Dantas (2020) e também neste trabalho para análises de flambagem de paredes com carga concêntrica. Adicionalmente, Asad *et al.* (2022) investigaram a influência de duas tipologias de armadura de costura para restrição do movimento transversal da armadura vertical, Figura 34.

Figura 34 - Armadura de costura contra flambagem das barras verticais.



Fonte: Asad *et al.* (2022).

Em suas análises verificaram que o grauteamento é suficiente para restringir a flambagem das barras, sem necessidade da armadura de costura. Identificaram tração nas armaduras das paredes com esbeltez $\lambda=32$ e $\lambda=42$. Nas conclusões afirmaram que as paredes “mais altas” romperam por flambagem, essa conclusão é fundamentada na diminuição da carga máxima apresentada nas curvas de deslocamento vs carregamento e na tensão negativa das barras de aço de reforço ao final do processamento da simulação. Entende-se que os autores denominam paredes “mais altas” àquelas com altura acima de 4,0 m. Portanto, a falha por flambagem teria ocorrido em paredes com esbeltez a partir de $\lambda=21$ o que contraria vários estudos e normas já citadas neste texto. Parsekian *et al.* (2016) recomendam que sejam assegurados valores mais altos para o módulo de elasticidade no

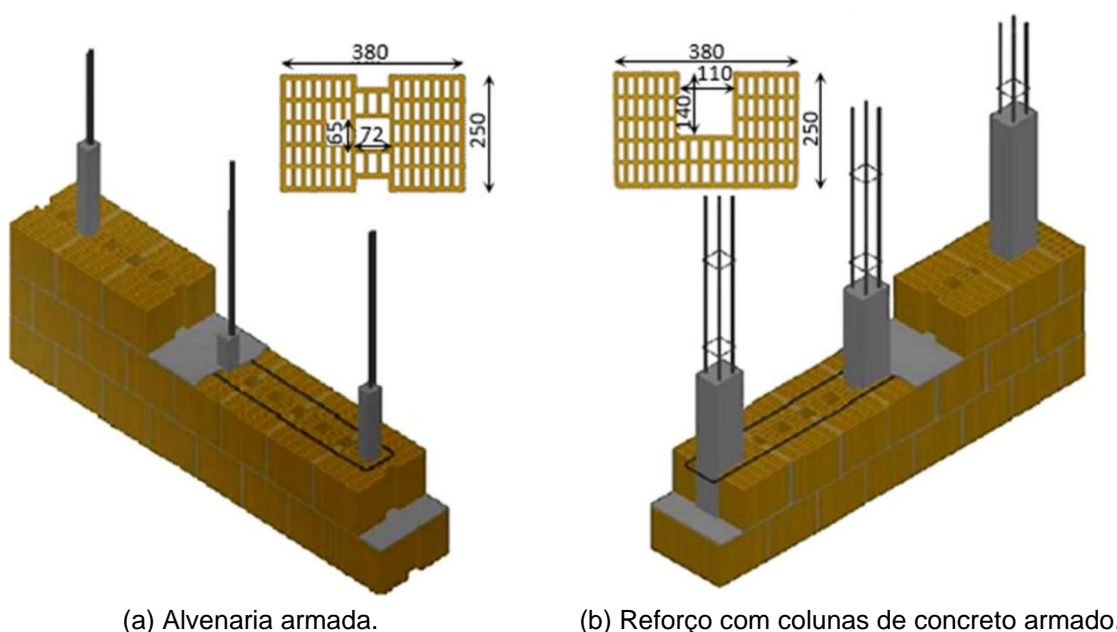
projeto e execução de paredes esbeltas, devido sua alta influência no fenômeno da flambagem. Os valores dos módulos E dos componentes cimentícios da alvenaria não foram relatados em Asad *et al.* (2022), nem o valor da excentricidade por imperfeição geométrica utilizada em seus modelos. A curva experimental utilizada como modelo constitutivo dos modelos foi apresentada, é possível afirmar que o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco são moderados, cerca de 3,5 GPa e 6,0 GPa e não justificam a falha por flambagem. Por outro lado, o modelo foi validado por experimentos em paredes curtas, com esbeltez máxima $\lambda=13$, ou seja, a carga crítica não foi validada. Além disso, uma análise qualitativa das regiões das alvenarias que alcançaram as tensões máximas de compressão e tração, além das deformações máximas do material, poderiam complementar a síntese de quais paredes romperam por flambagem e quais romperam por compressão, essa análise não foi relatada. Pois, mesmo existindo tração nas barras ao final do processamento computacional, a alvenaria pode ter rompido antes, por compressão.

Dantas (2020) realizou uma adequação do modelo de barras equivalentes de Nascimento Neto, Medeiros e Quim (2014) e utilizou os resultados experimentais de deslocamentos fora do plano de paredes não armadas com bloco de concreto e esbeltez $\lambda=31$, encontrados em Parsekian (2016), para sua validação. Com o modelo validado, simulou 4 paredes não armadas, altura de 2,80 m e espessura de 14 cm, $\lambda=20$, com bloco de concreto, com função de contraventamento em um edifício de 12 andares para analisar as recomendações da norma brasileira para o projeto de paredes de alvenaria estrutural com esbeltez acima de 16. Comparou os resultados da modelagem com os resultados obtidos em métodos analíticos da norma britânica, com os métodos da ABNT NBR 16868-1:2020 e com sua precedente ABNT NBR 15961-1:2011. Em geral, as resistências à compressão de prisma (f_{pk}) obtidas por métodos da ABNT NBR 16868-1:2020 foram mais aproximadas das resistências obtidas no modelo computacional. Utilizando esta norma, os momentos de segunda ordem foram superiores aos obtidos por modelagem.

Com o objetivo de investigar as prescrições da norma canadense para o projeto de paredes esbeltas de alvenaria estrutural, Isfeld, Hagel e Shrive (2019) realizaram simulações computacionais, com o modelo validado por experimentos relatados em Isfeld *et al.* (2018). Um conjunto de paredes articuladas no topo e na base, com esbeltez de 5, 10, 20, 30, 40, 50 e 60 submetidas ao carregamento excêntrico igual a 0, $t/10$, $t/6$, $t/4$, $t/3$, $t/2.5$ e $t/2$, foram analisadas. Sua pesquisa incluiu a análise do limite máximo igual a 10% da tensão de compressão do prisma estabelecido por norma para paredes com esbeltez maior que 30. Em seus resultados, a ruptura por instabilidade lateral não ocorreu nas paredes com esbeltez menor do que 60. O modo de falha por esmagamento do material ocorreu com 40% da tensão resistente à compressão do prisma, maior que a previsão de 10% recomendada pela norma canadense.

Donà, Tecchio e Da Porto (2018), propuseram-se ao estudo dos efeitos de segunda ordem em paredes de alvenaria armada e alvenaria com colunas de concreto armado analisadas por modelagem em elementos finitos em fibra, Figura 35. Neste tipo de modelagem, elementos finitos em pequenas barras (fibras) formam as superfícies das peças ou partes da estrutura modelada. Seu estudo é voltado às paredes esbeltas com telhado flexível e, portanto, consideradas com apoio livre no topo. O modo de falha foi determinado pela máxima deformação. Em seu estudo, variaram a esbeltez ($\lambda = 11$ até $\lambda = 84$), carga do telhado (5 kN/m até 30 kN/m) e taxa de armadura vertical ($\rho = 0,08\%$ até $\rho = 0,24\%$).

Figura 35 - Modelos computacionais em fibra para alvenaria estrutural.



(a) Alvenaria armada.

(b) Reforço com colunas de concreto armado.

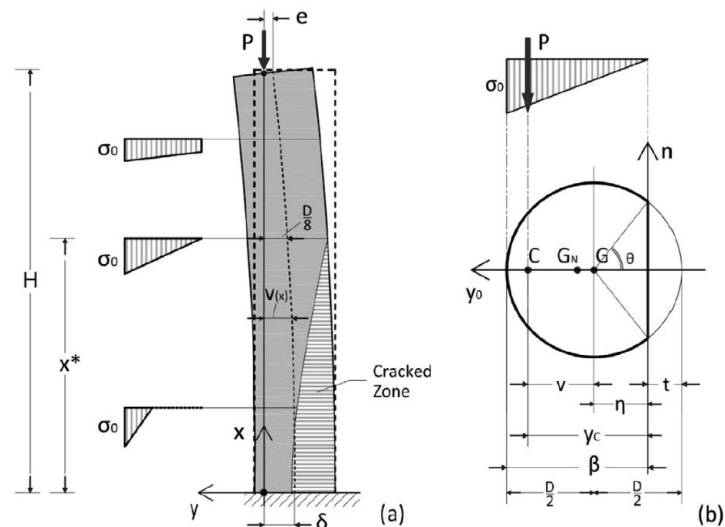
Fonte: Donà, Tecchio e Da Porto (2018).

Como resultados, identificaram que a esbeltez e a taxa de armadura afetam o comportamento da alvenaria mais do que a magnitude da carga aplicada. As alvenarias reforçadas com colunas de concreto armado apresentaram maior capacidade de carga e ductilidade do que as alvenarias simplesmente armadas. Estabeleceram dois limites de esbeltez, um superior em que qualquer carga lateral levaria a parede a ruína e outro inferior em que o momento de segunda ordem é inferior a 10% do momento de segunda ordem. Nestes limites, verificaram que sob o maior carregamento (30 kN/m) combinado à taxa de armadura menor (0,08%) os efeitos de segunda ordem para $\lambda < 20$ estão abaixo de 10% e por isso podem ser desconsiderados. Os autores citam o limite de $\lambda = 12$ do *Eurocode 6* para levar em conta os efeitos de segunda ordem em projetos de alvenaria estrutural e julgam que é um limite apropriado. Para o limite superior identificaram, para a mesma carga e armadura anterior, uma esbeltez aproximada de 45 e julgam que é razoável, ainda que conservador, estabelecer um limite $\lambda_{lim} = 40$ para paredes projetadas para construções de

único pavimento com pé direito duplo nas condições estudadas. Posteriormente, em 2020, o *Eurocode 6* adotou a esbeltez limite $\lambda_{lim}=40$ para projetos de paredes esbeltas de alvenaria armada.

Broseghini *et al.* (2018) investigaram a instabilidade de colunas de alvenaria, com seção circular, com proporção altura por diâmetro $H/D=5,0$, $H/D=7,5$ e $H/D=10,0$ sob carregamento vertical excêntrico (com proporção excentricidade por diâmetro e/D entre 0,001 até 0,2) e vinculação engastada-livre. Foram utilizadas duas técnicas de modelagens computacionais considerando o material homogêneo (sem argamassa) e outra considerando tijolo e argamassa separadamente e com interações entre as superfícies de contato. Foram analisadas colunas construídas com tijolos cerâmicos e com tijolos de arenito, que o autor assumiu possuir propriedades mecânicas com valores quatro vezes maior do que o material cerâmico. Um estudo analítico do equilíbrio da seção fissurada, Figura 36, foi conduzido para obter uma equação para determinação da carga máxima num modelo para material com resistência à tração nula.

Figura 36 - Esquema de flambagem de coluna com seção circular em alvenaria.



Fonte: Broseghini *et al.* (2018).

Foi obtida a Equação 65, na qual “e” é a excentricidade, α é um parâmetro que foi calibrado e julgado adequado com o valor $\alpha=8,79$. Os autores julgaram que a Equação 65 possui validade para projetos de colunas de alvenaria com seção circular com índice $H/D>5$ e menos indicada para $H/D<5$.

$$\bar{P}_{cr} = \left[\frac{\pi^3}{256} \left(\frac{H}{D} \right)^2 \right] \exp^{-\alpha \bar{e}} \quad \text{Equação 65}$$

Abdulla, Cunningham e Gillie (2017) elaboraram micromodelos simplificados tridimensionais estendidos para analisar a origem e propagação de fissuras e a ruptura de paredes de alvenaria estrutural com tijolos cerâmicos. A pesquisa consiste na descrição detalhada da validação do modelo por experimentos da literatura sob três formas de carregamentos: estático ortogonal ao plano, estático paralelo ao plano combinado a axial, e estático vertical combinado ao horizontal cíclico paralelo. Em seu modelo, a argamassa e o bloco foram considerados um mesmo material, que os autores denominaram como “bloco estendido”, com propriedades equivalentes aos dois materiais. O módulo de elasticidade estendido (E_{est}) foi determinado segundo a Equação 66.

$$E_{est} = \frac{H \cdot E_b \cdot E_{arg}}{n \cdot h_b \cdot E_{arg} + (n - 1) \cdot h_{arg} \cdot E_b} \quad \text{Equação 66}$$

Em que:

E_{arg} : módulo de elasticidade da argamassa;

E_b : módulo de elasticidade do bloco;

H: altura da alvenaria;

h_{arg} : espessura da argamassa;

h_b : altura do bloco;

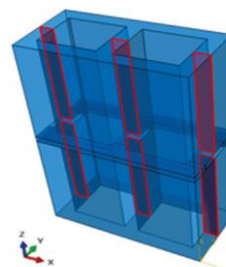
n: número de fiadas.

Foi atribuído um comportamento para a superfície de contato entre os blocos estendidos para análise do modo de ruptura. O objetivo da pesquisa foi elaborar um modelo em elementos finitos estendidos (XFEM) que correspondesse às variadas situações de carregamento sem delimitar a origem e propagação de fissuras. Essa delimitação pode ser incluída no modelo quando se conhece previamente o padrão de fissuração, podendo-se criar partições e atribuir superfícies de contato que se descolam quando a tensão ou a deformação máxima é alcançada, como desenvolvido em um modelo apresentado em Santos *et al.* (2017), Figura 37.

Figura 37 - Superfícies de falha.



(a) Modo de falha do prisma comprimido.



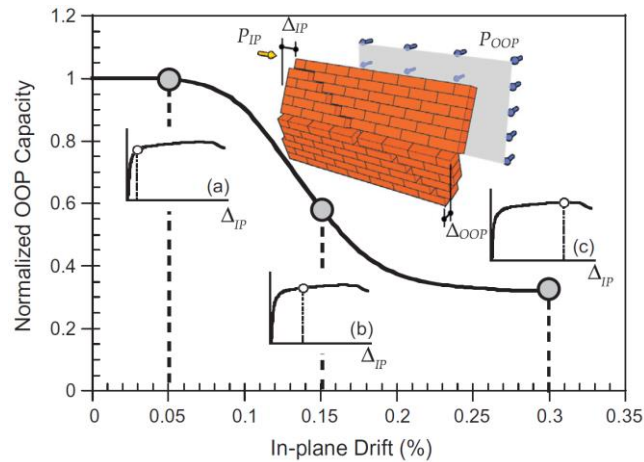
(b) Superfície de contato para a falha.

Fonte: Santos *et al.* (2017).

Mesmo em modelagens XFEM pode-se selecionar os elementos finitos nas regiões em que se pretende que ocorram as fissuras. Caso não sejam selecionadas as regiões específicas do modelo, o Abaqus seleciona automaticamente e destaca, nos resultados, os elementos que ultrapassam as tensões ou deformações máximas configuradas nas propriedades dos materiais. Os autores ignoram, no entanto, que o padrão de fissuração pode ser, razoavelmente, determinado pelas propriedades mecânicas limites do material, como tensão, deformação e dano plástico em cada elemento finito. Dependendo do pacote computacional utilizado, os elementos finitos que alcançaram determinado limite podem ser destacados na visualização dos resultados no próprio modelo, com configurações simples, como ocorre no Abaqus, *software* que foi utilizado na pesquisa dos autores.

Agnihotri, Singhal e Rai (2013) utilizaram modelagens em elementos finitos para analisar a perda de capacidade resistente à flexão fora do plano de paredes de alvenaria, não armada, com propriedades de blocos cerâmicos estruturais, sob carga vertical e horizontal estática, ortogonal ao plano, após danos gerados por carga cíclica, paralela ao plano. Em seus estudos, verificaram a influência dos danos prévios na parede, causados por cargas cíclicas, variando a esbeltez, h/t entre 10 até 30, e o índice de proporção (razão entre o comprimento da parede e sua altura, L/h) variando entre 0,75 até 3,0. Como resultado, obtiveram uma redução de aproximadamente 33% da capacidade a flexão fora do plano da parede comparada a sua capacidade antes dos danos causados pelo carregamento cíclico paralelo. Para validar o modelo, utilizaram experimentos da literatura com paredes com bloco cerâmico com razões $h/t=16$ e $L/h=1,19$ e paredes com blocos cerâmicos com razões $h/t=14$ e $L/h=1,8$ ambos os experimentos com aplicação de cargas paralelas ao plano. Para validar o comportamento do painel com bloco de concreto sob carga vertical e horizontal fora do plano da parede foram utilizados os dados de um experimento com alvenaria de preenchimento de quadros metálicos. Demonstraram que a capacidade à flexão fora do plano de alvenarias fissuradas é inversamente proporcional ao índice de proporcionalidade e de esbeltez, porém, a redução de capacidade máxima independe de características geométricas da parede. Na Figura 38 ilustraram as fases da curva normalizada para a capacidade resistente ao carregamento ortogonal ao plano da parede ($h/t=16$ e $L/h=1,2$) por carregamento horizontal paralelo, nas quais o ponto (a) representa a fase elástica da estrutura pouco antes de fissurar, em (b) a fase não linear com significativa perda de capacidade resistente ao carregamento fora do plano da parede, em (c) a parede atinge o limite de sua capacidade residual fora do plano. Agnihotri, Singhal e Rai (2013) observaram que em paredes com $\lambda < 12$ a redução de capacidade ao carregamento fora do plano foi insignificante, enquanto as paredes com $L/h \leq 1,2$ resultaram em redução significativamente maior do que as paredes compridas com $L/h > 2,0$.

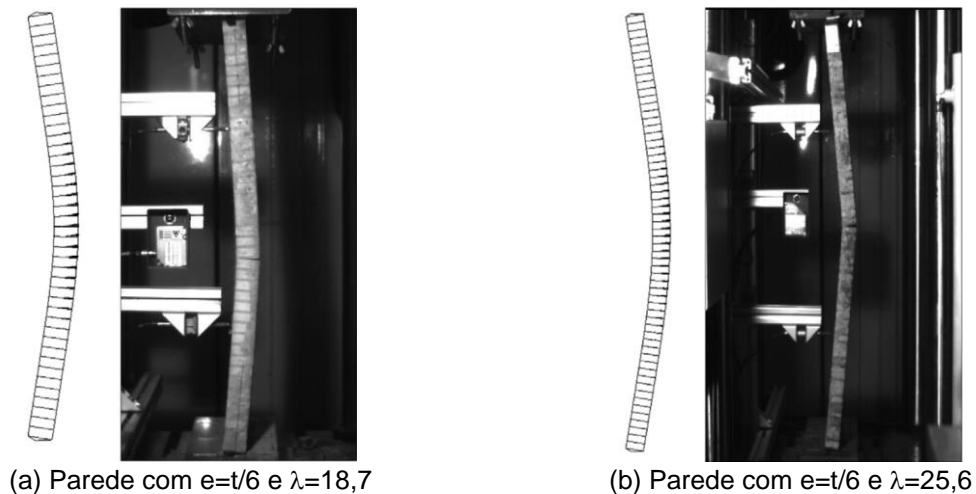
Figura 38 - Fases da curva carga normalizada fora do plano vs deslizamento no plano.



Fonte: Agnihotri, Singhal e Rai (2013).

Para analisar a influência da resistência à tração da junta da alvenaria na flambagem e, conseqüentemente, na capacidade resistente de paredes esbeltas ($5 \leq \lambda \leq 33$) carregadas axialmente com e sem excentricidade, Sandoval e Roca (2012) realizaram uma série de simulações com modelagens em elementos finitos pelo *software* DIANA. Na análise de variação de parâmetro as variáveis estudadas foram h/t , e/t , E/f_c , f/f_c . As propriedades dos materiais foram obtidas de experimentos prévios com paredes de tijolos maciços cerâmicos, Figura 39. Como resultado, identificaram que a resistência à tração entre unidade e argamassa apresenta significativa influência quanto maior for a esbeltez e excentricidade. Ao comparar os resultados das simulações com os resultados obtidos pelo método analítico do *Eurocode* 6, identificaram que o método subestima excessivamente a capacidade resistente das paredes alcançando reduções de até 45% em paredes carregadas concêntricamente.

Figura 39 - Abertura da junta, simulação vs experimento.



(a) Parede com $e=t/6$ e $\lambda=18,7$

(b) Parede com $e=t/6$ e $\lambda=25,6$

Fonte: Sandoval e Roca (2012)

3. Metodologia

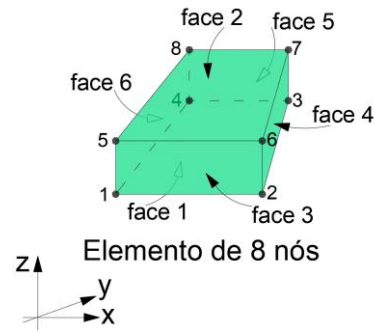
Nesta pesquisa, foi realizada uma análise de variação de parâmetros por simulações computacionais de paredes esbeltas no *software* Abaqus. Os resultados das simulações foram comparados entre si e também com resultados obtidos no método analítico contido no anexo C da norma brasileira para o projeto de paredes esbeltas. Os detalhes da análise e dos modelos são apresentados na sequência.

3.1 SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

Todas as simulações são baseadas no mesmo modelo, denominado neste texto como modelo padrão. Foi utilizada a técnica de macromodelagem em 3D, que considera o bloco, a argamassa e o graute como um mesmo componente. O modelo padrão ainda conta com um atuador metálico de alta resistência para aplicação da carga no topo da parede, e uma placa metálica na base. A alvenaria, o atuador e a placa foram agrupados em uma única peça utilizando o comando *Merge* do Abaqus. Este agrupamento foi a solução para os problemas na convergência das equações e consequente erro no processamento dos modelos. Estes problemas eram causados por ajustes automáticos dos nós da malha e atribuições das superfícies de contato e foram identificados em modelos preliminares. A armadura, constituída por barras verticais, foi aderida ao graute pelo comando *Embedded*.

Para modelar a alvenaria, o atuador e a placa metálica, foram utilizados elementos finitos do tipo sólido, com função polinomial linear e integração numérica reduzida, presentes no pacote computacional do *software* Abaqus. Estes elementos finitos, com nomenclatura C3D8R, possuem seis faces, como mostrado na Figura 40. Nesta nomenclatura, C3 indica o modelo tridimensional, D8 refere-se ao número de nós, que neste caso são oito nós, e R significa o uso de integração reduzida. A integração numérica reduzida implica em um menor número de pontos de Gauss para integrar a matriz de rigidez de um elemento finito, com consequente aumento na velocidade de convergência das equações, mas que tende a tornar o elemento finito mais flexível. Cada nó possui três graus de liberdade, podendo transladar nas direções x, y e z. Este elemento pode compor modelos com geometria complexa, pode, também, ser utilizado em análises não lineares com superfícies de contato configuradas com danos plásticos.

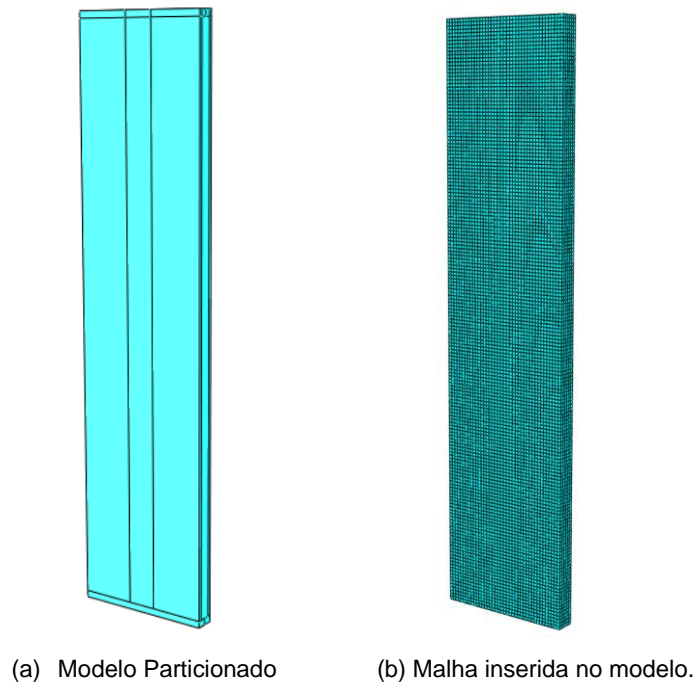
Figura 40 - Elemento finito C3D8(R).



Fonte: Adaptado de Abaqus (2016).

Para as barras de aço foram utilizados elementos T3D2. Com dois nós (D2) com três graus de liberdade em cada nó, esse elemento com forma linear de barra (*truss*) é próprio para análises tridimensionais (T3). Esse elemento não conta com integração reduzida, pois já possui a ordem mínima necessária para a integração da matriz de rigidez. Foi utilizado o método numérico de Newton Rapshon disponível na análise *Static General*. Uma malha com dimensões iguais a 25x25 milímetros foi adotada para definir o tamanho aproximado dos elementos finitos, Figura 41. A malha é ajustada automaticamente em regiões onde a geometria do modelo ou partições não possuem espaço suficiente para elementos finitos com dimensões múltiplas de 25 mm.

Figura 41 - Malha de elementos finitos, modelo 30_N1A10.



Fonte: Autoria própria (2022).

3.1.1 MODELOS CONSTITUTIVOS DOS MATERIAIS

O modelo constitutivo foi definido em *Concrete Damage Plasticity* (CDP) com parâmetros de plasticidade utilizados para alvenaria estrutural. Foram utilizados os mesmos valores para o CDP definidos por Bolhassani *et al.* (2015) que, por sua vez, são muito próximos àqueles definidos por Santos *et al.* (2017), Medeiros (2018), Isfeld *et al.* (2018) e Ahmed *et al.* (2021). A Tabela 15 contém os valores adotados para cada parâmetro do CDP.

Tabela 15 - Parâmetros do CDP.

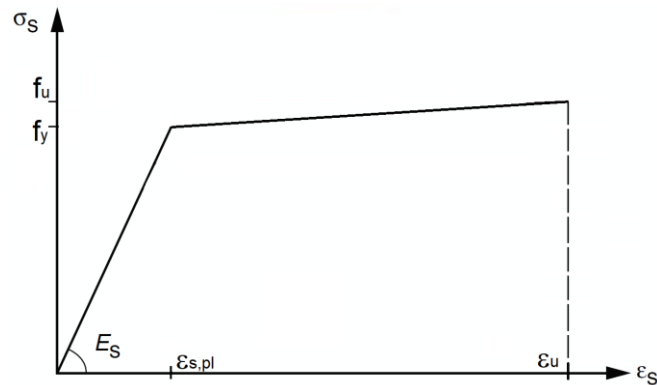
v	Propriedades plásticas				
	Âng. dilatância	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	K	Par. viscosidade
0,2	34	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: autoria própria (2022).

O comportamento plástico à compressão do prisma grauteado foi definido, simplificada, com um comportamento bilinear até a tensão de pico. Para determinar a tensão última, correspondente à deformação última $\varepsilon_u=3,5\%$, foi utilizada a formulação proposta por Guo (2014). O comportamento à tração foi considerado bilinear com dois valores próximos, 0,2 MPa e 0,201 MPa, de modo a representar uma resistência muito pequena para paredes em situação de flambagem. Os valores da resistência à tração foram fundamentados nos valores encontrados na revisão de literatura, seção 2.2, e na norma brasileira e justificados pela análise dos resultados do teste de sensibilidade, seção 4.4. Utilizando a Lei de Hooke para o comportamento dos materiais no regime elástico, $\sigma=E \cdot \varepsilon$, determinou-se o módulo de elasticidade (E) com a deformação $\varepsilon_0=3,0\%$ correspondente a tensão de compressão máxima do prisma. Camacho *et al.* (2015) citam que a norma americana, britânica, canadense e australiana consideram valores entre 2,5% e 3,5% como deformações máximas para alvenaria, em sua pesquisa experimental, determinou o valor de 2,0%, valor próximo ao 3,0% que também foi utilizado em simulações realizadas por Isfeld *et al.* (2021).

Foi utilizado o modelo constitutivo elastoplástico simplificado para as barras de aço. Neste modelo existem duas regiões bem definidas, uma referente ao comportamento elástico linear e outra do comportamento plástico perfeito. O gráfico bilinear que representa esse comportamento idealizado é ilustrado na Figura 42. O regime elástico linear é determinado pela reta inclinada que parte da origem do gráfico, com módulo de elasticidade $E_s=200$ GPa, até a tensão de escoamento do aço $f_y=500$ MPa, para o aço CA-50, e que segue em regime plástico idealizado linear até a tensão última $f_u=540$ MPa. Foi utilizado o coeficiente de Poisson $\nu=0,3$. O primeiro valor de deformação plástica do aço ($\varepsilon_{s,p}$) inserido no Abaqus é zero, a máxima deformação plástica é igual a $\varepsilon_u=8\%$.

Figura 42 - Comportamento elastoplástico do aço.



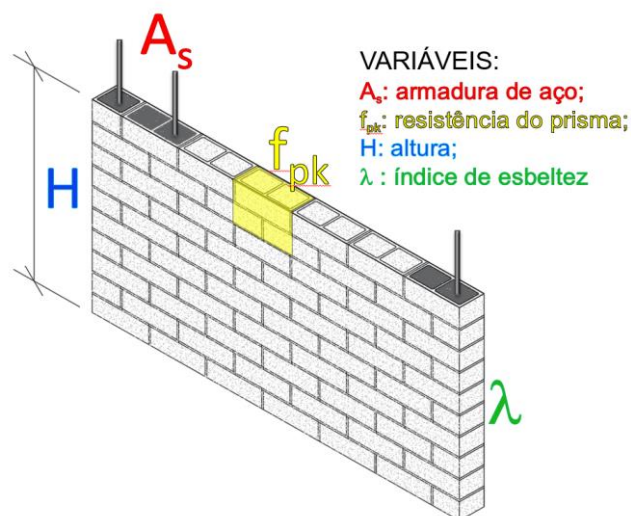
Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Para as placas de aço (atuador e apoio da base) foi utilizado o modelo elástico linear. Foi definido um valor exagerado para a tensão resistente do material para evitar a ruptura no atuador e na placa de apoio. Os mesmos valores foram definidos para a análise de variação de parâmetro e para os modelos de validação, $f_y=f_u=10^9$ MPa, $E_s=210$ GPa e $\nu=0,3$.

3.1.2 ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE PARÂMETRO

O índice de esbeltez, a altura, a resistência à compressão do prisma, a quantidade e a posição das armaduras são as variáveis analisadas nesta pesquisa. A síntese das variáveis foi ilustrada na Figura 43.

Figura 43 - Variáveis analisadas.



Fonte: Autoria própria (2022).

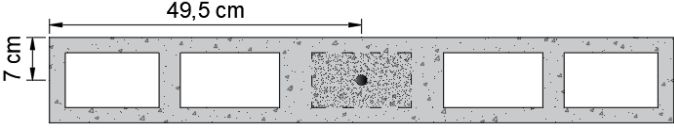
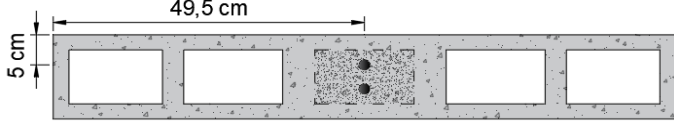
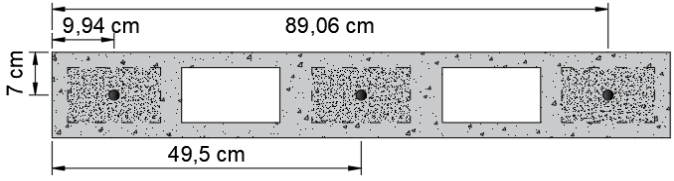
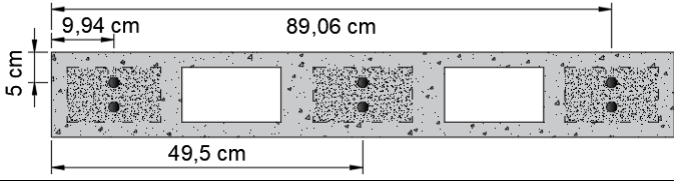
Foram utilizados três valores para o índice de esbeltez: 30, 40 e 50. Optou-se por analisar o índice de esbeltez $\lambda=30$ por ser o limite para mudança do método simplificado para o método contido no anexo C da norma brasileira, enquanto $\lambda=40$ é o limite de projeto da norma australiana e do *Eurocode 6*. A diferença entre os dois limites de esbeltez é igual a 10, essa diferença foi somada ao último limite para obter o índice igual a $\lambda=50$ que é maior do que os dois anteriores.

Por diversos valores de altura, espessura e vinculações da parede é possível obter o mesmo índice de esbeltez. Optou-se por manter constante a espessura $t=14$ cm da parede, por ser uma medida de bloco estrutural comercial no Brasil, e a vinculação biarticulada nas extremidades superior e inferior da parede, que é uma condição para o projeto de parede muito esbelta na norma brasileira, e vinculação livre nas laterais. Assim, para obter cada índice de esbeltez analisado, foram utilizados três valores para a altura da parede: 4,20 m, 5,60 m e 7,00 m.

Dois valores para a resistência à compressão de prisma foram utilizados: $f_{pk}=10,5$ MPa e $f_{pk}=16,6$ MPa. Esses valores correspondem às tensões de compressão na área líquida do prisma, construídos com blocos de concreto com resistência à compressão igual a $f_{bk}=8,0$ MPa e $f_{bk}=16$ MPa. O menor valor de f_{bk} é comum em pequenos e médios edifícios com aproximadamente oito pavimentos. No projeto de paredes esbeltas é recomendável prezar por valores de módulos de elasticidade mais altos, por causa da flambagem, ou seja, mesmo em pequenas edificações, pode-se conseguir maiores valores de módulo de elasticidade com valores mais altos de resistência à compressão. Entende-se que seja adequado o menor valor escolhido para f_{bk} neste estudo, tanto pelo valor do módulo de elasticidade quanto pela magnitude das ações em edifícios. O valor mais alto de f_{bk} é exatamente o dobro do menor valor escolhido. Os valores do estudo correspondem a 1/3 e 2/3 da maior resistência à compressão de bloco, $f_{bk}=24$ MPa, apresentada na norma brasileira.

Oito taxas de armadura (ρ) foram utilizadas: 0,056 %, 0,11 %, 0,14 %, 0,17 %, 0,29 %, 0,34 %, 0,43 % e 0,86 % correspondentes a razão entre a área de aço e a área bruta da seção transversal da parede. Estes valores resultam da distribuição das barras de aço com diâmetro igual a $\phi=10,0$ mm e $\phi=16,0$ mm na seção da parede parcialmente grauteada. A Tabela 16 contém a seção horizontal da parede com o posicionamento das barras verticais.

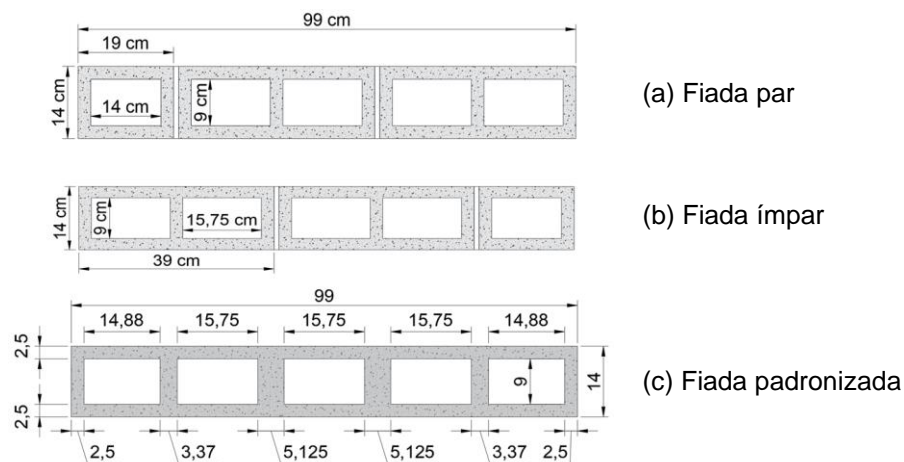
Tabela 16 - Taxa e posicionamento das armaduras e grautes.

Seção transversal da parede	taxa de armadura	
	$\phi=10,0$ mm	$\phi=16,0$ mm
	$\rho=0,056\%$	$\rho=0,14\%$
	$\rho=0,11\%$	$\rho=0,29\%$
	$\rho=0,17\%$	$\rho=0,43\%$
	$\rho=0,34\%$	$\rho=0,86\%$

Fonte: Autoria própria (2022).

A geometria da seção da transversal, mostrada na Tabela 16, corresponde a uma adequação de uma parede com dois blocos inteiros com dimensões externas, em centímetros, iguais a 14x39 e um meio bloco com 14x19 assentados com juntas horizontais e verticais de argamassa com 1,0 centímetro de espessura distribuídas em toda a superfície da alvenaria. Como pode ser visto na Figura 44, as arestas dos furos não coincidem entre a fiada ímpar e a fiada par da parede.

Figura 44 - Seção da fiada ímpar, par e padronizada, dimensões em centímetros.



Fonte: Autoria própria (2022).

Para facilitar o arranjo da malha de elementos finitos, a argamassa foi suprimida, os três furos internos foram reposicionados e as dimensões dos furos das extremidades foram readequadas para que todas as arestas coincidissem entre as fiadas, dessa forma foi elaborada uma seção com fiada padronizada. A seção padronizada, possui a mesma área e a mesma inércia à flexão fora do plano da fiada ímpar e da fiada par da parede.

Os 48 modelos foram sintetizados na Tabela 17.

Tabela 17 - Nomenclatura dos modelos

Índice de esbeltez	$\phi=10,0$ mm		$\phi=16,0$ mm	
	$f_{pk}=10,5$ MPa	$f_{pk}=16,0$ MPa	$f_{pk}=10,5$ MPa	$f_{pk}=16,0$ MPa
$\lambda=30$	30_N1A10	30_S1A10	30_N1A16	30_S1A16
	30_N2A10	30_S2A10	30_N2A16	30_S2A16
	30_N3A10	30_S3A10	30_N3A16	30_S3A16
	30_N6A10	30_S6A10	30_N6A16	30_S6A16
$\lambda=40$	40_N1A10	40_S1A10	40_N1A16	40_S1A16
	40_N2A10	40_S2A10	40_N2A16	40_S2A16
	40_N3A10	40_S3A10	40_N3A16	40_S3A16
	40_N6A10	40_S6A10	40_N6A16	40_S6A16
$\lambda=50$	50_N1A10	50_S1A10	50_N1A16	50_S1A16
	50_N2A10	50_S2A10	50_N2A16	50_S2A16
	50_N3A10	50_S3A10	50_N3A16	50_S3A16
	50_N6A10	50_S6A10	50_N6A16	50_S6A16

Fonte: Autoria própria (2022).

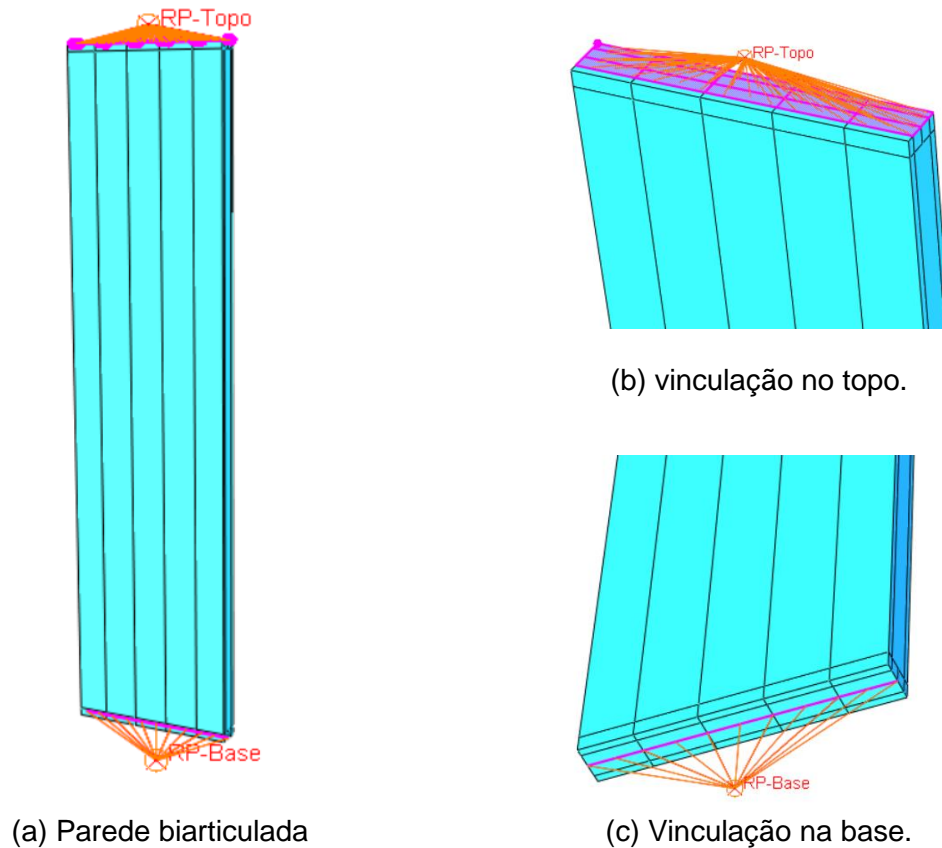
A nomenclatura dos modelos compõe a seguinte ordem fundamentada nos parâmetros variados: esbeltez, resistência à compressão na área líquida, quantidade e diâmetro das barras da armadura. Sendo N a resistência a compressão menor ou NORMAL ($f_{pk} = 10,5$ MPa) e S a resistência à compressão maior ou SUPERIOR ($f_{pk} = 16,6$ MPa).

3.1.3 FATOR DE PROPORCIONALIDADE DE CARGA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Foram utilizados pontos de referência (RP) acoplados nas placas metálicas dos modelos para restringir as translações no apoio da base (RP-Base) e do topo (RP-Topo) da parede, Figura 45. A aresta central da placa da base da parede foi restringida ao movimento horizontal e vertical, enquanto as rotações ficaram livres, Figura 45 (c). Na placa da extremidade superior da parede, somente o movimento de rotação fora do plano da parede permaneceu livre, para possibilitar a flambagem nessa direção.

Um deslocamento vertical de -5,0 mm foi aplicado na placa superior para comprimir a parede, enquanto os deslocamento transversais foram restringidos. Como pode ser visto na Figura 45 (b), a superfície superior da placa não foi totalmente acoplada ao RP-Topo.

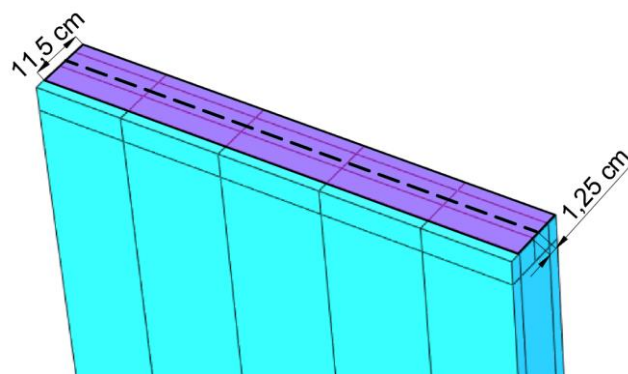
Figura 45 - Condições de contorno, modelo 30_N3A10.



Fonte: Autoria própria (2022).

Aproveitou-se a partição da placa sobre a aresta do furo para manter uma faixa de 2,5 cm livre de carregamento. Considerando a direção da espessura da parede $t=14$ cm, a resultante linear do carregamento distribuído na faixa com 11,5 cm de espessura, encontra-se na metade da espessura, $11,5/2=5,75$ cm, ou seja, a resultante é aplicada a 1,25 cm distante do centro da placa, equivalente a uma excentricidade igual a $e=t/11,2$, como mostrado na Figura 46.

Figura 46 - Aplicação do carregamento excêntrico.



Fonte: Autoria própria (2022).

Para levar em conta a não linearidade geométrica, o carregamento foi aplicado em porções de forma incremental, até o final do processamento quando o carregamento é totalmente aplicado. Assim, os deslocamentos, reações, esforços e demais resultados são calculados para cada elemento finito à cada porção incremental de carga aplicada. No Abaqus a leitura de cada incremento equivale a um fator de proporcionalidade de carga (LPF). Nas simulações foram configurados incrementos automáticos, sendo definido um valor de incremento inicial igual 0,001, mínimo igual a 10^{-6} e máximo igual a 0,01. Esses valores foram configurados inicialmente para os incrementos de todas as simulações da análise de variação de parâmetro, com a alteração dos parâmetros em cada simulação, alguns modelos foram interrompidos antes da convergência do primeiro ou segundo incremento. Nessas situações, o valor do incremento inicial e máximo foram alterados para possibilitar a convergência dos cálculos iniciais e completude do processamento.

3.2 PROCEDIMENTO ANALÍTICO

Os modelos com as mesmas dimensões e condições de contorno relatados na seção anterior foram retomados nesta fase. Nesta etapa, a carga crítica e os deslocamentos foram determinados pelo método analítico da ABNT NBR 16868-1:2020. As formulações foram apresentadas na seção 2.6.5. No capítulo dos resultados foi apresentado o cálculo completo do modelo 30_N1A10, incluindo o dimensionamento e verificação da plastificação da armadura e a verificação do estado limite de serviço. Para comparar os resultados obtidos entre as modelagens em elementos finitos e o cálculo analítico, todo o cálculo analítico foi realizado sem coeficientes de ponderação, seja para majoração das ações ou para minoração da resistência do material.

Foram elaboradas curvas de carregamento vs deslocamento lateral fora do plano da parede. Para elaborar essas curvas, a carga crítica foi particionada em incrementos fixos com tamanho igual a 0,01. Destaca-se que os resultados dos deslocamentos de cada incremento foram utilizados apenas para a construção das curvas e não para implementar o cálculo seguinte como realizado na análise numérica com elementos finitos. O deslocamento de segunda ordem já está incluso no formulação da norma.

Foi assumida a perda de rigidez do próprio método analítico, ou seja, a perda de rigidez contínua e invariável com $0,25 \cdot EI_0$.

A Tabela 18 contém as formulações utilizadas para o cálculo da carga crítica e do deslocamento de segunda ordem

Tabela 18 - Formulário para aplicação do método analítico.

$M_d = \gamma_f \left(\frac{w_k \cdot h^2}{8} + P \frac{e}{2} \right)$	$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E \cdot I)_{ef}}{h^2 (1 + 0,5\beta_d) \gamma_m}$
$\beta_d = \frac{M_{d,Pe}}{M_d}$	$P_{d1} = \gamma_f (P + P_p / 2)$
$\eta = \frac{E_s}{E_{alv}}$	$f_d = \frac{P_d}{b \cdot t} \leq 0,1 \frac{f_{pk}}{\gamma_m}$
$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$	$\Delta_0 = \frac{5w_d \cdot h^4}{384 \cdot (E \cdot I)_{ef}} + \frac{P_{d1} \cdot e \cdot h^2}{16 \cdot (E \cdot I)_{ef}}$
$k = \sqrt{2(\eta \cdot \rho) + (\eta \cdot \rho)^2} - \eta \cdot \rho$	$\Delta_2 = \Delta_0 \left[1 - \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{P_{cr}} \right]^{-1}$
$I_{0,1} = \frac{b_f \cdot t^3}{12} - \frac{(b_f - b_w) \cdot (t - 2 \cdot t_f)^3}{12}$	$I_{0,3} = \frac{b_f \cdot t^3}{12} - \frac{2 \cdot b_v \cdot (t - 2 \cdot t_f)^3}{12}$
$I_{cr,1} = \frac{(b_f - b_w) \cdot t_f^3}{12} + t_f \cdot (b_f - b_w) \cdot \left(kd - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w \cdot (kd)^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (kd - d)^2$	
$I_{cr,3} = \left[\frac{2 \cdot b_v \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot b_v \cdot t_f \cdot \left(kd - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] + \left[\frac{(b_f - 2 \cdot b_v) \cdot (kd)^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (kd - d)^2 \right]$	
$M_{d,tot} = \frac{w_d \cdot h^2}{8} + P_{d1} \frac{e}{2} + (P_{d1} + P_{d2}) \Delta_0 \left[1 - \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{P_{cr}} \right]^{-1}$	

β_d : fator relacional de momentos fletores;

Δ_0 : deslocamento de primeira ordem;

Δ_2 : deslocamento de segunda ordem;

γ_f : coeficiente de ponderação da carga;

γ_m : coeficiente de ponderação da alvenaria;

γ_s : coeficiente de ponderação do aço;

η : fator relacional de módulos de elasticidade;

ρ : taxa de armadura;

A_s : área de aço;

b : comprimento da parede;

b_f : largura da mesa da seção T;

b_w : largura da seção homogeneizada considerada para a flexão;

b_v : largura do vazado, ou furo não grauteado;

d : altura útil da seção armada;

e : excentricidade;

f_d : resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

f_{pk} : resistência à compressão de cálculo do prisma;

$E=E_{alv}$: módulo de elasticidade da alvenaria;

E_s : módulo de elasticidade do aço;

h : altura livre da parede;

$I_{0,1}$: momento de inércia da seção efetiva com um furo grauteado;

$I_{0,3}$: momento de inércia da seção efetiva com três furos grauteados;

$I_{cr,1}$: momento de inércia da seção fissurada com um furo grauteado;

$I_{cr,3}$: momento de inércia da seção fissurada com três furos grauteados;

kd : posição da linha neutra;

M_d : Momento fletor total de cálculo;

$M_{d,tot}$: Momento fletor total de cálculo de segunda ordem;

P : carregamento no topo da parede;

P_{cr} : carga crítica;

P_d : carga permanente de cálculo;

P_{d1} : carga permanente de cálculo;

P_{d2} : carregamento de cálculo resultante de pavimentos acima do nível da parede;

P_p : peso próprio da parede;

t : espessura da parede;

t_f : espessura da aba da seção T;

w_d : carregamento de cálculo devido ao vento;
 w_k : carregamento característico devido ao vento;

Fonte: Autoria própria (2022).

3.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

Esta etapa se divide em três partes: análise dos resultados dos modelos computacionais comparados entre si, análise do resultado entre os métodos analíticos e comparação dos resultados dos modelos computacionais com os resultados obtidos analiticamente.

3.3.1 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MODELOS COMPUTACIONAIS

Os resultados das simulações foram organizados em tabelas e gráficos para analisar como a taxa e o posicionamento da armadura, o índice de esbeltez e a resistência a compressão da alvenaria afetam a capacidade de carregamento da parede, o deslocamento lateral, a rigidez, e a razão entre a tensão de compressão solicitada e a resistência à compressão, além do modo de falha.

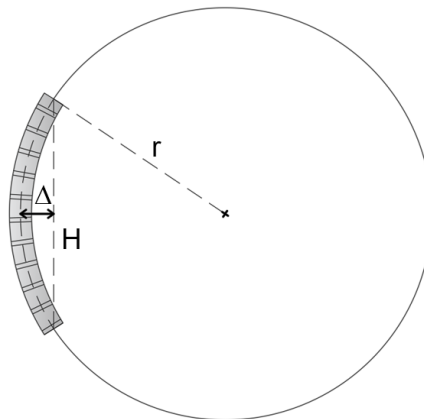
Os resultados dos deslocamentos foram extraídos de cada incremento automático a meia altura da parede, no centro da face da parede.

Com os resultados dos deslocamentos e das cargas, foi possível obter o momento fletor solicitante, incluindo o momento de segunda ordem, na seção horizontal na metade da altura da parede em cada incremento. Dessa forma os resultados do momento fletor solicitante no instante da carga máxima foi comparado entre os modelos. Por meio da análise visual do modelo e dos espectros de tensões e deformações, foi verificado se os limites de ruptura do material foram ultrapassados e dessa forma foram identificados os momentos de fissuração para a comparação entre os modelos. Deslocamentos mais acentuados surgiram após o declínio da carga máxima, conseqüentemente, o momento fletor solicitante máximo ocorreu após a carga máxima. Foram extraídos os momentos máximos de todo o processamento em cada modelo. A partir desse dado e dos resultados dos deslocamentos foi obtida a rigidez inicial da parede correspondente a reta tangente à curva momento fletor vs curvatura. Com o declínio da carga, pós-pico, e com os deslocamentos progressivamente mais acentuados, após a flambagem, foi obtida a perda de rigidez até o momento fletor máximo para comparação entre os modelos. A perda de rigidez foi determinada pela diferença da tangente do gráfico momento curvatura e da secante até o momento máximo do mesmo gráfico. A curvatura é o inverso do raio ($1/r$), o raio pode ser determinado pela Equação 67.

$$r = \left[\left(\frac{H}{2} \right)^2 + \Delta^2 \right] \div 2\Delta \quad \text{Equação 67}$$

Em que: H é a altura da parede (ou corda do arco de uma circunferência genérica, Figura 47) e Δ é o deslocamento da parede (ou flecha do arco).

Figura 47 - Parede curvada no círculo trigonométrico.



Fonte: Autoria própria (2022).

3.3.2 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DOS MÉTODOS ANALÍTICOS

Da mesma forma que os resultados das simulações, os resultados dos métodos analíticos foram organizados em tabelas e gráficos. Para a construção dos gráficos de carregamento vertical vs deslocamento lateral foram obtidos resultados parciais considerando incrementos de 0,01 da carga crítica até sua totalidade em 1,0. Nenhum resultado do incremento anterior foi utilizado no posterior, como em um cálculo iterativo, a finalidade do uso de incrementos foi apenas para elaborar as curvas e comparar com os resultados.

3.3.3 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE MEF E O MÉTODO ANALÍTICO

Com os resultados organizados para comparação individual das simulações e do método analítico, foram avaliados aspectos relativos à capacidade de carga, aos deslocamentos laterais e à rigidez da parede.

4. Validação do Modelo

Para validar o modelo, utilizou-se, inicialmente, o experimento desenvolvido por Lopes (2014), realizado no Brasil. Em razão de algumas incertezas quanto aos resultados dos deslocamentos laterais apresentados no trabalho, outros experimentos encontrados na literatura internacional foram selecionados para complementar a validação dos modelos. Um total de seis simulações são apresentadas na sequência, sendo que uma delas representa a média dos resultados de duas paredes CPI e CPII do experimento descrito em Lopes (2014). A segunda simulação corresponde ao comportamento da parede C2 do experimento apresentado em Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978). As outras quatro simulam os seis painéis ensaiados pelo Comitê Americano para Paredes Esbeltas (ACI-SEASC, 1982).

As seis simulações, baseadas nos três experimentos apresentados na sequência, possuem o mesmo macromodelo 3D. Pequenas adaptações foram realizadas no modelo padrão para simular os diferentes experimentos. Essas diferenças podem ser encontradas no decorrer do texto das próximas seções. As adaptações foram necessárias para ajustar os resultados e por ausência de informações mais detalhadas dos trabalhos originais, como, por exemplo, a resistência à tração adotada para as juntas de argamassa. Nenhuma mudança considerada significativa foi realizada, de modo que o modelo constitutivo, a função polinomial, o tipo de elemento finito, a técnica de modelagem e até mesmo o tamanho da malha são os mesmos em todas as simulações.

4.1 SIMULAÇÃO DO EXPERIMENTO DE LOPES (2014)

Para a realização da primeira validação do modelo, foram utilizados os dados e os resultados do experimento de Lopes (2014) com duas paredes esbeltas ($\lambda=31$) CPI e CPII, ambas armadas. Com a intenção de reduzir o número de equações e o tempo de processamento, optou-se pela técnica de simetria do modelo, discretizando-se metade da parede. O plano vertical no centro da parede, paralelo a espessura, foi assumido como o plano de simetria.

4.1.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

As duas paredes ensaiadas possuíam altura igual a 1,19 m e comprimento igual a 2,79 m. Os blocos de concreto possuíam dimensões externas 9x19x39, centímetros, e espessura média igual a 23 mm nos septos transversais e longitudinais. Foram utilizadas

duas barras com diâmetro igual a $\phi=12,5$ mm como reforço, cujo posicionamento pode ser identificado na Figura 48.

Figura 48 - Vista da seção horizontal da parede armada (LOPES, 2014).



Fonte: Lopes (2014).

Foram utilizados elastômeros para promover uma vinculação articulada entre a chapa de apoio da base da parede e a viga de reação do experimento. Ao longo de todo o comprimento da base da parede, foram utilizadas 3 camadas de elastômeros (Figura 49).

Figura 49 - Elastômero inferior.



Fonte: Lopes (2014).

Cada camada de elastômero possuía 10 mm de espessura e 40 mm de largura, totalizando uma base de elastômero com 40x30 milímetros (Figura 49). A base de elastômero foi assumida no modelo com dimensões 44x30 milímetros para evitar problemas com ajustes dos nós na malha de elementos finitos. Na extremidade superior, foi utilizada uma camada de elastômero cobrindo toda a espessura e o comprimento da parede.

4.1.2 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS

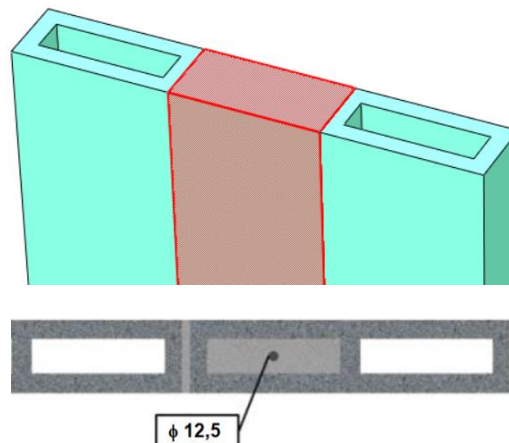
A resistência à compressão média foi obtida no ensaio de caracterização do prisma cheio $f_{pm}^* = 16,1$ MPa e do prisma oco $f_{pm} = 12,36$ MPa (na área líquida) em Lopes (2014). O módulo elástico do prisma cheio foi definido como $E^* = 5366,7$ MPa e para o prisma oco $E = 4120$ MPa. Os valores utilizados são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19 - Comportamento do prisma oco e cheio, validação (LOPES, 2014).

Prisma Oco				Prisma Cheio			
Compressão (MPa)		Tração (MPa)		Compressão (MPa)		Tração (MPa)	
Tensão	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	Deformação
4,944	0	0,100	0	6,44	0	0,100	0
12,36	0,0030	0,101	0,00035	16,10	0,0030	0,101	0,00035
11,282	0,0035	-	-	14,695	0,0035	-	-

Fonte: autoria própria (2022).

As propriedades do prisma cheio, foram configuradas para a região dos blocos que possuem graute. Como mostrado na Figura 50, as regiões em vermelho delimitam o prisma cheio, as demais regiões foram configuradas como prisma oco.

Figura 50 - Meia parede com propriedades de prisma oco e cheio, validação (LOPES, 2014).

Fonte: autoria própria (2022).

Foram adotados valores elásticos e plásticos para as placas e as barras de aço. Valores hipotéticos com alta resistência e módulo de elasticidade (10^9 e 2×10^{11}) foram assumidos para as placas. Um modelo constitutivo elastoplástico do aço CA-50 foi adotado para as barras de reforço. Os valores adotados foram encontrados no catálogo de um fabricante, e são mostrados na Tabela 20.

Tabela 20 - Propriedades das barras de aço, validação (LOPES, 2014).

Comportamento elástico		Comportamento plástico	
E (MPa)	ν	Tensão (MPa)	Deformação plástica
210 000	0,3	501,19	0
-	-	545,4	0,0074

Fonte: autoria própria (2022).

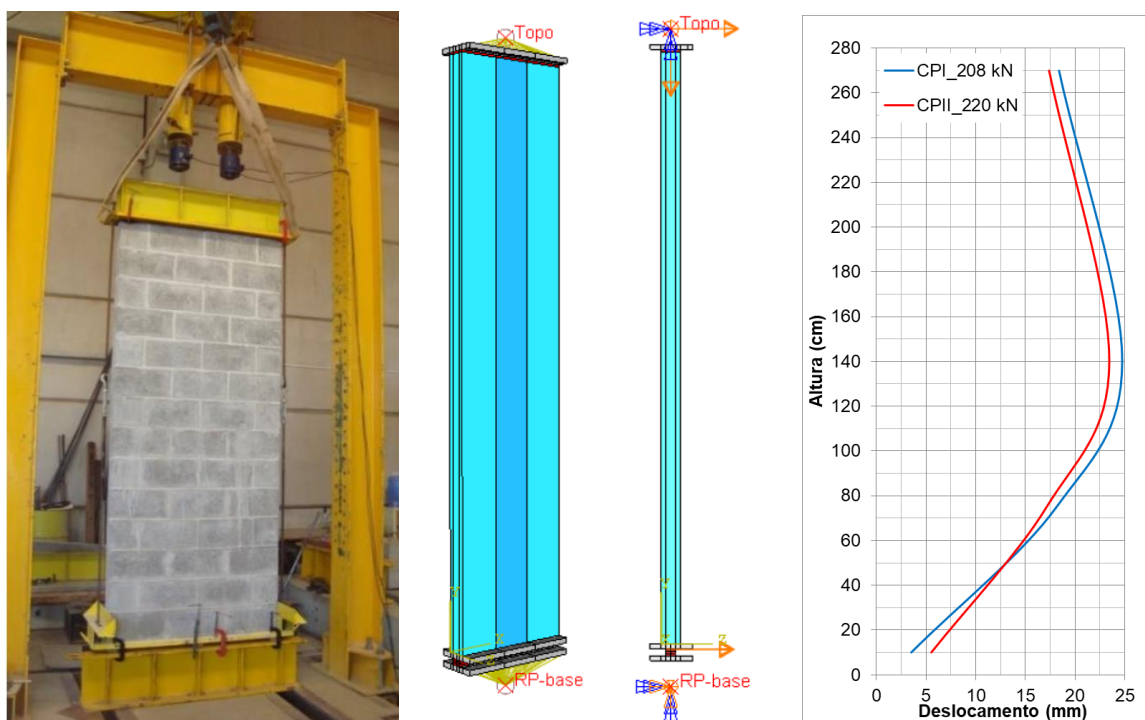
No experimento não foram realizadas investigações nem relatos a respeito das propriedades dos elastômeros. Esse material, no entanto, disponibilizado no NETPRE-UFSCar, é classificado como Shore A 60. Merlos, Catoia e Ferreira (2017) analisaram a

conformidade entre a dureza e o módulo elástico transversal dos elastômeros. Os autores, pertencentes ao grupo de pesquisa do NETPRE-UFSCar, confrontaram os resultados teóricos com os resultados obtidos em seus experimentos com os elastômeros Shore A 60. O valor do módulo de elasticidade longitudinal (E) variou entre 57 MPa e 66 MPa, o módulo transversal (G) variou entre 0,9 e 1,06 MPa. O coeficiente de Poisson (ν), necessário para as simulações, não foi determinado e a relação entre os módulos de deformação, definida pela equação $E = 10G \cdot S + 2 \cdot \sigma_m$, depende do fator de forma (S) e da pressão de contato (σ_m) determinada no experimento (MERLOS; CATOIA e FERREIRA, 2017). O Abaqus requer a entrada de valores de E e ν , e calcula automaticamente o valor de G para materiais elásticos isotrópicos a partir do equacionamento $G = E/2 \cdot (1 + \nu)$. Adotando $E = 60$ MPa e $G = 1,0$ MPa, determina-se $\nu = 29$. O Abaqus limita os valores do coeficiente de Poisson ao intervalo $-1,0 < \nu < 0,5$. Considerando esses aspectos, foram adotadas as propriedades elásticas $E = 60$ MPa e $\nu = 0,5$ para os elastômeros no modelo computacional. Foi possível adotar o valor $\nu = 0,5$ em razão da escolha do elemento finito C3D8RH, tipo híbrido, para o elastômero.

4.1.3 VINCULAÇÕES E CARGAS

Lopes (2014) relata que a intenção de utilizar um elastômero na base da parede foi para reproduzir um vínculo articulado. O topo da parede foi articulado por rótulas do próprio pórtico de reação (Figura 51 (a)). No modelo, Figura 51 (b), foi acoplado um ponto de referência aos nós da superfície de cima da placa do topo da parede e outro na face inferior da placa de apoio do elastômero. Esse procedimento faz com que cada placa tenha os mesmos movimentos ou restrições do ponto de referência. Dessa forma, o ponto de referência da base foi restringido a todos os graus de liberdade, ou seja, engastado, tornando a rotação da base da parede dependente apenas do carregamento e à capacidade de deformação do elastômero, assim como no experimento. No ponto de referência do topo, o deslocamento vertical e a rotação fora do plano da parede não foram restringidos. Também foi definida a condição de simetria em uma das laterais da parede para espelhamento dos resultados. Para obter o comportamento pós pico da simulação foram impostos deslocamentos ao invés de forças.

Figura 51 - Experimento, modelo e deformadas das paredes, validação (LOPES, 2014).



(a) Parede ensaiada (b) Meia parede modelada (c) Configurações deformadas

Fonte: (a) e (c) adaptado de LOPES (2014); (b) autoria própria (2022).

Notou-se que a configuração deformada das duas paredes CPI e CPII em Lopes (2014) apresentaram deslocamentos horizontais no topo e na base da parede, como pode ser visto na Figura 51 (c).

Fundamentado nos deslocamentos observados na Figura 51 (c) e visando obter o carregamento máximo do modelo em elementos finitos correspondente à carga aplicada no experimento, foi imposto um deslocamento horizontal igual a $U_{3\text{TOPO}} = 17$ mm e vertical de $U_2 = -4,8$ mm no ponto de referência do topo. Na aresta superior do elastômero da base foi imposto um deslocamento de $U_{3\text{BASE}} = 5$ mm. Esse conjunto de deslocamentos impostos foram aplicados com incrementos de tamanhos variáveis e automáticos.

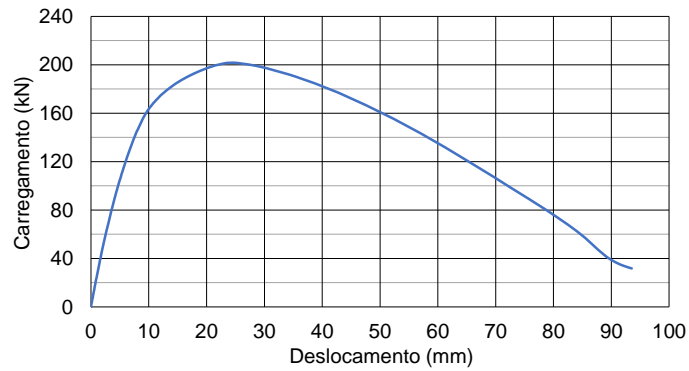
Os deslocamentos horizontais apresentados na Figura 51 (c) podem ter origem na deformação do próprio elastômero que, por sua vez, possui baixo valor para o módulo elástico transversal, conforme avaliado por Merlos, Catoia e Ferreira (2017).

4.1.4 RESULTADOS DA VALIDAÇÃO.

O carregamento máximo do modelo $P_{\text{máx}} = 201,76$ kN corresponde à diferença igual a -5,7% em relação ao carregamento médio de ruptura $P_u = 214,22$ kN das paredes ensaiadas, CPI e CPII. O deslocamento lateral máximo (Δ) ocorre à meia altura da parede, tanto no modelo, com $\Delta = 24,62$ mm, quanto no experimento $\Delta_{\text{médio}} = 24,09$ mm. A curva

deslocamento lateral à meia altura vs carregamento vertical, do modelo, é mostrada no gráfico da Figura 52.

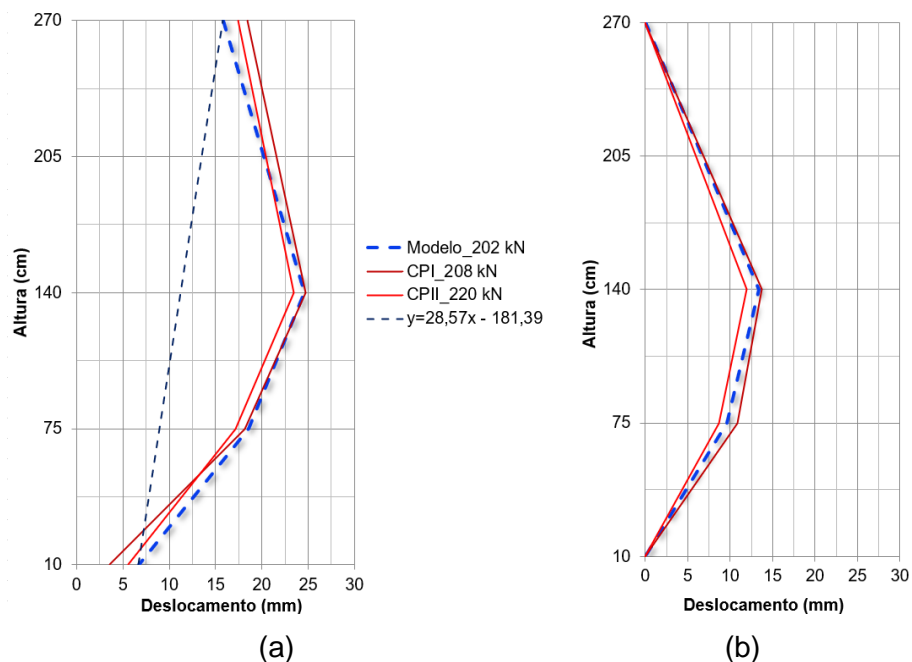
Figura 52 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento à meia altura, validação Lopes (2014).



Fonte: autoria própria (2022).

Também foram comparadas as leituras dos deslocamentos laterais ao longo da altura da parede entre o modelo computacional e o experimento. Devido às diferenças remanescentes nos deslocamentos do topo e da base da parede, foi realizada uma normalização do perfil das deformadas como mostra a Figura 53. Uma função afim foi determinada entre o primeiro e o último ponto de leitura para cada deformada. As diferenças dos deslocamentos entre cada curva e sua função afim foram plotadas em uma nova configuração deformada normalizada, Figura 53 (b).

Figura 53 - Deformadas no carregamento último e de ruptura: (a) original, (b) normalizado.



Fonte: autoria própria (2022).

O deslocamento médio normalizado à meia altura da parede no experimento resultou em $\Delta_{\text{médio}}=12,88$ mm, e $\Delta=13,37$ mm no modelo computacional, uma diferença de +2,2%. Os valores dos deslocamentos em cada altura são mostrados na Tabela 21.

Tabela 21 - Resultados dos deslocamentos, modelo e experimento em Lopes (2014).

	Altura (cm)	Deslocamento (mm)			Deslocamento (mm)			Deslocamento (mm)	
		Original	Normalizado		Original	Normalizado		Original	Normalizado
CPI	270	18,4	0,0	CPII	17,4	0,0	Modelo	15,80	0,0
	140	24,7	13,8		23,5	12,0		24,62	13,37
	75	18,1	10,9		17,1	8,6		18,58	9,61
	10	3,6	0,0		5,5	0,0		6,70	0,0

Fonte: autoria própria (2022).

Com estes resultados o modelo foi considerado validado. Devido aos deslocamentos no topo e na base da parede e, conseqüentemente, a presença de momentos fletores não previstos e não relatados no experimento, optou-se por realizar outra simulação com outro experimento com a parede carregada concêntrica. Essa outra simulação é descrita na seqüência.

4.2 SIMULAÇÃO DO EXPERIMENTO DE HATZINIKOLAS *et al.* (1978)

Optou-se por simular outro experimento com carga concêntrica que não apresentasse deslocamentos laterais no topo e na base das paredes, como visto nos resultados de Lopes (2014). Para comprovar uma vez mais a validade do modelo computacional, elaborou-se o modelo computacional da parede C2 do experimento relatado em Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978) com bloco de concreto, armada e com esbeltez $\lambda = 15,87$.

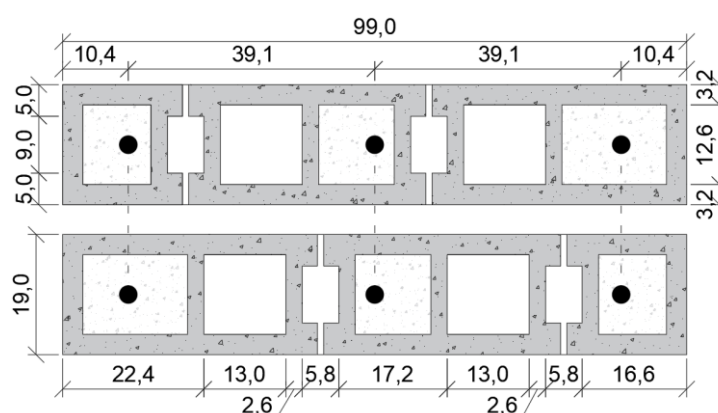
Segundo Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978) para desenvolver um fundamento teórico para o projeto de uma parede esbelta, prumada, carregada concêntrica e sujeita à flambagem, deve-se considerar uma imperfeição adicional na análise. A imperfeição pode ser uma excentricidade no carregamento ou uma configuração previamente deformada. Assim, optou-se por adicionar uma excentricidade, aproximadamente igual a $t/10$ em todos os modelos cujas paredes foram carregadas concêntrica nos experimentos.

4.2.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

A Parede C2 foi construída com comprimento e altura iguais a 121" x 39.5/8" polegadas que, adaptado para as medidas dos blocos brasileiros resulta em uma parede

com dimensões nominais de 1,00 x 3,00 metros, e espessura $t = 7\text{-}5/8$ " equivalente a $t = 19$ cm. Foram adotados septos transversais com espessura igual a 26 mm e septos longitudinais com espessura igual a 32 mm. A parede foi armada com três barras #9 ($\phi = 28,65$ mm). Foram realizados ajustes nas dimensões da seção horizontal da parede para igualar a posição de algumas arestas entre as fiadas pares e ímpares. Esse ajuste manual evita os problemas de ajustes automáticos dos nós da malha e a supressão de nós ao executar o comando *Merge* para unificar as fiadas em uma única parede. O posicionamento das barras e as dimensões utilizadas nas seções de cada fiada são mostradas na Figura 54.

Figura 54 - Posicionamento das barras na parede C2, medidas em centímetros.



Fonte: autoria própria (2022).

A primeira e a última fiada foram grauteadas, segundo Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978) esse procedimento evita concentrações de tensões e possíveis rupturas localizadas na região de aplicação da carga ou na reação da base da parede.

A parede foi construída com argamassa somente nas laterais. Entende-se que os septos transversais ao redor dos furos grauteados também são preenchidos com argamassa para evitar o vazamento de graute em seu lançamento. No modelo computacional, foi assumido o preenchimento com argamassa em todos os septos longitudinais e também transversais. Uma placa metálica com as mesmas dimensões da seção horizontal da alvenaria e espessura igual a 63,5 mm foi utilizada na extremidade superior da parede para aplicação da carga e na extremidade inferior para apoiar a parede. O experimento contou com um rolete metálico com diâmetro igual a 60 mm fixado na linha central da placa metálica inferior para fornecer uma vinculação tipo articulada. Esse rolete foi suprimido da simulação após os resultados de modelos preliminares indicarem que bastava condicionar a aresta central, da placa inferior, ao tipo de vinculação correspondente a uma articulação.

4.2.2 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS

A resistência à compressão foi determinada para o prisma com dois blocos assentados com argamassa em todos os septos, resultando em $f_{pm} = 2090$ psi, *pounds square inches* (equivalente a 14,41 MPa) e também para argamassa apenas nas laterais, resultando em $f_{pm} = 2010$ psi (13,86 MPa). Conforme relatado na seção anterior, foi assumida a argamassa total na geometria do modelo. Para compensar o ganho de resistência, optou-se por utilizar a resistência à compressão do prisma assentado somente nas laterais, $f_{pm} = 13,86$ MPa. Também foi realizada a caracterização do prisma grauteado, armado com barras de diâmetro igual a $\phi = 28,65$ mm que resultou em $f_{pm}^* = 1690$ psi (11,65 MPa).

Não foi determinada a resistência à tração no experimento. Uma série de valores para a resistência à tração foram testados para calibrar o modelo, sendo 0,2 MPa e 0,4 MPa os valores que apresentaram os resultados mais adequados para o prisma oco e para o prisma cheio, respectivamente. Os valores partiram de 0,1 MPa (utilizado na simulação do experimento de Lopes (2014)) até 1,7 MPa (cerca de 10% da resistência à compressão da argamassa obtida em Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978)). A faixa de valores de resistência à tração testados para ajustar os resultados de calibração do modelo, compreendem os valores normativos para a alvenaria na norma brasileira (0,25 MPa), americana (0,43 MPa para alvenaria não grauteada e 1,12 MPa quando grauteada (MSJC:2011)) e canadense (0,4 MPa não grauteada e 0,65 MPa quando grauteada CSA:2013).

Foi utilizado o mesmo CDP da Tabela 15 e as mesmas deformações teóricas $\varepsilon_0 = 3,0 \text{ ‰}$ e $\varepsilon_u = 3,5 \text{ ‰}$ do modelo padrão da validação anterior para determinar tanto o comportamento do material, com valores apresentados na Tabela 22, quanto os módulos de elasticidade $E = 3960$ MPa, prisma não grauteado, e $E^* = 3329$ MPa para o prisma grauteado.

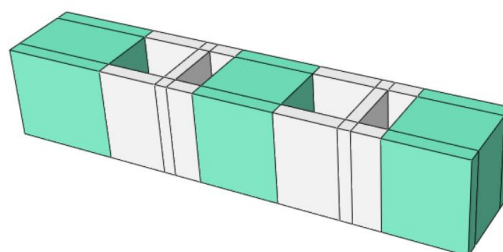
Tabela 22 - Comportamento do prisma oco e cheio.

Prisma Oco				Prisma Cheio			
Compressão (MPa)		Tração (MPa)		Compressão (MPa)		Tração (MPa)	
Tensão	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	Deformação	Tensão	Deformação
5,544	0	0,200	0	4,66	0	0,400	0
13,860	0,0030	0,201	0,00035	11,65	0,003	0,401	0,00035
12,651	0,0035	-	-	10,279	0,0035	-	-

Fonte: autoria própria (2022).

As regiões coloridas com verde, na Figura 55, foram configuradas com as propriedades de prisma cheio, as demais com as propriedades do prisma oco.

Figura 55 - Regiões com propriedades de prisma oco e cheio.



Fonte: autoria própria (2022).

Para as placas das extremidades da parede, inferior e superior, foram utilizados os mesmos valores do modelo padrão de validação. No caso das barras de aço, foi utilizado um modelo constitutivo simplificado, apresentado em Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978), fundamentado no valor médio da tensão de escoamento $f_{ym} = 59,5$ ksi (410 MPa) de nove corpos de prova. Na simulação com o modelo computacional foram utilizados os valores da Tabela 23.

Tabela 23 - Propriedades das barras de aço.

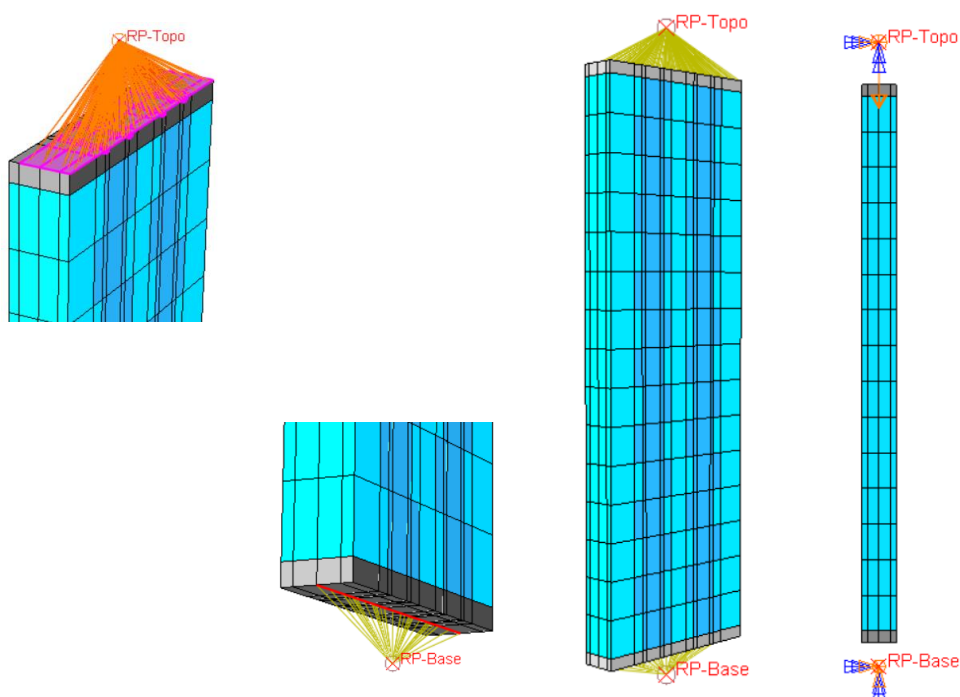
Comportamento elástico		Comportamento plástico	
E (MPa)	ν	Tensão (MPa)	Deformação plástica
191 000	0,3	410	0
-	-	411	0,0074

Fonte: autoria própria (2022).

4.2.3 VINCULAÇÕES E CARGAS

Foram criados os pontos de referências RP-Topo e RP-Base para acoplar os nós das placas das extremidades superior e inferior da parede, Figura 56 (c). Na face da placa superior, Figura 56 (a), foram acoplados os pontos que resultam em uma excentricidade de carga $e = t/11,87$ e no RP-Topo foram restringidos todos os movimentos, exceto o vertical e a rotação fora do plano da parede, com deslocamento imposto $U2 = -12,1$ mm.

Figura 56 - Condições de contorno, parede C2.



(a) Atuador excêntrico (b) Apoio articulado (c) Acoplamento geral (d) Contorno

Fonte: autoria própria (2022).

Na placa inferior, Figura 56 (b), foram acoplados os pontos da aresta central, de modo que o RP-Base foi restringido a todos os deslocamentos. A aresta foi engastada, mas como os demais pontos da base não foram restringidos, o resultado da simulação indicou comportamento condizente com base articulada.

4.2.4 RESULTADOS DA VALIDAÇÃO

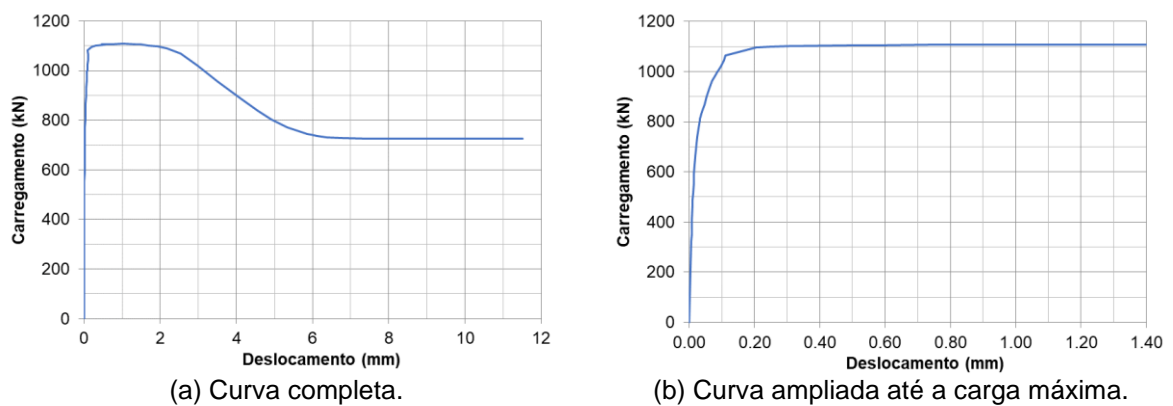
A diferença entre o carregamento máximo do modelo ($P_{\text{máx}} = 1108 \text{ kN}$) e o carregamento de ruptura do experimento ($P_u = 1401 \text{ kN}$) resultou em diferença igual a -20,9%. Análises preliminares mostraram resultados mais próximos entre os carregamentos, da ordem de 1200 kN, ao serem variados os valores de resistência à tração. Para que houvesse maior proximidade entre os deslocamentos do modelo e do experimento, foi necessário reduzir a resistência a tração. Ressalta-se que as grandes diferenças em porcentagem que indicavam um deslocamento maior no modelo, não passaram de 4,0 mm.

O deslocamento lateral a 1,70 m de altura da parede, no modelo calibrado, resultou em $\Delta_{\text{mod}} = 1,03 \text{ mm}$, uma diferença de +18% quando comparado ao deslocamento experimental igual a $\Delta_{\text{exp}} = 0,88 \text{ mm}$ na mesma altura. Com estes valores ínfimos, os deslocamentos obtidos no modelo se tornam muito susceptíveis às mudanças mínimas, até

mesmo ao tamanho do incremento de carga. Dessa forma, assim como na validação anterior, o modelo foi carregado com aplicação de deslocamentos ao invés de força. Foram configurados incrementos automáticos com tamanho inicial e máximo iguais a 0,035 e incremento mínimo igual a 10^{-6} , com número máximo de 100 incrementos. O processamento dividiu o carregamento automaticamente em 65 incrementos.

A curva deslocamento lateral a 1,70 m de altura vs carregamento vertical obtida com o modelo computacional está ilustrada no gráfico da Figura 57, a partir da qual se observa pequena perda de rigidez até a carga máxima, Figura 57 (b).

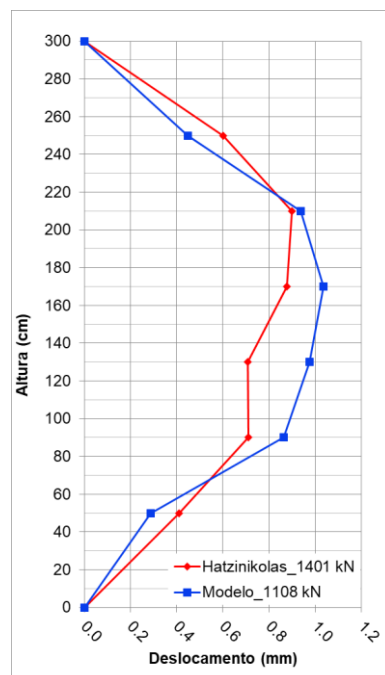
Figura 57 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, validação Hatzinikolas *et al.* (1978).



Fonte: autoria própria (2022).

As configurações deformadas da parede, no carregamento máximo do modelo computacional e de ruptura experimental, são mostradas sobrepostas na Figura 58.

Figura 58 - Deformadas no carregamento último (modelo) e de ruptura (experimento).



Fonte: autoria própria (2022).

Nota-se que o maior deslocamento no experimento ocorre a 2,10 m de altura, e que nessa altura o deslocamento em ambas as deformadas são praticamente o mesmo. Os valores dos deslocamentos ao longo da altura da parede são mostrados na Tabela 24.

Tabela 24 - Resultados dos deslocamentos, modelo e experimento em Hatzinikolas *et al.* (1978).

Altura (cm)	Deslocamento (mm)	
	C2	Modelo
250	0,60	0,45
210	0,90	0,94
170	0,88	1,03
130	0,71	0,98
90	0,71	0,86
50	0,41	0,29

Fonte: autoria própria (2022).

A partir dos resultados obtidos com a simulação computacional do experimento de Hatzinikolas, Longworth e Warwaruk (1978) e de Lopes (2014), o modelo foi considerado validado para simulações com paredes carregadas concêntricamente.

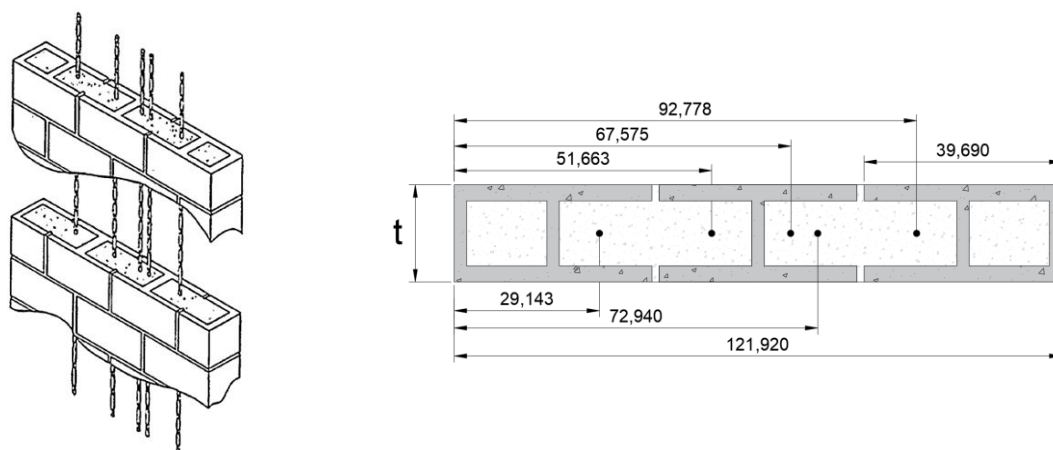
4.3 SIMULAÇÃO DO EXPERIMENTO DA ACI-SEASC (1982)

Os dois experimentos apresentados anteriormente utilizaram cargas verticais concêntricas em paredes com esbeltez igual a 31 (LOPES, 2014) e 15,87 (HATZINIKOLAS; LONGWORTH; WARWARUK, 1978). Nesta seção são apresentados os detalhes das simulações de painéis com cargas excêntricas e carregamento lateral, aplicados simultaneamente, fundamentados no experimento da ACI-SEASC (1982) com paredes muito esbeltas, $\lambda=38$ e $\lambda=51,2$.

4.3.1 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS

Três painéis, numerados em 4, 5 e 6, com dimensões 4' x 24' pés (equivalente a 1,22 x 7,31 metros) com blocos de concreto com espessura $t = 7\cdot5/8$ " (equivalente a 19,37 cm) e outros três painéis 7, 8 e 9 com mesma altura e comprimento, mas com espessura $t=5\cdot5/8$ " (equivalente a 14,29 cm) foram totalmente grauteados e armados com 5 barras #4 ($\phi=12,5$ mm). Os autores relatam que as barras foram posicionadas na linha central da seção horizontal, não informando o espaçamento entre elas. Para a elaboração do modelo, as barras foram posicionadas no centro de cada vazado. Baseando-se na Figura 59 (a) do trabalho original e demais informações, duas barras igualmente espaçadas foram alocadas em um dos vazados como mostrado na Figura 59 (b).

Figura 59 - Posicionamento das barras nos painéis, medidas em centímetros, validação ACI-SEASC (1982).



(a) Desenho esquemático dos painéis.

(b) Posicionamento assumido para as barras.

Fonte: (a) ACI-SEASC (1982), (b) autoria própria (2022).

Cada painel foi apoiado em uma placa metálica. As placas possuem as mesmas dimensões da seção horizontal da alvenaria e espessura igual 12,7 mm. Metade de um tubo com diâmetro de 101,6 mm, cortado no eixo longitudinal, foi soldado embaixo da placa da base. No modelo foi considerado meio cilindro maciço em substituição à metade do tubo. Uma cantoneira com perfil metálico 6" x 6" x 3/8" polegadas (equivalente a 15,24 x 15,24 x 0,95 centímetros) foi parafusada em uma das faces, no topo, e em todo o comprimento do painel para posteriormente receber a carga excêntrica do atuador. A distância do centro da seção horizontal da parede até o centro da cantoneira resultou em uma excentricidade $e_{t14} = 14,76$ cm para as paredes com espessura $t = 14,29$ cm e $e_{t19} = 17,30$ cm para as paredes com $t = 19,37$ cm.

4.3.2 PROPRIEDADES CONSTITUTIVAS

Foi utilizada a resistência média à compressão do prisma cheio $f_{pm}^* = 2595$ psi, *pounds square inches*, para os painéis com $t = 19,37$ cm e $f_{pm}^* = 3185$ psi para os painéis com $t = 14,29$ cm (equivalentes a $f_{pm}^* = 17,89$ MPa e $f_{pm}^* = 21,96$ MPa), valores obtidos experimentalmente. A deformação específica última medida experimentalmente $\epsilon_u = 3,2\%$ apresentou um valor muito próximo do valor utilizado no modelo padrão de validação deste trabalho $\epsilon_u = 3,5\%$. Optou-se por manter a deformação $\epsilon_0 = 3,0\%$ e $\epsilon_u = 3,5\%$ do modelo padrão. Dessa forma, o módulo de elasticidade para os painéis com $t = 19,37$ cm resultou em $E^* = 5963,3$ MPa e para $t = 14,29$ cm $E^* = 7320$ MPa. Foi utilizado o mesmo CDP apresentado na Tabela 15. O mesmo critério apresentado na seção 3.1.2 foi utilizado para determinar o comportamento à compressão e à tração do prisma. Após análises preliminares da curva de carregamento vs deslocamento, optou-se por ajustar o modelo calibrando o valor da resistência à tração. Os valores finais utilizados para determinar o comportamento do prisma são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 - Comportamento do prisma para os painéis de ACI-SEASC (1982).

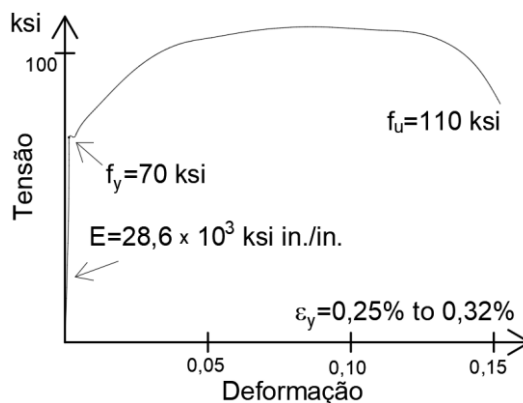
Prisma $t=14,3$ cm				Prisma $t=19,4$ cm			
Compressão		Tração		Compressão		Tração	
Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação	Tensão (MPa)	Deformação
8,784	0	0,800	0	7,156	0	1,200	0
21,960	0,0030	0,801	0,00035	17,890	0,0030	1,201	0,00035
20,054	0,0035	-	-	16,337	0,0035	-	-

Fonte: autoria própria (2022).

Para a cantoneira e para o suporte metálico da base do painel, foram utilizados os valores hipotéticos já mencionados na seção 3.1.2 com $f_s = 10^9$ e $E_s = 2 \times 10^{11}$. Para as barras

de aço de reforço, foram assumidos os valores obtidos experimentalmente, Figura 60, relatados em ACI-SEASC (1982).

Figura 60 - Curva tensão vs deformação aço Grau 60.



Fonte: ACI-SEASC (1982).

A partir do gráfico da Figura 60 foram obtidos os valores apresentados na Tabela 26 para o comportamento das barras de aço.

Tabela 26 - Propriedades das barras de aço, modelo ACI-SEASC (1982).

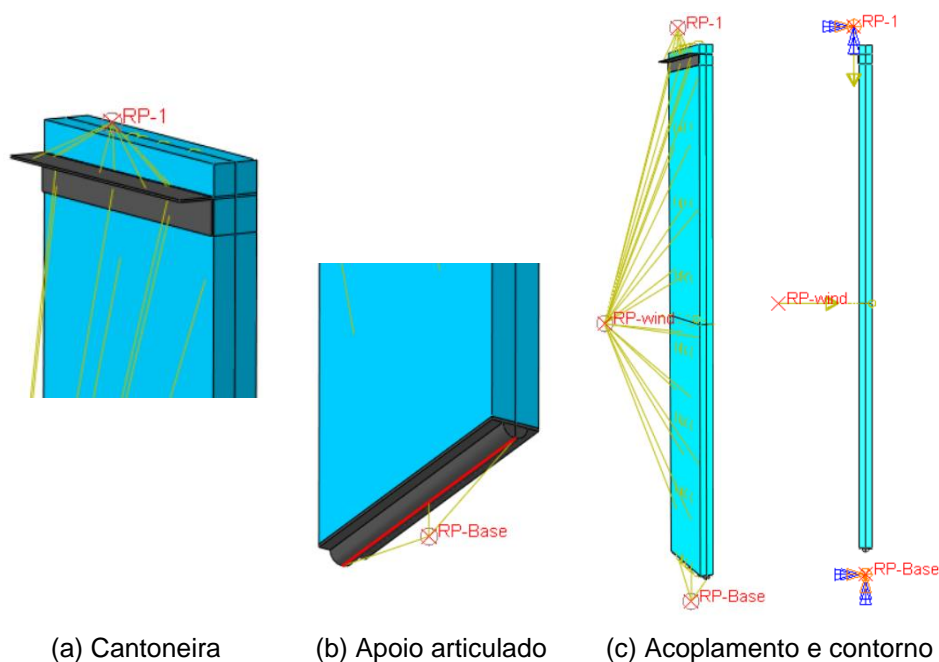
Comportamento elástico		Comportamento plástico	
E (MPa)	ν	Tensão (MPa)	Deformação plástica
197 200	0,3	482,63	0,00
-	-	758,42	0,17

Fonte: autoria própria (2022).

4.3.3 VINCULAÇÕES E CARGAS

Um sistema com rolamentos e acessórios articulados foi montado no pórtico de reação, na cantoneira e na base de apoio com o objetivo de garantir a ocorrência de articulações nas extremidades superior e inferior da parede. No modelo computacional foi considerado um ponto de referência (RP-1) aos nós da superfície de cima da cantoneira da face do topo da parede. Neste ponto RP-1, foram restringidos todos os movimentos, exceto o deslocamento vertical e a rotação fora do plano da parede. Outro ponto de referência RP-Base foi considerado na aresta central da superfície do cilindro, todos os movimentos foram restringidos nos pontos desta aresta. Detalhes sobre o acoplamento dos pontos de referência e condições de contorno dos painéis são mostrados na Figura 61.

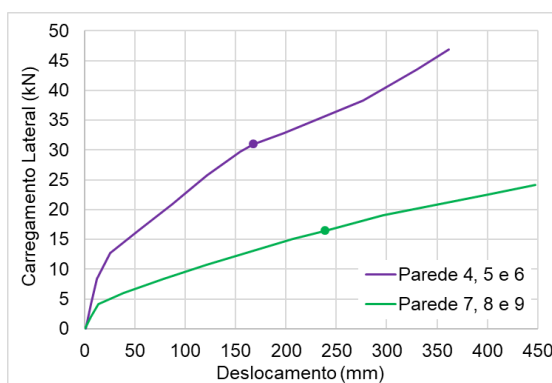
Figura 61 - Condições de contorno dos painéis ACI-SEASC (1982).



Fonte: autoria própria (2022).

Diferentemente das simulações anteriores, nesta foi avaliado o ponto correspondente ao início do escoamento da armadura vertical na curva carregamento lateral vs deslocamento fora do plano da parede à meia altura. Essa mudança foi necessária devido aos resultados que foram disponibilizados no texto da ACI-SEASC (1982). Um único ponto foi destacado em cada curva experimental, na Figura 62, indicando o escoamento do aço.

Figura 62 - Gráfico, curva de carregamento lateral vs deslocamento.



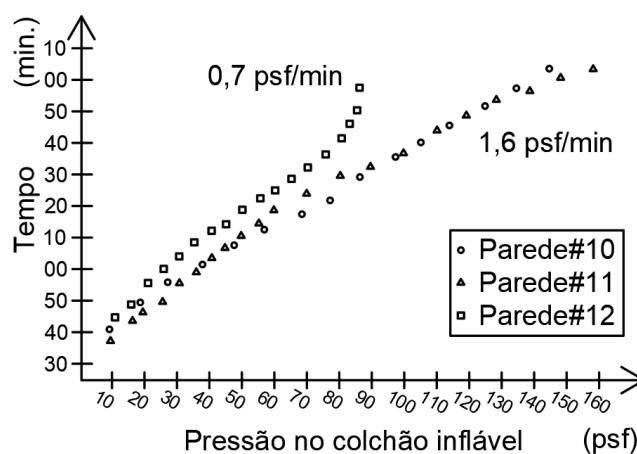
Fonte: adaptado de ACI-SEASC (1982).

Uma carga vertical constante com 320 plf, *pound linear foot*, (equivalente a 4,67 kN/m) foi aplicada na cantoneira dos painéis 6, 7, 8 e 9 e outra com 860 plf (12,55 kN/m) foi aplicada nos painéis 4 e 5.

No modelo, uma carga vertical concentrada foi aplicada no RP-1 com valor equivalente da resultante final com acréscimo de 20%, sendo, portanto, $P_{320} = -6,832$ kN e $P_{860} = -18,361$ kN. Modelos preliminares com a aplicação da carga com valores exatos do experimento, não alcançaram os mesmos valores experimentais para os deslocamentos correspondentes ao escoamento da armadura vertical.

A carga lateral experimental foi controlada e aplicada com compressor de ar para encher um colchão inflável entre uma das faces do painel e o pórtico de reação. Foram testados dois incrementos para o aumento da pressão de ar em experimentos preliminares com alvenaria em tijolo cerâmico, os resultados são apresentados na Figura 63.

Figura 63 - Taxa de carregamento lateral.



Fonte: ACI-SEASC (1982).

Os autores, no entanto, não informaram qual incremento foi utilizado nos experimentos finais. Caso esse valor fosse relatado, seria possível atribuir um incremento com tamanho fixo no Abaqus. Optou-se por tamanhos variáveis automáticos de incrementos em todas as simulações, como nas validações anteriores. O valor da pressão lateral para alcançar o escoamento do aço nos painéis 4 e 5 foi 75 psf (3,59 kN/m²), 71 psf (3,40 kN/m²) no painel 6, e 46 psf (2,20 kN/m²) nos painéis 7 e 9, e 38 psf (1,82 kN/m²) no painel 8. Foi criado um ponto de referência (RP-wind) acoplado em toda a superfície de uma das faces do painel, Figura 61, desde a base até a altura onde a cantoneira foi posicionada. A pressão aplicada em cada painel acrescida de 20% foi transformada em carga concentrada horizontal e aplicada no RP-wind. Os valores dos carregamentos são apresentados na Tabela 27.

Tabela 27 - Cargas aplicadas nos painéis ACI-SEASC (1982).

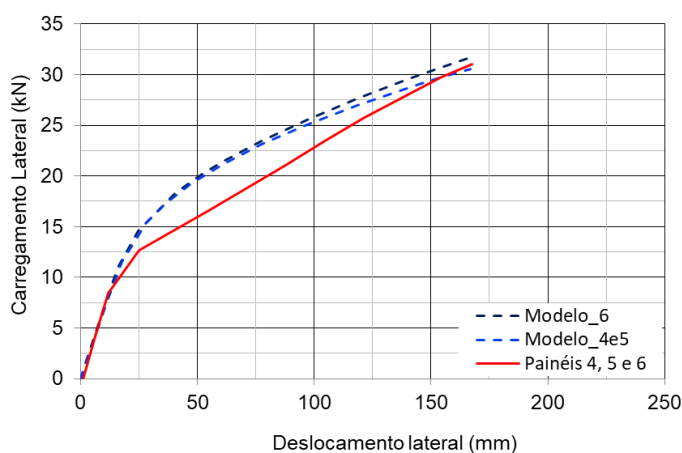
Painel	Comprimento (m)	Área (m ²) por face	Vertical			Lateral		
			plf	plf +20%	kN	psf	psf +20%	kN
4	1,219	8,919	860	1032	18,36	75	90	38,4
5						71	85,2	36,4
6			320	384	6,83	46	55,2	23,5
7						38	45,6	19,5
8						46	55,2	23,5
9								

Fonte: autoria própria (2022).

4.3.4 RESULTADOS DA VALIDAÇÃO

Diferentemente das simulações anteriores em que foram comparadas as deformadas na eminência da ruptura, nesta validação foram comparados os resultados dos deslocamentos no meio da parede. Dessa forma, foram sobrepostas as curvas de Carregamento lateral vs Deslocamento lateral obtidas experimentalmente com as obtidas nas simulações. O gráfico da Figura 64 contém os resultados obtidos para os painéis 4, 5 e 6. Destaca-se que a carga lateral necessária para o escoamento do aço foi inferior a carga lateral aplicada com 20% de acréscimo, como era esperado, visto que a carga vertical também foi aplicada com acréscimo de 20%. A curva, tanto da simulação quanto do experimento, além do escoamento do aço não foi mostrada nos gráficos, pois não há interesse na validação do comportamento além do escoamento do aço. O escoamento do aço na simulação dos painéis 4 e 5 ocorreu com carga lateral -1,5% do carregamento médio experimental, e resultou em uma diferença de deslocamento igual a -0,5%. A simulação do painel 6 com carga 2,1% maior que a carga no experimento, resultou em uma diferença de deslocamento de -0,6%.

Figura 64 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, modelo e experimento, painéis 4, 5 e 6 em ACI-SEASC (1982).

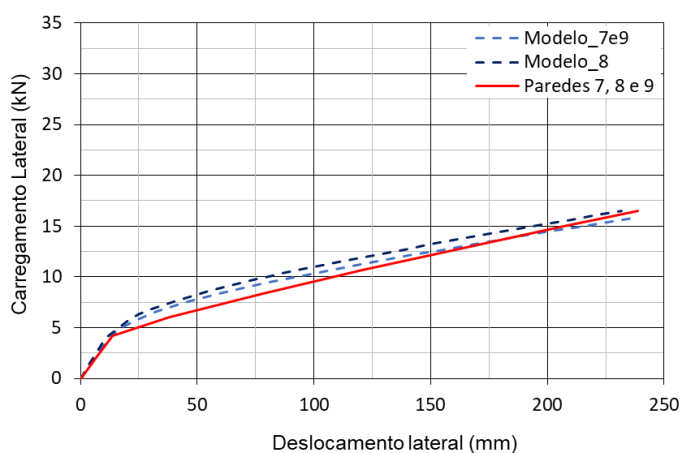


Fonte: autoria própria (2022).

Nota-se no gráfico, Figura 64, que a maior diferença pode ser associada ao deslocamento de 50 mm em que as cargas do modelo, 20kN, são aproximadamente 21% maiores que a carga média experimental, 16,5 kN.

Os resultados dos painéis 7, 8 e 9 estão ilustrados no gráfico da Figura 65. Nos painéis 7 e 9 a diferença do carregamento entre o modelo computacional e o experimento, e seus respectivos deslocamentos resultaram em $P_{mod}/P_{exp}=-3,9\%$ e $\% \Delta=-0,2\%$. Para o painel 8, as diferenças em porcentagem resultaram em $P_{mod}/P_{exp}=-0,2\%$ e $\% \Delta=-2,89\%$.

Figura 65 - Gráfico Carregamento vs Deslocamento, modelo e experimento, painéis 7, 8 e 9 em ACI-SEASC (1982).



Fonte: autoria própria (2022).

Com estes resultados, verifica-se que o mesmo modelo validado para paredes com carga concêntrica é igualmente adequado para simular paredes esbeltas com carregamento excêntrico e carga lateral. Ao todo foram realizadas seis simulações e os resultados indicaram uma adequada representatividade do modelo padrão.

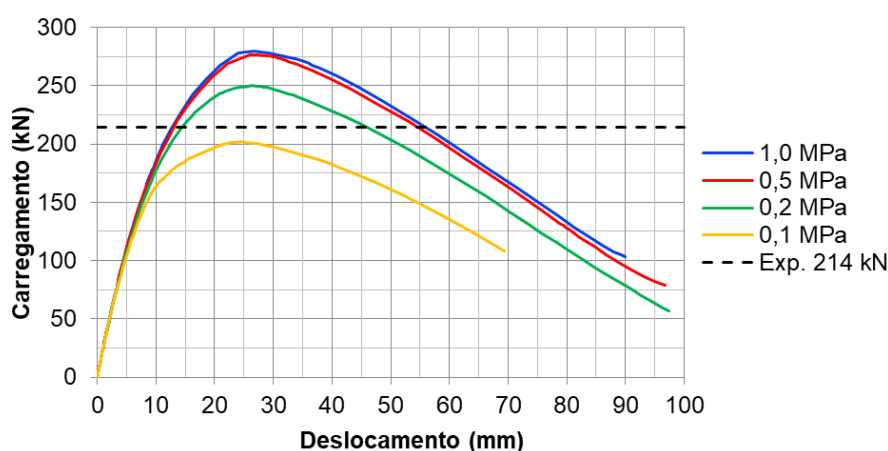
4.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE À RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Na seção 2.2 foram relatados valores variados de resistência à tração, tanto em experimentos quanto nas normas, em sua maioria valores menores do que 1,0 MPa. Em uma primeira hipótese, foi considerado que este parâmetro não influenciaria significativamente o comportamento das paredes esbeltas. Contudo, a resistência a tração foi o parâmetro utilizado para calibrar o modelo de validação na seção 4.3, os resultados preliminares da calibração não foram relatados, mas derrubaram a primeira hipótese. Para verificar a sensibilidade do modelo padrão à resistência à tração, foi realizado uma análise de variação desse parâmetro.

Por se tratar de um experimento com materiais nacionais, foi utilizado, nesta análise, o modelo de validação da parede com $\lambda=31$ (LOPES, 2014) descrito com detalhes no capítulo 4.1 sobre a validação da modelagem computacional. A resistência à tração do prisma foi alternada entre 0,1 MPa, 0,2 MPa, 0,5 MPa e 1,0 MPa. Foi utilizada a mesma resistência à tração para o prisma oco e grauteado, como na validação. Estes valores são fundamentados nos ensaios de flexão de prismas deitados com blocos de concreto encontrados em Matos *et al.* (2020) e Parsekian (2002). Sabe-se que os prismas grauteados possuem maior resistência que os prismas ocos, por isso, uma segunda etapa da análise foi conduzida com valor fixado para o prisma oco e alternado para o prisma grauteado.

Nesta primeira etapa, os valores mais baixos de resistência à tração (0,1 MPa e 0,2 MPa) resultaram em cargas máximas mais próximas da média experimental (214 kN), como mostrado na Figura 66. Para estes valores, a carga máxima variou de 201,76 kN para 250 kN, um aumento igual a 23,9%. Para os valores maiores de resistência à tração (0,5 MPa e 1,0 MPa) a diferença de carga máxima variou de 276,5 kN para 279,5 kN um aumento de 1,1%, estes valores, no entanto, estão mais distantes do valor médio experimental.

Figura 66 - Análise de sensibilidade $f_{tk}=f_{tk}^*$.

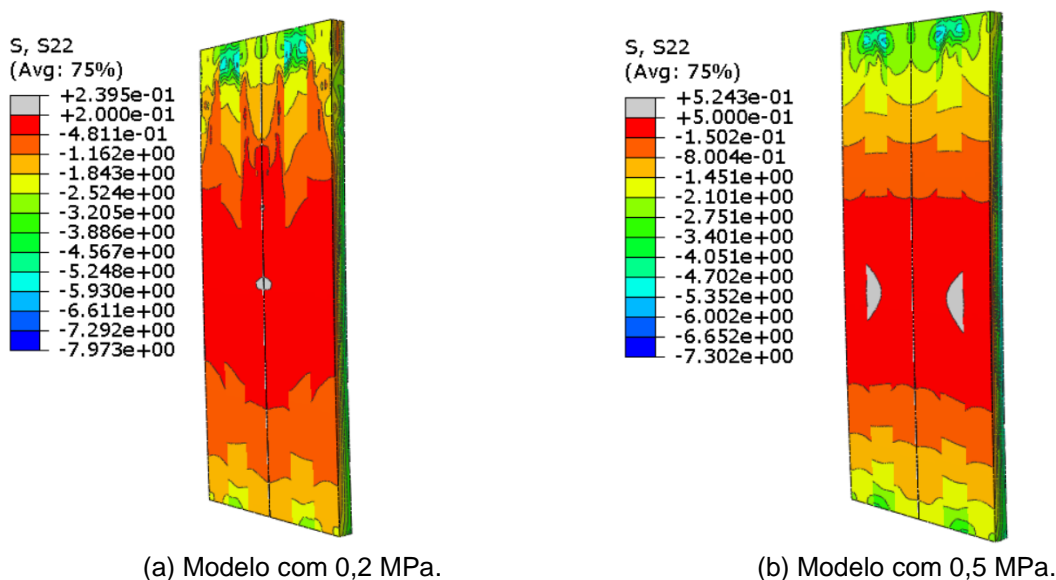


Fonte: autoria própria (2022).

Notou-se que a pequena variação de 0,1 MPa para 0,2 MPa resultou em uma maior diferença na carga máxima. Para a maior variação de 0,5 MPa para 1,0 MPa, a diferença resultou menor. Por isso, o espectro de tensões de tração distribuídas no eixo vertical das paredes, foi analisado. No espectro, foi identificado que as tensões limites de tração, com coloração cinza na Figura 67, nos modelos com 0,1 MPa e 0,2 MPa foram alcançadas antes da carga máxima. Assume-se que danos e, conseqüentemente, fissuras surgem quando as tensões limites são ultrapassadas. Assim, foi identificado que as paredes fissuram por tração e continuam sustentando cargas maiores. Nos outros dois modelos (com 0,5 MPa e 1,0 MPa) a fissuração é iniciada após se alcançar a carga máxima, nesses modelos a

fissuração inicia nos blocos grauteados diferentemente dos modelos anteriores (0,1 MPa e 0,2 MPa) que fissuram, inicialmente, nos blocos ocos. Portanto, em paredes que apresentam flambagem, quanto menor a resistência à tração mais significativa é a mudança de comportamento, incluindo o padrão do início da fissuração.

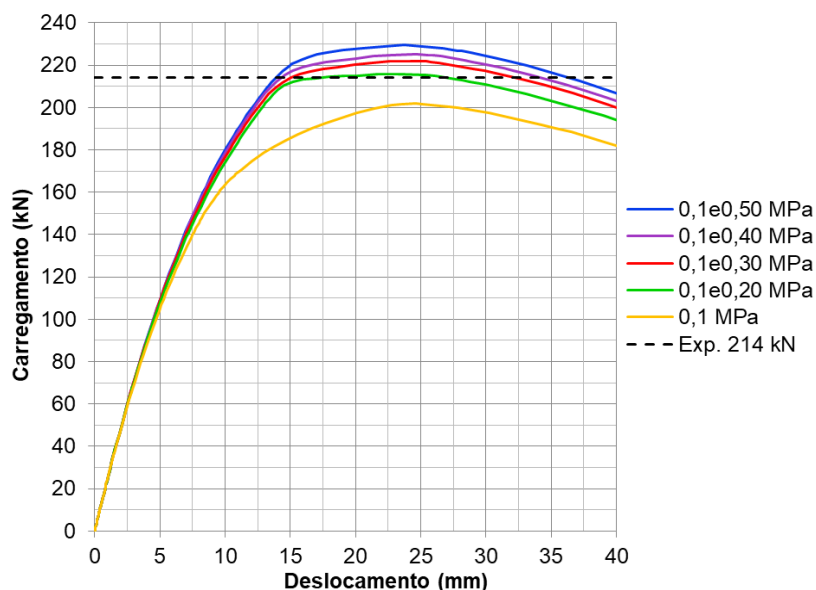
Figura 67 - Espectro de tensões de tração, análise de sensibilidade.



Fonte: autoria própria (2022).

Para a segunda etapa da análise de sensibilidade, fixou-se o valor de resistência à tração igual a 0,1 MPa, pois o modelo com este valor resultou em uma carga máxima mais próxima ao valor médio da carga experimental.

Figura 68 - Análise de sensibilidade $f_{tk} \leq f_{tk}^*$.

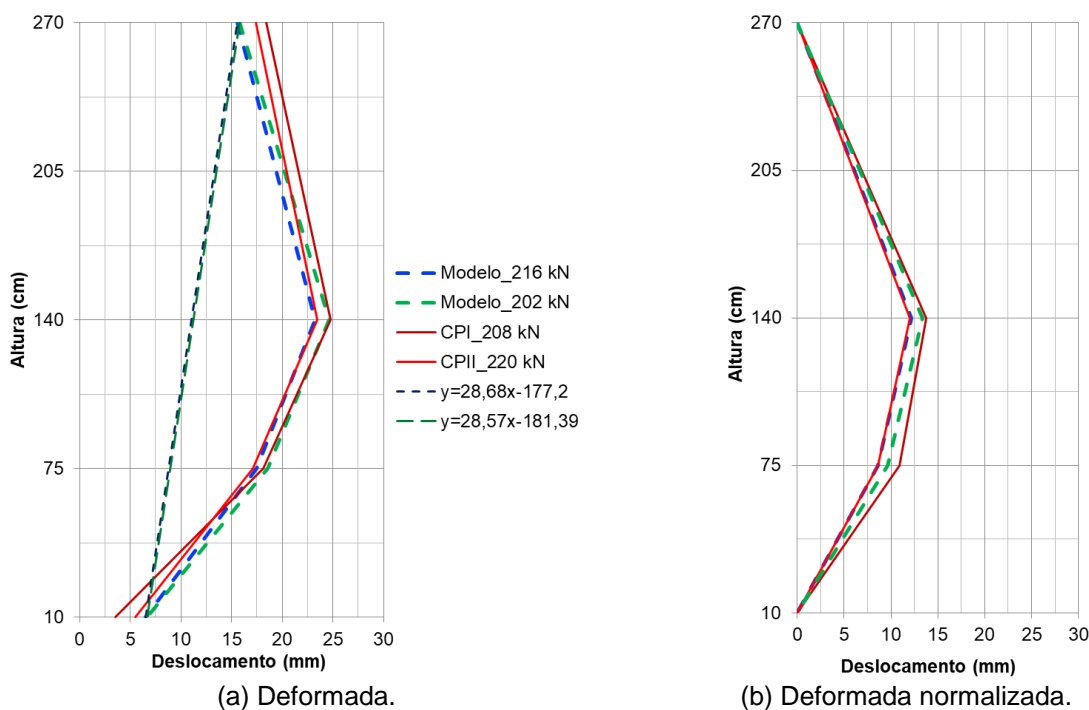


Fonte: autoria própria (2022).

Para o prisma grauteado, foram testados valores entre 0,1 MPa até 0,5 MPa. Os resultados, na Figura 68, indicam que para o prisma grauteado a resistência à tração apropriada tem o valor igual a 0,2 MPa.

O modelo (modelo_216 kN), com estes valores de resistência à tração, resultou em carga máxima igual a 215,8 kN, deslocamento máximo igual a $\Delta=23,3$ mm, Figura 69 (a), e normalizado igual a $\Delta=12,19$ mm, Figura 69 (b), uma diferença de -3,5%. Comparado ao modelo anterior de validação (Modelo_202 kN), as diferenças se mantiveram +/-6,0 % nos deslocamentos, enquanto para a carga máxima houve uma melhoria na precisão do novo modelo de -5,8 % para +0,7 %.

Figura 69 - Configuração deformada com f_{tk} e f_{tk}^* calibrados.



Fonte: autoria própria (2022).

Levando em conta a revisão de literatura apresentada na seção 2.2, os valores de tensões resistentes à tração utilizados para calibrar os modelos apresentados no capítulo 3 e a análise de sensibilidade deste capítulo, entende-se que o valor da resistência à tração varia entre normas e países, dado os diferentes tipos de ensaios, a influência do tipo de material e geometria das unidades, traço, resistência e tempo de aplicação das argamassas, entre outros. Na ausência de maiores especificações da norma brasileira para determinar o valor de f_{tk} e o valor de f_{tk}^* , e fundamentado nesta análise de sensibilidade, considera-se apropriado utilizar $f_{tk}=0,1$ MPa e o $f_{tk}^*=0,2$ MPa na avaliação de paredes esbeltas.

5. Análise e discussão dos resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados das simulações computacionais da análise de variação de parâmetros e os resultados obtidos na aplicação do método analítico da norma brasileira.

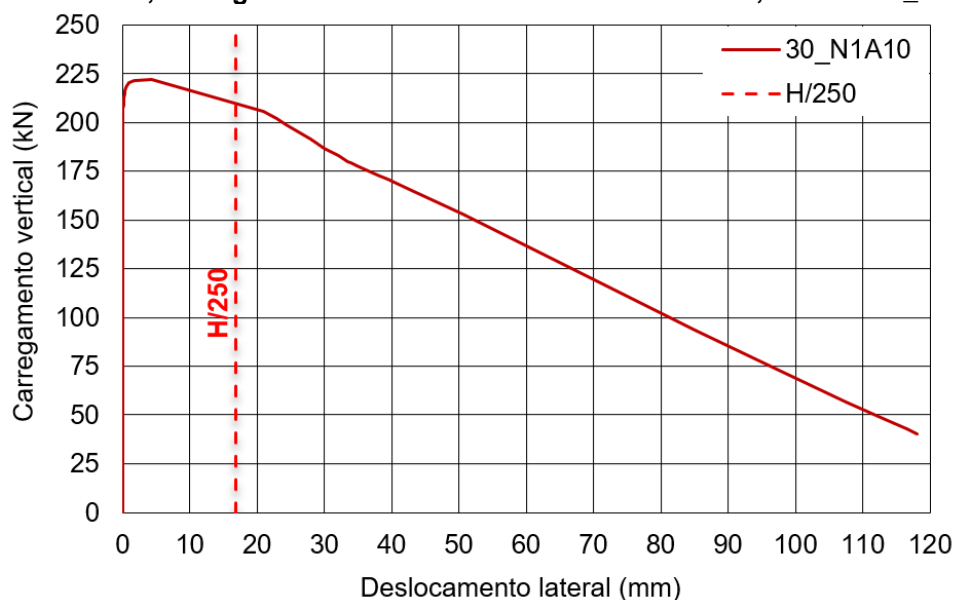
5.1 RESULTADOS DA ANÁLISE DE VARIAÇÃO DE PARÂMETROS POR MEF.

A análise detalhada do modelo 30_N1A10 que simula uma parede que possui o índice de esbeltez $\lambda=30$, $f_{pk}=10,5$ MPa e armadura com uma barra com diâmetro $\phi=10,0$ mm é apresentada primeiramente e na sequência o resumo dos resultados de todas as simulações com as respectivas discussões.

5.1.1 ANÁLISE DETALHADA DO MODELO 30_N1A10.

O gráfico da Figura 70 mostra a curva completa de carregamento vs deslocamento que atingiu a carga máxima com valor igual a $P_{m\acute{a}x}=222,16$ kN com respectivo deslocamento lateral à meia altura da parede igual a $\Delta=4,28$ mm.

Figura 70 - Gráfico, Carregamento vertical vs Deslocamento lateral, modelo 30_N1A10.

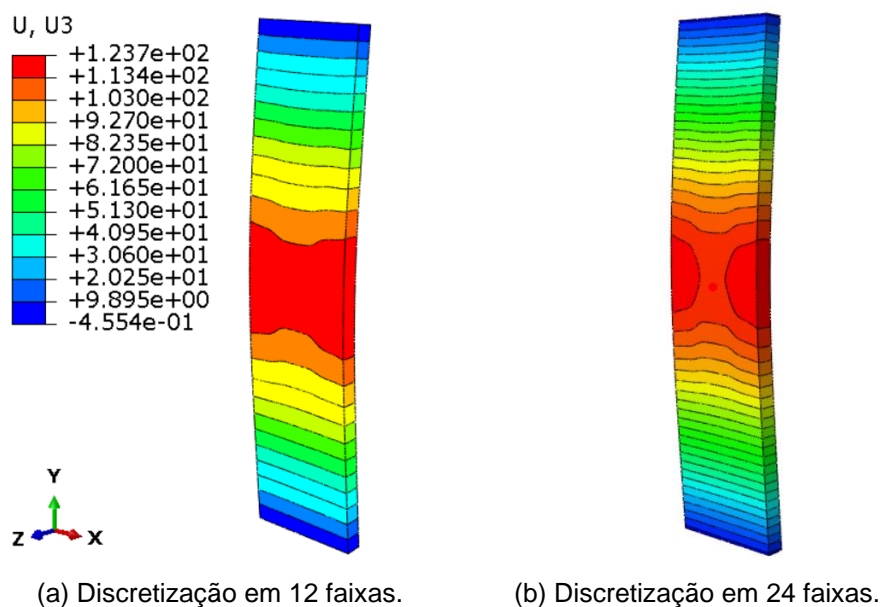


Fonte: autoria própria (2022).

O gráfico da Figura 70 ainda contém uma linha tracejada que marca o deslocamento limite de serviço $\Delta_{lim}=16,8$ mm correspondente a uma carga igual a 210 kN no trecho pós-pico, indicando perda de capacidade. A curva se estende até o deslocamento $\Delta=118$ mm,

quando o carregamento total (deslocamento vertical igual a -5,0 mm) é completamente aplicado. No entanto, é possível identificar no espectro de deslocamentos U3, referente a movimentação da parede na direção do eixo z, da Figura 71 o maior deslocamento igual a $U_3 = 123,7$ mm que é ligeiramente maior que o valor apresentado no gráfico da Figura 70. Essa diferença ocorre porque a leitura mostrada no gráfico foi realizada no centro da face da parede à meia altura, enquanto a informação no espectro é obtida em todos os elementos do modelo. Nota-se, na Figura 71 (b), que o deslocamento máximo no eixo vertical do centro da parede é menor do que os deslocamentos máximos nas bordas laterais. Isso ocorre porque o furo central, ao longo da altura da parede, foi preenchimento com graute e armadura o que assegura maior rigidez onde a leitura foi realizada para elaborar o gráfico.

Figura 71 - Espectro de deslocamentos do modelo 30_N1A10.



Fonte: autoria própria (2022).

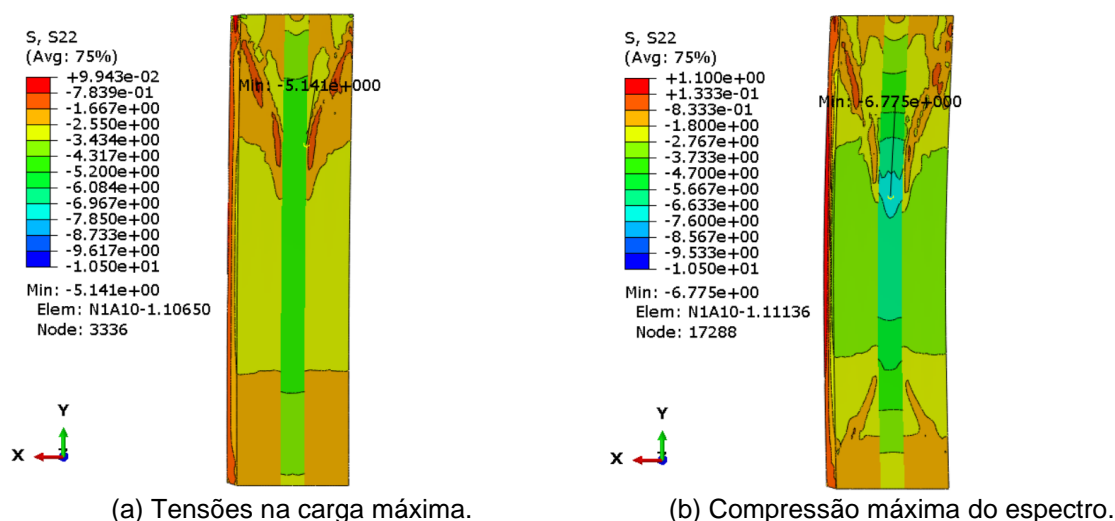
Com a área líquida da seção igual a $A_0 = 834,66$ cm² e a carga máxima $P_{\text{máx}} = 222,16$ kN, obtém-se a tensão de compressão $\sigma = -0,27$ kN/cm² ou -2,66 MPa, em que o sinal negativo significa compressão. Essa tensão é menor que o limite estabelecido para o prisma $f_{pk} = 10,5$ MPa ou para a alvenaria $f_k = 7,35$ MPa. A máxima tensão de compressão suportada pela parede atingiu 25% da tensão de compressão do material. O anexo C da norma requisita que a tensão solicitante seja no máximo igual a 10% de f_{pd} , que para essa parede equivale a $\sigma = -1,05$ MPa, sem coeficiente ponderador, e -0,53 MPa com $\gamma_m=2,0$. Esse resultado indica que a prescrição para o limite de tensão que consta na norma garante a segurança no dimensionamento da parede.

O dimensionamento à compressão simples inclui o fator redutor de capacidade R , Equação 23, que para a esbelteza $\lambda=30$ resulta em $R=0,578$. A capacidade resistente da parede 30_N1A10 dimensionada à compressão simples, $N_{Rd}/A = f_k \cdot R$, resulta em $N_{Rd}/A = 7,35 \cdot 0,578 = 4,25$ MPa que é 60% maior do que 2,66 MPa. Esse resultado indica que é inadequado utilizar o dimensionamento à compressão simples nesta parede, por ser contra à segurança.

Uma análise visual do espectro de tensões no instante da carga máxima, Figura 72 (a), indica que nenhum elemento finito alcançou a tensão de compressão máxima do material alvenaria. A maior tensão de compressão no elemento finito ocorreu após o declínio da carga máxima com a parede em configuração deformada. Nota-se no espectro de tensões S_{22} da Figura 72 (b) que a tensão máxima de compressão é igual a $S_{22}=-6,77$ MPa que é menor que o limite estabelecido para o prisma $f_{pk}= 10,5$ MPa. Esse resultado indica que não ocorreu danos por tensão de compressão.

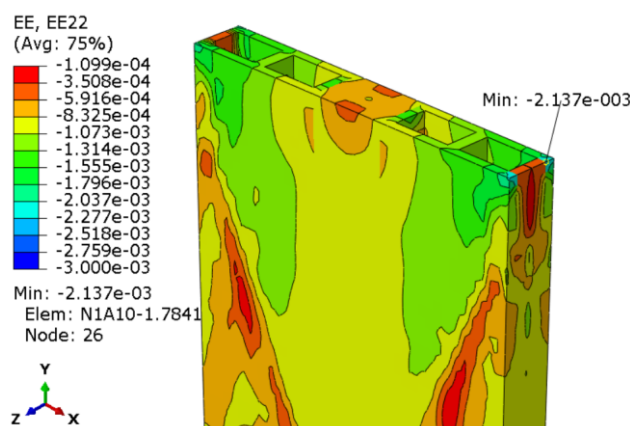
Em outra análise visual, foi verificada a deformação específica de compressão máxima no modelo E22, Figura 73, que resultou em $E_{22} = -2,14$ ‰ que é menor que a deformação $\varepsilon = -3,0$ ‰ da alvenaria e que ocorre para a carga $P = 221,51$ kN antes e próximo da carga máxima $P = 222,16$ kN. Dessa forma, a análise dos resultados das tensões e das deformações indicam não ter havido ruptura por compressão/esmagamento do material alvenaria.

Figura 72 - Espectro de tensões normais (N/mm²), modelo 30_N1A10.



Fonte: autoria própria (2022).

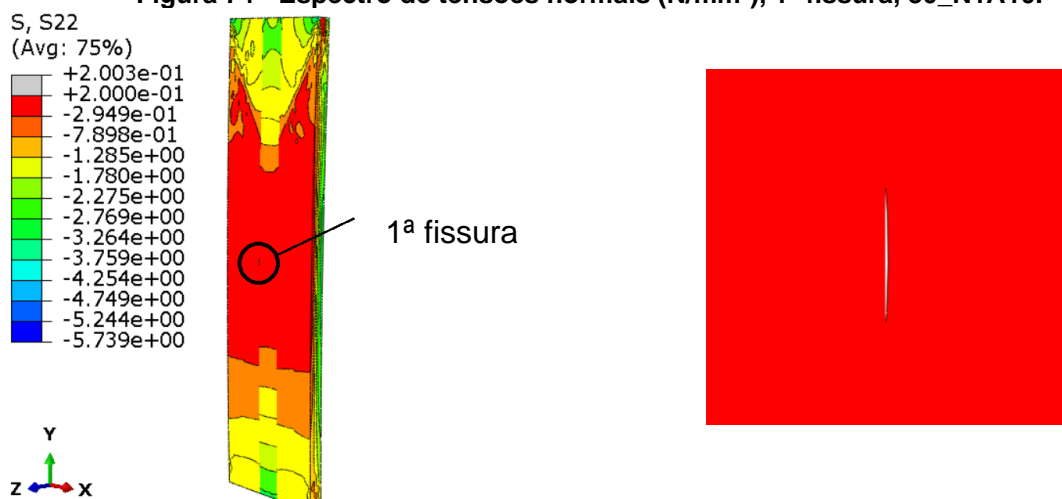
Figura 73 - Espectro de deformações específicas, 30_N1A10.



Fonte: autoria própria (2022).

Na Figura 74 está indicada a primeira região do modelo que atingiu a tensão limite de tração, $f_{tk}=0,2$ MPa.

Figura 74 - Espectro de tensões normais (N/mm²), 1ª fissura, 30_N1A10.



(a) Primeira fissura.

(b) Ampliação da primeira fissura.

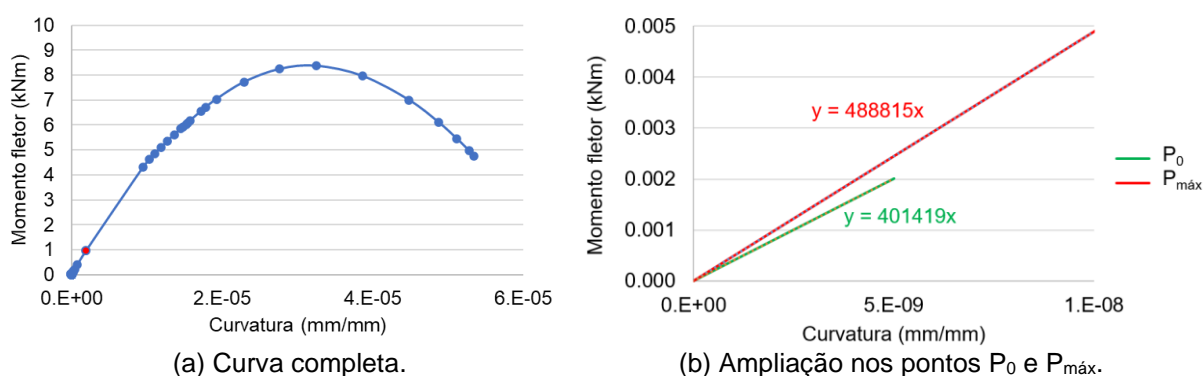
Fonte: autoria própria (2022).

O dano ocorre com a carga vertical igual a $P=181,73$ kN pós-pico e correspondente a um deslocamento $\Delta=32,54$ mm. O momento fletor de fissuração é, portanto, igual a $M_{cr}= 5,91$ kN·m. Como as tensões máximas estabelecidas para o material não foram alcançadas antes da perda de capacidade da parede, nem o deslocamento limite de serviço, conclui-se que a perda de capacidade ocorreu, portanto, por instabilidade geométrica.

O gráfico da Figura 75 contém a curva momento fletor vs curvatura e leva em conta a rigidez na seção crítica correspondente à meia altura da parede, neste caso. O cálculo da curvatura foi realizado conforme apresentado na metodologia, seção 3.3.1. O ponto

vermelho destacado na curva completa, Figura 75 (a), corresponde ao momento fletor no instante em que a carga aplicada na parede é a máxima $P_{\text{máx}}$. Este ponto também indica o início da perda de rigidez, dessa vez na curva momento vs curvatura, diferentemente do que ocorreu no gráfico carregamento vs deslocamento em que a carga P_0 é que indicava o início da perda de capacidade de suporte de carga. O ponto P_0 na curva momento vs curvatura indica uma rigidez menor do que $P_{\text{máx}}$ como pode ser visto na ampliação da curva na Figura 75 (b) em que foram traçadas linhas partindo da origem do gráfico até os respectivos pontos. A relação entre os pontos de rigidez é igual a $(EI)_{P,\text{máx}}=1,22 \cdot (EI)_{P,0}$.

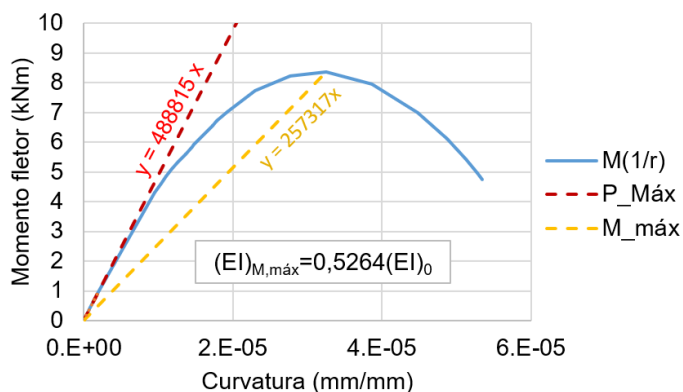
Figura 75 - Gráfico momento vs curvatura, 30_N1A10.



Fonte: autoria própria (2022).

Para determinar a perda de rigidez na curva momento vs curvatura, foi traçada uma reta tracejada da origem até o ponto em que o momento fletor é máximo e outra que tangencia o ponto inicial da perda de rigidez, como pode ser visto na Figura 76.

Figura 76 - Perda de rigidez, M vs (1/r), 30_N1A10.



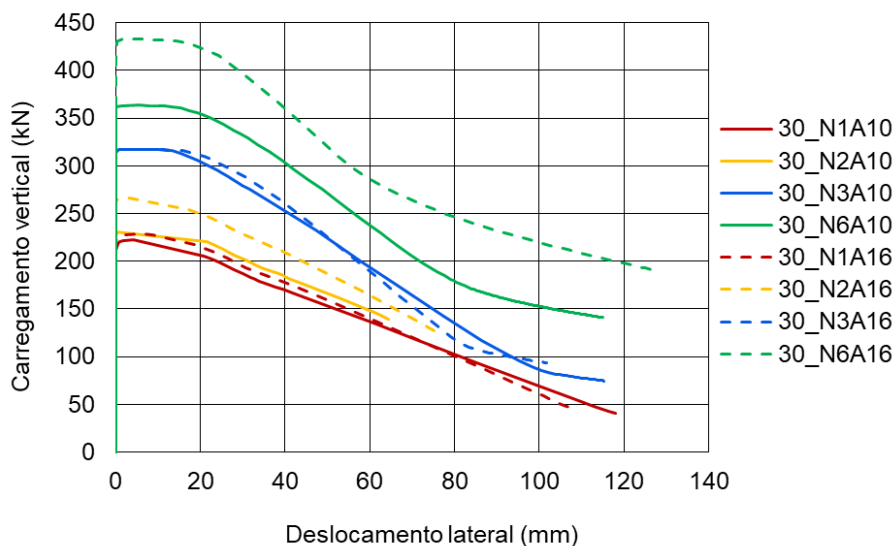
Fonte: autoria própria (2022).

A relação entre a rigidez máxima $(EI)_0$ e a rigidez no momento fletor máximo $(EI)_{M,máx}$ é igual a $(EI)_{M,máx} = 0,53 \cdot (EI)_0$ que indica uma redução de aproximadamente 50% da rigidez quando a seção crítica, à meia altura da parede, suporta o máximo momento fletor. O valor da rigidez efetiva $(EI)_{ef}$ segundo a norma brasileira deve ser assumido entre $(EI)_{cr} \leq (EI)_{ef} \leq 0,25 \cdot (EI)_0$, ou seja, maior que a rigidez da seção fissurada e menor que 25% da rigidez da seção efetiva. Segundo a norma brasileira a perda de rigidez simplificada é, portanto, igual a 75%, segundo Yokel; Mathey e Dikkers (1970) a redução da rigidez pode ser assumida igual a 60%.

5.1.2 SÍNTESE DOS RESULTADOS DE TODAS AS SIMULAÇÕES

Na Figura 77 são mostradas as curvas de carregamento vs deslocamento lateral dos modelos com $\lambda = 30$ e $f_{pk} = 10,5$ MPa com todas as distribuições e taxas de armaduras definidas para a análise. A trajetória pós-pico se destaca por apresentar grandes deslocamentos, ao contrário da trajetória pré-pico, que se oculta na apresentação das curvas completas por possuir deslocamentos significativamente menores.

Figura 77 - Gráficos completos de carregamento vs deslocamento, modelos 30_N.



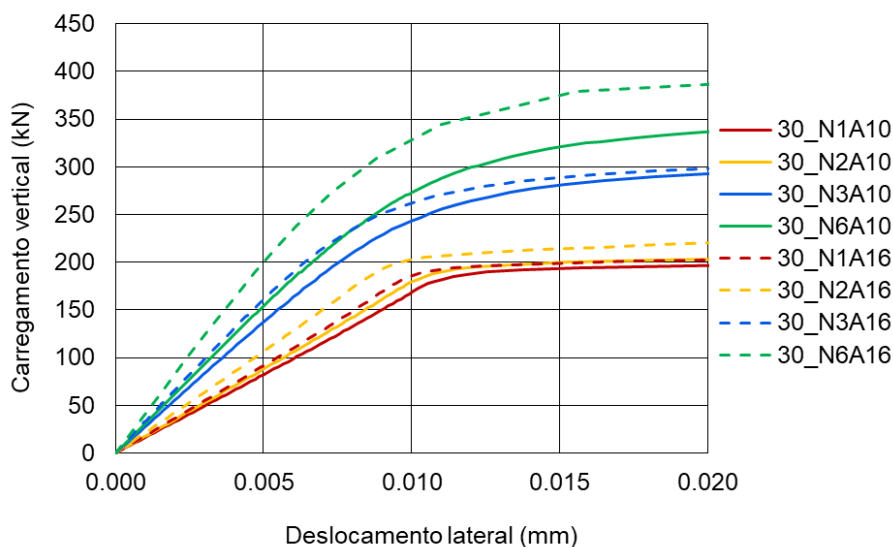
Fonte: autoria própria (2022).

Na Figura 78 as curvas foram ampliadas próximo à origem dos gráficos para possibilitar sua melhor visualização. Tanto nas trajetórias pós-pico, Figura 77, quanto nas trajetórias pré-pico, Figura 78, nota-se que o aumento da taxa de armadura aumenta a capacidade resistente das paredes. A magnitude deste acréscimo é menor, como seria de se esperar, quando as barras são posicionadas no centro da seção da parede, situação

notada nos modelos 30_N1A10 e 30_N1A16 e também nos modelos 30_N3A10 e 30_N3A16.

Nota-se na Figura 78 que a inclinação inicial da curva do modelo com 30_N2A10 com duas barras de aço $\phi=10,0$ mm ($A_s=1,57$ cm²) quase coincide com o modelo 30_N1A16 com uma barra de aço $\phi=16,0$ mm ($A_s=2,01$ cm²), indicando rigidez similar para essas duas configurações de armadura. Isso é observado entre o modelo 30_N6A10 ($A_s=4,71$ cm²) e o modelo 30_N3A16 ($A_s=6,03$ cm²) até, aproximadamente, o deslocamento $\Delta=0,008$ mm. Esta segunda situação não pode ser justificada pela proximidade da área de aço, pois é 28% maior para o modelo com 3 ϕ 16,0, logo, pode-se considerar que a distribuição da armadura nas proximidades das faces do bloco no modelo com 6 ϕ 10,0 seria a causa desse efeito.

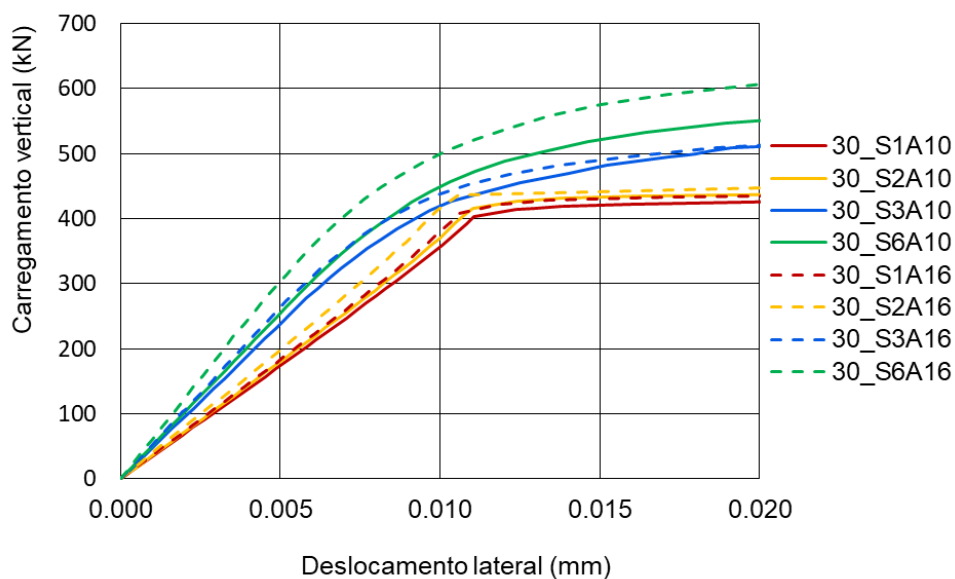
Figura 78 - Gráficos carregamento vs deslocamento, modelos 30_N



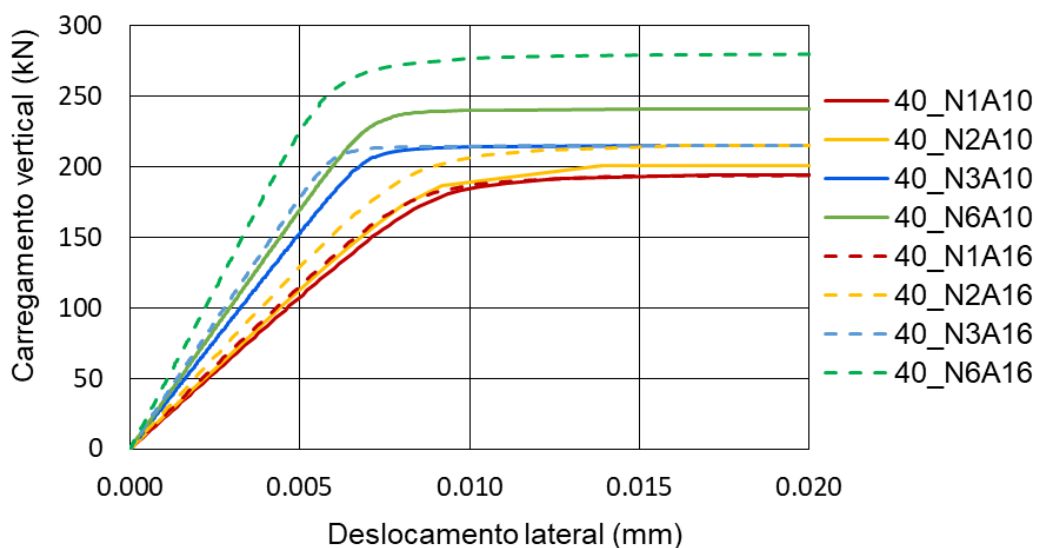
Fonte: autoria própria (2022).

Na Figura 79 são apresentados os resultados em forma de gráfico carregamento vertical vs deslocamento lateral dos modelos com $\lambda = 30$ e $f_{pk} = 16,6$ MPa (nomenclatura S) na Figura 79 (a), com $\lambda = 40$ e $f_{pk} = 10,5$ MPa na Figura 79 (b) e $f_{pk} = 16,6$ MPa na Figura 79 (c), com $\lambda = 50$ e $f_{pk} = 10,5$ MPa na Figura 79 (d) e $f_{pk} = 16,6$ MPa na Figura 79 (e). A partir desses gráficos é possível perceber a mesma tendência de acréscimo de capacidade resistente e de rigidez com a modificação na distribuição de armadura nos vazados dos blocos.

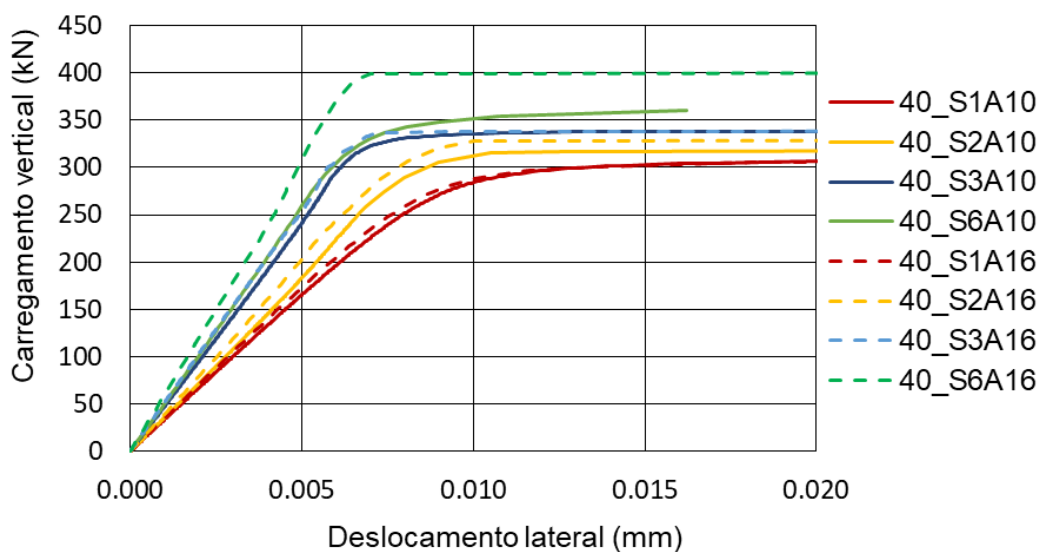
Figura 79 - Gráficos carregamento vs deslocamento, Modelos 30_S, 40 e 50.



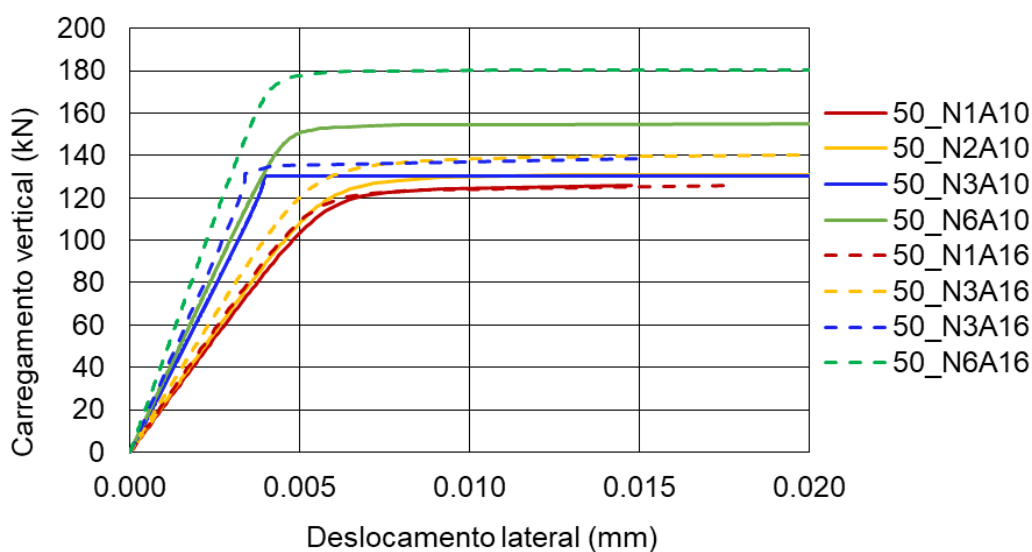
(a) Modelos 30_S



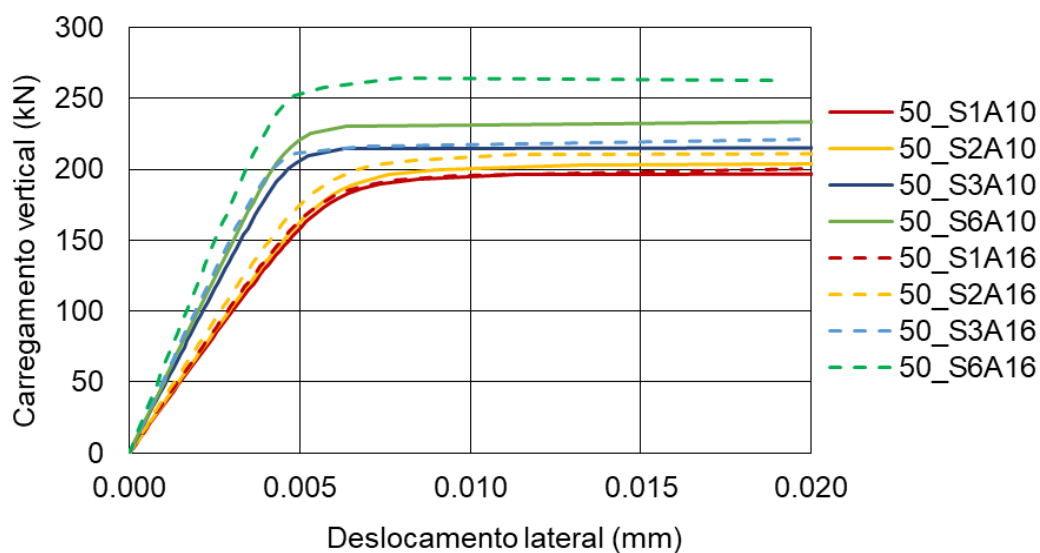
(b) Modelos 40_N



(c) Modelos 40_S



(d) Modelos 50_N



(e) Modelos 50_S

Fonte: autoria própria (2022).

A Tabela 28 contém a síntese da análise dos modelos com índice de esbelteza $\lambda=30$, cuja ruptura de todos os modelos pode ser associada aos efeitos de instabilidade lateral.

Tabela 28 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=30$.

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$	$\Delta P_{m\acute{a}x}$	$M_{P,m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	M_{cr}	σ_c/f_{pk}	Modo de ruptura	$(EI)_{ef}/(EI)_0$
	kN	mm	kNm	kNm	kNm			
30_N1A10	222,16	4,3	0,96	8,37	5,91	0,25	Flambagem	0,53
30_N2A10	230,65	0,2	0,05	8,99	6,16	0,26	Flambagem	0,61
30_N3A10	317,42	5,9	1,87	11,59	7,32	0,27	Flambagem	0,54
30_N6A10	363,40	5,6	2,04	16,47	16,33	0,31	Flambagem	0,36
30_N1A16	228,52	5,7	1,30	8,47	5,88	0,26	Flambagem	0,60
30_N2A16	266,11	3,4	0,90	9,91	7,03	0,30	Flambagem	0,57
30_N3A16	317,84	6,0	1,90	11,39	7,17	0,27	Flambagem	0,61
30_N6A16	432,75	4,4	1,90	24,3	10,09	0,37	Flambagem	0,44

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$	$\Delta P_{m\acute{a}x}$	$M_{P,m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	M_{cr}	σ_c/f_{pk}	Modo de ruptura	$(EI)_{ef}/(EI)_0$
	kN	mm	kNm	kNm	kNm			
30_S1A10	434,09	0,05	0,02	12,18	4,13	0,31	Flambagem	0,45
30_S2A10	447,77	0,09	0,04	13,06	5,51	0,32	Flambagem	0,45
30_S3A10	550,59	2,7	1,46	21,27	5,27	0,30	Flambagem	0,59
30_S6A10	628,30	7,8	4,88	24,11	10,72	0,34	Flambagem	0,55
30_S1A16	445,35	0,2	0,09	8,84	6,49	0,32	Flambagem	0,30
30_S2A16	470,51	0,91	0,43	15,56	9,31	0,34	Flambagem	0,54
30_S3A16	577,22	5,87	3,39	21,18	7,21	0,32	Flambagem	0,61
30_S6A16	704,48	6,55	4,61	28,21	9,24	0,38	Flambagem	0,41

Fonte: autoria pr3pria (2022).

De modo geral a flambagem foi identificada por tr3s premissas: a primeira 3 que ap3s o carregamento m3ximo, as duas faces da parede deslocam para o mesmo lado; a segunda 3 que o aumento no deslocamento foi significativamente maior ap3s a carga m3xima; a terceira 3 a queda no carregamento juntamente com os fen3menos citados nas duas premissas anteriores.

Verificou-se que as tens3es de tra33o e de compress3o nos elementos finitos do modelo 30_S2A10 e do modelo 30_N3A16 resultaram menores do que as tens3es limites do material em todo o processamento. Todos os momentos fletores de fissura33o apresentados na Tabela 28 ocorreram ap3s a carga m3xima, ou seja, n3o houve fissuras antes da flambagem.

Na Tabela 29 s3o apresentados os resultados gerais das simula33es com os modelos com 3ndice de esbeltez $\lambda=40$.

Tabela 29 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=40$.

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$	$\Delta P_{m\acute{a}x}$	$M_{P,m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	M_{cr}	σ_c/f_{pk}	Modo de ruptura	$(EI)_{ef}/(EI)_0$
	kN	mm	kNm	kNm	kNm			
40_N1A10	196,51	8,1	1,59	10,38	7,66	0,22	Flambagem	0,64
40_N2A10	200,56	0,01	0,03	0,05	-	0,23	Flambagem ¹	1,00
40_N3A10	214,52	0,02	0,01	0,01	-	0,19	Flambagem ¹	1,00
40_N6A10	240,73	4,9	1,18	11,59	7,67	0,21	Flambagem	0,66
40_N1A16	196,69	0,15	0,03	0,03	-	0,22	Flambagem ¹	1,00
40_N2A16	218,31	11,6	2,54	11,23	-	0,25	Flambagem ¹	0,68
40_N3A16	214,95	16,2	3,49	9,27	5,92	0,19	Flambagem	0,66
40_N6A16	280,36	0,07	0,02	0,02	7,67	0,24	Flambagem	1,00
40_S1A10	309,86	33,5	10,39	16,51	11,72	0,22	Flambagem	0,66
40_S2A10	319,45	0,31	0,10	16,87	7,44	0,23	Flambagem	0,69
40_S3A10	339,67	0,07	0,02	0,02	-	0,19	Flambagem ¹	1,00
40_S6A10	360,36	0,02	0,01	0,01	-	0,20	Flambagem ¹	1,00
40_S1A16	310,55	0,35	0,11	0,11	-	0,22	Flambagem ¹	1,00
40_S2A16	333,21	0,10	0,03	0,03	-	0,24	Flambagem ¹	1,00
40_S3A16	339,94	0,52	0,18	15,32	9,63	0,19	Flambagem	0,66
40_S6A16	406,23	0,13	0,05	0,05	-	0,22	Flambagem	1,00

1. Instabilidade repentina, sem perda de rigidez

Fonte: autoria pr3pria (2022).

A maioria dos modelos com $\lambda=40$ (40_N2A10, 40_N3A10, 40_N1A16, 40_N2A16, 40_S3A10, 40_S6A10, 40_S1A16, 40_S2A16, 40_S6A16) não apresentaram momentos de fissuração, como pode ser visto no encontro da linha de cada modelo com a coluna de M_{cr} da Tabela 29 que não possui valor. Isso ocorreu devido ao modo de ruptura por flambagem com pequenos deslocamentos com instabilidade lateral repentina, conseqüentemente a tensão limite de tração não foi alcançada. Nos demais modelos com $\lambda=40$ (40_N1A10, 40_N6A10, 40_N3A16, 40_N6A16, 40_S1A10, 40_S2A10 e 40_S3A16) a fissuração ocorreu após a flambagem.

Na Tabela 30, observa-se os resultados gerais dos modelos com índice de esbeltez $\lambda=50$. Somente cinco destes modelos (50_N2A10, 50_N3A10, 50_N2A16, 50_N6A16 e 50_S3A10) apresentaram tensões de tração acima do limite do material, que são os modelos da Tabela 30 que possuem valores na coluna de M_{cr} , devido aos grandes deslocamentos após a flambagem. Somente no modelo 50_S3A10 a fissuração iniciou com a carga máxima, nos demais modelos (50_N2A10, 50_N3A10, 50_N2A16 e 50_N6A16) a fissuração iniciou logo após a carga máxima ser alcançada.

Tabela 30 - Resumo dos resultados, modelos com $\lambda=50$.

Modelo	$P_{m\acute{a}x}$	$\Delta P_{m\acute{a}x}$	$M_{P,m\acute{a}x}$	$M_{m\acute{a}x}$	M_{cr}	σ_c/f_{pk}	Modo de ruptura	$(EI)_{ef}/(EI)_0$
	kN	mm	kNm	kNm	kNm			
50_N1A10	125,78	0,02	0,01	0,01	-	0,14	Flambagem ¹	1,00
50_N2A10	132,30	9,13	1,21	7,99	5,36	0,15	Flambagem	0,70
50_N3A10	138,57	5,14	0,71	6,80	4,60	0,12	Flambagem	0,68
50_N6A10	154,98	0,02	0,01	0,01	-	0,13	Flambagem ¹	1,00
50_N1A16	126,05	0,02	0,01	0,01	-	0,14	Flambagem ¹	1,00
50_N2A16	140,87	6,14	0,86	7,83	5,42	0,16	Flambagem	0,47
50_N3A16	138,70	0,01	0,01	0,01	-	0,12	Flambagem ¹	1,00
50_N6A16	180,94	30,5	5,51	13,35	5,55	0,16	Flambagem	0,62
50_S1A10	198,93	0,07	0,01	0,01	-	0,14	Flambagem ¹	1,00
50_S2A10	206,46	0,04	0,01	0,01	-	0,15	Flambagem ¹	1,00
50_S3A10	219,06	31,67	6,94	11,83	6,94 ²	0,12	Flambagem	0,66
50_S6A10	235,24	0,03	0,01	0,01	-	0,13	Flambagem ¹	1,00
50_S1A16	200,11	0,02	0,01	0,01	-	0,14	Flambagem ¹	1,00
50_S2A16	214,13	0,07	0,01	0,01	-	0,15	Flambagem ¹	1,00
50_S3A16	221,44	0,02	0,01	0,01	-	0,12	Flambagem ¹	1,00
50_S6A16	263,96	0,01	0,01	0,01	-	0,14	Flambagem ¹	1,00

1. Instabilidade repentina, sem perda de rigidez.

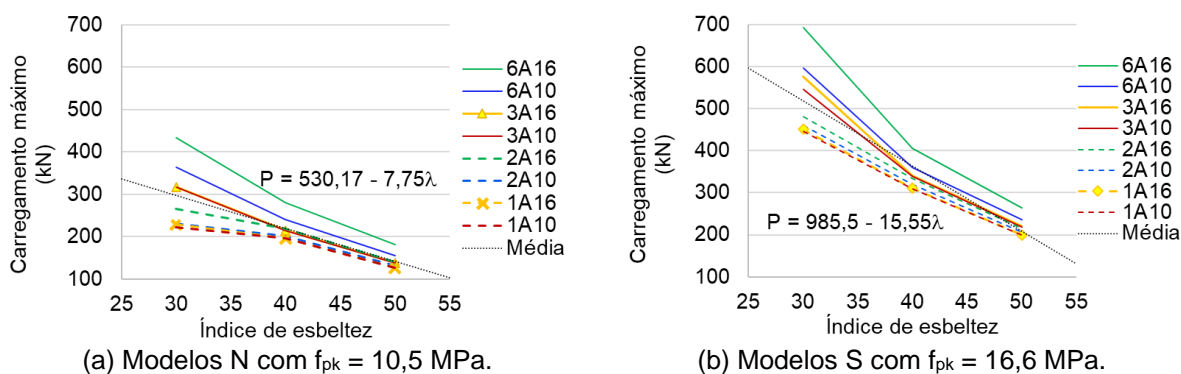
2. O M_{cr} ocorreu juntamente com a carga máxima.

Fonte: autoria própria (2022).

A influência da resistência à compressão do prisma (f_{pk}) e da esbeltez (λ) na capacidade resistente dos modelos pode ser visualizada na Figura 80 (a) e na Figura 80 (b). Como seria de se esperar, o aumento da esbeltez resultou em redução da capacidade resistente da parede. É possível verificar também que, para o caso da armadura disposta no

eixo e bloco com menor resistência à compressão, a taxa de redução se mostrou maior no intervalo de esbeltez entre 40 e 50. Ao contrário, para o caso de armadura disposta junto às faces do bloco e maior resistência à compressão, a taxa de redução se mostrou maior no intervalo de esbeltez entre 30 e 40. Considerando apenas os modelos com bloco de resistência à compressão maior, é possível identificar que as maiores taxas de redução da capacidade resistente ocorreram com esbeltez entre 30 e 40, sendo mais perceptível no caso de armaduras próximas às faces do bloco. No caso de armaduras centralizadas a diferença entre as taxas de redução se mostrou tão pequena que seria possível considerar a mesma taxa para os dois intervalos de esbeltez. Considerando agora a regressão linear de todos os resultados, verifica-se que a perda da capacidade resistente é maior para o caso de blocos com maior resistência à compressão.

Figura 80 - Gráfico carregamento máximo vs índice de esbeltez, influência do f_{pk} .



Fonte: autoria própria (2022).

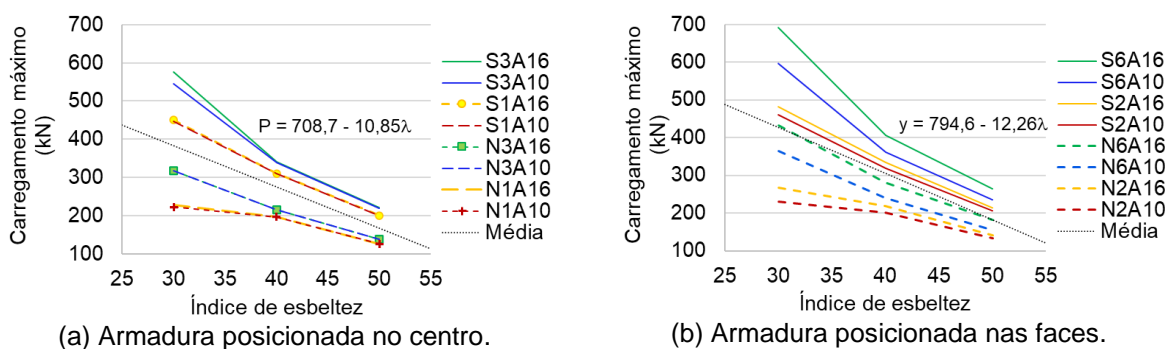
A influência da esbeltez e da disposição da armadura, armada no centro da seção ou junto às faces do bloco, na capacidade resistente dos modelos pode ser visualizada na Figura 81 (a) e Figura 81 (b). Para ambas as disposições de armadura com a menor taxa geométrica adotada, é possível verificar a ocorrência de menor perda de capacidade resistente no intervalo de esbeltez entre 30 e 40. Nos demais casos ocorre o contrário, esse intervalo define a maior perda da capacidade resistente. É importante mencionar que os modelos com 3 e 6 barras de aço representam não apenas um simples acréscimo da taxa de armadura, mas também uma maior distribuição dessas barras na seção da parede.

Considerando agora a situação de armadura centralizada e os pares com mesma distribuição dessa armadura na Figura 81 (a), verifica-se que houve acréscimo da capacidade resistente, perceptível, apenas no caso da alvenaria com maior valor para f_{pk} e com maior taxa de armadura. Isto indica que o simples aumento da taxa de armadura para uma mesma configuração de distribuição das barras não implicou em acréscimo da capacidade resistente significativa, para o caso de armadura centralizada. Observando-se esse mesmo aspecto para o caso de armaduras próximas às faces do bloco, Figura 81 (b),

verifica-se que sempre se configura aumento da capacidade resistente, com diferenças percentuais iguais a 15,4%, 19,1%, 4,8% e 16,1%, relativamente aos modelos N2A, N6A, S2A e S6A, respectivamente, para o caso de esbeltez $\lambda = 30$. Esses acréscimos na capacidade resistente se tornam cada vez menores com o aumento da esbeltez, sendo praticamente nulos para os pares N2A e S2A.

Considerando as linhas de tendências em cada uma das figuras, obtidas pela regressão linear de todos os resultados, é possível concluir que, embora a capacidade resistente com disposição da armadura junto à face do bloco seja sempre maior, a perda dessa capacidade resistente com o aumento da esbeltez se mostrou mais intensa para esse caso de disposição de armadura.

Figura 81 - Gráfico carregamento vs esbeltez, influência da posição da armadura.



Fonte: autoria própria (2022).

A diferença na inclinação da linha média entre os gráficos da Figura 81, que representa o efeito da disposição da armadura, é menor do que a diferença na inclinação entre os gráficos da Figura 80, que representa o efeito da resistência à compressão da alvenaria. Este resultado sugere que a perda da capacidade resistente da parede seria mais influenciada pela resistência da alvenaria do que pela taxa de armadura e disposição das barras na seção da parede. Por outro lado, nota-se que a maior amplitude dos resultados para cada esbeltez, analisadas isoladamente, se configurou para a esbeltez $\lambda = 30$ para o caso de armaduras dispostas junto às paredes do bloco. De uma forma geral, verifica-se que o aumento da esbeltez implicou em redução da capacidade resistente da parede e menor influência dos diferentes parâmetros avaliados.

5.2 RESULTADOS DO MÉTODO ANALÍTICO DA NORMA BRASILEIRA.

O procedimento do cálculo utilizado para obtenção dos resultados de todos os modelos da análise de variação de parâmetro é mostrado a seguir. Como exemplo, o

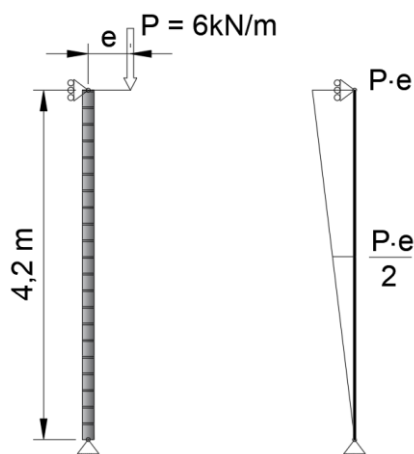
método detalhado foi aplicado no modelo 30_N1A10, incluindo análises da posição da linha neutra, plastificação da armadura e deslocamento excessivo no Estado Limite de Serviço.

Após o exemplo de aplicação do método, é apresentada a síntese dos resultados em todos os modelos. Na síntese não são apresentadas análises da posição da linha neutra, plastificação da armadura e deslocamento excessivo no ELS, sendo que essas análises são importantes nos projetos, mas não pertencem ao escopo desta pesquisa.

5.2.1 APLICAÇÃO DO MÉTODO ANALÍTICO NO MODELO 30_N1A10.

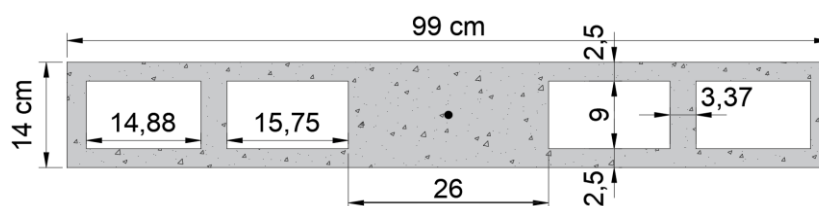
Neste exemplo foi realizado o dimensionamento de uma parede muito esbelta com carga centrada (excentricidade mínima). A parede N1A10_30, que é uma das paredes simuladas na análise de variação de parâmetro, foi utilizada para a aplicação do método contido no anexo C da norma brasileira. As vinculações e a carga aplicada com excentricidade $e = 1,25$ cm no topo da parede são mostradas na Figura 82. Para a situação de carga centrada, a excentricidade mínima recomendada é $e = t/10$, neste exemplo foi assumida $e = t/11,2$ assim como nas simulações. O ajuste na excentricidade foi necessário para evitar o ajuste de malhas nos modelos computacionais.

Figura 82 - Esquema de carregamento, vinculações e esforço momento fletor.



Fonte: autoria própria (2022).

Figura 83 - Seção horizontal da parede N1A10.



Fonte: autoria própria (2022).

A parede possui blocos vazados, sendo que um furo é grauteado e armado com uma barra de 10,0 mm de diâmetro. Comumente, os vazados possuem a mesma dimensão interna em blocos que não sejam de amarração. Na Figura 83, entretanto, os vazados são mostrados com dimensões diferentes. Essa adaptação foi realizada para igualar as fiadas pares e ímpares nos modelos computacionais.

A resistência à compressão do prisma com bloco vazado é fornecida na área bruta, para o procedimento apresentado no anexo C da norma é requisitado o cálculo com a área líquida, que tem aproximadamente metade do valor da área bruta. Neste exemplo a resistência à compressão do bloco é igual a $f_{bk} = 8,0$ MPa e do prisma é igual a $f_{pk} = 6,0$ MPa na área bruta e vale aproximadamente o dobro na área líquida, sendo assumido $f_{pk} = 10,5$ MPa, mesmo valor do prisma grauteado. O módulo de elasticidade da alvenaria é calculado com $E = 800 \cdot f_{pk}$, neste exemplo, assim como nas simulações, o módulo de elasticidade foi calculado com $\sigma = E \cdot \varepsilon$ que, com $\varepsilon = 3\%$ na tensão máxima, resultou em $E_{alv} = 3500$ MPa.

Os valores dos coeficientes ponderadores de carga, da alvenaria e do aço (γ_f , γ_m e γ_s) foram assumidos iguais a 1,0 pois na metodologia desta pesquisa os resultados dos cálculos foram comparados com os resultados obtidos nas simulações, as quais foram elaboradas com valores médios.

Para a sequência de cálculo, foram utilizados os seguintes dados:

$t = 0,14$ m	Alvenaria:	Aço:
$h = 4,2$ m	$f_{pk} = 10,5$ MPa	$f_{yk} = 500$ MPa
$\lambda = 30$	$f_{tk} = 0,2$ MPa	$E_s = 200$ GPa
$e = 1,25$ cm	$E_{alv} = 3500$ MPa	$A_{s,0} = 0,79$ cm ² /m

5.2.1.1 VERIFICAÇÃO DA RUPTURA

A área total da seção transversal da parede é igual a $A_{BRUTA} = 0,14 \cdot 0,99 = 0,14$ m², a área dos furos não grauteados é igual a $A_{VAZADOS} = 2 \cdot (0,15 + 0,16) \cdot 0,09 = 0,056$ m², a área líquida é a diferença entre as duas áreas $A_{LÍQUIDA} = 0,084$ m². Com o peso específico da alvenaria igual a $\gamma_{esp} = 24$ kN/m³ o peso próprio da parede resulta em $P_g = 24 \cdot 0,084 \cdot 4,2 = 8,47$ kN que dividido por comprimento unitário resulta em 8,47 kN/m.

A norma requisita a verificação da tensão de compressão de projeto inferior aos 10% da resistência à compressão de projeto do prisma $\sigma_d \leq 0,1 \cdot f_{pk} / \gamma_m$. Como não existem outros carregamentos, além de 6,0 kN/m e P_g , $P_{d2} = 0$ a Equação 68 fica estabelecida por:

$$\gamma_f \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{A_{LÍQUIDA}} \leq 0,1 \cdot \frac{f_{pk}}{\gamma_m} \quad \text{Equação 68}$$

$$(1,0) \frac{(6 + 8,47) + (0)}{0,084} \leq 0,1 \cdot \frac{10500}{(1,0)}$$

$$172 \text{ kPa} \leq 1050 \text{ kPa}$$

O primeiro termo da Equação 49 do momento fletor total na meia altura da parede referente ao carregamento horizontal é nulo.

$$M_{d,tot} = \frac{w_d \cdot h^2}{8} + P_{d1} \frac{e}{2} + (P_{d1} + P_{d2}) \Delta_0 \left[1 - \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{P_{cr}} \right]^{-1} \quad \text{Equação 49}$$

O segundo termo referente ao momento fletor no meio da parede causado pelo carregamento excêntrico ($M_{d,Pe}$), Equação 69, inclui o peso próprio (P_g) da parede. O esforço solicitante máximo ocorre no meio da parede, logo, somente 4,23 kN/m, metade do peso da parede por unidade de comprimento, é considerado.

$$M_{d,Pe} = P_{d1} \frac{e}{2} \quad \text{Equação 69}$$

$$P_{d1} \frac{e}{2} = (6 + 4,23) \frac{0,0125}{2} = 0,064 \text{ kNm}$$

Para o cálculo do terceiro termo, referente ao momento de segunda ordem, é necessário determinar a carga crítica (P_{cr}), Equação 48, e o deslocamento de primeira ordem (Δ_0), Equação 50.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{ef}}{h^2 (1 + 0,5\beta_d) \gamma_m} \quad \text{Equação 48}$$

$$\Delta_0 = \frac{5w_d \cdot h^4}{384 (EI)_{ef}} + \frac{P_{d1} \cdot e \cdot h^2}{16 (EI)_{ef}} \quad \text{Equação 50}$$

O termo β_d corresponde ao quociente entre o momento originado pela ação permanente $M_{d,g} = P \cdot e$ e o momento fletor total de cálculo (M_d). O valor de M_d inclui os momentos fletores gerados por cada ação existente. Neste exemplo $\beta_d = 1,0$ pois não há outras ações além de P_{d1} :

$$\beta_d = \frac{M_{d,g}}{M_d} \quad \text{Equação 70}$$

$$\beta_d = \frac{(10,23 \cdot 0,0125) / 2}{0,064} = 1,0$$

Para a rigidez efetiva $(E \cdot I)_{ef}$ deve ser assumido um valor maior ou igual a 25% da rigidez da seção não fissurada ($E \cdot I_0$) e menor ou igual a rigidez da seção fissurada ($E \cdot I_{cr}$). A primeira situação é uma forma simplificada de considerar a fissuração e a deformação

lenta da alvenaria. Para a segunda situação, deve ser levado em conta a seção fissurada da alvenaria parcialmente grauteada.

Para determinar a inércia da seção fissurada, as seguintes hipóteses simplificadoras são assumidas:

- A resistência à tração da alvenaria é nula. Assim, somente a seção comprimida contribui para a rigidez efetiva;

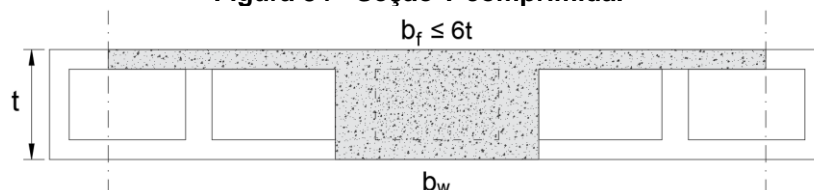
- Não é levada em conta a contribuição de armaduras de compressão. Somente armaduras de tração contribuem para a rigidez efetiva.

- Em paredes totalmente grauteadas o cálculo pode levar em conta um comprimento unitário (1,0 m por exemplo), nas seções parcialmente grauteadas é assumido o comprimento máximo igual a $6 \cdot t$.

- A área do septo transversal da seção é descontada, pois entre as fiadas pares e ímpares a prumada dos septos é descontinuada.

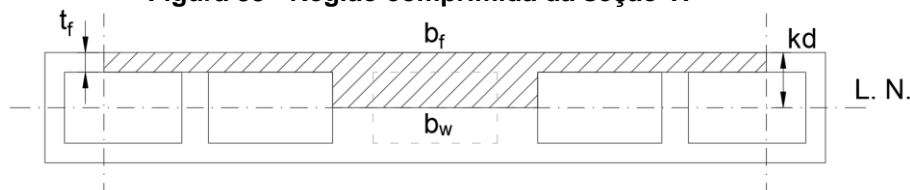
Para avaliar a rigidez efetiva $(E \cdot I)_{ef}$, é considerada a seção T, Figura 84, e sua região comprimida, Figura 85, supondo que a linha neutra está posicionada nos vazados da alvenaria.

Figura 84 - Seção T comprimida.



Fonte: autoria própria (2022).

Figura 85 - Região comprimida da seção T.



Fonte: autoria própria (2022).

O momento de inércia da seção fissurada (I_{cr}), com contribuição da região comprimida da seção T e $b_f = 6 \cdot t$, é obtido pela Equação 71.

$$I_{cr} = \frac{(b_f - b_w) \cdot t_f^3}{12} + t_f \cdot (b_f - b_w) \cdot \left(kd - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b_w \cdot (kd)^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (kd - d)^2 \quad \text{Equação 71}$$

$$I_{cr} = \frac{(84 - 26) \cdot (2,5)^3}{12} + 2,5 \cdot (84 - 26) \cdot \left(kd - \frac{2,5}{2}\right)^2 + \frac{26 \cdot (kd)^3}{3} + \eta \cdot (0,79) \cdot (kd - 7)^2$$

Na análise da seção armada, a razão entre os módulos dos materiais (η) é igual a:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{alv}} \quad \text{Equação 72}$$

$$\eta = \frac{200}{3,5} = 57,1$$

A altura útil (d) para flexão fora do plano é igual $d = t - (\text{cobrimento} + \text{espessura do septo} + \phi/2)$. Neste exemplo a armadura está no centro na seção, portanto $d = t/2 = 7,0$ cm. A taxa de armadura (ρ) é então calculada com a Equação 73.

$$\rho = \frac{A_s}{100 \cdot d} \quad \text{Equação 73}$$

$$\rho = \frac{0,79}{100 \cdot 7} = 11,28 \cdot 10^{-4}$$

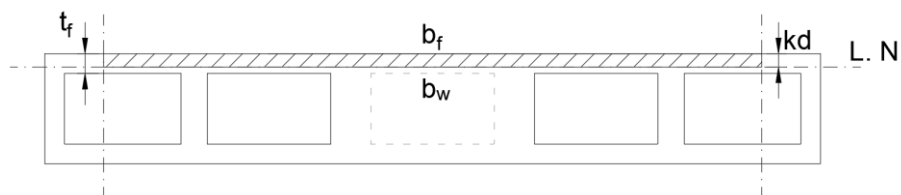
A altura da região comprimida que define a posição da linha neutra (kd), em função da armadura inicialmente adotada, é determinada com a Equação 74 em função de $\eta\rho = 0,064$.

$$kd = \left[\sqrt{2\eta\rho + (\eta\rho)^2} - \eta\rho \right] \cdot d \quad \text{Equação 74}$$

$$kd = \left[\sqrt{2 \cdot 0,064 + (0,064)^2} - 0,064 \right] \cdot 7,0 = 2,1 \text{ cm}$$

O resultado $kd = 2,1$ cm é menor que $t_f = 2,5$ cm e indica que a linha neutra está posicionada na parede do bloco, Figura 86, e não na altura dos vazados como foi assumido inicialmente. Dessa forma o momento de inércia da seção fissurada deve ser calculado com a Equação 75 com $b_w = b_f = 6 \cdot t = 84$ cm.

Figura 86 - Região comprimida da parede dos blocos.



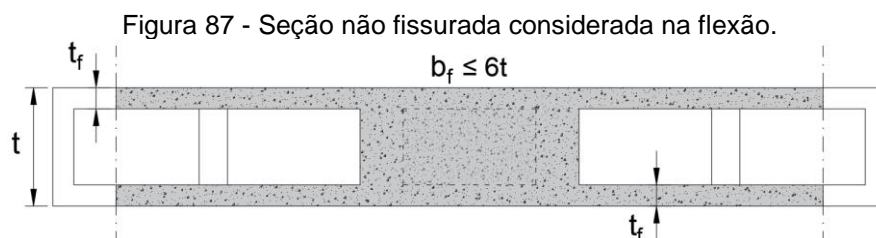
Fonte: autoria própria (2022).

$$I_{cr} = \frac{b_w \cdot (kd)^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (kd - d)^2 \quad \text{Equação 75}$$

$$I_{cr} = \frac{84 \cdot (2,1)^3}{3} + 57,1 \cdot (0,79) \cdot (2,1 - 7,0)^2 = 1,34 \cdot 10^3 \text{ cm}^4/\text{m}$$

O momento de inércia da seção fissurada resulta $I_{cr} = 1,34 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$ ou $1,34 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$. A mínima rigidez resulta em $E_{alv} \cdot I_{cr} = 3500 \cdot 1,34 \cdot 10^{-5} = 46,98 \cdot 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}^2$ ou $47 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$.

Para determinar o momento de inércia da seção não fissurada (I_0) deve ser considerado $b_f = 6 \cdot t$ e desconsiderada a contribuição dos septos transversais dos furos não grauteados, Figura 87. Com a Equação 76 é determinado o valor do momento de inércia I_0 por unidade de comprimento:



Fonte: autoria própria (2022).

$$I_0 = \frac{b_f \cdot t^3}{12} - \frac{(b_f - b_w) \cdot (t - 2 \cdot t_f)^3}{12} \quad \text{Equação 76}$$

$$I_0 = \frac{84 \cdot (14)^3}{12} - \frac{(84 - 26) \cdot (9)^3}{12} = 15,68 \cdot 10^3 \text{ cm}^4/\text{m}$$

A máxima rigidez resulta em $0,25 \cdot E_{alv} \cdot I_0 = 0,25 \cdot 3500 \cdot 15,68 \cdot 10^{-5} = 13,72 \cdot 10^{-2} \text{ MN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ ou $137 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$. Portanto, foi assumida a rigidez efetiva igual a $(EI)_{ef} = 137 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$ considerando o valor menos conservador entre $47 \leq (EI)_{ef} \leq 137$.

A carga crítica é determinada pela Equação 48.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{ef}}{h^2 (1 + 0,5\beta_d)\gamma_m} \quad \text{Equação 48}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (137)}{(4,2)^2 \cdot [1 + 0,5(1,0)] \cdot (1,0)} = 51,1 \text{ kN/m}$$

Para calcular o momento de segunda ordem é necessário determinar o deslocamento de primeira ordem.

Na ausência de carregamentos horizontais no plano da parede w_d é nulo, o deslocamento de primeira ordem pode ser determinado com, apenas, o segundo termo da Equação 50.

$$\Delta_0 = \frac{5w_d \cdot h^4}{384(EI)_{ef}} + \frac{P \cdot e \cdot h^2}{16(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 50}$$

$$\Delta_0 = \frac{5 \cdot (0) \cdot h^4}{384(EI)_{ef}} + \frac{(6) \cdot (1,25) \cdot (420)^2}{16 \cdot (137 \cdot 10^4)} = 0,06 \text{ cm}$$

Com os valores de P_{cr} e Δ_0 obtidos, o terceiro termo da Equação 49 está resolvido. Determina-se, então, o momento fletor total $M_{d,tot}$ incluindo os efeitos de segunda ordem.

$$M_{d,tot} = \frac{w_d \cdot h^2}{8} + P_{d1} \frac{e}{2} + (P_{d1} + P_{d2}) \Delta_0 \left[1 - \frac{(P_{d1} + P_{d2})}{P_{cr}} \right]^{-1} \quad \text{Equação 49}$$

$$M_{d,tot} = \frac{(0) \cdot h^2}{8} + (10,23) \frac{(0,0125)}{2} + (10,23 + 0) \cdot (0,06 \cdot 10^{-2}) \cdot \left[1 - \frac{(10,23 + 0)}{51,1} \right]^{-1}$$

$$M_{d,tot} = 0 + 0,064 + 0,0077 = 0,07 \text{ kN}\cdot\text{m/m ou } 7,2 \text{ kN}\cdot\text{cm/m}$$

Dessa forma o momento fletor total solicitante fica determinado. A Tabela 31 contém os resultados de P_{cr} , e Δ_0 e $M_{d,tot}$ de ambos os extremos da rigidez efetiva. Para a rigidez mais conservadora com $E_{alv} \cdot I_{cr} = 47 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ a carga P_{cr} corresponde a uma redução de 66%, o deslocamento Δ_0 e o momento fletor $M_{d,tot}$ correspondem a um aumento percentual igual a 200% e 49% respectivamente dos resultados obtidos com a rigidez $0,25 \cdot E_{alv} \cdot I_0$.

Tabela 31 - Comparativo entre $47 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m} \leq (EI)_{ef} \leq 137 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$

	$0,25 \cdot E_{alv} \cdot I_0$	$E_{alv} \cdot I_{cr}$	$(E_{alv} \cdot I_{cr}) / (E_{alv} \cdot I_0)$
P_{cr} (kN/m)	51,1	17,5	0,34
Δ_0 (cm)	0,06	0,18	3,00
$M_{d,tot}$ (kN·cm/m)	7,2	10,7	1,49

Fonte: autoria própria (2022).

A profundidade da linha neutra (x) na seção crítica, que é solicitada pelo $M_{d,tot}$, pode ser determinada pela Equação 51.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_{d,tot}}{0,5b \cdot d^2 \cdot f_d}} \right] \quad \text{Equação 51}$$

$$x = 1,25 \cdot (7) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{7,2}{0,5 \cdot (84) \cdot (7)^2 \cdot (1,05)}} \right] = 0,014 \text{ cm}$$

O anexo C da norma estabelece a condição em que $x/d \leq 0,5$. Com o resultado da posição da linha neutra referente ao esforço solicitante obtido, tem-se $x/d = 0,014/7,0 = 0,002$ a condição foi atendida com $0,002 < 0,5$.

A distância z entre as resultantes das tensões de tração e compressão na seção é determinada pela Equação 77.

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad \text{Equação 77}$$

$$z = 7 - 0,4 \cdot (0,014) = 6,99 \text{ cm}$$

A armadura necessária é determinada pela Equação 52.

$$A_s = \frac{M_{d,tot}}{f_{yd} \cdot z} \quad \text{Equação 52}$$

$$A_s = \frac{7,2}{\left(\frac{50}{1,0}\right) \cdot 6,99} = 0,02 \text{ cm}^2$$

Verifica-se que a armadura adotada inicialmente $A_{s0}=0,79 \text{ cm}^2$ é maior que a armadura necessária, $A_s=0,02 \text{ cm}^2$. A armadura inicial A_{s0} atende a solicitação. Destaca-se que esse equacionamento foi desenvolvido para o caso de flexão simples, mas está sendo aplicado para o caso de flexo-compressão por resultar em maior armadura quando a força axial for pequena.

Para finalidades de projetos, deve-se ainda atender a armadura mínima de aço calculada pela Equação 53.

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,10}{100}(t \cdot b_w) \quad \text{Equação 53}$$

$$A_{s,\text{mín}} = \frac{0,10}{100}(14 \cdot 84) = 1,18 \text{ cm}^2$$

O valor obtido para $A_{s,\text{mín}}$ é maior que o valor da armadura calculada A_s . Uma barra com diâmetro igual a $\phi=12,5 \text{ mm}$ atende a armadura mínima com área de aço igual a $A_s = 1,23 \text{ cm}^2$.

Pelo equilíbrio de forças da seção, assumindo-se o equacionamento da flexão simples para a flexo compressão, verifica-se o escoamento do aço admitindo que $f_s = f_{yd}$ e $\varepsilon_{\text{alv}} = 3,0\text{‰}$ na Equação 78 e Equação 79.

$$0,8 \cdot x \cdot f_d \cdot b_w = f_s \cdot A_s \quad \text{Equação 78}$$

$$0,8 \cdot x \cdot \left(0,7 \frac{1,05}{1,0}\right) \cdot 84 = 50 \cdot 1,23$$

$$x = 1,25 \text{ cm}$$

$$\frac{\varepsilon_{\text{alv}}}{x} = \frac{\varepsilon_s}{(d-x)} \quad \text{Equação 79}$$

$$\frac{0,003}{1,25} = \frac{\varepsilon_s}{(7-1,25)}$$

A deformação específica do aço $\varepsilon_s=13,8\text{‰}$ é maior do que a deformação de início de escoamento do aço CA-50 $\varepsilon_y=2,5\text{‰}$, desconsiderando os coeficientes ponderadores dos materiais, e menor que o limite de ruptura do aço. O resultado confirma a hipótese adotada para o escoamento da armadura. Considerando os coeficientes $\gamma_m=2,0$ e $\gamma_s=1,15$ a deformação do aço reduz para $\varepsilon_s = 6,7\text{‰}$ que permanece maior que $\varepsilon_y = 2,17\text{‰}$ e menor que $\varepsilon_u = 10\text{‰}$.

O momento resistente da seção é determinado pela Equação 80.

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot f_d \cdot b_w (d - 0,4x) \quad \text{Equação 80}$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot (1,25) \cdot 1,05 \cdot (84) \cdot (7 - 0,4 \cdot 1,25) = 573,3 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

O momento resistente da seção resultou maior que o momento total solicitante $M_{Rd} > M_{d,tot}$ com $573,3 \text{ kN}\cdot\text{cm} > 7,2 \text{ kN}\cdot\text{cm}$.

5.2.1.2 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

Verificada a condição de ruptura, verifica-se o estado de limite de serviço para o deslocamento máximo (Δ_{lim}), limitado pela razão $h/250 = 420/250 = 1,68 \text{ cm}$ à meia altura da parede. O momento fletor de fissuração M_{cr} é obtido com a Equação 56.

$$M_{cr} = \left(0,9 \frac{P_k}{A} + f_{tk}\right) \frac{I_0}{(t/2)} \quad \text{Equação 56}$$

A resistência à tração $f_{tk} = 0,2 \text{ MPa}$ é admitida para uma argamassa com resistência à compressão igual a $f_{arg} = 7,0 \text{ MPa}$. A carga característica $P_k = P_{d1} = 10,23 \text{ kN}$ para este exemplo por não serem aplicados os coeficientes ponderadores.

$$M_{cr} = \left(0,9 \frac{10,23}{0,08} + 200\right) \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{(0,14/2)} = 0,71 \text{ kNm/m}$$

Admitindo que o deslocamento à meia altura (Δ_m) da parede é o máximo permitido, igual a $1,68 \text{ cm}$, determina-se o momento fletor em serviço, considerando o efeito de 2ª ordem.

$$M_s = \frac{\psi_{1,w} \cdot w_k \cdot h^2}{8} + \psi_1 \cdot P_{d1} \frac{e}{2} + \psi_1 \cdot P_k \cdot \Delta_s \quad \text{Equação 58}$$

$$M_s = \frac{\psi_{1,w} \cdot (0) \cdot h^2}{8} + (1,0) \cdot (10,23) \frac{0,0125}{2} + (1,0) \cdot (10,23) \cdot (0,0168) = 0,24 \text{ kNm / m}$$

Para determinar o deslocamento de serviço, a Equação 57 é aplicada para $M_{cr} > M_s$.

$$\Delta_s = \frac{5M_s \cdot h^2}{48(E \cdot I_0)} \quad \text{Equação 57}$$

$$\Delta_s = \frac{5 \cdot (0,24) \cdot (4,2)^2}{48(3,5 \cdot 10^6 \cdot 1,89 \cdot 10^{-4})} = 0,00067 \text{ m ou } 0,07 \text{ cm}$$

Com o resultado igual a $\Delta_s=0,07 \text{ cm} < \Delta_{lim}=1,68 \text{ cm}$ a condição para o deslocamento em serviço foi atendida.

5.2.2 SÍNTESE DOS RESULTADOS DO MÉTODO ANALÍTICO EM TODOS OS MODELOS.

Na Tabela 32 observa-se o resumo dos resultados obtidos para a carga crítica (P_{cr}), deslocamentos de primeira ordem (Δ_0) e de segunda ordem (Δ_{2a}), e momento fletor máximo ($M_{m\acute{a}x}$) de todos os modelos com índice de esbelteza $\lambda=30$. Nota-se que os resultados se repetem para os modelos N1 e N2 independentemente da quantidade de aço ou diâmetro da barra, assim como se repetem para outros modelos com a mesma quantidade de furos grauteados. Isso ocorre porque a rigidez efetiva $(EI)_{ef}$, assumida de forma simplificada com $0,25 \cdot EI_0$, não leva em conta a armadura. Quando a rigidez é assumida com a inércia da seção fissurada (I_{cr}) tanto a taxa de armadura como o seu posicionamento, no centro ou na face da seção da parede, alteram os resultados. O método, no entanto, assume o maior valor para a rigidez efetiva entre $EI_{cr} \leq (EI)_{ef} \leq 0,25 \cdot EI_0$ que resulta, para todos os casos, $(EI)_{ef} = 0,25 \cdot EI_0$.

Tabela 32 - Resumo dos resultados analíticos, Modelos com $\lambda=30$.

Modelo	P_{cr}	Δ_0	Δ_{2a}	$M_{m\acute{a}x}$
	kN	cm	mm	kN·m
30_N1A10	51,2	0,49	544,0	26,8
30_N2A10	51,2	0,49	544,0	26,8
30_N3A10	56,4	0,46	799,4	40,7
30_N6A10	56,4	0,46	799,4	40,7
30_N1A16	51,2	0,49	544,0	26,8
30_N2A16	51,2	0,49	544,0	26,8
30_N3A16	56,4	0,46	799,4	40,7
30_N6A16	56,4	0,46	799,4	40,7
30_S1A10	80,9	0,50	1230,7	97,1
30_S2A10	80,9	0,50	1230,7	97,1
30_S3A10	89,2	0,48	619,0	51,9
30_S6A10	89,2	0,48	619,0	51,9
30_S1A16	80,9	0,50	1230,7	97,1
30_S2A16	80,9	0,50	1230,7	97,1
30_S3A16	89,2	0,48	619,0	51,9
30_S6A16	89,2	0,48	619,0	51,9

Fonte: autoria própria (2022).

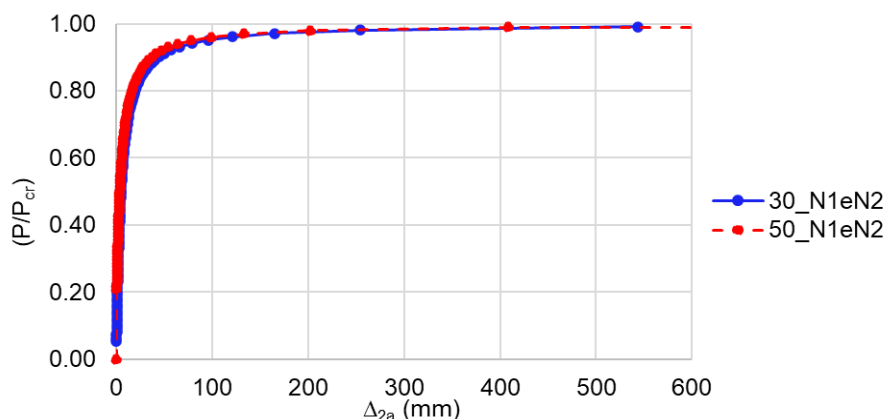
Na Tabela 33 são mostrados os resultados dos modelos com índice de esbelteza igual a $\lambda=40$ e $\lambda=50$, os modelos com resultados iguais foram agrupados.

Tabela 33 - Resumo dos resultados analíticos, Modelos com $\lambda=40$ e $\lambda=50$.

Modelo	P_{cr}	Δ_0	Δ_{2a}	$M_{m\acute{a}x}$
	kN	cm	mm	kN·m
40_N1eN2	28,8	0,46	1676,2	43,6
40_N3eN6	31,8	0,39	586,7	14,3
40_S1eS2	45,5	0,48	562,9	24,1
40_S3eS6	50,2	0,44	1838,0	78,7
50_N1eN2	18,4	0,42	53278,1	795,4
50_N3eN6	20,3	0,28	652,1	7,20
50_S1eS2	29,1	0,45	453,2	11,6
50_S3eS6	32,1	0,36	2180,3	49,9

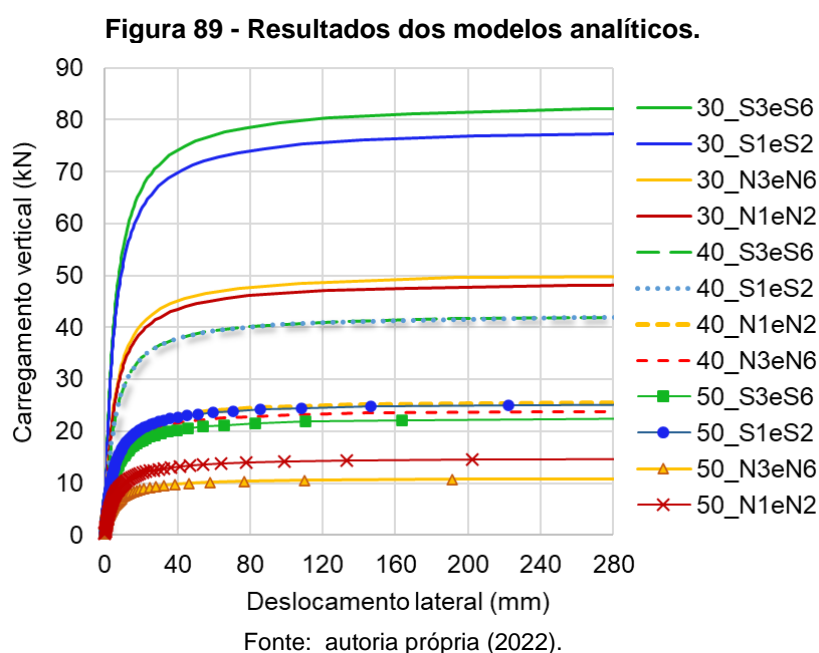
Fonte: autoria pr3pria (2022).

Os valores de Δ_{2a} , para todos os modelos, resultaram entre 54 cent3metros e 53 metros, ambos os valores s3o inaplic3veis para condi33es reais (coment3rios adicionais sobre Δ_{2a} s3o realizados mais 3 frente). Isso 3 causado pela raz3o entre a carga aplicada e a carga cr3tica (P/P_{cr}) do amplificador do deslocamento de primeira ordem, quanto mais pr3ximo os valores entre P e P_{cr} maior se torna o deslocamento de segunda ordem. O gr3fico da Figura 88 mostra a rela33o entre P/P_{cr} e o deslocamento Δ_{2a} nos modelos das paredes com um furo grauteado e esbeltez $\lambda=30$ e $\lambda=50$ que apresentaram os dois extremos dos resultados para o deslocamento de segunda ordem. As curvas foram tra3adas considerando os resultados para cada propor33o de carga adimensional P/P_{cr} igual a 0,01 at3 0,99 que n3o deve ser confundida com uma an3lise incremental e iterativa. Nota-se na Figura 88 que os deslocamentos s3o maiores conforme a rela33o P/P_{cr} se aproxima de 1,0, na imagem 3 poss3vel identificar o 3ltimo ponto de deslocamento do modelo 30_N1 e N2 e o pen3ltimo ponto do modelo 50_N1 e N2 com $\Delta_{2a}=453$ mm, o 3ltimo deslocamento do modelo 50_N1 e N2 n3o foi mostrado na curva pois ocultaria a curva do modelo 30_N1 e N2.

Figura 88 - Gr3fico (P/P_{cr}) vs Δ_{2a} , modelos N1eN2 com $\lambda=30$ e $\lambda=50$.

Fonte: autoria pr3pria (2022).

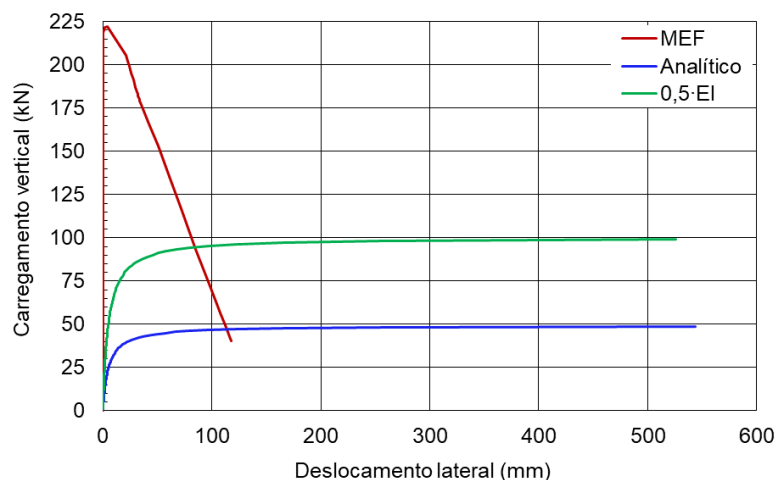
No gráfico da Figura 89, traçado com proporções de carregamento igual a 0,01 até a carga crítica, limitado até o deslocamento limite $H/250$ para as paredes com altura $H=7,0$ m, são mostrados os resultados obtidos para todos os modelos analisados. Devido à consideração da rigidez efetiva, como já relatado, a armadura não influencia na capacidade de carga vertical, de modo que as curvas dos modelos com mesma esbeltez e mesma quantidade de furos grauteados coincidem. Nota-se, na Figura 89, a significativa influência da esbeltez na carga crítica de cada grupo de modelos.



5.3 RESULTADOS ANALÍTICOS VS SIMULAÇÕES

De modo geral, as simulações resultaram em maiores valores de capacidade de carregamento e menores deslocamentos comparados aos resultados dos métodos analíticos, como pode ser visto no gráfico da Figura 90.

Nos resultados do método analítico foi identificado que a armadura não afetou a capacidade de carga por causa da rigidez assumida no método. Se considerada a inércia da seção fissurada, que leva em conta a taxa e a posição da armadura, a diferença entre o resultado analítico e a simulação, Figura 90, seria ainda maior. Pois, como mostrado no exemplo de aplicação do método, seção 5.2.1, a rigidez da parede com o momento de inércia da seção fissurada é igual a $EI_{cr} = 47 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ que é menor do que a rigidez simplificada $0,25\cdot EI_0 = 137 \text{ kN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$.

Figura 90 - Gráfico carregamento vs deslocamento, MEF vs analítico original vs ajustado.

Fonte: autoria própria (2022).

A média dos valores de $(EI)_{ef}/(EI)_0$ encontrados nas simulações, descartando-se os valores extremos, acima de 0,9 e o menor que resultou em 0,36, obtém-se $(EI)_{ef}/(EI)_0=0,61$. Para o modelo 30_N1A10 a razão da rigidez resultou em $(EI)_{ef}/(EI)_0 = 0,53$ que é menor do que o valor da média. Utilizando o coeficiente 0,53 no lugar do 0,25 da norma, obtém-se resultados menos distantes dos resultados da simulação, mais significativo para o carregamento suportado como mostrado na curva 0,5·EI do gráfico da Figura 90.

O método analítico baliza o deslocamento máximo no ELS, mas não limita a relação P/P_{cr} que resulta em deslocamentos exacerbados de segunda ordem quando $P/P_{cr} > 0,9$. A carga crítica é determinante para fins de projeto, quando os cálculos são cobertos por coeficientes ponderadores é razoável admitir um limite também para os deslocamentos de segunda ordem no ELU, que neste caso limitaria, também, o momento de segunda ordem. Destaca-se, no entanto, que a condição da tensão solicitante de compressão simples menor ou igual a 10% da resistência de projeto do prisma implica em menores carregamentos.

A Tabela 34 contém os momentos fletores correspondes à carga máxima ($M_{P,máx}$) e o momento máximo ($M_{máx}$) obtidos nas simulações e os momentos fletores totais (M_{tot}) obtidos com o método analítico.

Tabela 34 - Momentos fletores, simulações vs analítico.

Modelo	Simulações		Analítico	$M_{tot}/ M_{P,máx}$	$M_{tot}/ M_{máx}$
	$M_{P,máx}$ (kNm)	$M_{máx}$ (kNm)	M_{tot} (kNm)		
30_N1A10	0,96	8,37	26,8	27,9	3,2
30_N2A10	0,05	8,99	26,8	536	3,0
30_N3A10	1,87	11,59	40,7	21,8	3,5
30_N6A10	2,04	16,47	40,7	20,0	2,5
30_N1A16	1,3	8,47	26,8	20,6	3,2

Modelo	Simulações		Analítico M _{tot} (kNm)	M _{tot} / M _{P,máx}	M _{tot} / M _{máx}
	M _{P,máx} (kNm)	M _{máx} (kNm)			
30_N2A16	0,9	9,91	26,8	29,8	2,7
30_N3A16	1,65	11,25	40,7	24,7	3,6
30_N6A16	1,9	24,3	40,7	21,4	1,7
30_S1A10	0,01	0,16	97,1	9710,0	606,9
30_S2A10	0,02	0,2	97,1	4855,0	485,5
30_S3A10	2,67	21,01	51,9	19,4	2,5
30_S6A10	2,21	23,25	51,9	23,5	2,2
30_S1A16	0,05	0,09	97,1	1942	1079
30_S2A16	0,14	9,57	97,1	693,6	10,1
30_S3A16	1,44	20,98	51,9	36,0	2,5
30_S6A16	4,15	26,41	51,9	12,5	2,0
40_N1A10	1,59	10,38	43,6	27,4	4,2
40_N2A10	0,03	0,05	43,6	1453	872,0
40_N3A10	0,01	0,01	43,6	4360	4360
40_N6A10	1,18	11,59	43,6	36,9	3,8
40_N1A16	0,03	0,03	14,3	476,7	476,7
40_N2A16	2,54	11,23	14,3	5,6	1,3
40_N3A16	3,49	9,27	14,3	4,1	1,5
40_N6A16	0,02	0,02	14,3	715,0	715,0
40_S1A10	10,39	16,51	24,1	2,3	1,5
40_S2A10	0,1	16,87	24,1	241,0	1,4
40_S3A10	0,02	0,02	24,1	1205,0	1205
40_S6A10	0,01	0,01	24,1	2410,0	2410
40_S1A16	0,11	0,11	78,7	715,5	715,5
40_S2A16	0,03	0,03	78,7	2623	2623
40_S3A16	0,18	15,32	78,7	437,2	5,1
40_S6A16	0,05	0,05	78,7	1574	1574
50_N1A10	0,01	0,01	795,4	79540	79540
50_N2A10	1,21	7,99	795,4	657,4	99,5
50_N3A10	0,71	6,8	795,4	1120	117,0
50_N6A10	0,01	0,01	795,4	79540	79540
50_N1A16	0,01	0,01	7,2	720,0	720,0
50_N2A16	0,86	7,83	7,2	8,4	0,9
50_N3A16	0,01	0,01	7,2	720,0	720,0
50_N6A16	5,51	13,35	7,2	1,3	0,5
50_S1A10	0,01	0,01	11,6	1160	1160
50_S2A10	0,01	0,01	11,6	1160	1160
50_S3A10	6,94	11,83	11,6	1,7	1,0
50_S6A10	0,01	0,01	11,6	1160	1160
50_S1A16	0,01	0,01	49,9	4990	4990
50_S2A16	0,01	0,01	49,9	4990	4990
50_S3A16	0,01	0,01	49,9	4990	4990
50_S6A16	0,01	0,01	49,9	4990	4990

Fonte: autoria própria (2022).

A razão entre os momentos fletores indica que na maioria dos modelos, o método analítico resulta em momentos fletores exagerados, em parte pela relação entre P/P_{cr} próximo ao valor 1,0 e em parte pela flambagem com deslocamentos pequenos de vários dos modelos simulados. Os modelos que apresentaram proximidade entre os resultados obtidos por MEF e o método analítico com a razão $M_{tot}/M_{máx}$, com a diferença em

porcentagem dentro do parênteses, são: 30_N6A16 (70%), 40_N2A16 (30%), 40_N3A16 (50%), 40_S1A10 (50%), 40_S2A10 (40%), 50_N2A16 (-10%), 50_S3A10 (=). O $M_{P,máx}$ foi alcançado após a carga crítica nestes modelos. Os modelos 50_N6A16 (30%) e 50_S3A10 (70%) apresentaram maior coerência com a razão $M_{tot}/ M_{P,máx}$ pois ocorrem no instante da flambagem.

6. Conclusões

Nesta pesquisa, foi realizada a análise da instabilidade lateral das paredes armadas de alvenaria, com bloco estrutural de concreto, pelo método da norma brasileira e por modelagens em elementos finitos. Como conclusão geral, o método analítico apresentou o comportamento esperado para paredes esbeltas, porém a rigidez simplificada e a ausência de um limite para a razão entre carga aplicada e carga crítica resultaram em um conservadorismo elevado, mas a favor da segurança da estrutura.

Quanto aos critérios e especificações usuais que afetam a flambagem, concluiu-se que o posicionamento das armaduras nas faces da parede, possibilitou um melhor aproveitamento da resistência do aço do que a armação usual no centro da seção. No método analítico, contudo, a armadura não é levada em conta ao considerar 25% da rigidez inicial. Considerar somente a rigidez com a inércia fissurada implica em maior reserva de capacidade do que a consideração dos 25% da rigidez da seção não fissurada. Um coeficiente de 53% da rigidez da seção não fissurada diminui a imprecisão dos resultados, mas não é suficiente para levar em conta a influência do posicionamento das armaduras.

Sobre os efeitos de segunda ordem, concluiu-se que a razão entre a carga aplicada e a carga crítica da parede deve ser limitada nos projetos de parede esbelta e quanto mais próximos esses dois valores, mais conservadores serão os efeitos de segunda ordem.

Nenhum modelo analisado rompeu por falha do material, concluiu-se com esse resultado que é coerente considerar a ruptura por flambagem em paredes com $\lambda \geq 30$ incluindo a análise de paredes com $\lambda = 30$ com o método analítico mais preciso.

O macromodelo 3D elaborado para análise desta pesquisa foi validado por três experimentos com paredes com distintos e elevados índices de esbeltez, sendo um dos experimentos com painéis sob carregamento vertical e horizontal. Concluiu-se que o modelo é capaz de reproduzir os resultados e o comportamento de paredes esbeltas sob carregamento vertical concêntrico, excêntrico e aplicado com carga horizontal simultaneamente. Na análise de variação de parâmetros também se obteve resultados como o esperado na maioria dos modelos simulados.

Concluiu-se que os resultados do método analítico da norma brasileira apresentam a forma da curva de capacidade conforme esperado para as paredes esbeltas, porém com grandes reservas de capacidade de carga e efeitos de segunda ordem elevados.

O roteiro para aplicação do método da norma brasileira apresentado e discutido nesta pesquisa pode contribuir para o entendimento e elaboração de projetos e análises de paredes esbeltas. Concluiu-se que os resultados são favoráveis à segurança das estruturas.

6.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta pesquisa foram indicadas possibilidades para aprimorar a precisão do método analítico, dentre elas a limitação da relação P/P_{cr} e a distinção de valores para o coeficiente da rigidez simplificada da seção não fissurada para determinar a rigidez efetiva. Sugere-se como continuidade da pesquisa:

A realização de análises aprofundadas desses aspectos com o intuito de obter valores máximos para a relação P/P_{cr} e formulação para considerar a redução da rigidez com o índice de esbeltez como variável independente;

Elaboração de análises mais diversificadas acerca da determinação da rigidez efetiva, levando-se em consideração, por exemplo, a taxa e o posicionamento da armadura, além da esbeltez;

Em função da grande variação para os valores da resistência à tração conforme critérios normativos de diferentes países, e de sua importância no comportamento das paredes esbeltas estudadas, sugere-se também a realização de um vasto programa experimental para determinação dessa propriedade considerando todas as tipologias possíveis de ensaio. Dessa forma, torna-se importante avaliar aspectos relacionados à porosidade dos blocos e à hidratação da argamassa e do graute;

Por fim, comenta-se que a análise do comportamento de paredes esbeltas com a ligação do tipo engaste-livre nas extremidades superior e inferior são de particular interesse para projetos de paredes de casas habitacionais com estrutura de telhado flexível, comum no Brasil. Sugere-se, dessa forma, que pesquisas futuras analisem a perda de rigidez na ligação engastada e avaliem a possibilidade de aplicação do método analítico para essa condição.

Referências Bibliográficas

ABAQUS. **Abaqus-CAE User's Manual**. Dassault Systemes, Providence, Estados Unidos, 2016.

ABDULLA, K. F.; CUNNINGHAM, L. S.; GILLIE, M. Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. **Engineering Structures**, v. 151, p. 349-365, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE and STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF SOUTHERN CALIFORNIA. **ACI-SEASC**. Task Committee on Slender Walls: Test Report on Slender Walls. Los Angeles, California, 1982.

AGNIHOTRI, P.; SINGHAL, V.; RAI, D. C. Effect of in-plane damage on out-of-plane strength of unreinforced masonry walls. **Engineering Structures**, v. 57, p. 1-11, 2013.

AHMED, A.; ISKANDER, G.; BOGOSLAVOV, M.; ISFELD, A; SHRIVE, N. Examining the mode of failure of slender concrete block walls. In: Canadian Masonry Symposium, 14, 2021, Montreal. **Anais CMS 2021**. Canadá, 2021.

AGUIAR, Otavio Prates. **Estudo do comportamento de conectores Crestbond em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

AMALKAR, M. S.; RENUKADEVI, M. V.; JAGADISH, K. S.; BASUTKAR, S. M. Effect of slenderness and eccentricity on the strength of concrete block masonry: An experimental investigation. **SN Applied Sciences**, v. 2, n. 6, 2020.

ARAUJO, I.; NASCIMENTO NETO, J. A.; PARSEKIAN, G. A. Comparison between the British and Brazilian standard approaches in the design of masonry walls and columns considering local second order effects. In: Canadian Masonry Symposium, 13, 2017, Halifax/Nova Escócia. **Anais CMS 2017**. Mississauga: CMDC, 2017. p.1-11.

ASAD, M.; ZAHRA, T.; THAMBOO, J.; SONG, M. Finite element modelling of reinforced masonry walls under axial compression. **Engineering Structures**, v. 252, 113594, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6136**. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria: Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-1**. Alvenaria Estrutural: blocos de concreto: Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16868-1**. Alvenaria Estrutural: Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16868-3**. Alvenaria Estrutural: Parte 3: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

BARR, S.; MCCARTER, W. J.; SURYANTO, B. Bond-strength performance of hydraulic lime and natural cement mortared sandstone masonry. **Construction and Building Materials**, v. 84, p. 128-135, 2015.

BAKEER, T.; CHRISTIANSEN, P. D. Buckling of masonry walls - A new proposal for the Eurocode 6. **Mauerwerk/European Journal of Masonry**, v. 21, p. 82–89, 2017. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/dama.201700726>

BOLHASSANI, M.; HAMID, A. A.; LAU, A. C. W.; MOON, F. Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages. **Construction and Building Materials**, v. 83, p. 159-173, 2015.

BHANDARI, P.K.; BENIPAL, G.S.; AHMED, M. A Study of Elastic Buckling of Masonry Columns. **Asian Journal of Civil Engineering**, Building and Housing, v. 9, n. 5, p. 539-548, 2008.

BHOSALE, A.; ZADE, N. P.; SARKAR, P.; DAVIS, R. Mechanical and physical properties of cellular lightweight concrete block masonry. **Construction and Building Materials**, v. 248, 118621, 2020.

BROMERCHENKEL, L. H; MATOS, P. R; SCHANKOSKI, R. A. Dosagem de graute para alvenaria estrutural, **Congresso Brasileiro de Concreto**, 61°, CBC 2019, Ceará, IBRACON, 2019.

BROSEGHINI, M.; ZANETTI, P.; JEFFERSON, A. D.; GEI, M. Progressive instability in circular masonry columns. **Engineering Structures**, v. 157, p. 96–104, 2018.

CAMACHO, J. S.; LOGULLO, B. G.; PARSEKIAN, G. A.; SOUDAIS, P. R. N. Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento à compressão da alvenaria de blocos de concreto. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, p. 341-364, 2015.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION - **CSA**. Design of Masonry Structures - S304-14. Ontário, Canadá, 2013.

CARREIRA, D.J.; CHU, K. H. Stress-strain relationship for reinforced concrete in tension. **ACI Journal**, v. 83, p. 21–28, 1986.

DANTAS, Kaio Geovanne de Medeiros. **Estudo dos efeitos localizados de segunda ordem em paredes de contraventamento de edifícios de alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2020.

DONÀ, M; TECCHIO, G.; DA PORTO, F. Verification of second-order effects in slender reinforced masonry walls. **Materials and Structures**, v. 51, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1196-x>

DONÀ, M.; MORANDI, P.; MINOTTO, M.; MANZINI, C. F.; DA PORTO, F.; MAGENES, G. Second-order effects in URM walls subjected to compression and out-of-plane bending: From numerical evaluation to proposal of design procedures. **Engineering Structures**, v. 209, p. 1-18, 2020.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN 1992-1-1**. Eurocode 2: Design of concrete structures: Parte 1-1: General rules and rules for buildings. Bruxelas, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **CEN 1996-1-1**. Eurocode 6: Design of masonry structures: Parte 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Bruxelas, 2020.

FONSECA, F. S.; FORTES, E.S; PARSEKIAN, G. A.; CAMACHO, J. S. Compressive strength of high-strength concrete masonry grouted prisms. **Construction and Building Materials**, v. 202, p. 861–876, 2019.

FORTES, E.S.; PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; CAMACHO, J. S. High-strength concrete masonry walls under concentric and eccentric loadings, **Journal of Structural Engineering**, v. 144, 2018.

FORTES, E. S.; PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S. Relationship between the Compressive Strength of Concrete Masonry and the Compressive Strength of Concrete Masonry Units. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 27, n. 9, 2015.

GUO, Zhenhai. **Principles of reinforced concrete**. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2014, 590 p.

HATZINIKOLAS, M.; LONGWORTH, J.; WARWARUK, J. **Concrete Masonry Walls**. Structural Engineering Report No. 70, University of Alberta, Edmonton, Canadá, 1978.

HO, D. A.; BOST, M.; RAJOT, J. P. Numerical Modeling of Brittle Materials by Damage Plasticity Model: Determination of Parameters with Consideration of Size Effects Due to Tensile Cracking and Compressive Crushing. **Lecture Notes in Civil Engineering**, v. 62, p. 1065–1071, 2020. Disponível em: https://doi.org/10.1007/978-981-15-2184-3_138

ISFELD, A. C.; MÜLLER, A. L.; HAGEL, M.; SHRIVE, N. G. Finite element modelling of concrete block walls under axial and out of plane loading. In: International Masonry Conference, 10, Milão. **Anais IMC 2018**. Itália, 2018.

ISFELD, A. C.; MÜLLER, A. L.; HAGEL, M.; SHRIVE, N. G. Testing and finite element modelling of concrete block masonry walls under axial and out-of-plane loading. **International Journal of Masonry Research and Innovation**, vol. 6, 2021.

ISFELD, A. C.; HAGEL, M. D.; SHRIVE, N. G. Finite Element Analysis of Hollow Concrete Block Masonry Walls. In: North American Masonry Conference, 13, Salt Lake City. **Anais NAMC 2019**. Utah, 2019. p. 1110-1122.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of civil and environmental**, n. 6, p. 53-69, 2005.

KAUSHIK, H. B.; RAI, D. C.; JAIN, S. K. Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 19, p. 728-739, 2007

KHALAF, F. M. New test for determination of masonry tensile bond strength. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 17, 725–732, 2005.

KOCHEM, R. F. F.; DE NARDIN, S. Modelo numérico de ligação mista viga-pilar entre piso misto de pequena altura e pilar preenchido. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, p. 348-379, 2020.

KWON, Minho. **Three dimensional finite element analysis of reinforced concrete members**. Tese (Doutorado) Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, 2000.

LIMA, T. E. S.; PINHEIRO, V. D.; ALEXANDRE, J.; AZEVEDO, A. R. G.; MARVILA, M. T.; ZANELATO, E. B.; MONTEIRO, S. N. Estudo de argamassas de assentamento para utilização em alvenaria estrutural. **Congresso Anual da ABM – Internacional, 74º**, São Paulo, 2019.

LOPES, Guilherme Martins. **Estudo teórico e experimental de paredes esbeltas de alvenaria estrutural**. 2014. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2014.

LOOV, R. E. A General Stress-Strain Curve for Concrete - Implications for High Strength Concrete Columns. In: Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, **CSCE 1991**, Vancouver, Canadá, p. 302-311, 1991.

LU, Mu. **Stability of unreinforced masonry members under simultaneous vertical and out-of-plane lateral loads**. Tese (Doutorado), Universidade de Minnesota, 2003.

MACCREGOR, J. G.; BREEN, J. E.; PFRANG, E. O. Design of Slender Concrete Columns. **ACI JOURNAL**, Proceedings, vol. 67, 1970.

MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE - **MSJC**. Build Code Requirements for Masonry Structures - ACI 530-02 / ASCE 5-02 / TMS 402-02. Colorado, 2011.

MATOS, P. R.; SCHANKOSKI, R. A.; PILAR, R.; PRUDÊNCIO JUNIOR, L. R. Using ready-mixed mortars in concrete block structural masonry. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 20, n. 3, p. 431-449, 2020.

MEDEIROS, Wallison Angelim. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

MERLOS, R. S.; CATOIA, R.; FERREIRA, M. A. Avaliação da conformidade entre a dureza e o módulo de deformação transversal em aparelhos de apoio elastoméricos simples em estruturas pré-moldadas de concreto. **Revista Industrializar em Concreto**, n. 19, ed. Abcic, 2020.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. Norme Tecniche per le Costruzioni - **NTC**. Supplemento ordinario nº 8. Roma, Itália, 2018.

MOHAMAD, G.; NETO, A. B. S. S.; PELISSER, F.; LOURENÇO, P. B.; ROMAN, H. R. Caracterização mecânica das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural - previsão e modo de ruptura. **Revista Matéria**, v. 14, n.2, pp. 824-844, 2009.

MORANDI, P.; MAGENES, G.; GRIFFITH, M. Second order effects in out-of-plane strength of unreinforced masonry walls subjected to bending and compression. **Australian Journal of Structural Engineering**, v. 8, n. 2, p. 133–144, 2008.

NASCIMENTO NETO, J. A.; MEDEIROS, K. A. S.; QUIM, F. Nova modelagem para análise da interação entre painéis de alvenaria e estrutura de suporte. **Revista Prisma - Caderno Técnico: Sistemas Industrializados de Concreto**, Editora Mandarin, n.52, 2014.

OLIVEIRA, Luciane Marcela Filizola. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

PARSEKIAN, G. A.; CORRÊA, M. R. S.; LOPES, G. M.; CAVICHIOILLI, I. Estudo teórico e experimental de paredes esbeltas de alvenaria estrutural. **Ambiente Construído**, v. 16, p. 197-213, 2016.

PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; SHRIVE, N.G. Strength of Hollow Concrete Masonry Reinforced with Sprayed Glass-Fiber-Reinforced Polymer. **Journal of Composites for Construction**, v. 18, 04014017, 1-14, 2014.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; HAMID, Ahmad Ahmad; DRYSDALE, Robert George. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Editora Edufscar, 2ª edição, 2014, 625 p.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Tecnologia de Produção de Alvenaria Estrutural Protendida**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil e Urbana, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PASQUANTONIO, R. D.; PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; SHRIVE, N.G. Experimental and numerical characterization of the interface between concrete masonry block and mortar. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 13, p. 578-592, 2020.

SAHLIN, Sven. **Structural Masonry**, ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, Nova Jersey, Estados Unidos, 1971, 290 p.

SANDOVAL, C.; ROCA, P. Empirical equations for the assessment of the load-bearing capacity of brick masonry walls. **Construction and Building Material**, v. 44, p. 427-439, 2013.

SANDOVAL, C.; ROCA, P. Study of the influence of different parameters on the buckling behaviour of masonry walls. **Construction and Building Material**, v. 35, p. 888-899, 2012.

SANTOS, C. F. R.; ALVARENGA, R. C. S. S.; RIBEIRO, J. C. L.; CASTRO, L. O.; SILVA, R. M.; SANTOS, A. A. R.; NALON, G. H. Numerical and experimental evaluation of masonry prisms by finite element method. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, vol. 10, 2017.

SCHANKOSKI, R. A.; PRUDÊNCIO JR., L. R.; PILAR, R. Influência do tipo de argamassa e suas propriedades do estado fresco nas propriedades mecânicas de alvenarias estruturais de blocos de concreto para edifícios altos. **Revista Matéria**, v. 20, n. 4, pp. 1008-1023, 2015.

SHABDIN, M.; ZARGARAN, M.; ATTARI, N. K. Experimental diagonal tension (shear) test of Un-Reinforced Masonry (URM) walls strengthened with textile reinforced mortar (TRM). **Construction and Building Materials**, v. 164, p. 704-715, 2018.

SILVA, J. V.; NUNES, C. C. Comparação de deslocamentos e tensões normais de um grupo de paredes de um edifício em alvenaria estrutural: método dos elementos finitos versus elementos de pórtico espacial. **E&S Engineering and Science**, v. 8, n. 3, p. 21–36, 2019.

STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Masonry Structures - **AS 3700**. Sydney, 2018.

TANDON, R.; MAHARJAN, S.; GAUTAM, S. Shear and tensile bond strengths of autoclaved aerated concrete (AAC) masonry with different mortar mixtures and thicknesses. **Journal of Engineering Issues and Solutions**, v. 1, p. 20-31, 2021.

VERONESE, Renato Baiochi Alves. **Avaliação da influência de revestimento em compósito cimentício dúctil e sustentável no reforço de alvenaria estrutural**. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2021.

YOKEL, F. Y.; MATHEY, R.G.; DIKKERS, R.D. **Compressive strength of slender concrete masonry walls**. US National Bureau of Standards, Building Science Series, vol. 33. Washington, Estados Unidos, 1970.

YOKEL, F. Y. **Stability and Load Capacity of Members with No Tensile Strength**. Proceedings, American Society of Civil Engineering, vol. 97, Nova York, 1971.