

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Vinícius Navarro Varela Tinoco

**ANÁLISE DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO DE
PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

**SÃO CARLOS -SP
2023**

Vinícius Navarro Varela Tinoco

**ANÁLISE DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO DE PAREDES DE
CONTRAVENTAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

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.

Área de Concentração: Estruturas e Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

**São Carlos-SP
2023**



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 Vinicius Navarro Varela Tinoco, realizada em 27/10/2023.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian (UFSCar)

Prof. Dr. Edgar Bacarji (UFG)

Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva (UFU)

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

RESUMO

Sistemas em alvenaria estrutural são amplamente utilizados na engenharia civil devido à popularização deste método construtivo e potencial economia proporcionada. Diversas equações de previsão de resistência aos esforços laterais são apresentadas nas normas nacionais e internacionais, e utilizadas por engenheiros estruturais para análise e dimensionamento destes sistemas no tocante ao sistema de contraventamento. É necessária a análise e comparação entre as diferentes normas para que as mesmas possam avançar ao mesmo passo do conhecimento científico, adicionando maior fidelidade ao comportamento esperado, aliando a segurança à economia. Portanto, torna-se essencial o estudo comparativo entre as normas e as previsões mais fiéis disponíveis de comportamento da estrutura respondendo ao carregamento lateral que possam, a partir de análises, adicionar ao conhecimento e ao dimensionamento. Visando esta problemática, o presente trabalho apresenta as principais diferenças entre as normas para dimensionamento resistente de estruturas em alvenaria, adicionando, a partir do estudo por elementos finitos, à previsão do comportamento da alvenaria estrutural com extremidades grauteadas, utilizando também diferentes concepções de regiões verticais entre aberturas. Para isso, foi realizado um estudo paramétrico baseado no que há de mais atual na literatura referente à modelagem de alvenaria estrutural para formar o banco de dados que foi utilizado na validação do presente trabalho. Dentre as cinco normas utilizadas, foi possível perceber a seguinte ordem crescente de carga lateral resistente: Eurocode por compressão diagonal (EN 1996-1-1, 2005); Canadense (CSA S304, 2014); Eurocode por escorregamento (nova proposição da EN 1996-1-1); Americana (TMS 402/602, 2016); Australiana (AS 3700, 2018) e Brasileira (NBR 16868-1, 2020), sendo a americana a que mais se aproximou dos resultados das modelagens e do equacionamento fidedigno utilizado. A flexocompressão foi avaliada, sem diferença contundente de valores entre as normas. A partir da avaliação de outras normas, ainda se propôs uma correção à norma brasileira dos seguintes fatores para torna-la mais conservadora: área líquida da seção de alvenaria; e valor inicial de resistência ao cisalhamento. A proposta torna a norma mais conservadora e utiliza-se de fatores de cálculo que já são utilizados em outras normas.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural; Paredes de contraventamento; Modelos de Elementos Finitos; Normas técnicas; Forças horizontais.

ABSTRACT

Structural masonry systems are widely used in civil engineering due to the popularization of this construction method and potential savings. Several shear resistance equations are presented in the national and international normalization, and are used by structural engineers for analysis and design of these structures in the matter of lateral load structure resistance. It is necessary too to analyze and compare the different standards so that they can advance at the same pace as scientific knowledge, adding greater fidelity to the expected behavior, combining safety with economy. Therefore, it becomes essential to carry out a comparative study between the regulations and the most faithful predictions available of the behavior of the masonry structure responding to lateral loading that can, based on analysis, add to knowledge and design. Aiming at this issue, the present work seeks to present the main differences between the regulations for the resistant design of masonry structures, seeking to add, from the finite element study, to the prediction of the behavior of structural partially grouted masonry, under the design of different vertical regions between openings. For this, a parametric study was carried out based on what is most current in the literature regarding structural masonry modeling to form the database that will be used in the validation of this work. Among the five norms used, it was possible to perceive the following increasing order of resistant lateral load: Eurocode by diagonal compression (EN 1996-1-1, 2005); Canadian (CSA S304, 2014); Eurocode for slippage (new proposition of EN 1996-1-1); American (TMS 402/602, 2016); Australian (AS 3700, 2018) and Brazilian (NBR 16868-1, 2020), with the American being the closest to the modeling results and the reliable equation used. The flexo-compression was evaluated, with no significant difference in values between the standards. Based on the evaluation of other standards, a correction was also proposed to the Brazilian standard for the following factors to make it more conservative: net area of the masonry section; initial shear strength value; and decrease of the friction angle to be considered in the pre-compression portion. The proposal makes the standard more conservative and uses calculation factors that are already used in other standards.

Keywords: Structural Masonry; Shear walls; Finite Element Models; Technical standards; Horizontal loads.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Sistema de paredes de contraventamento resistindo à força do vento.....	8
Figura 2. Modos de ruptura de paredes sujeitas a ações horizontais.	9
Figura 3. Idealização de paredes de contraventamento com aberturas para análises teóricas.....	14
Figura 4. Idealização de paredes de contraventamento com aberturas para análises teóricas.....	15
Figura 5. Planta baixa da estrutura do experimento.....	16
Figura 6. Comparação entre resultados de deslocamentos experimental e teóricas para uma carga uniforme equivalente a 894 kN/m^2 sobre a face carregada da construção.....	16
Figura 7. Curva tensão/deformação do prisma com bloco de 12 MPa oco.....	21
Figura 8. Gráfico de tensão vs deformação do Experimento e do Modelo.....	23
Figura 9. Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras.....	27
Figura 10. Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras.....	28
Figura 11. Arranjo da modelagem das paredes com indicação das propriedades...	30
Figura 12. Padrões de fissuração experimental e da modelagem.	32
Figura 13. Curva de histerese e envoltória da parede W1 e comparação entre histereses experimentais e modeladas.	32
Figura 14. Consideração do tamanho do painel para cálculo de carga "F" de cisalhamento: (a) caso mais conservador; (b) caso menos conservador.....	33
Figura 15. Tensões na flexocompressão da alvenaria armada.....	45
Figura 16. Fluxograma da metodologia.....	46
Figura 17. Alvenaria armada parcialmente grauteada com aberturas de portas e janelas.....	48
Figura 18. Paredes com modificação na concepção da região entre aberturas.....	48
Figura 19. Modelagem das paredes de 3 pavimentos com aberturas: (a) Janelas, REA com estribo e totalmente grauteada. (b) Janelas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (c) Portas, REA com estribo e totalmente grauteada. (d) Portas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (e) Esquema de cores.	52
Figura 20. Modelagem das paredes de pavimento único com aberturas: (a) Janelas, REA com estribo e totalmente grauteada. (b) Janelas, REA sem estribo e	

parcialmente grauteada. (c) Portas, REA com estribo e totalmente grauteada. (d) Portas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (e) Esquema de cores.	53
Figura 21. Curva de histerese da parede C J-G.....	58
Figura 22. Tensão nas armaduras da parede C J-G (MPa).	59
Figura 23. Comparação entre o padrão de fissuração nas regiões entre aberturas de diferentes concepções.	60
Figura 24. Deformações principais da parede A J-G.....	61
Figura 25. Deformações principais do modelo X J-G.....	64
Figura 26. Valores estimados de resistência inicial ao cisalhamento em função da resistência à compressão característica.	67
Figura 27. Esquema de análise para atualização da norma de paredes com extremidades grauteadas.....	75
Figura 28. Representação gráfica de uma parede parcialmente grauteada.....	78

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	<i>OBJETIVO GERAL</i>	3
1.2.2	<i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i>	3
1.3	JUSTIFICATIVA	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	ALVENARIA ESTRUTURAL	6
2.1.1	<i>AÇÕES HORIZONTAIS NAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO</i>	6
2.1.2	<i>CONTRAVENTAMENTO</i>	8
2.1.3	<i>CÁLCULO DAS AÇÕES LATERAIS ASSOCIADAS À SISMO</i>	10
2.1.4	<i>CÁLCULO DAS AÇÕES LATERAIS ASSOCIADAS AO VENTO E AO DESAPRUMO</i>	10
2.2	MODELAGEM DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL	13
2.2.1	<i>MODELOS TEÓRICOS</i>	13
2.2.2	<i>MODELOS NUMÉRICOS E COMPUTACIONAIS</i>	19
2.2.3	<i>MODELOS EM BARRAS</i>	21
2.2.4	<i>ANÁLISES DE ABERTURAS</i>	23
2.3	DADOS EXPERIMENTAIS E MODELAGENS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL COM AÇÕES LATERAIS	24
2.3.1	<i>FORTES (2017) – EXPERIMENTOS DE PAREDES COM ABERTURAS</i>	26
2.3.2	<i>MEDEIROS ET AL. (2022) – MODELAGEM VALIDADA</i>	29
2.4	NORMAS TÉCNICAS DE ALVENARIA ESTRUTURAL	35
2.4.1	<i>EUROCODE 6 – EN 1996-1-1:2005</i>	36
2.4.2	<i>CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION - CSA S304</i>	39
2.4.3	<i>AUSTRALIAN STANDARDS - AS 3700:2018</i>	40
2.4.4	<i>THE MASONRY SOCIETY - TMS 402/602:2016</i>	41

2.4.5 ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT	
NBR 16868-1	41
2.4.6 FLEXOCOMPRESSÃO	42
3 METODOLOGIA.....	46
3.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E PARÂMETROS POR M.E.F.	46
3.2 CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE DE ACORDO COM AS	
NORMAS	53
3.3 ANÁLISE COMPARATIVA	54
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	56
4.1 PAREDES COM TRÊS PAVIMENTOS (PRÉ-COMPRESSÃO DE 5%)	
56	
4.2 PAVIMENTO ÚNICO (PRÉ-COMPRESSÃO DE 5%).....	63
4.3 COMPARAÇÕES DAS NORMAS	65
5 ANÁLISES E PROPOSTAS DE MODIFICAÇÕES À ABNT 16868-1.....	75
5.1 PROPOSTAS DE ATUALIZAÇÃO DA NBR 16868-1.....	75
5.2 APRESENTAÇÃO DE EXEMPLO PARA DIMENSIONAMENTO	77
6 CONCLUSÕES.....	80
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
8 APÊNDICES	87

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O uso de alvenaria estrutural é consolidado no Brasil. Sua vasta aplicação tem métodos de cálculo e métodos construtivos de amplo conhecimento pelos profissionais de engenharia civil. Sendo a difusão de conhecimentos e técnicas essenciais à boa prática da engenharia, estudam-se metodologias para dimensionamento de áreas específicas, como a região vertical entre aberturas. Com o objetivo de garantir a segurança, a qualidade e a confiabilidade das estruturas construídas com alvenaria, várias normas técnicas foram desenvolvidas. Essas normas fornecem diretrizes detalhadas para o projeto, dimensionamento e construção de edifícios de alvenaria, abordando aspectos que vão desde a escolha dos materiais até a análise estrutural.

Diferentes normas técnicas ao redor do mundo visam a proposição de métodos seguros de previsão do comportamento de estruturas de construção civil. A maioria dos países reúne essas normas abaixo de um comitê ou associação para que possam garantir que as estruturas possuam um manual a ser seguido e considerado na hora de fundamentar os projetos que guiarão as construções. Apesar de possuírem diversas similaridades, cada associação ou comitê técnico decide de forma independente as peculiaridades que diferenciam os critérios de cada normatização, podendo ser possível realizar a comparação entre os mesmos.

No estudo de alvenaria estrutural, consideram-se diversos esforços para o dimensionamento da mesma, sendo o contraventamento realizado para resistência de esforços laterais de qualquer natureza. Enquanto as paredes costumam resistir à esses esforços por meio de sua capacidade de cisalhamento, os esforços transmitidos pelas regiões entre aberturas são comumente ignorados pelos modelos estruturais utilizados no dia a dia dos engenheiros, onde estas regiões são representadas simplesmente como vigas. Os modelos para transmissão de cargas verticais desconsideram completamente a passagem das cargas por essas regiões, onde as mesmas são dimensionadas isoladamente como elementos de flexão. Já os modelos para análise da resposta das estruturas de contraventamento e as

indicações das normas brasileiras representam estas regiões na forma de vigas ou elementos rígidos (no caso da consideração das lajes como diafragmas rígidos) para indicar a transmissão de esforços por estas, porém, o comportamento real das estruturas mencionadas não é igual ao de elementos lineares e biapoaiados para situações de transmissão de esforços laterais, como são feitas as representações de vigas. Modelos em elementos finitos são utilizados para observar a transmissão de cargas advindas de esforços laterais de maneira fiel e observar os potenciais modos de falha da estrutura, porém, demandam altos custos computacionais, o que pode ser um fator limitante aos engenheiros estruturais.

As principais variáveis utilizadas para o dimensionamento das peças em alvenaria estrutural advêm das resistências dos seus materiais básicos, como as características do bloco, da argamassa, do graute e do aço utilizado. No que tange às diferentes formas de se conceber as estruturas de contraventamento e a previsão do seu comportamento, diversas normas técnicas apresentam diferentes fatores, como modelos e equações, para previsões de resistência a esforços laterais, que, por serem simplificados, pode acabar desconsiderando fatores como o modo de falha real da estrutura e a influência das aberturas. É possível argumentar que tais considerações serão sempre a favor da segurança ao desconsiderar uma rigidez realística que as mesmas podem adicionar às estruturas como um todo, principalmente ao se falar de contraventamento?

Apesar da falta de aprofundamento normativo para o dimensionamento detalhado destas regiões, alguns fatores conferem segurança estrutural para as mesmas: a experiência com os métodos de dimensionamento atuais, utilizando-se da majoração de esforços solicitantes considerados pelas normas; os métodos construtivos refinados ao longo dos anos, considerando o uso de graute e aço nestas regiões; o estudo por M.E.F. ou experimentação em grandes escalas para observar os modos de falha para regiões próximas de portas e janelas quando solicitadas aos esforços laterais; e os fatores de segurança apresentados pelas normas.

Pensando no avanço científico que existe atualmente para previsão do comportamento de estruturas em alvenaria e analisando as diferenças entre as diversas normas técnicas, seria necessária uma revisão aprofundada destes tópicos

na atual norma brasileira de alvenaria estrutural no que tange à resistência aos esforços laterais?

Neste estudo, são analisadas normas de alvenaria estrutural de diferentes localidades, incluindo normas internacionais e a norma brasileira, no que tange à resistência lateral ao cisalhamento das paredes em alvenaria. São considerados aspectos como os critérios de dimensionamento, os métodos de análise, as propriedades dos materiais e os modos de falha.

A investigação comparativa dessas normas visa contribuir para a ampliação do conhecimento técnico na área de alvenaria estrutural e fornecer insights valiosos para a prática da engenharia civil em diferentes contextos. Através desta análise, identificam-se as melhores práticas, os pontos de convergência e as lacunas que possam existir entre as normas. Ao final, o objetivo é fornecer uma base sólida para a tomada de decisões informadas no projeto e na construção de estruturas de alvenaria em âmbito internacional.

Esta dissertação oferece uma visão comparativa das normas de alvenaria estrutural, e também contribui para o avanço da engenharia civil, promovendo o diálogo entre diferentes abordagens e enriquecendo a compreensão das complexidades envolvidas na construção de edifícios seguros e econômicos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo analisar a capacidade ao cisalhamento de paredes de contraventamento em alvenaria estrutural, sob ação lateral em seu plano.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar o limite ao cisalhamento de paredes de contraventamento em alvenaria estrutural por elementos finitos;
- Avaliar as recomendações das normas técnicas internacionais;
- Propor recomendações de modificação para a norma brasileira em comparação com outras normas;
- Avaliar a influência da mudança de concepção das regiões entre aberturas (REA's) no comportamento de paredes de contraventamento em alvenaria.

1.3 JUSTIFICATIVA

Revisar as normas técnicas nacionais de forma holística e, periodicamente, comparar as mesmas com normas internacionais e com o avanço científico na área, garante que as técnicas, que de certa forma também visam a previsão de comportamento, estejam sempre atualizadas e condizentes com o conhecimento atualizado. No caso da alvenaria estrutural, o avanço alcançado por modelos numéricos e a crescente quantidade de experimentos que ajudam a descrever o real comportamento das estruturas quando solicitadas por esforços laterais devem ser utilizados a fim de atualização das normas, garantindo sempre a segurança das mesmas com a economia, tópico fundamental à prática de engenharia, finalidades principais das normas técnicas.

Os métodos de análise de estruturas em alvenaria que utilizam modelagens computacionais com alto detalhamento de variáveis, como por exemplo micro-modelagem por elementos finitos, são uma ótima base para descrever o comportamento das estruturas e basear a previsão de comportamento das mesmas. Neste sentido, é de grande valia o estudo dos mais recentes modelos estruturais a fim de realizar uma crítica ou atualização das normas vigentes, contribuindo com o trabalho dos engenheiros civis ao analisar e dimensionar estruturas de contraventamento. O presente trabalho insere-se neste contexto ao propor a revisão das normas que lidam com estruturas de alvenaria sob esforços laterais.

Este trabalho de pesquisa surge da necessidade de entender as nuances das normas de alvenaria estrutural e suas implicações na prática da engenharia civil. A justificativa para esta pesquisa se baseia nos seguintes aspectos:

- **Variedade de Normas:** A existência de diversas normas de alvenaria estrutural em diferentes países e regiões cria um cenário complexo para engenheiros e profissionais da construção. Esta pesquisa oferece uma comparação abrangente dessas normas no que tange à resistência aos esforços laterais, identificando diferenças e semelhanças.
- **Contexto Internacional:** Com a crescente globalização e internacionalização da construção civil, engenheiros e arquitetos frequentemente trabalham em projetos fora de suas regiões de origem. A compreensão das normas de alvenaria estrutural em diferentes países é fundamental para garantir a conformidade e a segurança em âmbito internacional.

- **Padrões de Segurança:** A segurança das estruturas é uma prioridade absoluta. Investigar como diferentes normas abordam critérios de segurança, como cargas de vento, sísmicas e outras, pode fornecer insights importantes para aprimorar a concepção de estruturas resistentes.
- **Otimização de Projeto:** Compreender as abordagens específicas das normas pode permitir a otimização de projetos de alvenaria estrutural. Conhecer as diferentes formas de análise e dimensionamento pode resultar em estruturas mais eficientes e econômicas.
- **Avanços Tecnológicos:** A tecnologia e a pesquisa na área de materiais estão sempre em evolução. A análise comparativa de normas pode ajudar a identificar como as inovações são incorporadas em diferentes contextos e como as normas se adaptam a essas mudanças.
- **Contribuição para a Comunidade Técnica:** Esta pesquisa fornece uma referência valiosa para engenheiros, projetistas e profissionais da construção que buscam informações abrangentes e atualizadas sobre normas de alvenaria estrutural.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

Alvenaria estrutural pode ser definida como o “conjunto de peças justapostas coladas em sua interface, por uma argamassa apropriada, formando um elemento vertical coeso” (TAUIL; NESE, 2010), ou seja, blocos de materiais diversos colados por argamassa formando um sistema estrutural para resistir aos esforços atuantes. Outros materiais, como aço e graute são utilizados tanto para fins de aumento da resistência aos esforços solicitantes como para fins construtivos de amarração entre as paredes de alvenaria. Pode ser classificada como não armada, armada ou protendida.

O dimensionamento de estruturas, não só em alvenaria, mas os demais tipos de estruturas estudadas na engenharia civil, considera dois grupos principais de ações: verticais, advindas do peso próprio da estrutura e do seu uso e ocupação, transmitidas entre os elementos de alvenaria até as fundações; e as horizontais, que podem ser representadas pelas ações externas mais comuns como vento e sismo (NONATO, 2013).

2.1.1 AÇÕES HORIZONTAIS NAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

Os elementos resistentes às ações laterais em edificações são chamados de elementos de contraventamento e tem atraído a atenção de muitos pesquisadores.

A importância da consideração de esforços horizontais é demonstrada na medida que diversas estruturas são obrigadas a dotar de elementos resistentes em todas as direções. O efeito dessas ações aumenta conforme aumenta a altura da edificação, pois a intensidade das ações laterais e a estabilidade da estrutura variam conjuntamente com este fator. Portanto, devem ser imprescindíveis as considerações desses esforços para o dimensionamento das estruturas mais esbeltas, garantindo que serão considerados também os limites apresentados pelas normatizações para deslocamentos horizontais e efeitos de segunda ordem gerados por estes deslocamentos.

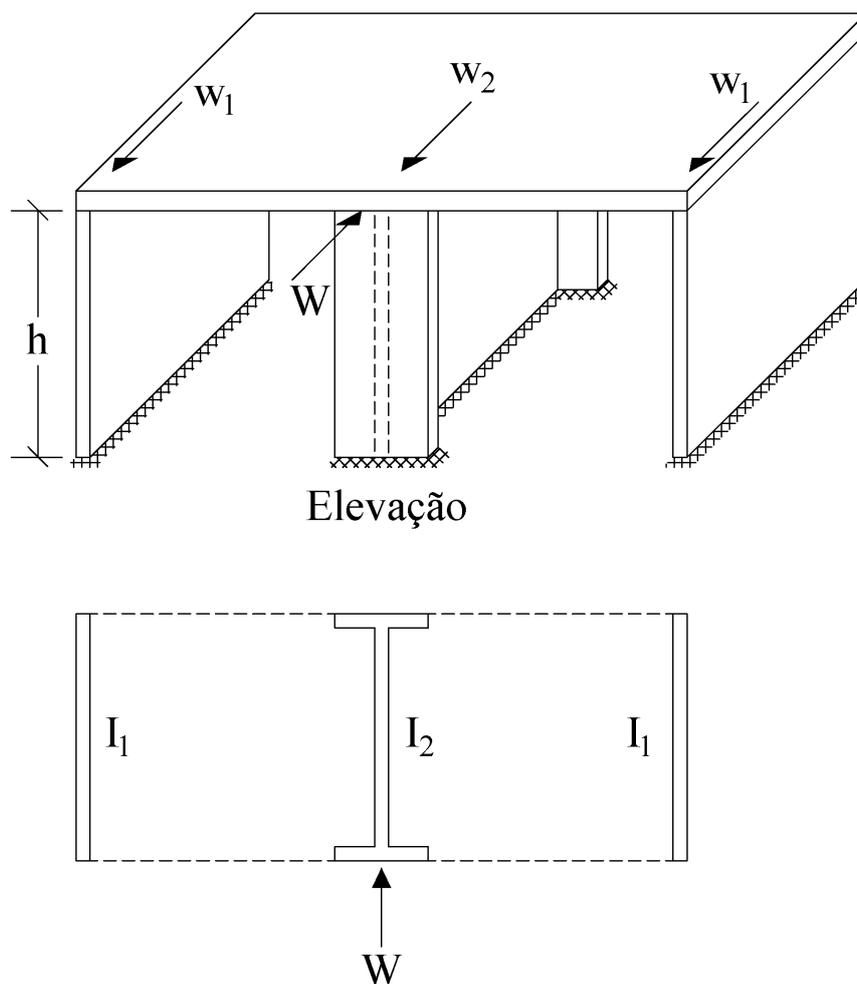
O valor da ação do vento é dimensionado de acordo com o local da construção, utilização de velocidades médias pré-estabelecidas e geometria da construção que define sua aerodinâmica, e é concebida no modelo estrutural na forma de pressões aplicadas sob as superfícies externas da edificação. Os sismos

são a liberação da energia de deformação e tensões do interior da crosta terrestre, originando fenômenos vibratórios que podem ser estudados por meio de análises dinâmicas. A consideração destes esforços influencia diretamente no dimensionamento das características de resistência e rigidez da estrutura, disposição dos elementos para consideração de resistência às forças horizontais e variação dos efeitos em relação à altura. Outras ações como empuxo realizado por volumes depositados nas estruturas ou desaprumo que ocorre por questões construtivas também podem ser consideradas como cargas horizontais nos modelos estruturais (PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE, 2013).

Para o dimensionamento prático quanto aos esforços verticais das paredes de alvenaria estrutural consideram-se grupos isolados de paredes que estão conectadas por amarrações dos blocos e separadas por aberturas de portas ou janelas e uma distribuição uniforme de tensões entre os pavimentos de uma edificação. Já para o dimensionamento dos esforços horizontais consideram-se apenas as paredes isoladas cujo maior valor de inércia se encontra na direção do esforço solicitante, ou seja, as que se encontram paralelas ao sentido das cargas horizontais (PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE, 2013).

Para a distribuição das cargas horizontais, modelos teóricos consideram que estas incidem sobre os painéis de alvenaria na forma de cargas distribuídas de sentido horizontal, ou na forma de forças pontuais diretamente sobre as lajes que se distribuem para as paredes isoladas paralelas aos esforços proporcionalmente às rigidezes associadas a estas. No caso de as paredes em planta baixa não possuírem simetria no sentido da carga, deve haver a consideração de excentricidade de sua aplicação em relação ao centro de inércia das paredes, gerando deformações rotacionais a serem analisadas (HENDRY; SINHA; DAVIES, 2004). A Figura 1 apresenta a forma de distribuição proporcional de forças horizontais aplicadas sobre uma estrutura de contraventamento em função da rigidez de cada elemento, uma vez que a força pontual W é aplicada no centro de rigidez das paredes com inércias I_1 e I_2 , considerando que o material é o mesmo e entendendo a rigidez como o produto da inércia e do módulo de elasticidade, estas irão resistir ao esforço proporcionalmente com as respostas distribuídas W_1 e W_2 , tal que a soma das respostas é de igual valor e sentido contrário da força externa.

Figura 1: Sistema de paredes de contraventamento resistindo à força do vento



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (2004).

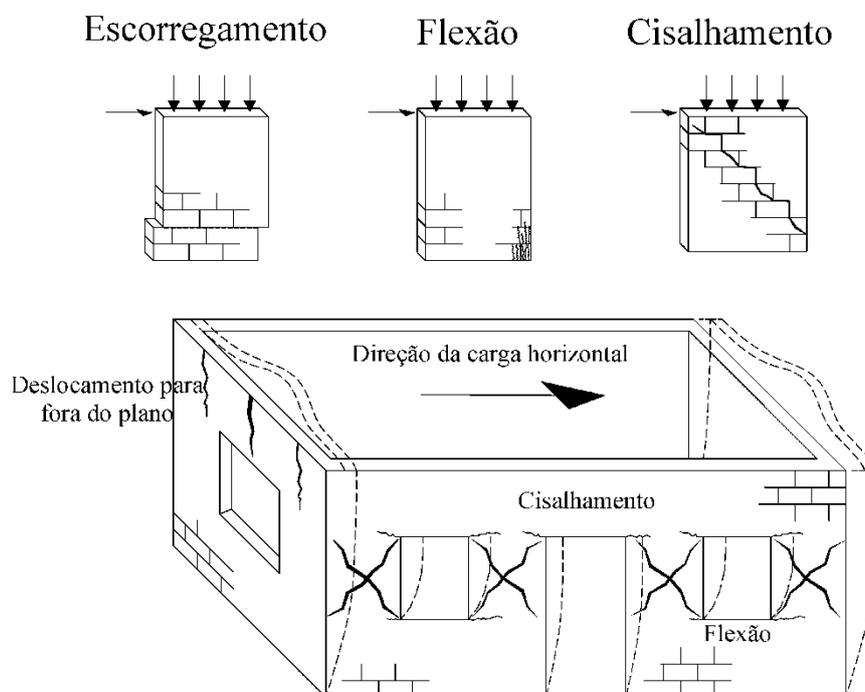
2.1.2 CONTRAVENTAMENTO

O contraventamento em estruturas de alvenaria, portanto, pode ser considerado como sendo formado pelas próprias paredes que estejam no sentido das ações laterais a serem consideradas, devendo ser dimensionadas aos esforços solicitantes de flexão e cisalhamento que incidem sobre estas.

Casapulla e Argiento (2018) apresentam os modos de ruptura já amplamente estudados que podem ser considerados para os elementos de contraventamento, sendo: por deslizamento ou escorregamento, quando a força horizontal incidente sobre o painel é superior à resistência ao cisalhamento da argamassa entre as fiadas horizontais na união dos blocos de alvenaria; por flexão, quando o momento fletor gerado pela aplicação da carga gera tração e compressão nas bordas do painel sob solicitação, gerando fissuras excessivas ou esmagamento; e por

cisalhamento, quando uma carga é transferida principalmente no sentido diagonal da parede, gerando compressão neste sentido e tração na outra diagonal, caracterizado por fissuras diagonais. Os modos de ruptura principais podem ser visualizados por meio da Figura 2.

Figura 2. Modos de ruptura de paredes sujeitas a ações horizontais.



Fonte: Adaptado de Tomaževic (1999).

No caso de edificações em alvenaria estrutural, a resistência às cargas horizontais advinda dos elementos de contraventamento é verificada por meio das próprias paredes pré-dimensionadas à compressão, ao contrário de construções em concreto armado, em aço ou mistas, que comumente necessitam da execução de núcleo rígido.

O comportamento desses painéis depende de fatores como: tipos de vinculação nas extremidades consideradas; cargas aplicadas; tipo de argamassa utilizada; se há ou não armadura ou grauteamento empregados; dimensões; e existência de aberturas. Isto leva à conclusão de que, mesmo que vários destes fatores permaneçam os mesmos, ao variar apenas um deles, é possível modificar o modo de falha do painel (DA MATA; RAMALHO, 2011).

Existem diversos modelos de consideração de contraventamento para consideração da ligação entre painéis. No que se trata das aberturas de portas e

janelas como elemento para consideração de separação entre as paredes para os modelos, a NBR 16868-1 (2020) indica a análise do tamanho em sua altura e largura que devem ser inferiores à 61 centímetros e a um quarto da largura da parede total para que haja desconsideração das mesmas. Caso contrário, constituem uma separação entre duas paredes, ou seja, dois painéis com uma ligação, sendo esta a região entre aberturas.

2.1.3 CÁLCULO DAS AÇÕES LATERAIS ASSOCIADAS À SISMO

A partir da ABNT NBR 15421 (2006) é que se definem as cargas excepcionais advindas de sismo, especificando a aceleração de acordo com a região geográfica de análise e explicitando o cálculo desta variável para paredes de alvenaria. A norma comenta que todas as estruturas devem ser projetadas e construídas para resistir às ações sísmicas, que são consideradas excepcionais. Para boa parte do país, que se encontra geograficamente na Zona 0 com o menor valor de aceleração sísmica a ser considerado de acordo com a norma, as estruturas que levam em consideração as ações de vento e desaprumo já cobrem a ação sísmica.

Outras literaturas abordam também o carregamento de sismos pelas prescrições da *Federal Emergency Management Agency*, a norma FEMA 461 (2007) que trata sobre desempenho sísmico de elementos estruturais e não-estruturais. A norma ainda cita que, para ensaios cíclicos com controle de carregamento, os incrementos de força devem ser pequenos de tal forma que os estágios dos danos às estruturas analisadas possam ser claramente identificáveis.

Esta força teórica é aplicada na modelagem ou em experimentos na forma de forças pontuais em locais específicos de um edifício ou estrutura e possuem caráter de aplicação cíclica, buscando a simulação dos sismos e visando analisar a estabilidade das estruturas a estes fenômenos naturais simulados.

2.1.4 CÁLCULO DAS AÇÕES LATERAIS ASSOCIADAS AO VENTO E AO DESAPRUMO

A partir da ABNT NBR 16868-1 (2020) e de acordo com Parsekian (2012), é possível determinar a metodologia para dimensionamento de alvenaria estrutural com blocos de concreto. De posse da arquitetura inicialmente concebida, definem-se as paredes isoladas e os grupos de paredes e, a partir das suas dimensões, definem-se parâmetros geométricos para dimensionamento.

As primeiras variáveis a serem definidas são as cargas, e as principais e primeiras a serem consideradas para concepção da estrutura são as verticais. As cargas verticais principais são as cargas permanentes, o peso próprio e as cargas acidentais advindas de uso e ocupação. A ABNT NBR 6120 (2019) define peso específico dos principais materiais empregados neste tipo de construção, como blocos de concreto vazados com função estrutural de classes A e B (14 kN/m³), concreto armado (25 kN/m³), e ocupação de edifícios residenciais (1,5 kN/m² para a maioria dos locais). Assim, definem-se as cargas características verticais. Uma vez que a carga vertical, considerada como uma carga de pré-compressão, define a resistência ao cisalhamento da argamassa, estas devem ser consideradas inicialmente.

As forças horizontais comumente consideradas são as advindas de vento e a consideração do desaprumo, definido pela Equação 1. A força incidente em cada pavimento considerada por desaprumo é calculada por meio da Equação 2.

$$\varphi = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \quad \text{Equação 1}$$

$$F = P \cdot \varphi \quad \text{Equação 2}$$

Onde φ é o ângulo máximo de desaprumo, H é a altura total do prédio em metros, P é o peso das cargas permanentes e acidentais por pavimento (kN), e F é a força incidente em cada pavimento (kN).

Para o cálculo da força do vento, é necessário o cálculo de algumas variáveis previamente a partir na ABNT NBR 6123 (1988). O fator topográfico S_1 é função da topografia em que se encontra a edificação.

O fator S_2 considera o efeito da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, recebendo fatores tabelados de classe e categorias para seu cálculo a partir da Equação 3.

$$S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad \text{Equação 3}$$

Em que b , p e F_r são os fatores tabelados nos parâmetros meteorológicos (Tabela 1) da ABNT NBR 6123 (1988).

O fator S_3 é o fator estatístico que depende apenas do tipo de ocupação e é tabelado (Tabela 3) pela ABNT NBR 6123 (1988).

De acordo com a ABNT NBR-6123 (1988), a velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade em metros por segundo de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Ela é definida de acordo com um mapa das isopletras no Brasil da mesma norma técnica.

Uma edificação é considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede a duas vezes a altura média das edificações que se encontram em um raio de distância de: 500 metros para edificações até 40 metros de altura; 1000 metros para edificações até 55 metros; 2000 metros para edificações até 70 metros; e 3000 metros para edificações até 80 metros. Caso contrário, pode ser considerada de baixa turbulência, o que vai influenciar na escolha do ábaco para definição do coeficiente de arrasto. A norma ainda define as excentricidades mínimas para consideração de $0,075/l$ ou $0,15/l$ para baixa ou alta turbulências respectivamente, sendo l a largura do lado em que incide o vento.

O coeficiente de arrasto é escolhido de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988) por ábacos diferentes no caso de baixa turbulência ou alta turbulência, plotando-se os valores de l_1/l_2 e h/l_1 , sendo l_1 a dimensão em que o vento incide considerando uma planta retangular, l_2 a outra dimensão do retângulo, e h a altura total da edificação.

Equaciona-se então a força do vento por meio da Equação 4, Equação 5 e Equação 6.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 4}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação 5}$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad \text{Equação 6}$$

Em que V_k é a velocidade característica do vento em metros por segundo definido pela altura de cada pavimento, V_0 , S_1 e S_3 foram constantes pré-definidas e S_2 foi pré-definido em função da altura. A variável q é o fluxo, definido em Newton por metro quadrado. A força de arrasto (N) é definida pelo produto do coeficiente de arrasto pelo fluxo pela área em que incide o vento em metros quadrados. Finalizada a concepção das ações laterais, inicia-se a análise das propriedades e verificação de esforços solicitantes e resistentes.

2.2 MODELAGEM DE ESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO EM ALVENARIA ESTRUTURAL

O cálculo da rigidez lateral e dos deslocamentos provocados pelas forças horizontais em paredes de contraventamento é objeto de estudo de diversos pesquisadores. Enquanto os modelos teóricos utilizam-se de simplificações para que os engenheiros projetistas possam simular soluções de dimensionamento que não exijam demasiado tempo e poder de processamento, pesquisadores das áreas de estruturas buscam simulações que possam demonstrar com maior precisão o comportamento das estruturas, considerando a aplicação real dos esforços, as resistências dos materiais empregados e como eles respondem quando dispostos arranjados em uma estrutura.

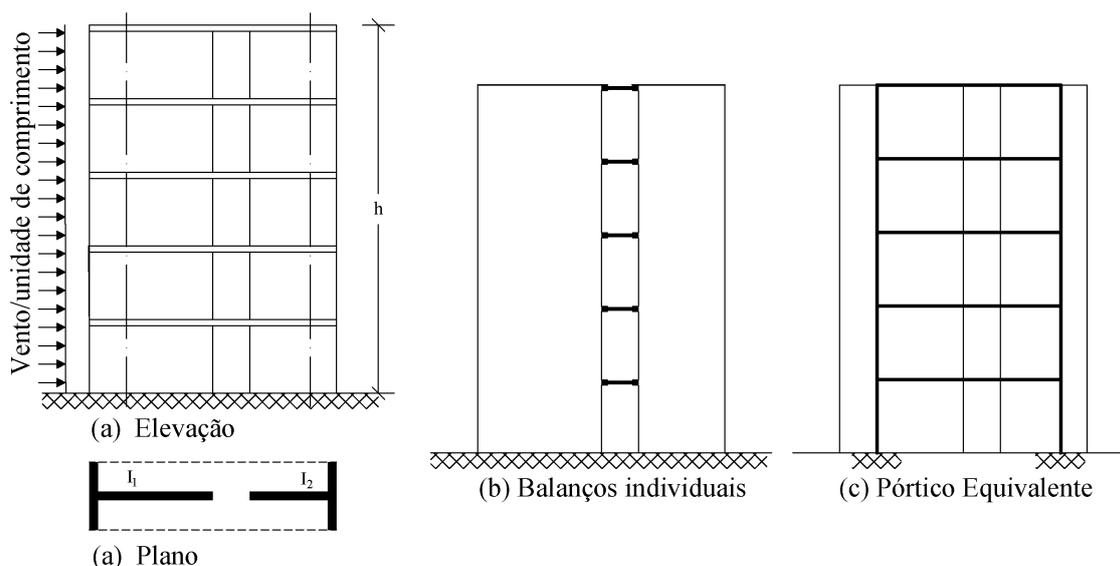
2.2.1 MODELOS TEÓRICOS

A modelagem de uma estrutura pode ser concebida por diversas metodologias diferentes que concebem diferentes graus de precisão e complexidade. Hendry, Sinha e Davies (2004) demonstram as principais formas teóricas de representação de carga do vento para paredes com esforços laterais no sentido do plano do contraventamento. A consideração das aberturas é realizada ao separar as paredes em elementos distintos ligados pelas lajes de cada pavimento (Figura 3-a).

O modelo de aproximação a paredes em balanço considera que a estrutura tem deformações compatibilizadas no nível de cada pavimento ligado pelas lajes (Figura 3-b), dividindo a força do vento entre as paredes de acordo com suas rigidezes, sempre considerando a simetria ou assimetria das paredes na edificação para uma equação de equilíbrio de forças. Este modelo é a base teórica para os demais, introduzindo a laje em forma de um diafragma rígido que transmite rotações e translações de acordo com a aplicação das cargas.

No modelo de pórtico equivalente (Figura 3-c), as paredes e lajes são substituídos por elementos de colunas e vigas, respectivamente, com as mesmas rigidezes à flexão das paredes e lajes originais. Para o lançamento das colunas, considera-se o centro geométrico dos painéis, e as vigas são lançadas entre os centros das colunas.

Figura 3. Idealização de paredes de contraventamento com aberturas para análises teóricas.



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (2004).

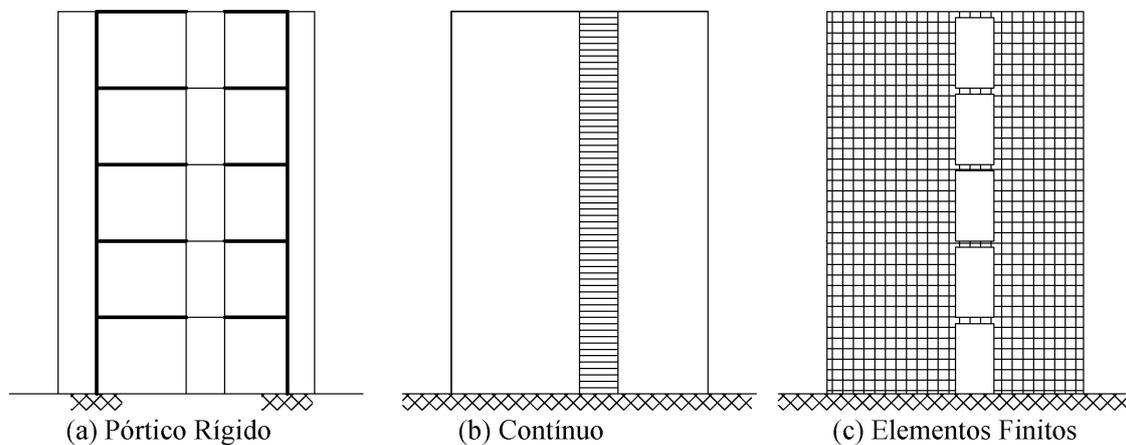
O modelo de pórtico rígido pode ser considerado um refinamento do modelo de pórtico equivalente. São utilizadas barras de rigidez infinita para que a viga de ligação entre as paredes possua um tamanho efetivo diferente da distância entre os centros geométricos das paredes. Diversas metodologias discutem o valor da largura efetiva da viga de ligação. Na Figura 4-a é possível observar que o trecho rígido considerado é de metade do tamanho dos painéis representados, fazendo com que a viga de ligação seja da largura das aberturas consideradas. Podem ser usados programas computacionais ou análises convencionais para consideração ou não das deformações axiais e devido ao cisalhamento das vigas e colunas.

No modelo contínuo, o sistema de conexão por lajes ou vigas é substituído por um sistema de transferência de cisalhamento contínuo, que, em sua concepção, pode ser formado por infinitas barras rotuladas e sem deformação axial ligando os painéis de alvenaria em todo o espaço que estariam as aberturas, como mostradas na Figura 4-b. Na teoria, serão consideradas as rigidezes das paredes em conjunto para as deformações por cisalhamento.

Já a análise pelo método dos elementos finitos – M.E.F. (*finite element analysis*) divide a estrutura plana em um número finito de triângulos ou retângulos conectados pelos seus vértices, em que cada elemento tem a aplicação de equações de equilíbrio relacionadas às ações incidentes nestes nós e às suas respectivas liberdades de deformação, sendo necessário o advento do

processamento computacional para resolução de tal problema, porém, gerando uma forma de análise poderosa e detalhada (Figura 4-c).

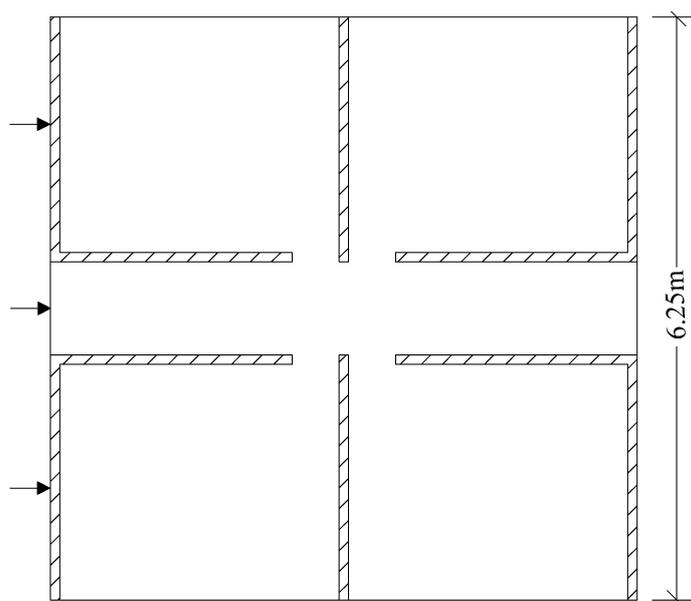
Figura 4. Idealização de paredes de contraventamento com aberturas para análises teóricas.



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (2004).

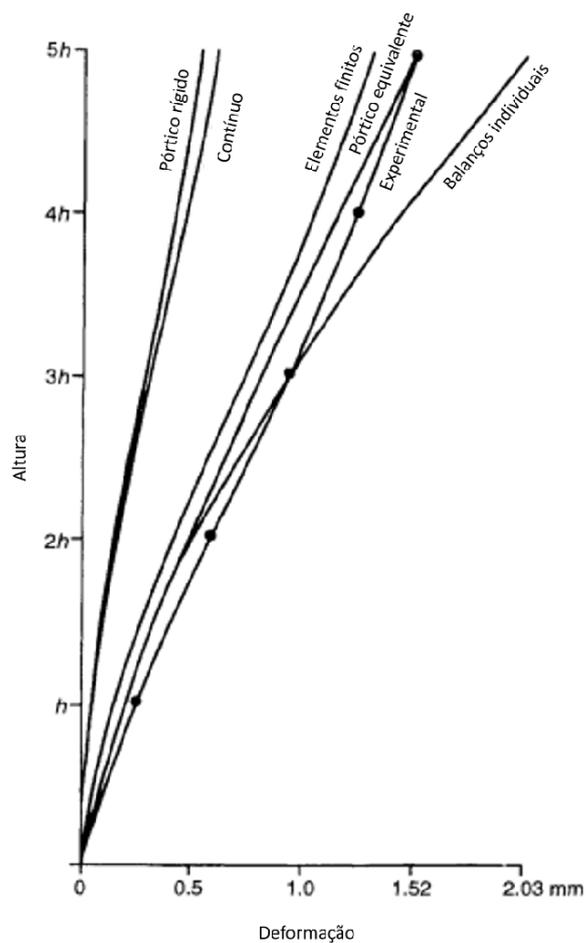
A escolha do método a ser utilizado é uma questão essencial ao processo de dimensionamento, afinal, os modelos não correspondem exatamente ao comportamento real das estruturas em três dimensões, sendo aceitos apenas como formas de aproximação até para estruturas mais simples de paredes únicas. Hendry, Sinha e Davies (2004) comentam o experimento que construiu um modelo de paredes sob cargas horizontais para realizar a comparação com estes modelos práticos mais comumente utilizados. A Figura 5 mostra a planta baixa utilizada no experimento com 3 macacos hidráulicos por andar pra simular as cargas e a Figura 6 apresenta os resultados de comparação entre os modelos teóricos e o experimento prático na forma de deformação *versus* altura da construção, mostrando os modelos de pórtico e M.E.F. como os mais próximos e o de barra engastada como mais conservador entre os modelos, apesar de também ter proximidade com o resultado experimental.

Figura 5. Planta baixa da estrutura do experimento.



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (2004).

Figura 6. Comparação entre resultados de deslocamentos experimental e teóricos para uma carga uniforme equivalente a 894 kN/m^2 sobre a face carregada da construção.



Fonte: Adaptado de Hendry, Sinha e Davies (2004).

Apesar de adicionar praticidade, os métodos teóricos de pórtico equivalente, pórtico rígido e contínuo desconsideram fatores como a região entre aberturas nas paredes, que não podem ser corretamente dimensionadas nem representadas pelos respectivos modelos nestes métodos.

Nascimento Neto (1999) desenvolveu um trabalho onde analisou a deformabilidade por cisalhamento das paredes de contraventamento, aplicou um modelo de pórtico tridimensional para representação de edifícios de alvenaria estrutural sob a ação do vento e avaliou os efeitos causados pela torção do edifício. Os modelos de pórtico tridimensional foram validados mediante resultados experimentais para translação e rotação, demonstrando a viabilidade e fidelidade que modelos práticos 3D podem trazer para este tipo de análise. A consideração de efeitos de cisalhamento para deformação foi imprescindível para o refinamento do comportamento dos modelos propostos. Dentre os resultados e conclusões apresentados, o autor demonstra também que a consideração dos lintéis proporcionou aumento de rigidez ao sistema de contraventamento modelado. É indicado neste trabalho que haja atenção especial a estas regiões na análise e dimensionamento de alvenaria estrutural, indicando que mesmo não absorvendo maiores esforços cortantes, os lintéis podem ser solicitados por maiores tensões cisalhantes devido a menor seção transversal.

Barcelos (2020), dentre diversos outros autores, estudou os modelos de paredes isoladas e pórticos equivalentes com e sem trechos rígidos, sendo a escolha do tamanho do trecho não rígido, ou seja, comprimento efetivo, calculado para obedecer a normatização vigente no Brasil, a partir do item 9.2.1 da ABNT NBR 15961 (2011). Este comprimento pode ser descrito como a distância livre entre as faces dos apoios acrescida em cada lado do vão do menor valor entre a metade da altura da viga ou a distância do eixo do apoio à face do apoio, sendo os painéis separados pelas aberturas considerados como os apoios e a região entre aberturas (REA's) consideradas como vigas.

Não apenas o autor, mas de acordo com as comparações de diversos estudos de caso, o modelo de paredes isoladas é mais conservador do que os dados experimentais, demonstrando os maiores deslocamentos e sem entregar dados ou informações sobre a transmissão dos momentos entre as regiões entre aberturas. Os modelos de pórtico equivalente demonstraram menores

deslocamentos e o modelo com trechos rígidos, em especial, demonstra a transmissão de momentos que pode se dar por meio da região superior das aberturas de portas e janelas, região analisada na forma de vigas. Apesar das observações do autor quanto ao uso deste dado para dimensionamento destas áreas, diversos outros autores discordam que tais modelos sejam representativos para as regiões entre aberturas.

Existem algumas diferenças entre os modelos práticos vigentes com barras únicas como representação de regiões entre aberturas, afinal, a transmissão de esforços, de acordo com as modelagens de variados autores, não se dá essencialmente pela região propriamente dita, mas pode se dar pelo cisalhamento por meio das lajes, comumente consideradas diafragmas rígidos, por meio dos momentos fletores gerados em uma parede e pela força lateral distribuída nas zonas inferiores das janelas, por exemplo.

Outro ponto apontado pela normatização vigente é a da redução da rigidez por meio de coeficientes redutores para consideração da não linearidade física dos elementos. Da Silva (2017) realiza um levantamento dos modelos que utilizam redução da rigidez para considerar a não linearidade física dos materiais e realiza modelagens numéricas, mostrando que as reduções em 60% para vigas e em 20% para pilares e paredes da rigidez em modelos simplificados são parâmetros representativos para o que ocorreria nas estruturas reais, sendo substitutos simples para o comportamento do concreto que depende dos limites máximos de tração e compressão ou limites de deformação.

Em outro estudo, Nascimento Neto (2003) aborda o comportamento de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos. Por meio de ensaios na escala 1:3 de variados painéis isolados e com aberturas de portas e janelas, o autor avaliou o efeito do acoplamento pelo lintel, de diferentes intensidades de pré-compressão e de armaduras construtivas no comportamento do painel. Por meio de ensaios de compressão axial e de aplicação de cargas laterais, o autor conclui que, quanto ao efeito do acoplamento dos painéis, existem mudanças significativas na transmissão de esforços e no comportamento dos painéis. A alteração no padrão de aparecimento de fissuras e modo de ruptura também foram observados, além de aumentar a rigidez quando realizada a comparação dos painéis acoplados com os painéis isolados.

2.2.2 MODELOS NUMÉRICOS E COMPUTACIONAIS

Para realizar a consideração de diversos fatores, como propriedades de não linearidade física dos materiais, não linearidade geométrica da estrutura e das seções sob carregamento, esforços solicitantes resultantes de segunda ordem, fissuras que podem ocorrer nas paredes, dentre outras considerações que complementam a exatidão dos problemas de dimensionamento estrutural, diversos pesquisadores propõem modelagens das estruturas de contraventamento por meio de simulações computacionais mais refinadas que os métodos práticos.

Da Mata e Ramalho (2011) revisaram o processo teórico necessário à análise numérica bidimensional de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. Os autores utilizaram um modelo matemático para representar a interface entre o bloco e a argamassa que, por sua vez, seriam modelados pela micromodelagem simplificada com unidades expandidas. Detalharam parâmetros do modelo para resistências máximas de blocos, argamassa e laje de concreto, e compararam com as resistências da normalização da ABNT, a ABNT NBR 15812-1 de 2010, sob diferentes valores de pré-compressão da estrutura. Em todas as simulações variando a pré-compressão, os valores resistentes do modelo numérico foram superiores ao da norma. Os menores valores de pré-compressão mostraram fissuração na face tracionada e as de maior pré-compressão tenderam a fissuração por cisalhamento diagonal. Nascimento Neto (2003) já tinha obtido resultados experimentais de aumento de rigidez e retardação de fissuração com painéis sob maiores pré-compressões.

Abdulla, Cunningham e Gillie (2017) mostraram detalhes de uma simulação numérica por meio do software Abaqus, utilizando XFEM – método dos elementos finitos estendidos – que pode considerar uma unidade de bloco ou elementos em três dimensões de maiores extensões como formado por elementos finitos estendidos. A metodologia apresentada consegue detalhar a propagação dos esforços pela parede, identificando as fissuras entre os elementos que a constituem, e demonstra o detalhamento da simulação em um software numérico, mostrando o comportamento elástico e plástico que o material pode assumir sob diferentes níveis de tensões.

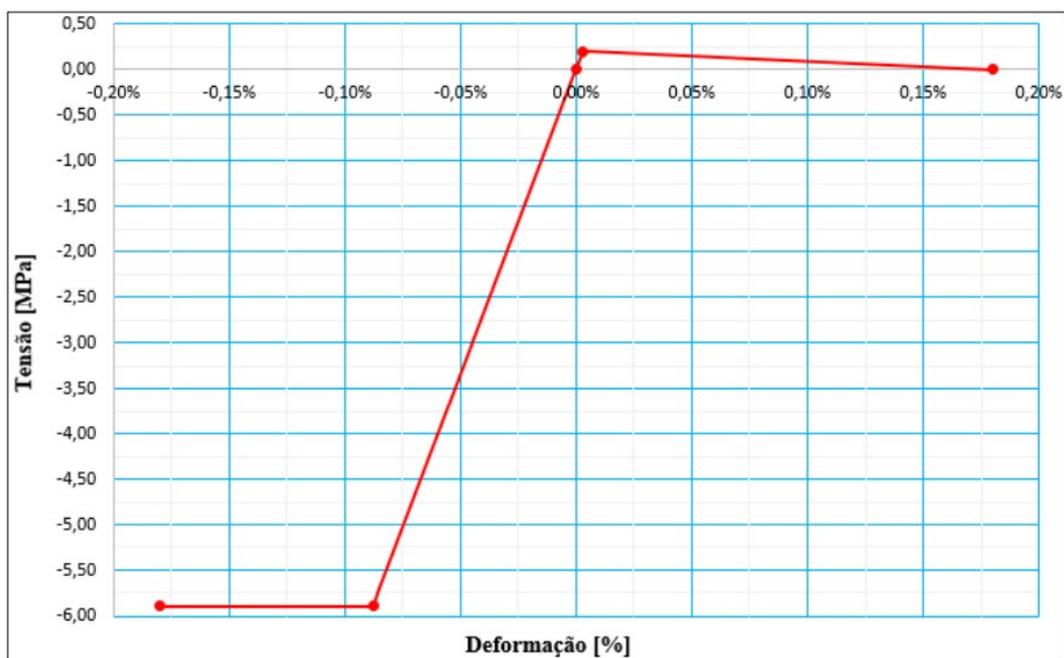
Em sua pesquisa, Liu e Li (2021) apresentaram o detalhamento do modelo constitutivo e da modelagem por elementos finitos de prismas de blocos de

concreto. Foram levados em consideração para o modelo o comportamento do bloco, da argamassa e da zona de interação entre estes. As modelagens sob compressão foram validadas por um extenso banco de dados de ensaios experimentais. Este trabalho traz uma grande contribuição à medida que se torna um manual para modelagens tridimensionais de alvenaria estrutural e leva em consideração os mais diversos esforços que possam incidir nas estruturas.

Grande parte dos trabalhos na literatura segue a mesma linha de passos prévios à modelagem: definição da geometria das paredes e dos blocos; definição das possíveis regiões armadas ou grauteadas; definição das variáveis aplicadas, como as resistências características consideradas do bloco (f_{bk}), do prisma (f_{pk}), da parede (f_k), da argamassa (f_a), do graute (f_g), do prisma grauteado (f_{pk}^*) ou do aço utilizado (f_{yk}); e os módulos de elasticidade, deformações máximas e resistências de projeto à tração, compressão e cisalhamento baseadas nas resistências características levantadas de forma experimental por meio de ensaios previamente realizados ou coletando informações com base nos dados dos catálogos; definição do modelo constitutivo dos materiais, elástico e/ou plástico; e definição da metodologia de modelagem.

O comportamento relacionado à não linearidade física da alvenaria estrutural com blocos de concreto é comumente representado tanto por meio de modelos que consideram uma redução inicial por constantes de redução, como a redução em 40% do módulo da rigidez (ABNT NBR 16868-1, 2020), ou por modelos constitutivos do concreto que consideram a fratura da peça quando solicitadas por esforços de tração ou compressão relacionados à curva tensão-deformação característica daquele material. Da Silva (2017) apresenta por meio da Figura 7 um modelo constitutivo para caracterização da curva tensão deformação em trechos lineares de um prisma de parede confeccionada com bloco oco de 12 Mega Pascal para utilização em uma análise numérica.

Figura 7. Curva tensão/deformação do prisma com bloco de 12 MPa oco.



Fonte: Silva (2017).

Trabalhos como o de Liu e Li (2021) trazem diretrizes de curvas de não linearidade física do concreto e do aço que podem ser utilizadas para representação do comportamento tridimensional de diversos elementos da parede em alvenaria estrutural, gerando resultados mais fiéis ao comportamento real das estruturas. Este trabalho realizou diversas análises de prismas sob compressão para validação dos modelos propostos de previsão das resistências teóricas dos prismas de alvenaria estrutural, buscando a partir da geração de um estudo paramétrico, a economia pela modelagem proposta em substituição à execução de ensaios *in loco*.

2.2.3 MODELOS EM BARRAS

Outras pesquisas discorrem sobre o uso ou comparação de métodos que utilizem barras para representação de alvenaria estrutural sob ações laterais. Ao apresentar um modelo de bielas e tirantes, Bruxton (2017) apresenta modelos de barra e pórtico equivalente para comparar com o comportamento de sua estrutura proposta. A partir de um método de pórtico equivalente que utiliza uma diagonal de apoio para transmissão de cargas laterais, o método de bielas e tirantes propostos determina o caminho que as esforços de tração e compressão percorrem por um painel de alvenaria parcialmente grauteada, e recomenda que futuras pesquisas dividam a diagonal única achada para cada painel em estruturas menores para

representar também o cisalhamento que ocorre na diagonal oposta à comprimida em uma parede sob esforços laterais, concluindo que para um modelo prático, elas podem ser utilizadas para representação de alvenaria.

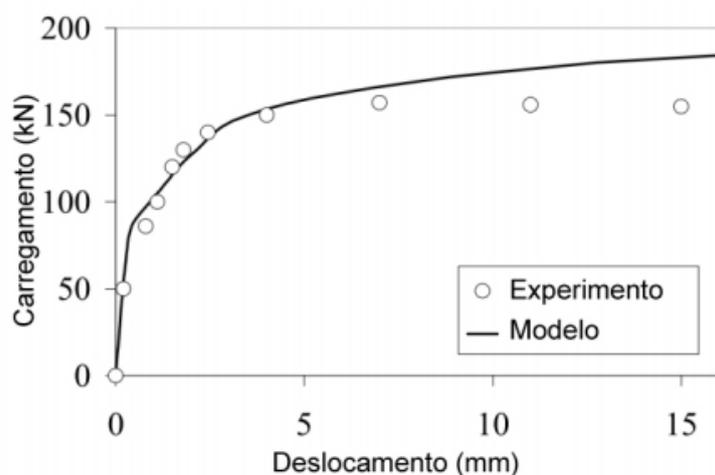
Soriani (2013) se propõe a analisar a influência na rigidez lateral de alvenaria estrutural participante no preenchimento de pórticos de concreto armado e comenta a similaridade da situação com alvenarias parcialmente grauteadas. O trabalho compara o uso de diagonais equivalentes propostas em normatizações internacionais e modelagens destas estruturas por modelos numéricos no software SAP 2000. O autor define os parâmetros utilizadas por estes tipos de modelagens, definindo as barras como elementos de treliça com características elásticas. O autor ainda modela as mesmas situações por elementos de placa homogêneos com consideração da não linearidade geométrica. Ao comparar com a normatização canadense, houve um aumento médio da rigidez esperada para o pórtico de 65%.

Najafgholipour (2018) discute a modelagem em treliças para alvenaria estrutural não armada e seus custos computacionais, levando o autor a utilizar uma metodologia de macro modelagem por elementos de barra para esforços laterais e verticais em alvenaria estrutural. O critério de escorregamento de Mohr-Coulomb define a resistência ao cisalhamento, utilizando os materiais e dimensões geométricas das alvenarias para formar representações de modelos quanto ao deslocamento, com tensões máximas definidas para cada membro. O modelo é composto por uma barra vertical e outra barra diagonal que representam os painéis de alvenaria, ligados por barras rígidas que representam as lajes na forma de diafragma rígido. Uma desvantagem deste tipo de modelagem é que ela é realizada para a análise horizontal em apenas um sentido, principalmente por causa da geometria da discretização, não sendo possível, por exemplo, uma análise voltada para cargas sísmicas que consideram cargas horizontais em mais de uma direção. Compara-se os deslocamentos obtidos pela metodologia de modelagem proposta com valores da literatura, mostrando resultados satisfatórios para este modelo em barras.

Salem (2004) utiliza-se de uma comparação com o experimento para validação dos deslocamentos verticais para micro-modelagem de alvenaria por micro-treliças. Este método discretiza o elemento de alvenaria por meio de treliças de dimensões que possam detectar fissuras. No trabalho, o autor identifica o

tamanho ideal como sendo de 30 milímetros a 60 milímetros para o elemento finito de discretização do método de modelagem baseado nas treliças de Hrenikoff. Para validação, foi realizada a modelagem de vigas de concreto. A Figura 8 mostra como foi feita a validação da modelagem proposta em comparação com o experimental, indicando a micro-modelagem por micro-treliças como uma resposta aproximada ao comportamento real da alvenaria estrutural.

Figura 8. Gráfico de tensão vs deformação do Experimento e do Modelo



Fonte: Salem (2004).

2.2.4 ANÁLISES DE ABERTURAS

Hochwalt e Bennett (2023) demonstram que, no que tange à influência das regiões verticais acima das aberturas no comportamento geral das estruturas, as vigas de acoplamento podem ter influência significativa no comportamento e no desempenho da parede de alvenaria, e quando construídas de forma rígida, são confiáveis para resistir aos esforços equivalentes a grandes terremotos. Apesar disso, os autores ressaltam que a falta de diretrizes objetivas quanto à geometria dessas áreas resulta em projetos inconsistentes, negligenciando os efeitos deste acoplamento, que podem até gerar mudança no comportamento geral da estrutura entre a ruptura por flexão ou por cisalhamento. O trabalho sugere revisões normativas para acoplamento de alvenaria por meio de uma aplicação prática.

Para modelagem dessa área, McGinley e Nematí (2017) propõem um macro elemento com comportamento que representam as fases elástica e plástica do concreto. Esse macro elemento tem como objetivo simular o comportamento do bloco quanto às suas resistências à tração, compressão e cisalhamento entre

unidades ligadas por argamassa, respondendo de forma fiel às não linearidades físicas para o comportamento esperado da alvenaria estrutural. Esse elemento é formulado por elementos de barra em múltiplas direções, podendo ser base para uma formulação de estruturas com barras. O modelo criado respondeu de forma satisfatória para modelagem de paredes com e sem aberturas.

Apesar de muitos autores realizarem análises, como as já apresentadas, sobre o papel das regiões verticais entre aberturas nas modelagens numéricas ou em modelos teóricos, a metodologia de dimensionamento da Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da ABNT NBR 16868-1 (2020) considera as regiões superiores às aberturas como vigas. Na pesquisa em literatura, a maioria das modelagens que proponham elementos de barra únicos e horizontais para representação dessas regiões também realizavam a transformação das mesmas em vigas simples, podendo não representar fielmente a transmissão dos esforços horizontais para as análises das paredes funcionando como contraventamento. Os modelos que utilizam métodos dos elementos finitos, micro ou macro treliças, generalizam as propriedades da parede para toda a região, podendo indicar um melhor caminho para o entendimento do comportamento dessas zonas quanto aos caminhos que as cargas percorrem e ser base para a formulação de um método que considera elementos de barras para representação e dimensionamento das regiões entre aberturas.

Existem diferentes métodos construtivos e metodologias de dimensionamento para alvenaria estrutural. De acordo com Pereira (2016), as regiões entre aberturas podem ser armadas com estribos e grauteadas para resistência dos momentos fletores incidentes, funcionando como vergas, e irão, eventualmente, resistir também à incidência de esforços cortantes e cisalhantes aplicados lateralmente. Este tipo de detalhamento é comum em construções no Brasil e é representado em diversas outras literaturas.

2.3 DADOS EXPERIMENTAIS E MODELAGENS PARA ALVENARIA ESTRUTURAL COM AÇÕES LATERAIS

Diversos trabalhos experimentais representam resultados de ensaios e experimentos realizados com alvenaria estrutural e podem ser utilizados para uma

composição de uma base de dados para estudos paramétricos na modelagem de alvenaria estrutural, grauteada ou não grauteada, com e sem aberturas. Buscando avaliar a força compressiva de diferentes blocos de alvenaria estrutural de concreto de baixas a altas resistências, e motivados pelos poucos parâmetros compilados existentes anteriormente para o dimensionamento à compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto, Fortes e Parsekian (2012) realizaram ensaios de compressão axial e do módulo de elasticidade de prismas grauteados e não grauteados. Os autores compilaram diversas características a serem utilizadas para blocos vazados de concreto de 14 centímetros por 39 centímetros, com os principais resultados a serem utilizados em dimensionamento apresentados por meio do Quadro 1.

Quadro 1. Características físicas dos prismas e dos blocos vazados de concreto.

f_{bk} (MPa)	f_a (MPa)	f_{gk} (MPa)	f_{pk}/f_{bk}	f_{pk}^*/f_{pk}	f_{pk} (MPa)	f_{pk}^* (MPa)
3,0	4,0	15,0	0,80	2,00	2,4	4,8
4,0	4,0	15,0	0,80	2,00	3,2	6,4
6,0	6,0	15,0	0,75	1,75	4,5	7,9
8,0	6,0	20,0	0,75	1,75	6,0	10,5
10,0	8,0	20,0	0,70	1,75	7,0	12,3
12,0	8,0	25,0	0,70	1,60	8,4	13,4
14,0	12,0	25,0	0,70	1,60	9,8	15,7
16,0	12,0	30,0	0,65	1,60	10,4	16,6
18,0	14,0	30,0	0,65	1,60	11,7	18,7
20,0	14,0	35,0	0,60	1,60	12,0	19,2
22,0	18,0	35,0	0,60	1,60	13,2	21,1
24,0	18,0	10,0	0,55	1,60	13,2	21,1

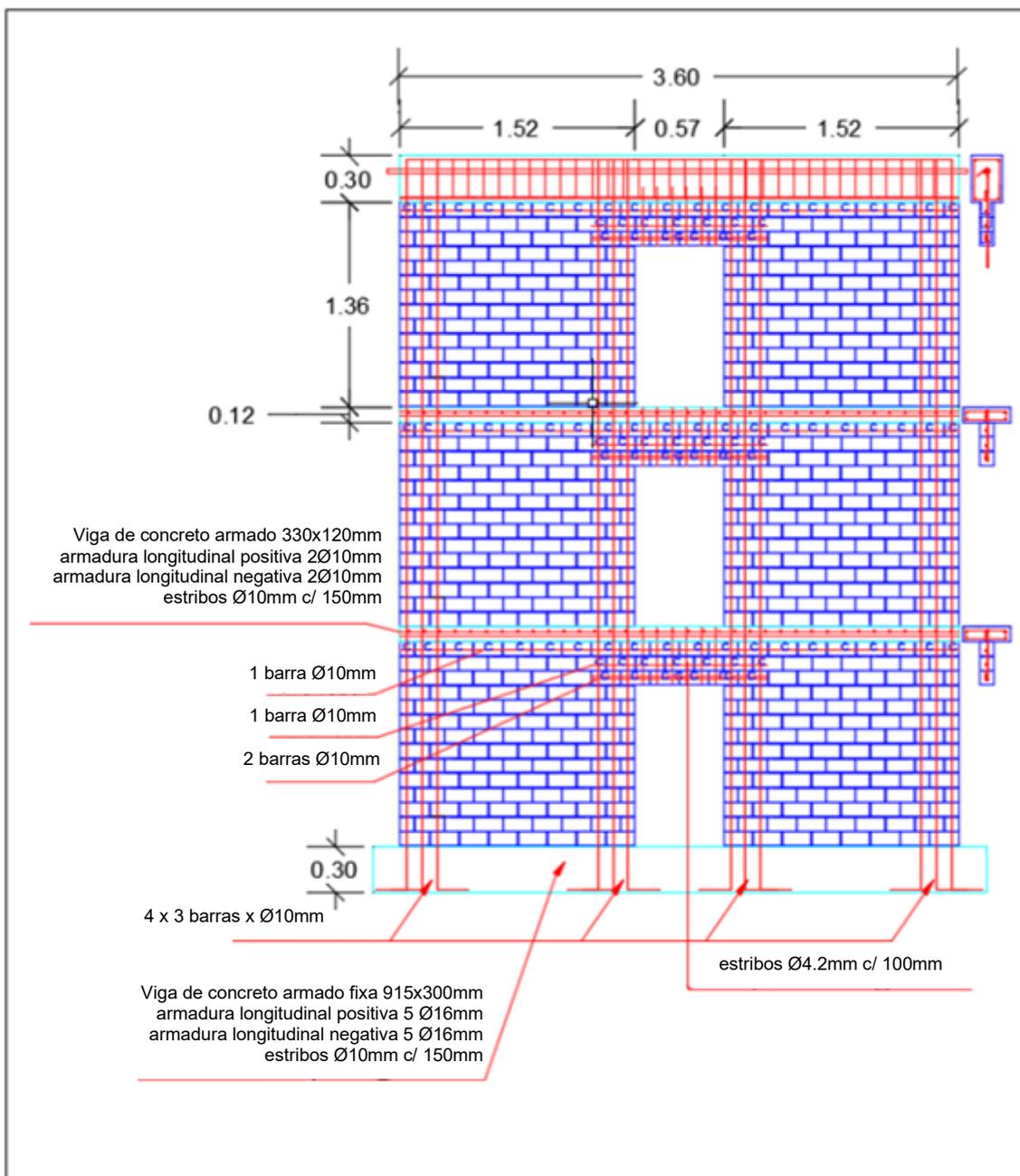
Fonte: Adaptado de Fortes e Parsekian (2012).

O trabalho de Medeiros et al. (2022) trata da previsão da capacidade de carga lateral para modelagem de alvenaria estrutural. O trabalho base de validação foi feito baseado nos experimentos de Fortes (2017), que realizou ensaios com cargas cíclicas laterais aplicadas a paredes de alvenaria estrutural com abertura parcialmente grauteadas, simulando as cargas geradas por sismos. Medeiros et al. (2022) compilou também 59 diferentes paredes experimentais da literatura, que são utilizadas para validar o modelo de equações de capacidade lateral posteriormente apresentado e traz ainda dados de 96 modelagens de alvenarias simuladas numericamente.

2.3.1 FORTES (2017) – EXPERIMENTOS DE PAREDES COM ABERTURAS

Fortes (2017) abordou em seu trabalho experimental ensaios de alvenaria parcialmente grauteada, armada e em blocos de concreto, trazendo modelos de paredes com aberturas e detalhamentos de suas características físicas e geométricas e compilando dados de ensaios experimentais e numéricos. O autor utilizou-se de paredes em escala reduzida para ensaios reais de aplicação de ações laterais cíclicas que poderiam simular os sismos, e apresentou seus resultados de forças e deslocamentos na forma de curvas de histerese. Estes resultados foram utilizados por Medeiros et al. (2022) para validação dos modelos propostos e análise inicial da influência de aberturas para comportamento de paredes sob cargas horizontais. Por meio da Figura 9 é possível observar o detalhamento geométrico de uma das paredes modeladas no trabalho, contemplando as áreas grauteadas, as armaduras e suas posições e as vigas maciças de concreto armado.

Figura 9. Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras.

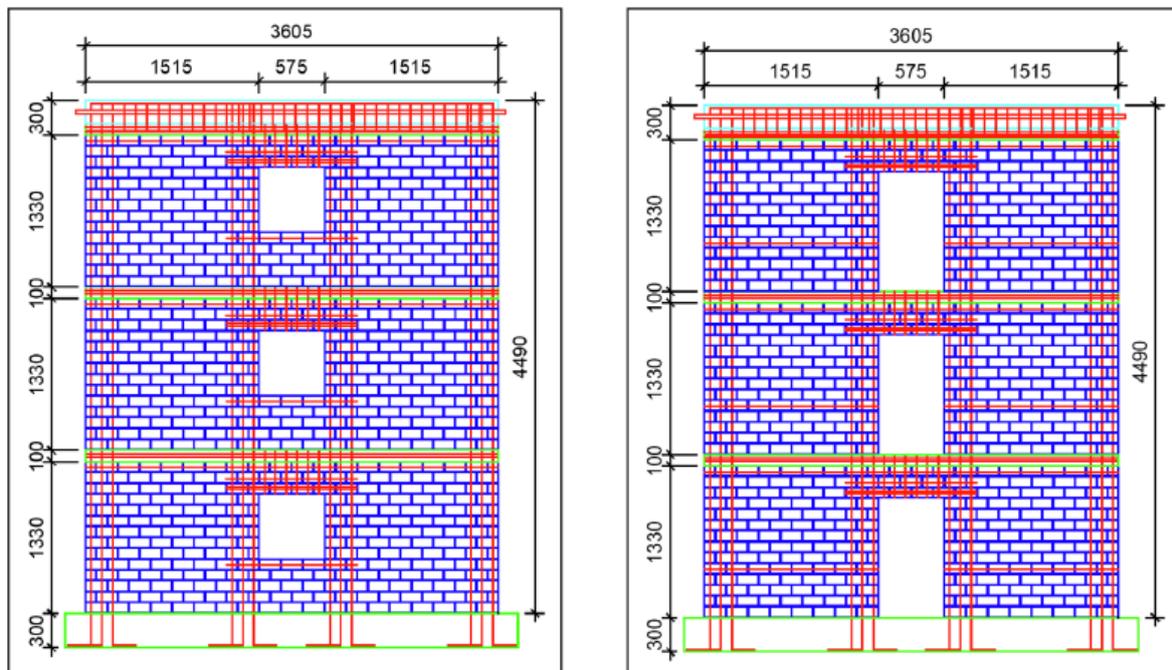


Fonte: Adaptado de Fortes (2017).

Fortes (2017) apresenta duas paredes experimentais em escala reduzida detalhadas em seu trabalho que apresentaram modo de falha sob ações laterais. São apresentadas duas paredes, com aberturas de portas e com aberturas de janelas, todas armadas e parcialmente grauteadas. O detalhamento destas paredes representa o que é tipicamente apresentado nos prédios de alvenaria estrutural construídos no Brasil e em diversos outros países. A Figura 10 traz a representação

das medidas geométricas de paredes similares com mudanças apenas no tipo de abertura e qual tipo de reforço estrutural estas mudanças acarretam.

Figura 10. Geometria das paredes acopladas com viga de alvenaria armada e detalhe das armaduras.



Fonte: Fortes (2017).

As paredes foram construídas em escala 1:2, apresentavam as regiões laterais grauteadas e armadas. Os blocos de concreto utilizados eram blocos com furos, do tipo 184 x 90 x 90 mm em ordem de comprimento, largura e altura, com vazios de aproximadamente 49,5%, e construídos com juntas de argamassa de 5 mm. Nas paredes com janelas, a quinta fiada de cada pavimento foi armada abaixo de cada janela mais três células para cada lado. As regiões entre aberturas recebem armadura horizontal, graute e estribos. No caso das portas, a quinta fiada era armada por todo o comprimento das paredes. Todas as barras possuíam diâmetro de 9,5 mm, exceto os estribos de 4,2 mm.

Os esforços aos quais as paredes foram submetidas durante o ensaio eram aplicados na viga superior do terceiro pavimento, no plano das paredes e eram controlados por meio de macacos hidráulicos representando ações cíclicas, gerando deslocamentos do tipo empurra e puxa. Em adição, havia uma carga vertical distribuída no topo das alvenarias. Os resultados deste ensaio apresentaram curvas

de histerese e modo de falha por mapeamento de fissuras, que podem ser utilizados para comparação e validação de modelagens do próprio experimento.

2.3.2 MEDEIROS et al. (2022) – MODELAGEM VALIDADA

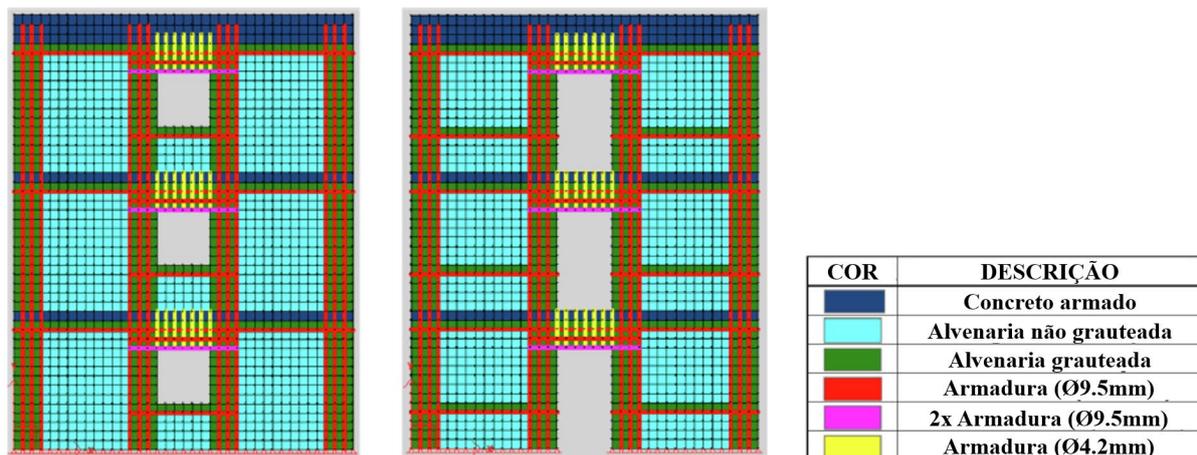
O trabalho de Medeiros et al. (2022) buscou uma equação validada para capacidade de carga lateral de paredes em alvenaria estrutural armadas, parcialmente grauteadas, com e sem aberturas. Na primeira fase do trabalho, os autores realizaram uma modelagem em elementos finitos por meio do software VecTor2. Foram utilizados modelos constitutivos compilados na literatura e materiais disponíveis no software buscando a validação em comparação ao trabalho de Fortes (2017). Para isso, foi avaliada a resposta de histerese e comparado o padrão de fissuração apresentado ao notado nos experimentos. Quatro paredes com aberturas de portas e janelas, parcialmente grauteadas e armadas foram usadas para tal. As regiões acima das aberturas possuíam estribos, tinham todas as fiadas grauteadas e armaduras de flexão na fiada inferior, o que representa o típico detalhamento de prédios em alvenaria estrutural no Brasil e no mundo (MEDEIROS, 2022). Assim como no experimento, as paredes modeladas foram submetidas à deslocamentos controlados no plano com ações cíclicas aplicadas à viga de concreto armado superior. Eram aplicadas duas repetições completas por ciclo utilizando incrementos de 2 mm dividindo em passos de 0.25 mm. Todas as outras condições de contorno conforme o experimento também foram obedecidas, como o engastamento na base e uma carga vertical de 50 kN distribuída no topo da estrutura e o peso próprio considerado para alvenaria e concreto.

O software VecTor 2 foi desenvolvido pela Universidade de Toronto, originalmente utilizado para simulações que envolvam concreto armado, foi posteriormente expandido para ser capaz de modelar efetivamente outros materiais, incluindo alvenaria. O software é baseado na teoria do campo de compressão modificado (*Modified Compression Field Theory - MCFT*), teoria que consiste na sofisticação da teoria de campo de compressão a partir do aprimoramento das equações constitutivas do concreto, e utiliza o modelo de campo distorcido de tensões (*Disturbed Stress Field Model - DSFM*) para análise não linear por elementos finitos (WONG, VECCHIO e TROMMELS; 2013).

Medeiros et al. (2022) utilizou esse software para desenvolver os modelos estruturais de alvenaria por meio de elementos planos de dimensões 95 x 95 mm

usados para representar as células de cada bloco de concreto, com espessura de 90 mm para os elementos grauteados e 30 mm para os não grauteados. A Figura 11 apresenta o arranjo da modelagem e a aplicação dos diferentes tipos de elemento de placa ou barra para representação dos elementos.

Figura 11. Arranjo da modelagem das paredes com indicação das propriedades.



Fonte: Adaptada de Medeiros et al. (2022).

As constantes utilizadas no software foram obtidas de forma experimental, como resistência à compressão da alvenaria grauteada ($f'_{m,g}$) e não grauteada ($f'_{m,ug}$), tensão de escoamento (f_y) e módulo de elasticidade (E_s) das armaduras. As constantes necessárias que não eram ensaiadas foram estimadas, para a região grauteada e não grauteada, por meio da Equação 7 (resistência à tração), Equação 8 (módulo tangente inicial) e Equação 9 (deformação no pico da curva) apresentadas por Medeiros et al. (2022):

$$f'_t = 0,33\sqrt{f'_m} \text{ (MPa)} \quad \text{Equação 7}$$

$$E_m = 3320\sqrt{f'_m} + 6900 \text{ (MPa)} \quad \text{Equação 8}$$

$$\varepsilon_0 = (2000f'_m)/E_m \text{ (m}\varepsilon\text{)} \quad \text{Equação 9}$$

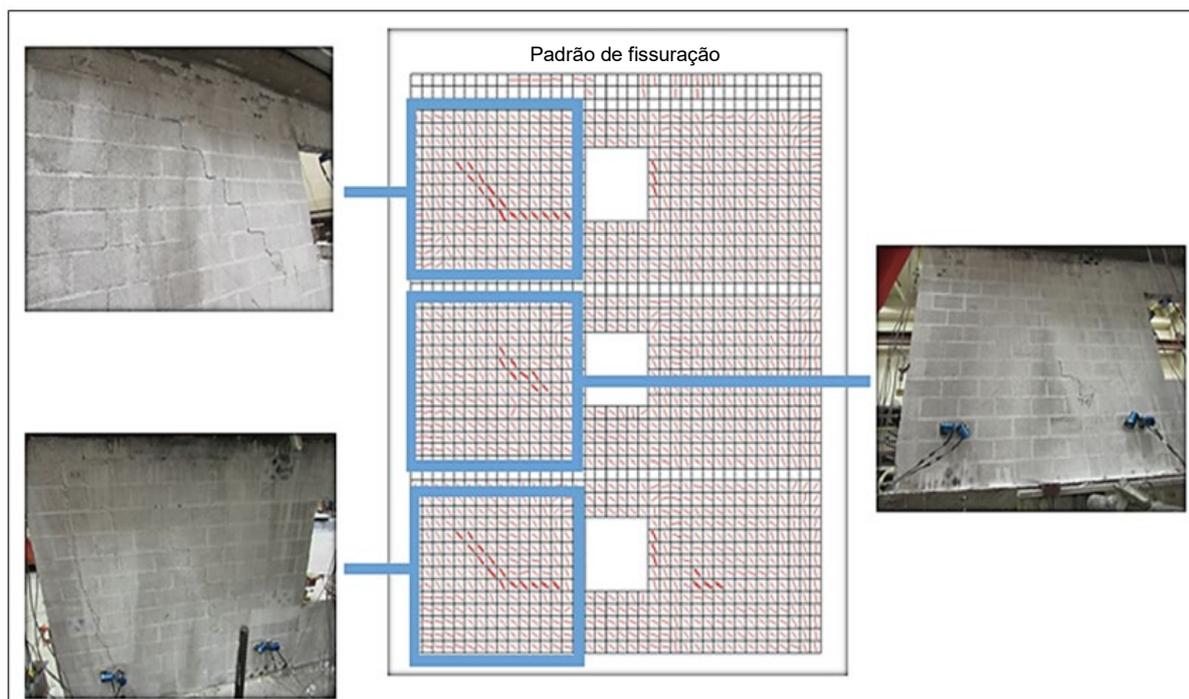
O software trata a alvenaria como um material ortotrópico contínuo com as fissuras nas juntas espalhadas pelos elementos finitos e controladas pela aproximação de fissuras espalhadas. Mesmo quando o material não apresenta fissuras, ele pode escorregar nas juntas em um único elemento finito já que o modelo de campo distorcido de tensões foi ajustado para materiais em alvenaria. O usuário especifica o espaçamento entre juntas verticais e horizontais. O aço dúctil

utilizado possuía uma resposta de deformação trilinear, inicialmente linear elástica seguido de um platô de escoamento e um enrijecimento até a ruptura.

Para o modelo constitutivo do concreto, foi utilizada a curva pré-pico de compressão de Hoshikuma et al. (1997), e a curva Kent-Park modificado para alvenaria apresentado por Priestley e Elder (1983) foi adotada para a resposta de compressão pós pico. A curva não linear, proposta por Hordjik et al. (1987) e sugerida por Wong et al. (2013) e Facconi et al. (2014) foi usada para tração do concreto. O modelo proposto por Vecchio (1999) foi adotado para definir a resposta de histerese que leva em consideração o dano interno, os deslocamentos plásticos e o carregamento e descarregamento não linear. A análise envolve passos de carregamento estático não linear com o critério de convergência sendo a média ponderada dos deslocamentos com um limite de convergência igual a 1.00001 ou 50 iterações. A cada passo de carregamento, a rigidez da estrutura era recalculada usando os modelos constitutivos matemáticos baseados em tensões e deformações.

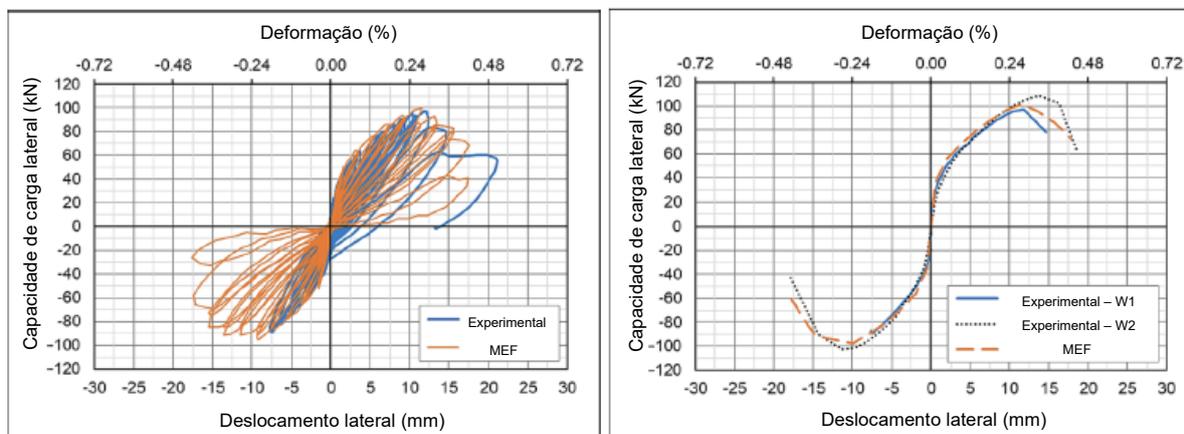
O modelo foi validado por Medeiros et al. (2022) comparando o padrão de fissuração, a capacidade de carga lateral, e o deslocamento lateral no topo da parede *versus* os dados dos testes experimentais. Os padrões de fissuração, as curvas de histerese, e a envoltória da histerese dos testes experimentais e do modelo de elemento finito são apresentados na Figura 12 e Figura 13.

Figura 12. Padrões de fissuração experimental e da modelagem.



Fonte: Adaptado de Medeiros et al. (2022).

Figura 13. Curva de histerese e envoltória da parede W1 e comparação entre histereses experimentais e modeladas.

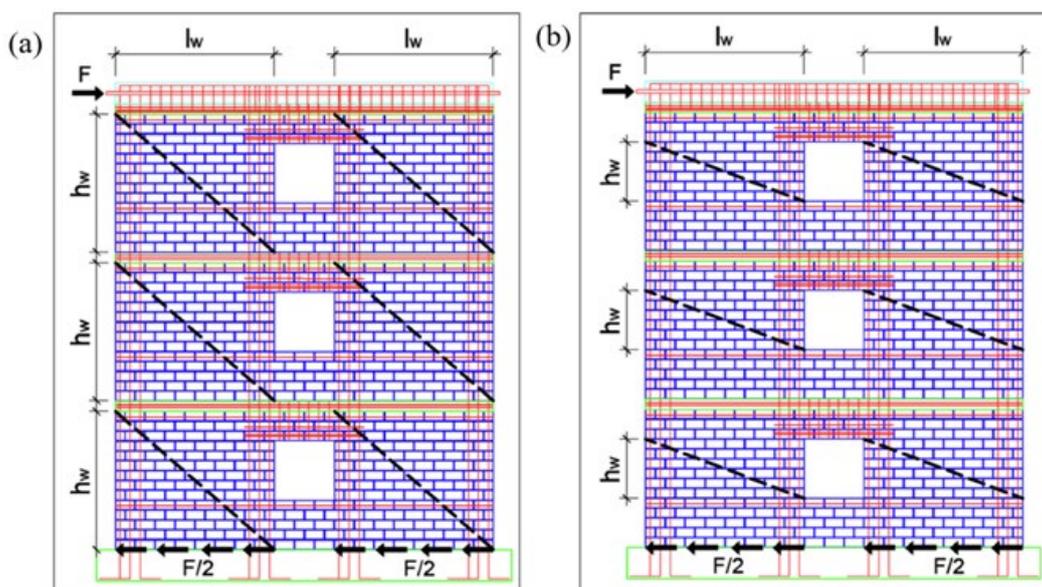


Fonte: Adaptada de Medeiros et al. (2022).

A segunda parte do trabalho de Medeiros et al. (2022) consistiu em propor uma equação para previsão de carga lateral para paredes de alvenaria estrutural, em blocos de concreto, parcialmente grauteada, com e sem aberturas, que levasse em consideração os avanços mais atuais da literatura, chegando a uma equação com considerações isoladas da contribuição da alvenaria parcialmente grauteada, do acréscimo devido a adição de carga compressiva, da armadura vertical e da armadura horizontal.

O equacionamento considera a soma de quatro fatores para compor a carga resistente: contribuição da alvenaria (V_m), da carga axial aplicada (V_p), da armadura vertical (V_{rv}) e horizontal (V_{rh}). Medeiros et al. (2022) evidencia que tais equações visam o perfil de paredes em alvenaria estrutural com aberturas, parcialmente grauteadas, e com as regiões entre aberturas consideradas como acoplamentos rígidos, ou seja, armados com estribos e com as fiadas grauteadas. Os autores também demonstram as regiões dos painéis a serem utilizadas no equacionamento para consideração do resultado mais conservador, conforme Figura 14-a, e de um resultado menos conservador, conforme Figura 14-b. Para o equacionamento proposto, os painéis são analisados individualmente no mesmo pavimento e depois são somadas suas parcelas para determinar a força máxima que a estrutura pode resistir.

Figura 14. Consideração do tamanho do painel para cálculo de carga "F" de cisalhamento: (a) caso mais conservador; (b) caso menos conservador.



Fonte: Adaptado de Medeiros et al. (2022).

Para realização do equacionamento geral, antes, deve ser realizada a correção da resistência à compressão média do painel (f_m), ponderando as resistências características das partes grauteadas (f_{pk}^*) e não grauteadas (f_{pk}) pela área da seção transversal horizontal grauteada (A_g) e não grauteada (A_{ug}), considerando a área líquida como demonstrado na Equação 10, e posteriormente, multiplicando pelo fator k , demonstrado na Equação 11, que leva em consideração

as proporções do painel ensaiado. A área líquida resistente da parede não grauteada é considerada como as paredes do bloco paralela ao esforço lateral. Como as características utilizadas em todos os painéis foram ensaiadas experimentalmente por Fortes (2017), utilizou-se o mesmo fator para todas, sendo a fração altura sobre espessura tomada como 3,11.

$$f_m = \frac{f_{pk} * A_{ug} + f_{pk}^* * A_g}{A_g + A_{ug}} * k \quad (\text{MPa}) \quad \text{Equação 10}$$

$$k = 1 - 0,058(5 - h/t)^{1,07} \quad \text{Equação 11}$$

Para realização do cálculo da contribuição da alvenaria (V_m), por meio da Equação 12, deve ser considerado um fator de correção para o grauteamento vertical (k_{gv}) e para o grauteamento horizontal (k_{gh}), mostrados nas Equação 13 e Equação 14, que dependem do espaçamento médio entre as fiadas grauteadas verticais ($S_{gv,avg}$) e horizontais ($S_{gh,avg}$) expressos em milímetros. Também é considerado um fator de esbeltez (β) que leva em consideração a relação entre a altura efetiva (h_e) e comprimento total do painel (d_v), mostrado na Equação 15. Por fim, a área efetiva horizontal (A_{eh}) é toda a área no corte transversal horizontal que resiste aos esforços laterais, ou seja, a área total grauteada somada à espessura dos blocos nas suas abas paralelas ao esforço, dada em milímetros quadrados.

$$V_m = k_{gv} * k_{gh} * \beta * A_{eh} * \sqrt{f_m} \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 12}$$

$$k_{gv} = 5,539 - 0,583 * \ln(S_{gv,avg}) \quad \text{Equação 13}$$

$$k_{gh} = 1,633 - 0,079 * \ln(S_{gh,avg}) \geq 1 \quad \text{Equação 14}$$

$$\beta = \begin{cases} \text{se } 0,25 \leq h_e/d_v < 0,5 \rightarrow 0,183 - 0,14(h_e/d_v) \\ \text{se } 0,5 \leq h_e/d_v < 1,0 \rightarrow 0,134 - 0,034(h_e/d_v) \\ \text{se } 1,0 \leq h_e/d_v < 2,0 \rightarrow 0,190 - 0,091(h_e/d_v) \end{cases} \quad \text{Equação 15}$$

A contribuição dada pela pré-compressão na estrutura (V_p) pode ser calculada conforme a **Equação 16**, levando em consideração a carga permanente (P) em Newtons sob a parede analisada, sua largura (l_w) e altura (h_w).

$$V_p = 0,4 * P_d * \tan \theta \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 16}$$

$$P_d = 0,9 * P \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 17}$$

$$\tan \theta = 0,4 * l_w/h_w \quad \text{Equação 18}$$

A armadura vertical contribui por meio de parcela de resistência cisalhante (V_{rv}) demonstrada na **Equação 19**, proporcional à área transversal de aço vertical (A_{sv}), à tensão de escoamento do aço utilizado (f_{yv}) e à resistência da parede previamente calculada (f_m).

$$V_{rv} = 0,02 * A_{sv} * f_{yv} * \sqrt{f_m} \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 19}$$

A armadura horizontal contribui por meio de parcela de resistência cisalhante (V_{rh}) demonstrada na Equação 20, proporcional à taxa da área transversal de aço na horizontal (ρ_h) menor que 2%, seção vertical da parede (A_{ev}), à tensão de escoamento do aço utilizado (f_{yh}) e à resistência da parede previamente calculada (f_m).

$$V_{rh} = 0,02 * \rho_h * A_{ev} * f_{yh} * \sqrt{f_m} \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 20}$$

A força cisalhante resistente (V_n) para o presente trabalho é apresentada por meio da **Equação 21**.

$$V_n = V_m + V_p + V_{rv} \quad (\text{N}) \quad \text{Equação 21}$$

O peso próprio das estruturas é considerado, tanto na modelagem em elementos finitos quanto nas análises de pré-compressão para cálculo analítico, por meio da NBR 6120 (2019), que determina a consideração para projeto do peso do concreto armado e da alvenaria estrutural (MEDEIROS et al, 2022).

2.4 NORMAS TÉCNICAS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Medeiros et al. (2022) discutiu diversas normas técnicas utilizadas em seu trabalho para ter como base todas as variáveis necessárias para a equação já apresentada. Diferentes normas podem usar diferentes equacionamentos e, portanto, prever diferentes valores resistentes para as estruturas em alvenaria solicitadas a esforços laterais. Além disso, tanto as normas como a literatura geral apresentam também diferentes formas de falha para solicitações laterais no plano principal da parede, como é o caso da flexocompressão, causada pelo momento atuante devido à incidência das ações laterais no topo das paredes, escorregamento da argamassa ou cisalhamento plano, e compressão diagonal da parede.

Tomazevic (2009) apresenta a equação básica deduzida por meio da teoria da elasticidade e mecânica geral para a falha por tensão diagonal em uma parede

não armada por meio da Equação 22, que apresenta a tensão de cisalhamento resistente da alvenaria (τ_m) para a compressão diagonal em função da resistência à tração (f_t) do prisma e do valor de pré-compressão aplicado (σ_0).

$$\tau_m = \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_t}} \quad \text{Equação 22}$$

Alguns fatores em comum que podem ser retirados desse equacionamento, são os valores relativos a uma resistência natural da estrutura ao cisalhamento (f_t/b), e um fator que considera um acréscimo dado pela pré-compressão da estrutura (σ_0), mostrando que a carga vertical tem influência direta na resistência da parede à esforços laterais. Diversas normas trazem diferentes variáveis para o cálculo da força lateral resistente de painéis de alvenaria estrutural.

2.4.1 EUROCODE 6 – EN 1996-1-1:2005

Em 1975, a Comissão da Comunidade Européia decidiu realizar um programa de construção de campo, com o objetivo de eliminar os obstáculos técnicos e harmonizar as especificações técnicas, estabelecendo uma lista de regras para projetar edificações que serviria como uma alternativa às regras nacionais de cada país e, posteriormente, pudesse substituí-las. Em 1989, o Comitê Europeu de Normatização – CEN é imbuído de preparar e publicar os Eurocódigos (Eurocodes). A norma EN 1996, titulada de Eurocode 6, trata do dimensionamento e de estruturas em alvenaria (EN 1996-1-1, 2005).

De acordo com a EN 1996-1-1 (2005), a resistência à compressão característica da alvenaria (f_k), para fins gerais, e quando não aplicados aos métodos de ensaio definidos pela EN 1052-1, pode ser definida pela relação da constante K (Quadro 2), pela resistência característica do bloco (f_b) em N/mm² e da argamassa (f_m) em N/mm² de acordo com a Equação 23.

Quadro 2. Valores de K para uso de argamassas com propósitos gerais, camadas finas e de baixa densidade.

Unidade de alvenaria		Argamassa de uso geral	Argamassa com camada fina (junta de assentamento $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Argamassa de densidade leve	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m ³	$800 \leq \rho_d \leq 1300$ kg/m ³
Cerâmico	Grupo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Grupo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Grupo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Grupo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicato de cálcio	Grupo 1	0,55	0,80	*	*
	Grupo 2	0,45	0,65	*	*
Concreto com agregados	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Grupo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Grupo 3	0,40	0,50	*	*
	Grupo 4	0,35	*	*	*
Concreto celular autoclavado	Grupo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pedra industrializada	Grupo 1	0,45	0,75	*	*
Pedra natural	Grupo 1	0,45	*	*	*

* Combinação normalmente não usada de argamassa/unidade de alvenaria, sem valor fornecido.

Fonte: Adaptado de EN 1996-1-1, 2005.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3}$$

Equação 23

Os valores de K ainda devem ser corrigidos pela relação g/t , sendo g o total da largura da área da argamassa considerada e t o valor total da espessura da parede. O valor tabelado foi dado para $g/t=1,0$. Para $g/t=0,4$, considera-se a metade dos valores da tabela. Para valores intermediários, faz-se a interpolação linear entre os valores dados.

A formulação do Eurocode 6 (EN 1996-1-1, 2005), define ainda o critério de falha da parede ao cisalhamento. A resistência característica ao cisalhamento (f_{vk}) é definida conforme uma resistência prévia da argamassa de assentamento (f_{vko}) tabelada pela norma de acordo com a classe da argamassa conforme o Quadro 3, e é somado a uma parcela proporcional ao pré-adensamento (σ_d). A carga lateral

máxima resistente (V_{rd}) é definida conforme a espessura dos cordões laterais paralelos ao esforço (t) e comprimento (l_c) da área que efetivamente resiste lateralmente e é minorado por fator de ponderação (γ_m), definido pela norma por 1,7. A Equação 24 e a Equação 25 demonstram as fórmulas utilizadas. A norma ainda comenta sobre uma parcela que considera armaduras horizontais para resistência ao cisalhamento, que foram desconsideradas devido a geometria utilizada.

Quadro 3. Valores característicos da resistência inicial ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk0}) em N/mm² para diferentes classes de argamassa para fins gerais.

Unidade de alvenaria	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Argamassa de uso geral para cada classe	Argamassa de camada fina (junta de assentamento $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Argamassa leve
Cerâmico	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato de cálcio	M10 - M20	0,20	0,40
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Concreto com agregados	M10 - M20	0,20	0,30
Concreto celular autoclavado	M2,5 - M9	0,15	
Pedra industrializada e Pedra natural	M1 - M2	0,10	

Fonte: Adaptado de EN 1996-1-1, 2005.

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq (0,065 \times f_b) \quad (\text{MPa})$$

Equação 24

$$V_{rd} = \frac{f_{vk0} \times t \times l_c}{\gamma_c} \quad (\text{kN})$$

Equação 25

A norma ainda comenta que quando houver excentricidade da carga axial aplicada maior que um sexto (1/6) do comprimento da parede, o comprimento pode ser reduzido de acordo com a Equação 26.

$$l_c = 3(l/2 - e)$$

Equação 26

A proposta de atualização da norma (EUROCODE, 2023) não traz modificações contundentes ao equacionamento, apenas o valor do ângulo coeficiente de fricção podendo ser considerado 0,6 quando considerado o escorregamento das juntas horizontais de argamassa ou 0,4 para paredes sujeitas a carregamento no plano da parede, de forma generalista.

Dessa forma, o modo de ruptura considerado pela norma, em seu modelo vigente, é de escorregamento no sentido da tração diagonal, enquanto a sua atualização propõe um aumento desse limite quando considerada a mudança do modo de ruptura para o escorregamento paralelo às juntas de argamassa da alvenaria.

2.4.2 Canadian Standards Association - CSA S304

De acordo com a CSA S304 (2014), a capacidade de carga de projeto (V_{rd}) pode ser calculada de acordo com a Equação 27, considerando um fator de redução de norma para alvenaria (ϕ_m) e para o aço (ϕ_r), o momento aplicado (M), a força lateral aplicada (V), o comprimento efetivo da parede (d_v), a largura efetiva do bloco (b_w), a resistência à compressão da alvenaria (f'_m), a força de pré-compressão na alvenaria (P), fator de correção para consideração da área grauteada (γ_g), a área efetiva de aço horizontal para cisalhamento considerando área grauteada total e área transversal da armadura horizontal (A_{sh}), a tensão resistente do aço (f_{yh}) e o espaçamento horizontal das barras de aço (S_h). A partir da Equação 28, a norma ainda apresenta valores limites a serem considerados. Tais valores não apenas regem o máximo valor da resistência lateral, mas também o máximo considerado para qualquer projeto com alvenaria, utilizado até para estruturas previamente ensaiadas.

$$V_{rd} = \phi_m \left[0,16 \left(2 - \frac{M}{V d_v} \right) b_w d_v \sqrt{f'_m} + 0,25P \right] \gamma_g + \phi_r \left[0,6 A_{sh} f_{yh} \left(\frac{d_v}{S_h} \right) \right] \quad \text{Equação 27}$$

$$V_{n,max} \leq \begin{cases} \phi_m (0,4 b_w d_v \sqrt{f'_m}) \gamma_g & \text{se } (h_w/l_w) \geq 1,0 \\ \phi_m (0,4 b_w d_v \sqrt{f'_m}) \gamma_g [2 - (h_w/b_w)] & \text{se } (h_w/l_w) < 1,0 \end{cases} \quad \text{Equação 28}$$

A norma canadense realiza consideração da forma de ruptura apresentada como sendo por cisalhamento por compressão diagonal, não possuindo um critério explícito pra escorregamento paralelo das juntas.

2.4.3 Australian Standards - AS 3700:2018

A AS 3700:2018 (AUSTRALIAN STANDARDS, 2018) é a norma australiana que trata do projeto e construção de estruturas de alvenaria. Ela é intitulada "*Masonry Structures*" e fornece diretrizes abrangentes para o projeto, construção e inspeção de alvenaria em diversos tipos de estruturas, como edifícios residenciais, comerciais e industriais. A norma abrange uma ampla gama de tópicos relacionados à alvenaria, incluindo requisitos de materiais, dimensionamento estrutural, resistência ao fogo, durabilidade, isolamento acústico, controle de umidade, juntas de dilatação, entre outros. A norma também aborda especificações para unidades de alvenaria, argamassa, reforço, ancoragem e outros elementos relacionados. Dentre as especificações, a AS 3700 traz as considerações de como devem ser analisadas as paredes de alvenaria estrutural no que tange aos esforços externos advindos de terremotos, levando em consideração que a parede é parte dos sistemas de resistência aos esforços advindos dos sismos e dimensionados de acordo ou separadamente como elemento independente dos outros elementos estruturais.

De acordo com a norma australiana, é possível determinar o momento resistente a partir da soma das parcelas de cisalhamento relacionadas à força de coesão ou ligação (V_0) e da força de fricção/atrito (V_1) da alvenaria. Para tal, a Equação 29 e Equação 30 utilizam o fator de redução normativo (ϕ), a resistência ao cisalhamento característica (f'_{ms}) definida por 1,25 vezes a resistência característica à tração da alvenaria, maior que 0,15 MPa e menor que 0,35 MPa, a área líquida da peça sujeita ao cisalhamento (A_d), o fator de cisalhamento definido na tabela 3.3 desta normativa (k_v), tomado 0,3 para alvenaria com blocos de concreto, e a mínima tensão compressiva na área líquida da peça de alvenaria (f_d), sendo realizada ainda, para esta pré-compressão, a consideração da correção proporcional pela presença de áreas grauteadas, e não aceitos valores superiores a 2,0 MPa.

$$V_0 = \phi f'_{ms} A_d \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 29}$$

$$V_1 = k_v f_d A_d \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 30}$$

A norma apresenta apenas o equacionamento para as duas parcelas apresentadas, e pelo equacionamento, considera a seção plana sob esforço

cisalhante, indicando que o modo de ruptura considerado seria o de escorregamento do plano de cisalhamento paralelo às juntas de alvenaria estrutural.

2.4.4 The Masonry Society - TMS 402/602:2016

De acordo com a normativa americana fornecida pela The Masonry Society na norma TMS 402/602 (2016), a capacidade de carga de projeto (V_{rd}) pode ser calculada de acordo com a Equação 31, considerando um fator de redução de norma para alvenaria (ϕ_m), o momento aplicado (M), a força lateral aplicada (V), o comprimento efetivo da parede (d_v), a área líquida efetiva da alvenaria referente tanto a parte grauteada quanto aos cordões laterais dos blocos (A_{eh}), a resistência à compressão da alvenaria (f'_m), a tensão de pré-compressão na alvenaria (P), fator de correção para consideração da área grauteada (γ_g), a área efetiva de aço horizontal para cisalhamento (A_{hb}), a tensão resistente do aço (f_{yh}) e o espaçamento horizontal das barras de aço (S_h). De forma similar a canadense, a partir da Equação 32, a norma ainda apresenta valores limites a serem considerados, onde regem sobre o máximo valor da resistência lateral a ser considerado para evitar falha frágil da estrutura.

$$V_{rd} = \phi_m \left[0,083 \left(4 - 1,75 \frac{M}{Vd_v} \right) A_{eh} \sqrt{f'_m} + 0,25P + 0,5A_{hb}f_{yh} \frac{d_v}{s_h} \right] \gamma_g \quad \text{Equação 31}$$

$$V_{n,max} \leq \begin{cases} \phi_m (0,5A_{eh} \sqrt{f'_m}) \gamma_g & \text{se } (M/Vd_v) \leq 0,25 \\ \phi_m (0,33A_{eh} \sqrt{f'_m}) \gamma_g & \text{se } (M/Vd_v) \geq 1,0 \end{cases} \quad \text{Equação 32}$$

Em paralelo com a norma canadense, a norma americana realiza consideração da forma de ruptura apresentada como sendo por cisalhamento por compressão diagonal, não possuindo um critério explícito pra escorregamento paralelo das juntas.

2.4.5 Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR 16868-1

A NBR 16868-1 (2020) apresenta um método para determinação da resistência de estruturas em alvenaria ao cisalhamento, considerando o método do Estado Limite Último pelo método de ruptura de Mohr-Coulomb, em que o principal parâmetro utilizado é a resistência característica à compressão da argamassa (f_a) utilizada para assentar os blocos. O Quadro 4 apresenta qual equação utilizar para determinar a resistência característica ao cisalhamento (f_{vk}).

Quadro 4. Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk}).

Resistência média a compressão da argamassa	f_{vk} (MPa)
Entre 1,5 e 3,4 MPa	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 MPa	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 MPa	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$
σ é a tensão normal de pré-compressão na junta, considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente igual a 0,9 (ação favorável)	

Fonte: Adaptado de ABNT - NBR 16868-1 (2020).

A tensão de pré-compressão é calculada com a carga aplicada e considerando-se o peso próprio da estrutura.

A Equação 33 determina a força resistente de cisalhamento de projeto (V_{rd}), baseado na área bruta da parede (A_h) e no coeficiente de ponderação das resistências (γ_m) apresentado na própria norma. A norma não realiza distinção de área líquida pra área bruta da seção nesse caso, mas dado o valor de f_{vk} apresentado anteriormente, a pré-compressão e os valores característicos da parede são considerados em área bruta da mesma.

$$V_{rd} = \frac{f_{vk} \times A_h}{\gamma_m} \quad (\text{kN})$$

Equação 33

2.4.6 FLEXOCOMPRESSÃO

O efeito de flexocompressão na alvenaria armada ocorre quando a alvenaria, composta por blocos ou tijolos unidos com argamassa é submetida a forças de flexão e compressão simultaneamente. Nesse caso, a alvenaria é capaz de resistir às tensões de tração por meio da inclusão de barras de aço de reforço estrategicamente posicionadas e ancoradas dentro das juntas de argamassa. Quando uma carga é aplicada à alvenaria, ocorre uma distribuição de tensões que resulta em regiões de compressão e de tração. A parte inferior da seção transversal da alvenaria, sujeita à compressão, é chamada de zona de compressão, enquanto a parte superior, sujeita à tração, é chamada de zona de tração.

O efeito de flexocompressão permite que o aço de reforço vertical atue como uma armadura estrutural, absorvendo as tensões de tração e transferindo-as para a

zona de compressão da alvenaria. Isso ajuda a melhorar a resistência e a capacidade de carga da alvenaria, permitindo que ela suporte momentos de flexão e forças de compressão. Ao distribuir as tensões ao longo da altura da alvenaria, o efeito de flexocompressão contribui para aumentar a capacidade de carga da estrutura, reduzindo a tensão na região de tração e melhorando a resistência geral.

As diversas normas aqui trabalhadas utilizam os mesmos princípios para definir o comportamento de alvenaria armada sob flexocompressão. Dentre os preceitos simples e comuns relativos à esse tipo de esforço, a maioria das normas traz vários pontos em comum, admitindo-se que: as seções transversais se mantêm planas após a deformação; as armaduras aderentes têm a mesma deformação que a alvenaria em seu entorno; a resistência à tração da alvenaria (blocos) pode ser considerada nula; as máximas tensões em compressão devem ser menores ou iguais à resistência à compressão da alvenaria; a distribuição de tensões de compressão nos elementos de alvenaria submetidos à flexão pode ser representada por um diagrama retangular; para flexão ou flexocompressão, o máximo encurtamento da alvenaria se limita a um valor (ϵ_{cu}) definido em norma; o máximo alongamento do aço se limita a um valor (ϵ_{su}) definido em norma; e o aço possui dois comportamentos, antes e depois de atingir a resistência máxima (f_y) no seu ponto de escoamento (ϵ_y).

A norma NBR 16868-1 ainda traz o critério de resistência de alvenaria armada por flexocompressão. A tensão na armadura é considerada no Estádio III, com tensão no aço limitada a metade da tensão de escoamento do aço. Para consideração da normal resistente (N_{rd}) e do momento resistente (M_{rd}) utiliza-se a resistência característica da parede (f_d), a altura comprimida (y), e as características de área e resistência das armaduras tracionadas (A_{sn} e f_{sn}). O cálculo é realizado sob diferentes pontos de linha neutra para gerar um gráfico da normal resultante versus momento fletor resultante, analisando-se toda a seção e colocando a situação para diferentes valores de normais aplicadas à parede, sob diferentes excentricidades, caracterizando a flexocompressão. Para o caso das paredes com regiões das extremidades grauteadas, considera-se a mudança de seção conforme a variação do ponto de aplicação da carga (x), ou, para o caso de paredes parcialmente grauteadas, possuindo furos vazios e grauteados distribuídos na seção, calcula-se a resistência média para considerar a parede como uniforme. Tais

considerações são iguais em diversas normas, sendo assim, o equacionamento a seguir serve para todas as previamente apresentadas, com diferenças apenas nos valores das constantes, conforme Quadro 5.

Quadro 5. Constantes das diferentes normas para cálculo de flexocompressão.

Fonte	Brasileira NBR 16868-1	Americana TMS 402/602 ASTM 615	Canadense CSA S304 CSA A23.3	Europeia Eurocode 6 Eurocode 2	Australiana AS 3700 AS 3600
ε_{cu} (%)	0,30	0,25	0,30	0,35	0,35
ε_{su} (%)	1,00	1,00	1,00	2,25	1,50
β	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Fonte: Elaborado pelo autor.

A força de compressão exercida na seção de concreto é definida pela resistência característica do concreto multiplicada pela área de aplicação, sendo a área completa na região grauteada e a espessura das paredes longitudinais ou alma do bloco na região não grauteada, onde o comprimento considerado no cálculo (y) é corrigido em função dos diagramas retangulares ou considerados em cada norma, sendo uma constante de correção (β) multiplicada pelo comprimento real a ser variado (x).

Para o cálculo da força de tração do aço, basta multiplicar a área da armadura (A_{sn}) pela tensão na seção considerada (f_{sn}), que segue a lei de Hooke quando o valor da deformação é inferior à deformação no escoamento ($\varepsilon_y = f_y/E_s$) e é igual à tensão máxima até o valor de deformação máximo.

A Equação 34 demonstra como definir o esforço normal resistente da alvenaria em função da parcela de compressão do concreto e tração do aço solicitado por equilíbrio de forças verticais. Já a Equação 35 demonstram o cálculo a ser realizado para determinação do momento resistente de flexocompressão em alvenaria estrutural, multiplicando as forças previamente citadas pela distância delas ao centro, conforme mostrado na Figura 15. A Equação 35 e Equação 37 mostram a formulação dos valores da deformação do aço em cada barra (ε_{sn}) e do concreto

(ε_c) em função de fatores geométricos: a distância da barra à face tracionada (d_n); o tamanho da parede (L); e o comprimento comprimido (x).

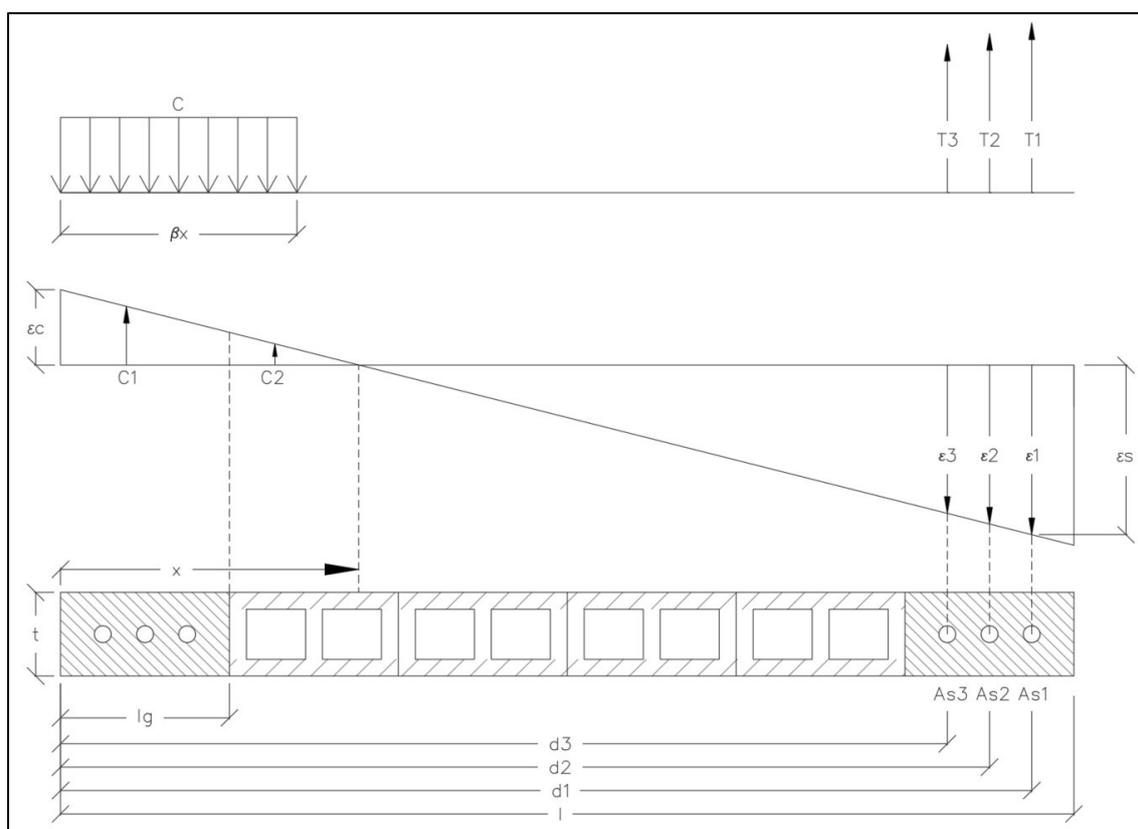
$$N_{rd} = f_d b y - \sum f_{sn} A_{sn} \quad , \quad y = \beta x \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 34}$$

$$M_{rd} = 0,5 f_d b y (h - y) + \sum f_{sn} A_{sn} (0,5 h - d_n) \quad (\text{kN.m}) \quad \text{Equação 35}$$

$$\varepsilon_{sn} = \varepsilon_c \frac{d_n - x}{x} \leq \varepsilon_{su} \quad \text{Equação 36}$$

$$\varepsilon_c = \frac{x}{L - x} \leq \varepsilon_{cu} \quad \text{Equação 37}$$

Figura 15. Tensões na flexocompressão da alvenaria armada.



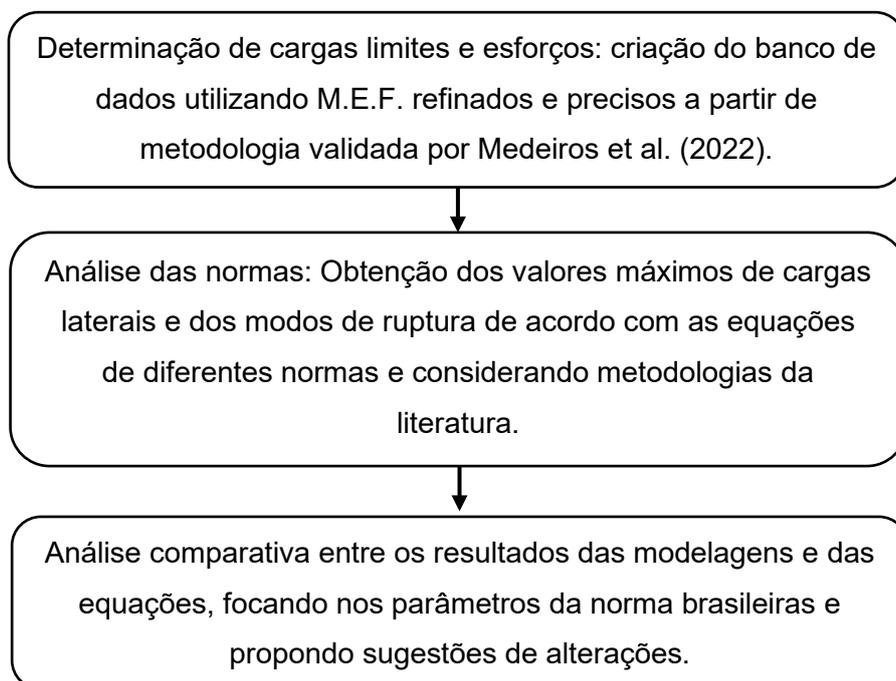
Fonte: Elaborado pelo autor.

Para o cálculo de flexocompressão, existe uma particularidade na norma canadense CSA S304 (2014): A relação tensão-deformação tomada para o concreto de acordo com a norma, que aproxima o gráfico para um diagrama retangular, varia o fator β de redução do comprimento de compressão em, do valor 0,8 para alvenarias com resistência até 20 MPa, reduzindo 0,1 para cada 10 MPa de aumento a partir deste valor, sendo uma variável dependente do material utilizado na alvenaria.

3 METODOLOGIA

Para cumprir o objetivo da pesquisa, a metodologia foi dividida em três partes: elaboração de modelos em elementos finitos; análise dos valores e indicações normas; e análise comparativa entre os modelos parâmetros da modelagem e as normas nacional e internacionais, com foco em atualizar a norma brasileira. O fluxograma apresentado na Figura 16 apresenta a ordem de ações obedecidas na metodologia proposta.

Figura 16. Fluxograma da metodologia



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS E PARÂMETROS POR M.E.F.

A primeira fase do presente trabalho constou em elaborar modelos em elementos finitos com a resposta da alvenaria estrutural sob esforços laterais, às variações de sua concepção, sendo proposta a variação da geometria dos blocos e da região grauteada e variação da disposição do aço utilizado nas armaduras de flexão e nos estribos entre aberturas. Este estudo foi realizado por meio do software VecTor2 para a análise da resposta de diversas geometrias a serem propostas. Foi realizada uma investigação dos efeitos sob as proposições e também gerados os gráficos das histereses laterais fiéis, tal como realizado no experimento

desenvolvido por Fortes (2017) que apresentou o detalhamento e concepção das paredes em alvenaria estrutural parcialmente grauteada e com aberturas que foram utilizadas como base para o presente trabalho e trazem os dados de suas respostas a cargas cíclicas laterais.

Medeiros et al. (2022) apresentou a metodologia de modelagem detalhada destas estruturas validadas com extrema concordância ao trabalho antes mencionado (FORTES, 2017) e com um banco de dados de experimentos com diferentes paredes utilizando o software VecTor2. A partir destes trabalhos, foi realizada a modelagem das paredes do trabalho por meio do software VecTor 2 para servir como parâmetro base comparativo de fidelidade das cargas máximas e modos de ruptura das diferentes geometrias propostas.

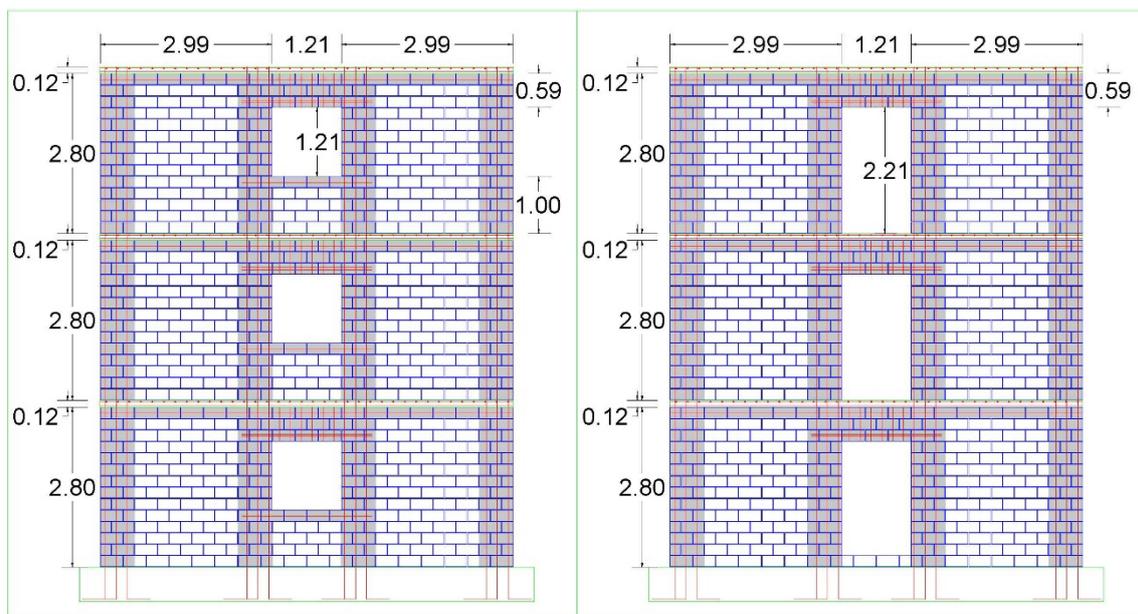
Portanto, a primeira etapa do presente estudo foi a reprodução do modelo proposto por Medeiros et al. (2022) conforme o apresentado no ensaio original (FORTES, 2017) para realizar variações nas geometrias das regiões entre aberturas para análise do comportamento das mesmas, criando assim um banco de dados com variações para comparação e validação dos valores fornecidos pelas diferentes normas.

Dentro do presente estudo, realizou-se a transformação dessas estruturas da escala reduzida apresentada no trabalho original, em escala 1:2, para a escala real a ser utilizada nos passos subsequentes. A metodologia de transformação da escala mostrada por Medeiros et al. (2022) considera a transformação por um fator de escala S_L que vai mensurar ou escalar de forma diferente as forças e áreas (fator elevado ao quadrado), geometria (multiplicando pelo fator) e mantendo as resistências dos materiais. O fator de escala pode ser definido pela razão da dimensão do conjunto bloco e argamassa em escala natural sobre o mesmo conjunto na escala experimental. A análise quanto a transformação em escala real também foi realizada por meio do software VecTor2.

As imagens a seguir mostram as estruturas completas com aberturas de portas e janelas apresentadas no trabalho de Fortes (2017) (Figura 17), e as proposições de variações de regiões verticais entre aberturas a consideradas no presente trabalho, variando a geometria da região grauteada para apenas as canaletas superior e inferior da região e modificando o uso de estribos (Figura 18), sendo os modelos alternativos submetidos às mesmas forças do trabalho original e

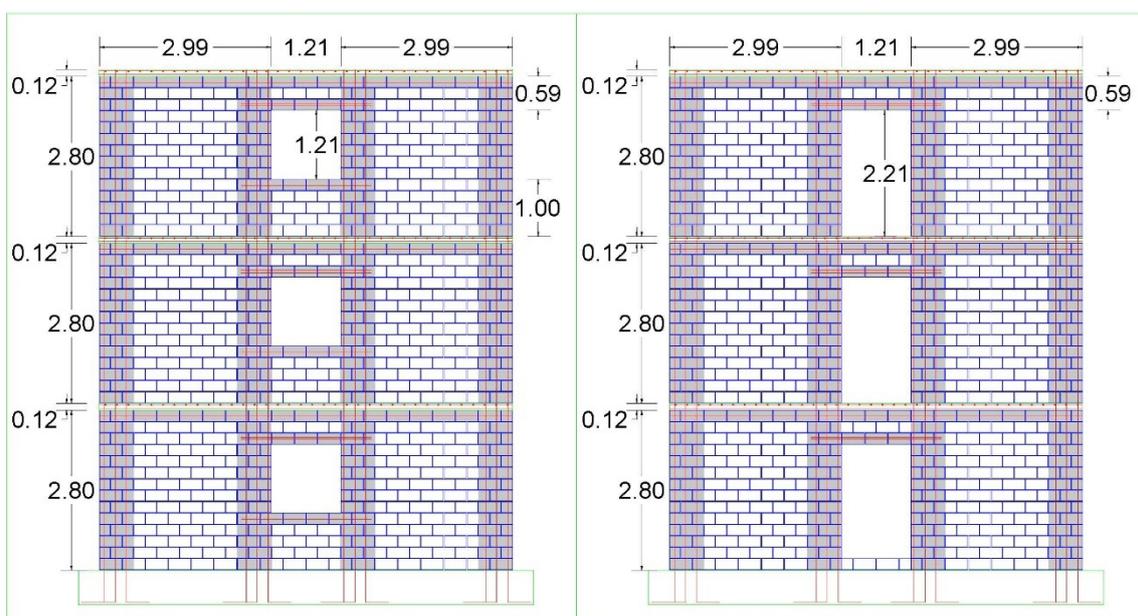
analisadas as respostas da estrutura como um todo, não apenas das regiões entre aberturas. As figuras representam os três pavimentos utilizados inicialmente, conforme o trabalho original, porém, estruturas com apenas um pavimento também foram testadas com o objetivo de modificação do modo de ruptura. O esquema de cores é dividido em: vigas que definem o pavimento (ciano), a região grauteada (cinza), o aço do concreto armado (vermelho) e a própria alvenaria (azul).

Figura 17. Alvenaria armada parcialmente grauteada com aberturas de portas e janelas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 18. Paredes com modificação na concepção da região entre aberturas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Foram realizadas ainda as seguintes modificações no projeto das paredes do trabalho original, porém, já em escala real, para composição do estudo paramétrico:

- variação da resistência do bloco utilizado, atualizando todas as demais propriedades e observando o comportamento das regiões entre aberturas;
- variação da carga axial aplicada, modificando a carga de pré-compressão, usando os valores de 0%, 5%, 10% e 20% da capacidade à compressão em função da resistência do prisma.

Os resultados do estudo paramétrico foram obtidos conforme os passos apresentados na modelagem realizada por Medeiros et al. (2022) onde aplicou-se uma carga cíclica com incrementos até a ruptura da estrutura, obtendo-se a curva da histerese e sua envoltória. Estes dados foram utilizados para análise dos modelos e equações das normas apresentadas na segunda fase da metodologia.

As paredes propostas com três pavimentos possuem uma forte tendência de ruptura à flexocompressão pois são ensaiadas de forma isolada, enquanto em situações reais, o efeito de diafragma rígido proporcionado pelas lajes entre pavimentos é observado, gerando uma maior distribuição dos esforços. Para que as análises sejam realizadas para casos de rupturas à diferentes modos de falha, o presente trabalho realizou a modelagem também de estruturas com apenas um pavimento. Uma análise prévia com base no cálculo no Estádio III foi realizada para garantir que as mudanças na geometria sejam suficientes para evitar, nas análises com um pavimento, a ruptura à flexocompressão.

Para análise das paredes, foram realizados cálculos prévios para determinação das características a serem consideradas no presente trabalho, utilizando cinco grupos de resistências à compressão característica com blocos grauteados e não grauteados apresentados por Fortes e Parsekian (2012). As fórmulas dedutivas apresentadas por Medeiros et al. (2022), mais precisamente a Equação 9 para determinação da resistência característica à tração, Equação 10 para determinação do módulo de elasticidade do concreto, e Equação 11 para determinação da deformação máxima, foram utilizadas tanto para as modelagens quanto para a análise das equações retiradas das normas. Adicionalmente, as primeiras modelagens com três pavimentos também utilizaram os valores apresentados por Medeiros et al. (2022), não replicadas para as modelagens com

um pavimento apenas. O Quadro 6 traz as características físicas utilizadas em cada modelo.

Quadro 6. Características físicas das paredes.

Modelo	f_{bk} (MPa)	f_a (MPa)	Parede não grauteada				Parede grauteada			
			f_{pk} (MPa)	f_t (MPa)	E_m (MPa)	ϵ_0	f_{pk}^* (MPa)	f_t^* (MPa)	E_m (MPa)	ϵ_0
X	4,0	4,0	3,2	0,590	12839	0,498	6,4	0,835	15299	0,837
Y	8,0	6,0	6,0	0,808	15032	0,798	10,5	1,069	17658	1,189
A	12,0	8,0	8,4	0,956	16522	1,017	13,4	1,208	19053	1,407
B	16,0	12,0	10,4	1,064	17607	1,181	16,6	1,345	20427	1,625
C	24,0	18,0	13,2	1,199	18962	1,392	21,1	1,516	22150	1,905

Fonte: Elaborado pelo autor.

O VecTor2 trata a alvenaria como um material ortotrópico contínuo com fissuras espalhadas pelos elementos finitos e controladas pela aproximação de fissuras espalhadas. Mesmo quando o material não apresenta fissuras, ele pode escorregar nas juntas em um único elemento finito já que o modelo de campo distorcido de tensões foi ajustado para materiais em alvenaria. O aço utilizado tem tensão de escoamento de 540 MPa, assim como utilizado em Medeiros et al. (2022), e possuía uma resposta de deformação trilinear, inicialmente linear elástica seguido de um platô de escoamento e um enrijecimento até a ruptura. Para o modelo constitutivo do concreto, foi usado a curva pré-pico de compressão de Hoshikuma et al. (1997), e a curva Kent-Park modificado para alvenaria apresentado por Priestley e Elder (1983) foi adotado para a resposta de compressão pós pico, composto por uma linha descendente com platô horizontal final de 20% da resistência à compressão. Para tração, a curva tensão-deformação é linear até a tensão máxima, seguido por uma suavização de tensão tal como proposto por Hordjik et al (1987). O peso próprio foi considerado 2.400 kg/m³ para o concreto e 2250 kg/m³ para a alvenaria. O modelo proposto por Vecchio (1999) foi adotado para definir a resposta de histerese que leva em consideração o dano interno, os deslocamentos plásticos e o carregamento e descarregamento não linear. A análise envolve passos de carregamento estático não linear com o critério de convergência sendo a média ponderada dos deslocamentos com um limite de convergência igual a 1.00001 (0.001%) ou 50 iterações. A cada passo de carregamento, a rigidez da estrutura é recalculada usando os modelos constitutivos matemáticos baseados em tensões e deformações.

Para o presente trabalho, buscou-se a representação de blocos de 19 centímetros de altura por 39 centímetros de largura e considerando-se a 1 centímetro de argamassa (20 x 40 centímetros). O bloco modelado possuía 14 centímetros de espessura total, sendo a espessura da parede do bloco de 2,5 centímetros. Sendo assim, a altura de um pavimento foi de 280 centímetros somados a 12 centímetros das vigas de concreto armado (que possuem 20 centímetros de espessura), a largura total das paredes foi de 720 centímetros, as aberturas possuíam 120 centímetros de largura, sendo a 3 fiadas (60 centímetros) nas regiões superiores entre aberturas e 100 centímetros de peitoril para as janelas. As regiões grauteadas estavam nas extremidades das paredes e do lado das aberturas, contemplando 1 bloco e meio, ou seja, 3 furos (60 centímetros).

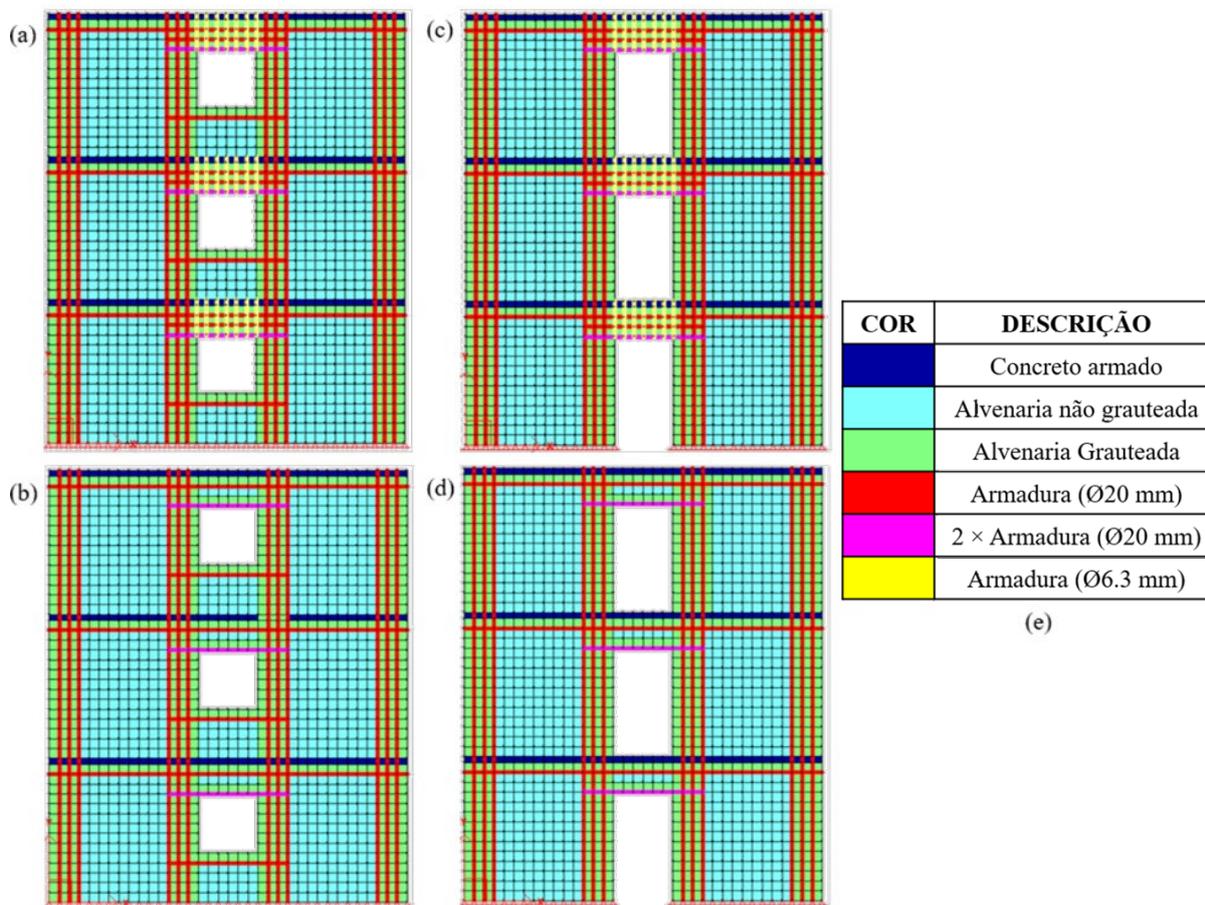
Os resultados do estudo foram obtidos conforme os passos já apresentados na modelagem apresentada por Medeiros et al. (2022) onde busca-se aplicar deslocamento lateral cíclico com incrementos de amplitude até a ruptura da estrutura, obtendo a curva da histerese e sua envoltória. Também é possível analisar as tensões nas armaduras e os danos nas peças de concreto, determinando o principal modo de falha das estruturas. Elementos planos de membrana foram adotados para representar a alvenaria a cada meio bloco. Desse modo, os elementos foram modelados com dimensões de 200 mm × 200 mm × 140 mm ao invés das dimensões reais do bloco, considerando que eram 390 mm × 190 mm × 140 mm, sendo somados aos valores da argamassa de assentamento, resultariam em 400 mm × 200 mm × 140 mm. Onde o bloco não estava grauteado, admitiu-se 50 milímetros de espessura real resistente. A adoção dessa malha permitiu uma melhor disposição dos elementos de barras das armaduras e garantiu uma maior precisão de resultados devido ao uso de elementos quadrados. Os elementos estavam conectados nó a nó e, conseqüentemente, os seus deslocamentos eram compatibilizados.

Para realizar a análise da influência da variação da geometria, foram realizadas as concepções das regiões entre aberturas de duas formas: Alvenarias com aberturas de Janelas (denominadas “J”) e Portas (denominadas “P”); com a região superior da abertura com estribos e completamente grauteadas (denominadas “G”) e com apenas uma fiada grauteada e apenas com armadura de

flexão (denominadas “NG”); e para as diferentes resistências características das paredes apresentadas no Quadro 6.

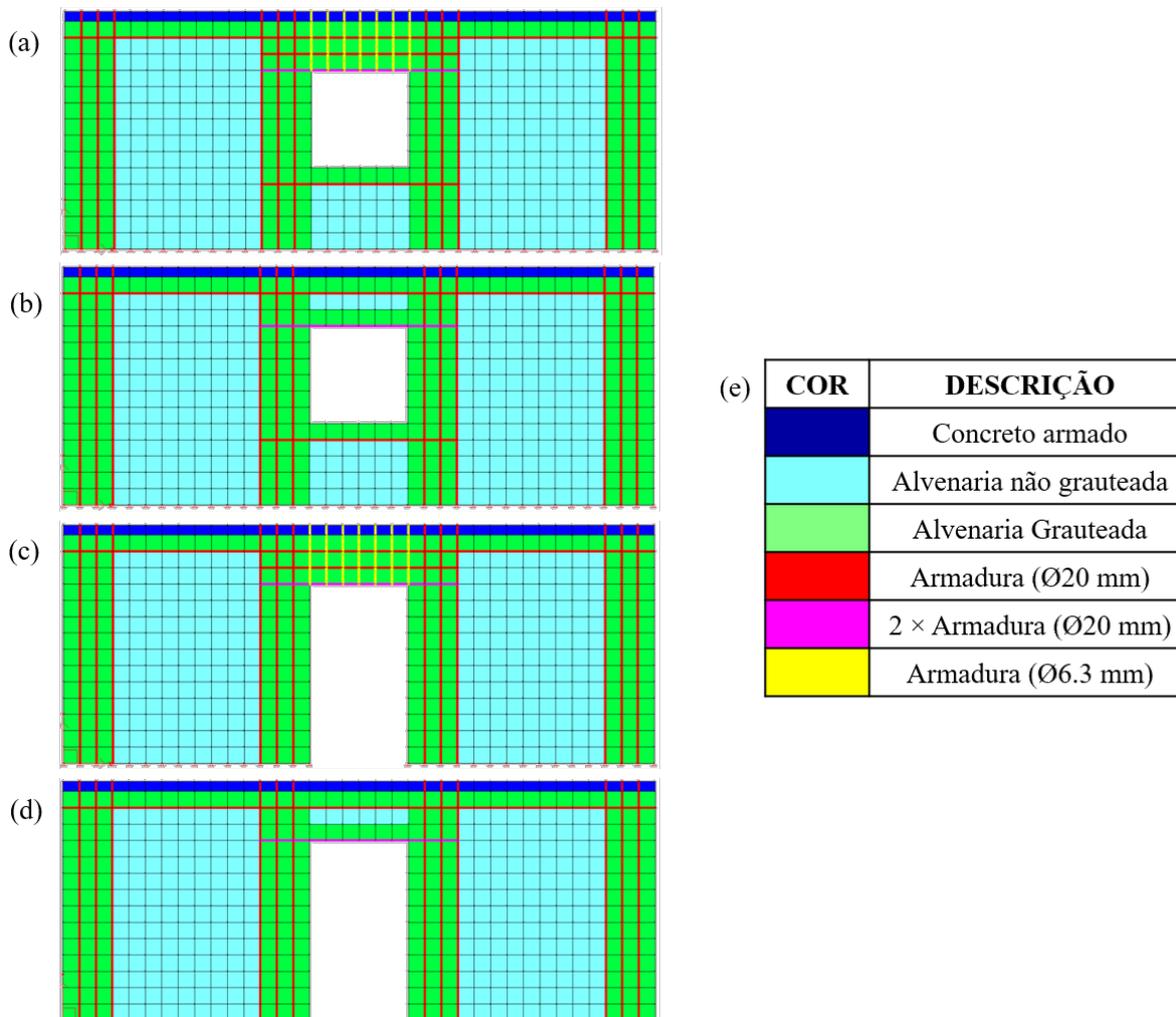
O esquema da modelagem realizada na plataforma de visualização do software VecTor 2 pode ser visto nas figuras a seguir, com três pavimentos na Figura 19 e com pavimento único na Figura 20.

Figura 19. Modelagem das paredes de 3 pavimentos com aberturas: (a) Janelas, REA com estribo e totalmente grauteada. (b) Janelas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (c) Portas, REA com estribo e totalmente grauteada. (d) Portas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (e) Esquema de cores.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 20. Modelagem das paredes de pavimento único com aberturas: (a) Janelas, REA com estribo e totalmente grauteada. (b) Janelas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (c) Portas, REA com estribo e totalmente grauteada. (d) Portas, REA sem estribo e parcialmente grauteada. (e) Esquema de cores.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.2 CAPACIDADE DE CARGA RESISTENTE DE ACORDO COM AS NORMAS

Foi realizado o cálculo, para poder determinar, conforme as equações das diferentes normas nacional e internacionais, os valores de resistência à uma carga lateral aplicada no topo da parede, buscando-se a falha dos perfis descritos por escorregamento da argamassa (cisalhamento no plano transversal), compressão diagonal (compressão em um sentido e tração no outro das juntas que formam as diagonais entre os vértices da parede) ou por flexocompressão (esmagamento do concreto ou escoamento das armaduras solicitadas por momento fletor no plano transversal).

Os equacionamentos considerados foram baseados nas normas: brasileira da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 16868-1, 2020), europeia do Comitê Europeu de Normatização (*Comité Europeén de Normalization*, EN 1996-1-1, 2005); australiana das Normas Australianas (*Standards Australia*, AS 3700, 2018); canadense da Associação de Normas Canadenses (*Canadian Standards Association*, CSA S304, 2014); e americana da Sociedade da Alvenaria (*The Masonry Society*, TMS 402/602, 2016).

Além de realizar os cálculos previstos, ainda foram tecidos comentários sobre a comparação da norma brasileira com as internacionais para que seja realizada uma crítica quanto ao estado da norma e suas considerações.

3.3 ANÁLISE COMPARATIVA

A partir dos resultados obtidos para as ações laterais limites em diferentes normas, foram discutidas as diferenças práticas entre os equacionamentos dados pelas normas e as diferentes formas de previsão de ruptura ou limite de carga das mesmas. A partir da revisão bibliográfica, fica claro que ao passo que o cálculo para encontrar o valor de ruptura por flexocompressão é similar para todas as normas utilizadas, há grande diferença observada nas equações e modos previstos de ruptura por cisalhamento. O Quadro 7 apresenta um resumo dos equacionamentos que foram observados no presente trabalho.

Quadro 7. Resumo das normas da resistência lateral a serem analisadas .

Norma utilizada	Equação do valor limite da carga lateral (sem consideração de fator de segurança)	Modo de ruptura
ABNT NBR 16868-1 (2020)	$V = (f_{vk0} + 0,5\sigma_d) \times t \times L$	Escorregamento
EN 1996-1-1 (2005)	$V = \left(\frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d\right) \times A_{eh}$ $V = \left(\frac{g}{t} f_{vk0} + 0,6\sigma_d\right) \times A_{eh}$	Compressão diagonal e Escorregamento
CSA 304 (2014)	$V = \left[0.16 \left(2 - \frac{h}{L}\right) tL\sqrt{f'_m} + 0.25P_d\right] \gamma_g$ $+ \left[0.6A_{sh}f_{yh} \left(\frac{L}{S_h}\right)\right]$	Compressão diagonal
AS 3700 (2018)	$V = (f_{vk} + 0,3\sigma_d) \times A_{eh}$	Escorregamento
TMS 402/602 (2016)	$V = \left[0.083 \left(4 - 1.75\frac{h}{L}\right) A_{eh}\sqrt{f'_m} + 0.25P_d\right.$ $\left.+ 0.5A_{sh}f_{yh} \frac{L}{S_h}\right] \gamma_g$	Compressão diagonal

Fonte: Elaborado pelo autor.

Outra questão a ser avaliada é a influência das diferentes concepções das regiões entre aberturas e como esse acoplamento, frequentemente ignorado não apenas nas normas técnicas, mas também em diversos modelos de barra simplificados, podem influenciar na resistência lateral das estruturas em alvenaria. Dada a qualidade da modelagem alcançada no trabalho de Medeiros et al. (2022), seguindo esta metodologia e com a confiança do avanço no tema que foi alcançado pelos autores, é possível considerar que a modelagem da primeira fase mostra-se como um parâmetro de aceitação válido.

As variáveis analisadas na validação foram as curvas de histerese e as envoltórias dos modelos em comum propostos e replicados pelas metodologias alternativas, além da análise dos modos de falha. Em adição, é possível analisar os deslocamentos laterais/horizontais e a distribuição das tensões para verificar se as normas estariam indicando corretamente quais os modos de falha apresentados para cada situação.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A partir da aplicação da metodologia de modelagem em elementos finitos utilizada por Medeiros et al. (2022), foi possível realizar a modelagem das estruturas propostas. Foram modeladas, ao todo, 36 diferentes paredes em alvenaria estrutural. O processamento de tais modelagens foi realizado em um computador com processador AMD Ryzen 9 5950X, memória RAM de 64 Giga Bytes, placa de vídeo AMD Radeon RX 6800 XT, com duração total de processamento de aproximadamente 42 horas, sem considerar o tratamento dos dados exportados do VecTor 2 por meio do software de pós-processamento nativo (*Augustus Postprocessor*).

Os resultados apresentados aqui mostram as forças de resposta ao deslocamento lateral cíclico e crescente até a falha, caracterizada pela degradação da capacidade de carga da estrutura, ou seja, ponto máximo da envoltória, gerando a curva de histerese (de onde foi extraída a envoltória da curva). O momento da ruptura é utilizado para determinar o modo de falha.

4.1 PAREDES COM TRÊS PAVIMENTOS (PRÉ-COMPRESSÃO DE 5%)

Ao todo, 16 paredes diferentes foram simuladas, com os materiais denominados em A, B e C (Quadro 6), e também os materiais utilizados por Medeiros et al (2022). Para realizar a análise da influência da variação da geometria, foram realizadas as concepções das regiões entre aberturas: Alvenarias com aberturas de Janelas (J) e Portas (P); com a região superior da abertura com estribos e completamente grauteadas (G) e com apenas uma fiada grauteada e apenas com armadura de flexão (NG); e para as quatro diferentes resistências características das paredes com três pavimentos.

Os principais dados das modelagens realizadas para três pavimentos e as comparações percentuais da capacidade de carga lateral e dos deslocamentos atingidos no estágio da falha entre as estruturas são apresentados no Quadro 8. As estruturas concebidas sem estribo e com apenas uma fiada grauteada comparadas às concebidas com estribo e totalmente grauteadas, ou seja, razão da estrutura alternativa sobre a estrutura previamente proposta por Fortes (2017), com razão denominado de “NG/G”. Também é comparado, no mesmo material e concepção da

REA, a influência das aberturas serem portas ou janelas, com razão dos resultados entre a estrutura com portas pela estrutura com janelas denominada de de “P/J”.

Quadro 8. Resumo comparativo dos resultados da modelagem FEM no VecTor2 para os modelos com três pavimentos.

Modelos		f_{pk}	f_{pk}^*	Carga lateral (kN)	Deslocamento (mm)	Comparação da carga lateral		Comparação do deslocamento	
						NG/G	P/J	NG/G	P/J
Medeiros et al. (2022)	J-G	11,8	12,2	175,0	31,654	86,8%	88,7%	118,6%	112,4%
	J-NG			157,1	37,555				
	P-G			155,2	35,596	87,9%	86,9%	122,1%	115,8%
	P-NG			136,5	43,477				
A	J-G	8,4	13,4	163,6	25,581	98,0%	92,5%	123,5%	138,7%
	J-NG			160,4	31,604				
	P-G			151,3	35,478	89,7%	84,6%	118,4%	132,9%
	P-NG			135,7	41,997				
B	J-G	10,4	16,6	188,4	31,524	90,6%	90,4%	100,3%	113,0%
	J-NG			170,7	31,628				
	P-G			170,4	35,634	86,9%	86,8%	115,1%	129,7%
	P-NG			148,1	41,013				
C	J-G	13,2	21,1	215,3	31,190	91,0%	92,4%	113,6%	118,6%
	J-NG			196,0	35,444				
	P-G			199,0	36,989	88,0%	89,3%	112,1%	117,0%
	P-NG			175,1	41,454				

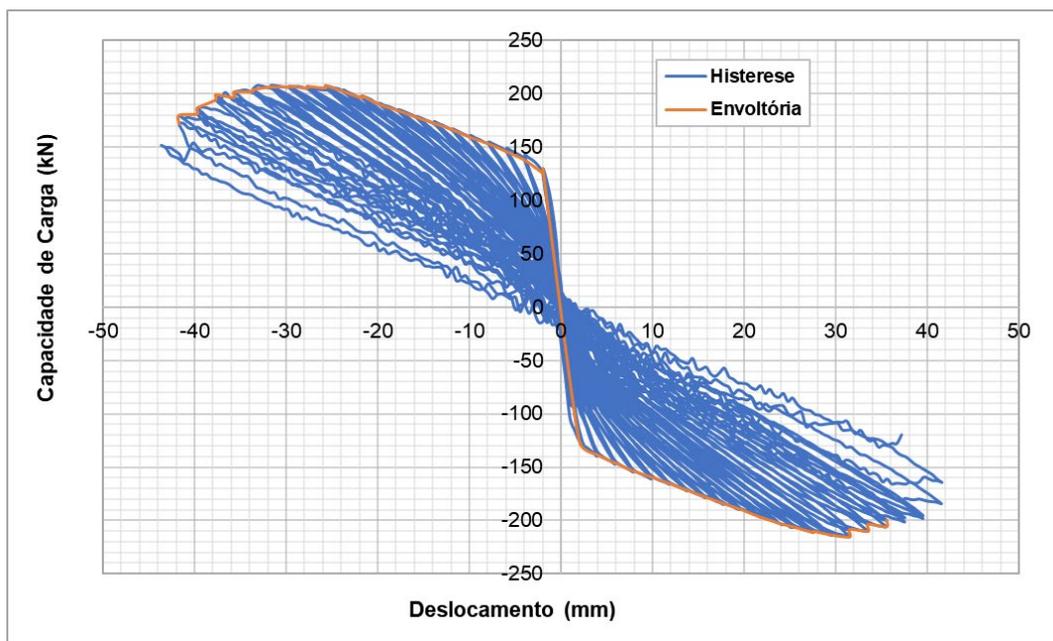
Fonte: Elaborado pelo autor.

Evidenciou-se uma tendência de que carga lateral máxima resistida pela estrutura diminuísse ao modificar-se a geometria da região entre aberturas com média de 10.13% de redução e desvio padrão de 3.67%, e também a tendência de aumento da deformação total da estrutura no momento da ruptura, com média de 15.48% de aumento e desvio padrão de 7.29%. Já para a comparação entre os diferentes tipos de aberturas, houve uma diminuição média da capacidade de carga em 11.05% das janelas em relação às portas com desvio padrão de 2.80%, e um aumento no deslocamento médio em 22.26% com desvio padrão de 10.02%. Isso ocorre possivelmente pela diminuição da rigidez da estrutura como um todo, tanto ao retirar a armadura (estribos) e à diminuição do grauteamento nas regiões entre aberturas, como ao retirar a região entre aberturas inferior às janelas no caso das análises entre estruturas com portas ou janelas.

Os resultados obtidos, analisados detalhadamente também quanto ao modo de falha, estão apresentados a seguir.

- Aberturas de janelas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção C J-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 215,3 kN com um deslocamento de 31 mm. A Figura 21 mostra a curva de histerese utilizada para demonstração deste resultado.

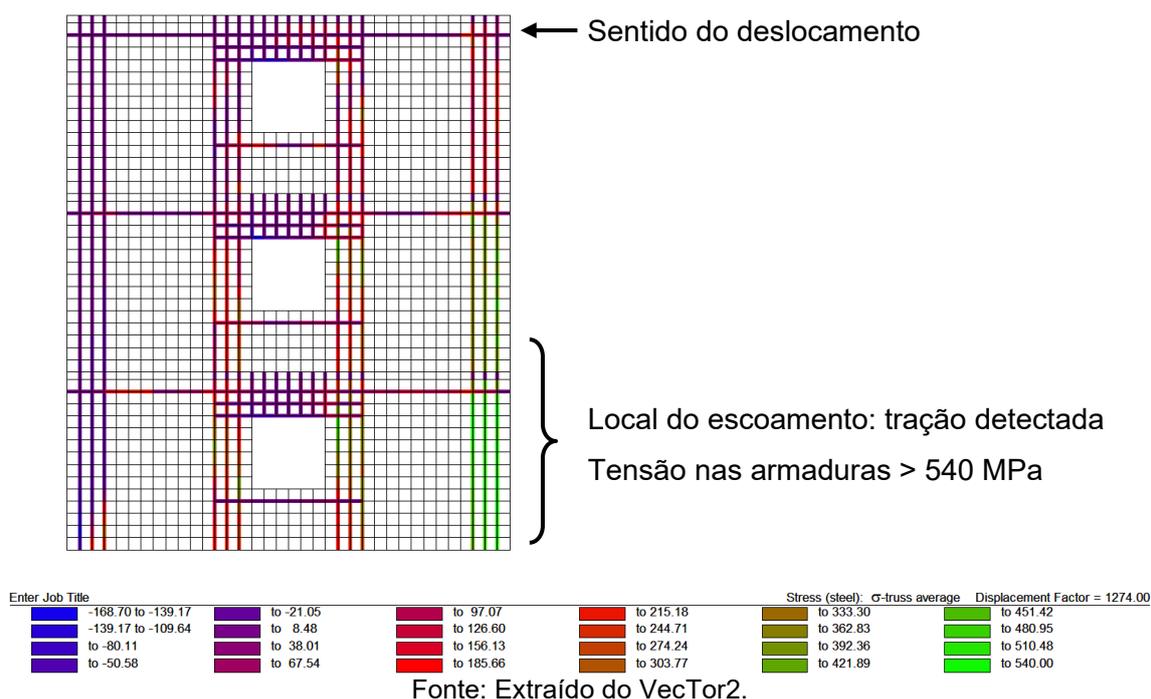
Figura 21. Curva de histerese da parede C J-G.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras de flexão nos painéis, indicando flexocompressão. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais também nas regiões abaixo das janelas, não estando concentradas nas regiões superiores das janelas. A Figura 22 apresenta os resultados da tração nas armaduras obtida pelo do VecTor 2, onde é possível notar que a face tracionada da estrutura, à direita, apresenta armadura escoando, ou seja, com tensões iguais ou maiores que a tensão de escoamento (540 MPa) na base da estrutura (próximo ao primeiro pavimento) enquanto as armaduras do lado contrário apresentavam resultados de compressão, o que caracterizou a falha na flexocompressão.

Figura 22. Tensão nas armaduras da parede C J-G (MPa).



- Aberturas de janelas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção C J-NG): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 196,0 kN com um deslocamento de 35 mm. O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras de flexão nos painéis. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais e nas regiões entre aberturas do segundo ao terceiro pavimento.

Em comparação com a estrutura anterior, apesar do mesmo modo de falha, apresentou menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário pra atingir a falha foi superior. Isso se dá pela possível diminuição da rigidez da estrutura, resultado da modificação da concepção da REA.

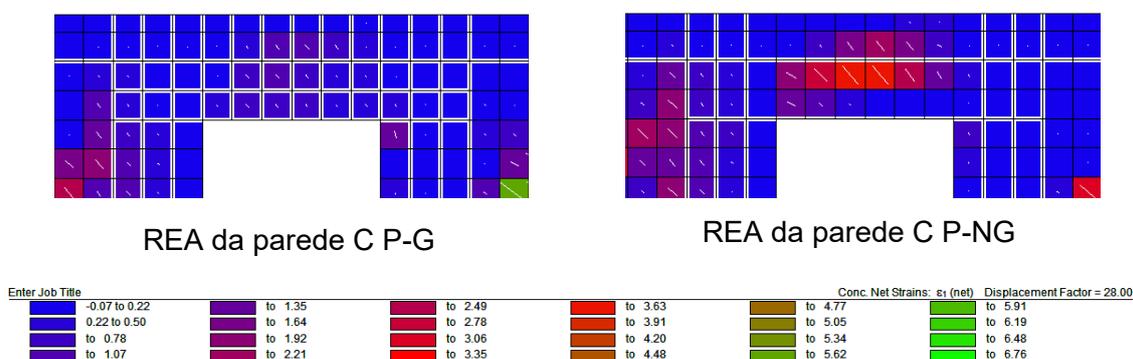
- Aberturas de portas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção C P-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 199,0 kN com um deslocamento de 37 mm. O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras de flexão nos painéis. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, não estando concentradas nas regiões entre aberturas. Os estribos das regiões entre aberturas também foram solicitados à tração, mas não chegaram ao escoamento.

- Aberturas de portas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção C P-NG): A capacidade de carga lateral

máxima encontrada foi de 175,1 kN com um deslocamento de 41 mm. O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras de flexão nos painéis. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, e fortemente na região entre aberturas.

Em comparação com a estrutura anterior, apesar do mesmo modo de falha, apresentou menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário para atingir a falha foi superior. A Figura 23 apresenta as regiões entre aberturas para as duas situações, onde foi possível notar o aparecimento de fissuras diagonais nestas regiões, acompanhando a mudança da sua concepção estrutural e, portanto, de sua rigidez.

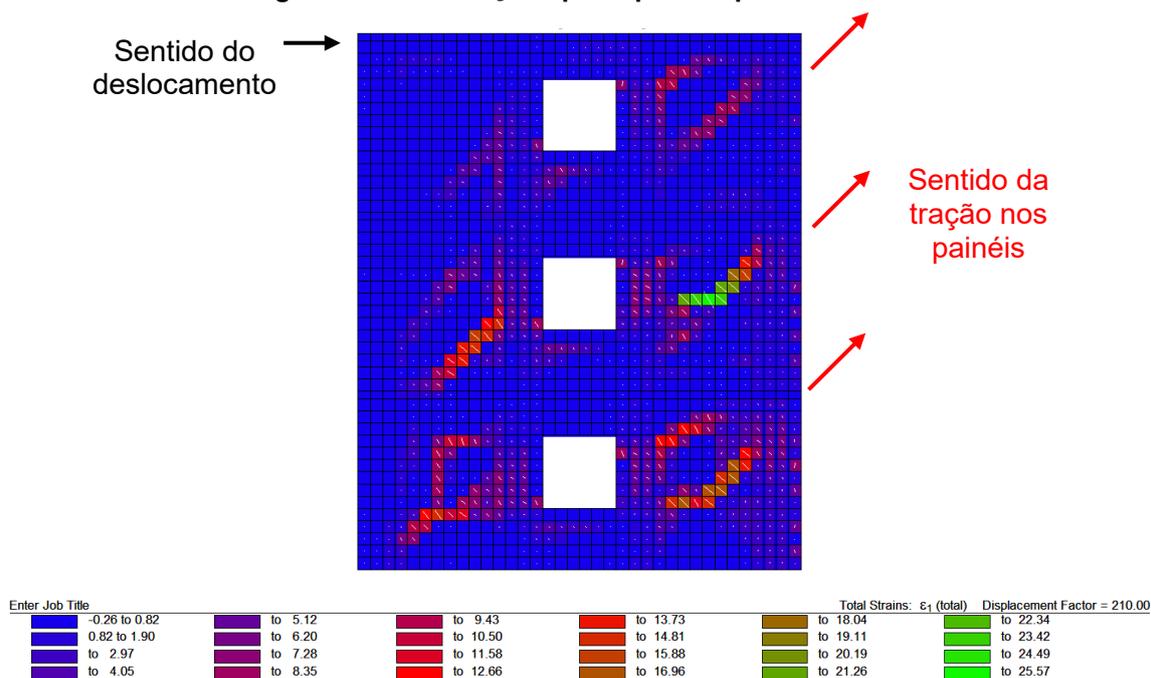
Figura 23. Comparação entre o padrão de fissuração nas regiões entre aberturas de diferentes concepções.



Fonte: Extraído do VecTor2.

- Aberturas de janelas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção A J-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 163,6 kN com um deslocamento de 26 mm. O modo de falha identificado foi a fissuração do painel na diagonal tracionada e o esmagamento do concreto na diagonal comprimida. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, não estando concentradas nas regiões entre aberturas, e as armaduras não atingiram o escoamento. A Figura 24 apresenta os resultados da deformação dos painéis obtida pelo VecTor2 onde é possível observar o sentido da fissuração dos painéis de alvenaria estrutural e as regiões tracionadas.

Figura 24. Deformações principais da parede A J-G.



Fonte: Extraído do VecTor2.

- Aberturas de janelas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção A J-NG): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 160,4 kN com um deslocamento de 32 mm. O modo de falha identificado foi o esmagamento do concreto nos painéis e nas regiões entre abertura do segundo para o terceiro pavimento. A fissuração se distribuiu nas áreas citadas e as armaduras não atingiram o escoamento.

Em comparação com a estrutura anterior, apresentou mesmo modo de falha e menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário pra atingir a falha foi superior.

- Aberturas de portas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção A P-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 151,3 kN com um deslocamento de 35 mm. O modo de falha identificado foi o esmagamento do concreto. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, não estando concentradas nas regiões entre aberturas, e as armaduras não atingiram o escoamento.

- Aberturas de portas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção A P-NG): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 135,7 kN com um deslocamento de 42 mm. O modo de falha identificado foi o esmagamento do concreto nos painéis e nas regiões entre

abertura do segundo para o terceiro pavimento. A fissuração se distribuiu nas áreas citadas e as armaduras não atingiram o escoamento.

Em comparação com a estrutura anterior, apresentou mesmo modo de falha, porém atingindo a região entre aberturas, e menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário pra atingir a falha foi superior. De forma análoga, isso se dá pela mudança na rigidez proporcionada pela mudança na concepção da REA.

- Aberturas de janelas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção B J-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 188,4 kN com um deslocamento de 32 mm. O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras dos painéis laterais. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, não estando concentradas nas regiões entre aberturas.

- Aberturas de janelas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção B J-NG): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 170,7 kN com um deslocamento de 32 mm. O modo de falha identificado foi o esmagamento do concreto nos painéis e nas regiões entre abertura do segundo para o terceiro pavimento. A fissuração se distribuiu nas áreas citadas e as armaduras não atingiram o escoamento.

Em comparação com a estrutura anterior, apresentou modo de falha diferente e menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário pra atingir a falha foi similar ao da estrutura anterior.

- Aberturas de portas com região entre aberturas grauteadas e com estribos (Concepção B P-G): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 170,4 kN com um deslocamento de 36 mm. O modo de falha identificado foi o escoamento das armaduras dos painéis laterais. A fissuração se concentrou nas diagonais dos painéis laterais, não estando concentradas nas regiões entre aberturas.

- Aberturas de portas com apenas uma fiada grauteada na região entre aberturas e sem estribos (Concepção B P-NG): A capacidade de carga lateral máxima encontrada foi de 148,1 kN com um deslocamento de 41 mm. O modo de falha identificado foi o esmagamento do concreto nos painéis e nas regiões entre aberturas do segundo para o terceiro pavimento. A fissuração se distribuiu tanto nos painéis quanto nas REA's e as armaduras não atingiram o escoamento.

Em comparação com a estrutura anterior, apresentou modo de falha diferente e menor capacidade de carga máxima. Já o deslocamento necessário pra atingir a falha foi superior.

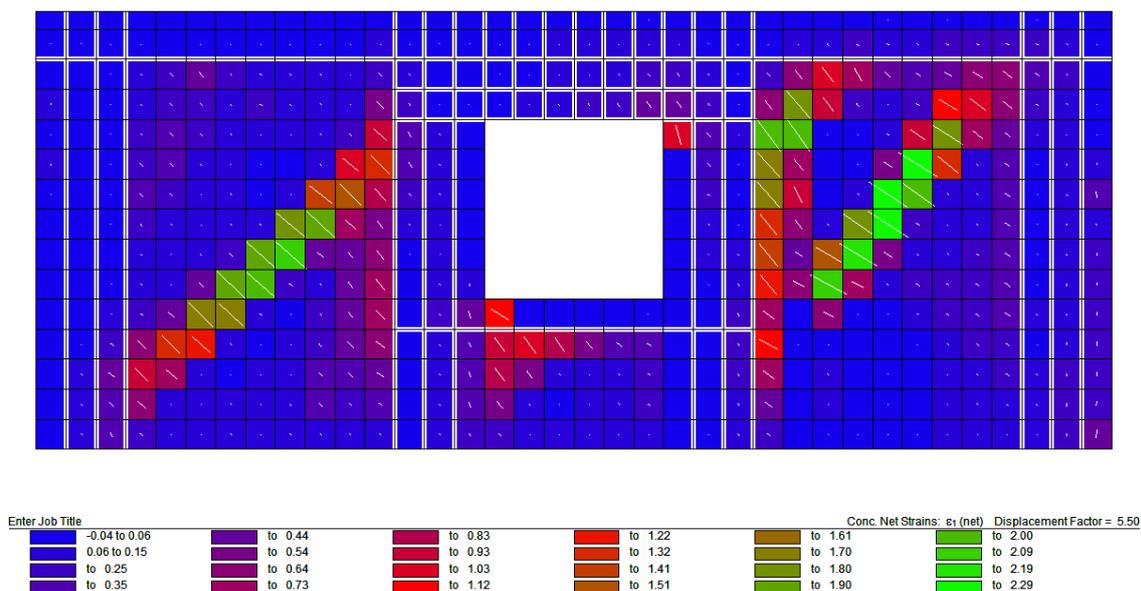
A primeira fase do estudo foi essencial para que também fossem realizadas modelagens com apenas um pavimento em busca de modos de falha por cisalhamento, em contraste com a clara tendência à ruptura por flexocompressão apresentada nas estruturas com três pavimentos. Devido à maior altura da estrutura, e, portanto, maior braço de força (distância em relação ao eixo do solo considerado engastado), o momento aplicado tende a ser maior enquanto a carga lateral permanece a mesma.

4.2 PAVIMENTO ÚNICO (PRÉ-COMPRESSÃO DE 5%)

De forma análoga, a análise das estruturas de pavimento único respondeu com as curvas de histerese, das quais foi possível retirar a envoltória e definir a carga lateral máxima resistente de cada uma das concepções das alvenarias, o momento de ruptura e realizar a análise do modo de ruptura. Para todos os casos de pavimento único, no momento de ruptura da parede modelada, as tensões nas armaduras ainda não haviam atingido o valor do escoamento, transparecendo claramente outra causa que não a flexocompressão anteriormente apontada nas estruturas de três pavimentos.

Para estas estruturas, foi observado o comportamento de ruptura por tração diagonal, evidenciado, por exemplo pelo modelo com a menor resistência dos blocos e com janelas com regiões entre aberturas grauteadas e armadas (X J-G), apresentado na Figura 25, com uma representação gráfica das deformações das paredes.

Figura 25. Deformações principais do modelo X J-G.



Fonte: Extraído do VecTor2.

O Quadro 9 apresenta o resumo comparativo dos resultados da modelagem dos modelos com pavimento único. De forma análoga à análise previamente feita quanto a influência das diferentes concepções das regiões entre aberturas, a carga lateral teve uma diminuição média de 5.13% com desvio padrão de 3.40%, e um aumento médio do deslocamento de 4.81% com desvio padrão de 11.23%. Já quanto a comparação entre as estruturas com portas em relação às estruturas com janelas, houve uma diminuição média de 6.05% com desvio padrão de 3.12%, e um aumento médio do deslocamento de 3.41% com desvio padrão de 10.00%.

Quadro 9. Resumo comparativo dos resultados da modelagem FEM no VecTor2 para os modelos com pavimento único.

Modelos	Carga lateral (kN)	Deslocamento (mm)	Comparação da carga lateral		Comparação do deslocamento	
			NG/G	P/J	NG/G	P/J
X	J-G	206,20	88,1%	92,7%	100,1%	99,9%
	J-NG	181,70				
	P-G	191,20	94,4%	99,3%	116,7%	116,5%
	P-NG	180,50				
Y	J-G	365,90	97,0%	99,6%	114,2%	99,9%
	J-NG	355,00				
	P-G	364,40	92,0%	94,5%	114,3%	100,1%
	P-NG	335,30				
A	J-G	395,60	94,6%	94,6%	108,2%	116,6%
	J-NG	374,40				
	P-G	374,40	91,8%	91,8%	85,7%	92,3%
	P-NG	343,70				
B	J-G	447,20	96,2%	91,3%	88,8%	88,7%
	J-NG	430,20				
	P-G	408,10	97,3%	92,3%	115,3%	115,2%
	P-NG	397,10				
C	J-G	505,40	98,5%	91,6%	106,9%	106,8%
	J-NG	497,80				
	P-G	462,90	98,7%	91,8%	98,0%	98,0%
	P-NG	457,10				

Fonte: Elaborado pelo autor.

De posse dos resultados das modelagens, é possível iniciar a análise das previsões normativas e comparar com resultados considerados fidedignos com a realidade.

4.3 COMPARAÇÕES DAS NORMAS

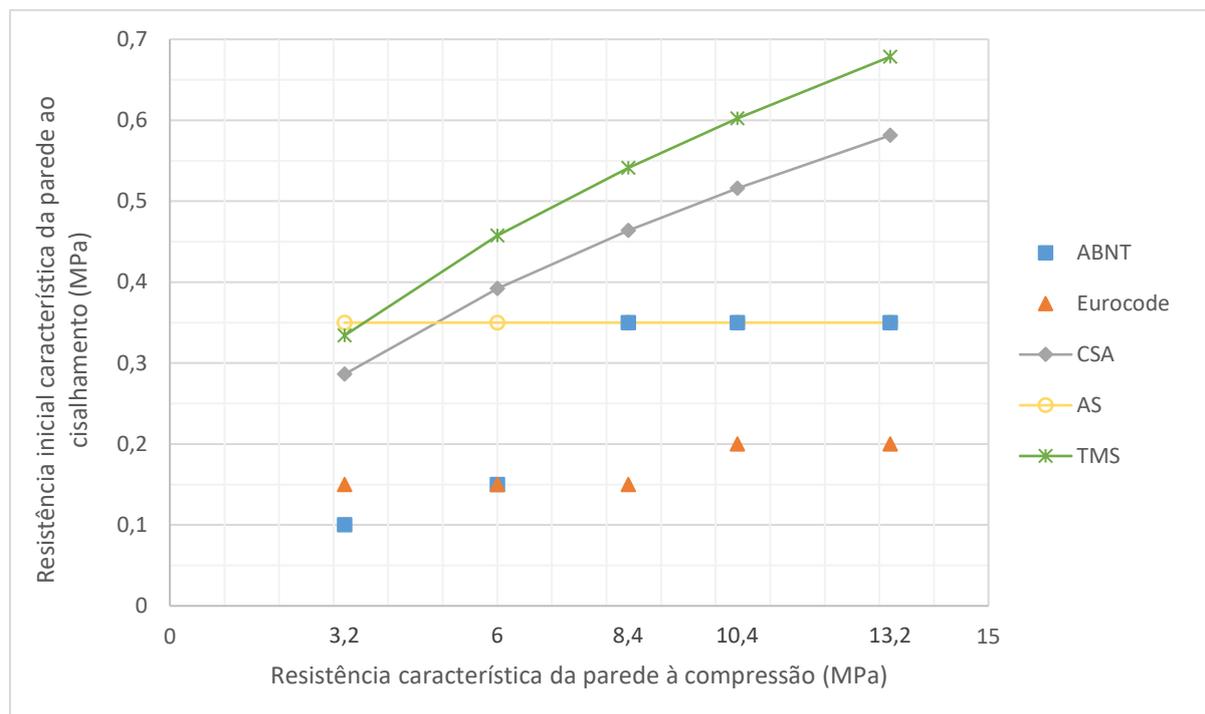
Ao comparar as metodologias de previsão de carga, primeiramente é possível concluir que a concepção das regiões entre aberturas, e, portanto, o modo de acoplamento entre as paredes, não é levado em consideração para a resistência das paredes ao cisalhamento ou à flexo compressão. Como todas as normas apresentadas apenas desconsideram qualquer auxílio do acoplamento e as paredes são simétricas, para todos os cálculos de previsão de carga lateral foi realizada a análise de um dos lados da parede ao se considerar a abertura como um vão sem

ligação, e o valor resistente foi multiplicado por dois, considerando a contribuição de duas paredes iguais.

Dentre os fatores do estudo comparativo detalhado das normas, a primeira análise realizada é quanto a consideração das seções utilizadas para o cálculo do esforço cisalhante resistente. Todas as normas, exceto a NBR 16868-1, consideram o uso de valores de área líquida da seção horizontal para calcular o limite de carga cisalhante. Em todas estas normas existe a consideração de que apenas a alma dos blocos, no caso de seção não grauteada, sejam utilizadas como realmente resistentes ao cisalhamento. Dada a diferença de área efetiva horizontal entre a região grauteada e não grauteada, além dos valores diferentes a serem considerados para a resistência de cada área, a distribuição de tensões foi realizada de forma proporcional à resistência característica e as áreas grauteadas e não grauteadas, prevendo a distribuição real de acordo com a mudança das características dos materiais.

Para a consideração de valores iniciais de cisalhamento (f_{vko}), cada norma realiza considerações sobre o valor a ser utilizado. Enquanto a NBR 16868-1 e a EN 1996-1-1 trazem valores tabelados de resistências iniciais de acordo com as resistências características à compressão, a CSA 304 e TMS 402/602, que possuem formulação bem similar, consideram a multiplicação de constantes e de fatores geométricos pela raiz da resistência à compressão característica da parede. Por fim, o TMS 402/602 considera que a resistência inicial ao cisalhamento é proporcional a 1,25 vezes à resistência característica à tração dos blocos, com mínimo de 0,15 MPa e máximo de 0,35 MPa. Desta forma, a Figura 26 traz os valores de f_{vko} para os valores de resistência característica das paredes utilizados no presente estudo, para que possa ser realizada uma comparação inicial.

Figura 26. Valores estimados de resistência inicial ao cisalhamento em função da resistência à compressão característica.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Estes valores são relacionados à coesão ou ligação entre as juntas de argamassa e os blocos que formam a alvenaria estrutural, e dependem, teoricamente, apenas destes materiais. É possível observar que à medida que a norma americana e canadense, com maiores valores iniciais de resistência ao cisalhamento, possuem valores contínuos a serem considerados para qualquer valor de resistência característica à compressão, a norma australiana bate no limite máximo estipulado de 0,35 MPa para todos os modelos, e a norma brasileira e europeia trazem diferentes patamares para os intervalos, dependendo das características físicas da parede, pois possuem os valores tabelados de acordo com intervalos de resistência em 3 classes cada. Esses valores tabelados podem ser analisados conforme aplicados às restrições previamente impostas, como consideração de área líquida ou de fatores que incidam sob toda a equação. O Quadro 10 apresenta os valores calculados para a resistência de ligação ou coesão de forma isolada, e a equação utilizada. Para tal, foi isolada a parte da equação que trataria apenas desse fator e mantidos os fatores externos que os multiplicavam, ou seja, retirou-se a parte da equação que tratava da soma dos fatores de atrito (relativos à pré-compressão).

Quadro 10. Cálculo dos fatores relativos à resistência inicial da parede relacionada à coesão ou ligação da alvenaria sob esforços cisalhantes [kN].

Modelo	Medeiros et al. (2022)		ABNT NBR 16868-1	Eurocode 6	CSA S304	AS 3700	TMS 402/602
	Coesão da alvenaria	Armadura vertical					
Equação isolada	$K_{gv} \times K_{gh} \times \beta \times A_{eh} \times \sqrt{f_m}$	$0,02 \times A_{sv} \times f_{yv} \times \sqrt{f_m}$	$f_{vk0} \times t \times L$	$(g/t \times f_{vk0}) \times A_{eh}$	$[0,16 \times (2-h/L) \times g \times L \times \sqrt{f_m}] \times Y_g$	$f_{vk} \times A_{eh}$	$[0,083(4-1,75h/L) \times A_{eh} \sqrt{f_m}] \times Y_g$
X	97,5	79,5	126,0	27,6	94,9	180,6	116,5
Y	131,1	106,8	126,0	27,6	123,4	180,6	151,5
A	148,6	121,1	294,0	27,6	140,9	180,6	173,1
B	165,4	134,8	294,0	36,9	156,8	180,6	192,6
C	186,4	151,9	294,0	36,9	176,8	180,6	217,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Outro tópico a ser discutido é a adição do fator de resistência por pré-compressão das paredes nas normas. Todas as normas consideram 90% da pré-compressão de cargas permanentes para o cálculo do valor a ser considerado no fator adicional de resistência cisalhante devido ao aumento de carga axial. A norma brasileira considera 50% dessa tensão de pré-compressão a ser adicionado à resistência inicial ao cisalhamento, porém impondo limites máximos para a tensão de cisalhamento da parede com um valor tabelado para cada faixa de resistência. A norma europeia traz de forma similar, considerando uma adição de 40% para consideração de compressão diagonal e de 60% para a consideração de escorregamento paralelo, impondo também um valor limite de 6,5% da resistência do bloco. Nesse quesito, a norma europeia é a única que chega a diferenciar estes dois tipos de ruptura, e considerar que, para haver ruptura por escorregamento paralelo, o valor da resistência seria superior ao da ruptura por tração e compressão diagonal da parede. De forma análoga, a norma australiana traz 30% da tensão de pré-compressão somada ao valor de cisalhamento inicial, considerando ruptura por escorregamento. As normas canadenses e americanas trazem o mesmo adicional de 25% de pré-compressão, e ambas consideram um valor limite com cálculo simplificado que só considera a geometria e o material da parede. Esse fator que considera a pré-compressão, também chamado de fricção ou atrito, foi calculado separadamente e apresentado no Quadro 11, considerando-se também os fatores

que multiplicam a equação como um todo e os cálculos realizados para pré-compressões.

Quadro 11. Cálculo dos fatores relativos à resistência da parede relacionada à fricção ou atrito da alvenaria sob esforços cisalhantes [kN] sob carga axial de 5%.

Modelo	Medeiros et al. (2022)	ABNT NBR 16868-1	Eurocode 6		CSA S304	AS 3700	TMS 402/602
			2005	Atualização			
Equação isolada	$0,4 \times P_d \times \tan(\theta)$	$0,5 \times \sigma_d \times t \times L$	$0,4 \times \sigma_d \times A_{eh}$	$0,6 \times \sigma_d \times A_{eh}$	$[0,25P_d] \gamma_g$	$0,3 \times \sigma_d \times A_{eh}$	$[0,25P_d] \gamma_g$
X	28,0	84,7	67,7	101,6	47,0	56,4	47,0
Y	52,1	147,4	117,9	176,9	81,9	98,3	81,9
A	67,4	196,6	157,2	235,9	109,2	131,0	109,2
B	83,5	243,4	194,7	292,1	135,2	162,3	135,2
C	106,0	309,2	247,4	371,0	171,8	206,1	171,8

Fonte: Elaborado pelo autor.

Ainda sobre a consideração da área efetiva, o Eurocode 6 apresenta o uso de um fator de correção da resistência inicial ao cisalhamento que consta em dividir a espessura dos blocos como alma longitudinal da peça, que efetivamente irá resistir ao cisalhamento, pela largura total do bloco. Mesmo que já utilizem a área líquida na consideração da área, esse fator de redução visa a consideração do que de fato é a geometria que irá resistir ao esforço cortante. De forma análoga, as normas canadenses e americana trazem um fator que considera qual a área grauteada (γ_g), dividindo a área líquida pela bruta e multiplicando esse fator pela resistência geral encontrada. As normas brasileira e australiana não levam em consideração tal fator.

Como as paredes tradicionais edificadas no Brasil não costumam contar com reforço horizontal e as modelagens trabalhadas também não possuíam tal característica, não será feita uma análise aprofundada desse tópico, porém, com exceção da norma brasileira e australiana, as três demais normas contam com formulação dedicada à armadura horizontal para combate ao cisalhamento da alvenaria estrutural.

A partir das formulações apresentadas no Quadro 7, foi possível calcular os valores de todas as cargas laterais resistentes para obter-se o quadro resumo comparando as mesmas com a modelagem proposta e com a equação apresentada por Medeiros et al. (2022). O Quadro 12 apresenta estes resultados, e também

divide os modos de ruptura estudados em flexocompressão (F.C.), escorregamento das juntas de argamassa (Esc.) e compressão diagonal (C.D.) do painel de alvenaria.

Quadro 12. Carga cisalhante resistente de diferentes métodos de previsão [kN] sob carga axial de 5%.

Modelo	Modo de falha	X	Y	A	B	C
Medeiros et al. (2022)	C.D.	205	290	337,1	383,6	444,3
ABNT NBR 16868-1	F.C.	720,2	804	858,5	890,7	923,6
	Esc.	210,7	273,4	490,6	537,4	603,2
EN 1996-1-1	F.C.	727,3	811,9	867	899,6	932,7
	C.D.	95,4	145,6	184,9	231,6	284,2
	Esc.	129,2	204,5	263,5	329	407,9
CSA S304	F.C.	720,2	804	858,5	890,7	923,6
	C.D.	125,8	177,3	212,8	245,9	289,9
AS 3700	Esc.	237	278,9	311,6	342,9	386,7
	F.C.	724,1	808,3	863,1	895,5	928,5
TMS 402/602	C.D.	163,6	233,4	282,3	327,9	388,9
	Esc.	712,1	794,9	848,8	880,7	913,1
Modelos VecTor2	Média	189,9	355,2	372	420,7	480,8
	Max.	206,2	365,9	395,6	447,2	505,4
	Min.	180,5	335,3	343,7	397,1	457,1

Fonte: Elaborado pelo autor.

Como já era possível observar previamente, as pequenas diferenças nas constantes apresentadas pelas normas para consideração da flexocompressão dos painéis de alvenaria, e a utilização da mesma metodologia de cálculo por meio do equilíbrio de forças, não trazem diferenças relevantes entre os valores.

No que tange à ruptura por flexocompressão, os valores das cargas laterais ficaram, em ordem crescente de resistência da alvenaria, com médias de 721 kN, 805 kN, 860 kN, 891 kN e 925 kN, bem superiores aos valores encontrados para a ruptura por cisalhamento. Isso se dá também pelo fato de que foi avaliado calculando o valor para apenas um pavimento. A resposta do cálculo do equilíbrio de forças e momentos resulta no valor do momento para a carga axial de 5% que está sendo inicialmente considerada, e, posteriormente, divide-se esse momento pela altura da parede para chegar ao valor da força lateral aplicada. Ao se

considerar que poderiam estar sendo analisadas estruturas com 3 pavimentos como foi anteriormente modelado, ou seja, triplicando a altura da estrutura, divide-se também por 3 (três) o valor dessa carga que ficariam com médias em torno de 240 kN, 268 kN, 287 kN, 297 kN e 307 kN, desta vez, próximas ou inferiores aos valores encontrados nas modelagens e na formulação utilizados por Medeiros et al. (2022).

Tal efeito foi anteriormente observado, por meio das modelagens iniciais com três pavimentos, onde os modos de ruptura observados foram em sua grande maioria por escoamento das armaduras, indicando a flexocompressão das seções. A estratégia de utilizar apenas um pavimento mostrou-se então acertada para que fosse possível também avaliar os equacionamentos que focam no modo de ruptura por escorregamento ou por compressão diagonal.

Na avaliação inicial da resistência lateral das paredes com pré-compressão de 5% do valor máximo de compressão, as normas de cisalhamento já indicam uma tendência onde os valores, dos mais conservadores aos menos conservadores, quando comparadas as normas com a equação proposta por Medeiros et al. (2022), é formada pela seguinte ordem: Eurocode por compressão diagonal; Canadense; Eurocode por escorregamento; Americana; Australiana e Brasileira.

Para poder avaliar o panorama geral, o Quadro 13 traz os valores apresentados dos equacionamentos com variações de pré-compressão, em 0%, 5%, 10% e 20%.

Quadro 13. Resultados dos equacionamentos com variação da pré-compressão.

Modelo	Medeiros et al. (2022)	ABNT	Eurocode		CSA	SA	TMS
		Esc.	C.D.	Esc.	C.D.	Esc.	C.D.
0%							
X	177,0	126,0	27,6	27,6	94,9	180,6	116,5
Y	237,9	126,0	27,6	27,6	123,4	180,6	151,5
A	269,7	294,0	27,6	27,6	140,9	180,6	173,1
B	300,1	294,0	36,9	36,9	156,8	180,6	192,6
C	338,3	294,0	36,9	36,9	176,8	180,6	217,2
5%							
X	205,0	210,7	95,4	129,2	125,8	237,0	163,6
Y	290,0	273,4	145,6	204,5	177,3	278,9	233,4
A	337,1	490,6	184,9	263,5	212,8	311,6	282,3
B	383,6	537,4	231,6	329,0	245,9	342,9	327,9
C	444,3	603,2	284,2	407,9	289,9	386,7	388,9
10%							
X	233,0	295,3	134,2	134,2	156,8	293,5	210,6
Y	342,1	420,8	257,9	268,3	231,2	377,2	315,3
A	404,5	687,1	342,1	402,5	284,7	442,7	391,5
B	467,1	780,9	426,3	536,6	334,9	490,2	463,1
C	550,4	912,4	531,6	749,1	402,9	490,2	560,7
20%							
X	289,0	464,7	134,2	134,2	218,7	406,4	304,7
Y	446,3	715,7	268,3	268,3	339,0	490,2	479,1
A	539,3	1080,2	402,5	402,5	428,4	490,2	581,3
B	634,0	1267,7	536,6	536,6	512,9	490,2	647,0
C	762,4	1428,0	805,0	805,0	629,0	490,2	729,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em 0% de pré-compressão, apenas a norma brasileira (modelo A) e a australiana (modelo X) apresentam um valor superior ao calculado pela equação de resistência lateral de Medeiros et al., demonstrando a falta de conservadorismo que deveria ser intrínseca ao papel da normatização de proporcionar segurança aos projetos. Enquanto isso, o Eurocode apresenta valores mínimos para os casos sem pré-compressão.

Em todas as demais análises de pré-compressão, a norma brasileira atinge os maiores valores resistentes dentre as normas e acima ainda dos valores das paredes propostas na equação parâmetro, chegando a atingir quase o dobro da previsão realística de Medeiros et al. (2022). Esse tipo de previsão é insegura e

pode gerar problemas nas previsões de projetos que visam representar os comportamentos das estruturas em alvenaria. A normativa que atingiu valores mais aproximados ao da equação parâmetro sob pré-compressões em diversos níveis e traz valores seguros foi a norma americana. Sabendo que estas normas estão sendo analisadas sem fator de segurança, e que os valores obtidos pela TMS 402/602 são os que mais condizem com a equação que possui resultados mais realistas, esta normativa se apresenta como uma boa opção a ser fonte de informações ou até copiada para uma possível atualização da norma brasileira. O modo de ruptura considerado por esta normativa é também fiel ao observado nas modelagens, a ruptura por compressão diagonal.

No panorama geral, a norma brasileira possui alguns pontos diferentes das outras normas que foram considerados como críticas a serem discutidas em busca de valores mais seguros e aproximados das modelagens reais. Portanto, baseado nas análises existentes das normas internacionais, na modelagem realizada e nas equações fieis propostas por Medeiros et al. (2022), foi realizada uma proposição de modificação na NBR 16868-1 para que algumas considerações atuais possam ser corrigidas e os valores propostos resistentes possam se aproximar dos utilizados mundialmente. Os principais tópicos são:

- O uso da área líquida para consideração da área resistente: as demais normas já direcionam o uso da área líquida para o cálculo da área resistente, pois o uso da área bruta (que considera os vazios do bloco oco) majora a área a ser utilizada no cálculo da resistência ao cisalhamento. Tal consideração deveria ser incluída na normativa apenas para as áreas de blocos ocos, permanecendo o uso da área bruta ou cheia para a região completamente grauteada.
- Correção do valor de cisalhamento inicial: as normas, mesmo que já considerem o uso de área líquida, ainda corrigem o valor do cisalhamento inicial. Enquanto a canadense e americana consideram um fator que usa a área líquida (vazios e grauteada) sobre a bruta, a norma europeia divide o valor de acordo com a espessura das almas e pela largura total do bloco como critério de correção apenas do f_{vk0} . Tal estratégia poderia ser adotada.
- Valor da constante de fricção ou atrito: Todas as normas apresentadas indicam a utilização de um critério similar ao de Mohr-Coulomb, onde há uma parcela da coesão natural da parede somada à resistência obtida pela pré-

compressão da peça. Esta parcela é normalmente representada por um valor constante retirado das pesquisas que multiplica a carga permanente das paredes. E, com exceção da proposta de atualização europeia para o critério de escorregamento, a norma brasileira é a norma que faz a maior consideração do uso desse valor, chegando a 50%, enquanto as normas canadenses e americanas consideram 25%, a australiana 30% e a europeia considera 40%. Apesar da tendência observada pelas normas ser de uma diminuição desse fator, estudos podem diferir da observação, como o trabalho de Pasquantonio et al. (2020), que realizou modelagens dedicadas à análise separadas de tração diagonal e cisalhamento das juntas horizontais para caracterização da interface, aponta o valor de 60% como adequado, ou seja, um fator de fricção que considera o produto da pré-compressão de projeto por 0,6.

- Falta de um critério de compressão diagonal: como pode ser observado nas normas apresentadas e também na consideração realizada pelo Eurocode, o critério de falha por escorregamento pode ser equacionado da maneira ao critério de falha de compressão diagonal, porém, a norma brasileira não leva em consideração este critério. Uma proposta de atualização poderia prever o uso de equações da literatura que fossem mais conservadoras do que o atual critério de escorregamento em adição ao critério já apresentado.

- Apesar da maioria das normas desconsiderarem, a armadura vertical também contribui com a resistência ao cisalhamento da parede. Porém, seguindo a lógica das demais normas e visando-se valores conservadores, esse fator foi desconsiderado no estudo de atualização da NBR 16868-1.

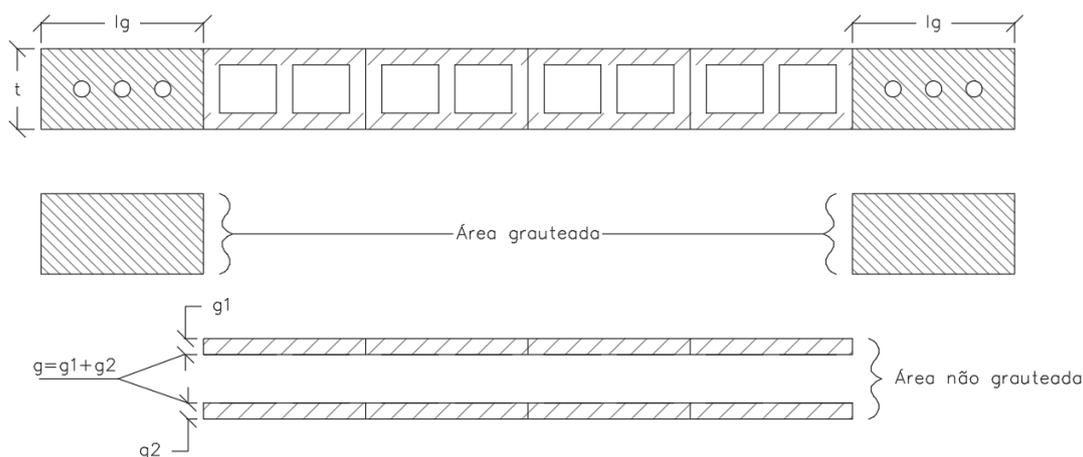
5 ANÁLISES E PROPOSTAS DE MODIFICAÇÕES À ABNT 16868-1

5.1 PROPOSTAS DE ATUALIZAÇÃO DA NBR 16868-1

Dado o cenário em que a norma brasileira precisa se adequar para atingir valores mais realistas e conservadores, as mudanças propostas foram o uso de área efetiva como a área líquida e a correção do valor inicial de resistência característica do cisalhamento pelo fator que considera a espessura das almas do bloco (g) sobre a largura total do bloco (t). Dito isto, a Equação 38 detalha a proposta, conforme a Figura 27, onde considera-se o somatório dos valores das espessuras das almas dos blocos não grauteados (g), a espessura total do bloco (t), a tensão de pré-compressão de projeto, ou seja, 90% da carga permanente da alvenaria (σ_d), a resistência inicial relativa ao material não grauteado (f_{vk0}), a área efetiva horizontal não grauteada ($A_{eh,ug}$), a resistência inicial relativa ao material grauteado (f_{vk0}^*), e a área efetiva horizontal grauteada ($A_{eh,g}$).

$$V = \left(\frac{g}{t} f_{vk0} + 0,5\sigma_d \right) \times A_{eh,ug} + (f_{vk0}^* + 0,5\sigma_d) \times A_{eh,g} \quad (\text{kN}) \quad \text{Equação 38}$$

Figura 27. Esquema de análise para atualização da norma de paredes com extremidades grauteadas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir do cálculo proposto, foram realizadas as mesmas análises para correção da área líquida, depois acumulando-se com a correção do cisalhamento inicial. O Quadro 14 apresenta os resultados obtidos por meio dessa análise com

variações da pré-compressão, mostrando que o erro em relação à equação de Medeiros et al. (2022) fica menor com todas as propostas em uso.

Quadro 14. Resultados para as proposições de modificação da NBR 16868-1 [kN].

Modelo	Medeiros et al. (2022)	Atual	Correção área efetiva	Correção do f_{vk0}
0%				
X	177,0	126,0	77,4	60,0
Y	338,3	126,0	77,4	60,0
A	269,7	294,0	180,6	140,1
B	300,1	294,0	180,6	140,1
C	338,3	294,0	180,6	140,1
5%				
X	205,0	210,7	162,1	144,7
Y	290,0	273,4	224,8	207,5
A	337,1	490,6	377,2	336,7
B	383,6	537,4	424,0	383,5
C	444,3	603,2	489,8	449,3
10%				
X	233,0	295,3	246,7	229,4
Y	342,1	420,8	372,2	354,9
A	404,5	687,1	573,7	533,2
B	467,1	780,9	667,5	627,0
C	550,4	912,4	799,0	758,5
20%				
X	289,0	464,7	416,1	398,7
Y	446,3	715,7	667,1	649,7
A	539,3	1080,2	877,2	868,0
B	634,0	1267,7	877,2	877,2
C	762,4	1428,0	877,2	877,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as menores pré-compressões, o valor esperado distancia-se mais da normativa para os blocos com menores valores de resistência. Porém, para as compressões mais altas apresentadas, os valores se aproximaram de forma satisfatória.

5.2 APRESENTAÇÃO DE EXEMPLO PARA DIMENSIONAMENTO

O caso a seguir já foi apresentado no presente trabalho. As características do caso são apresentadas no Quadro 15 para que o cálculo seja feito passo a passo e demonstrado. Foi realizado o cálculo da resistência com base na norma ABNT NBR 16868-1 (2020) em seu estado original também com a proposta apresentada na Equação 28.

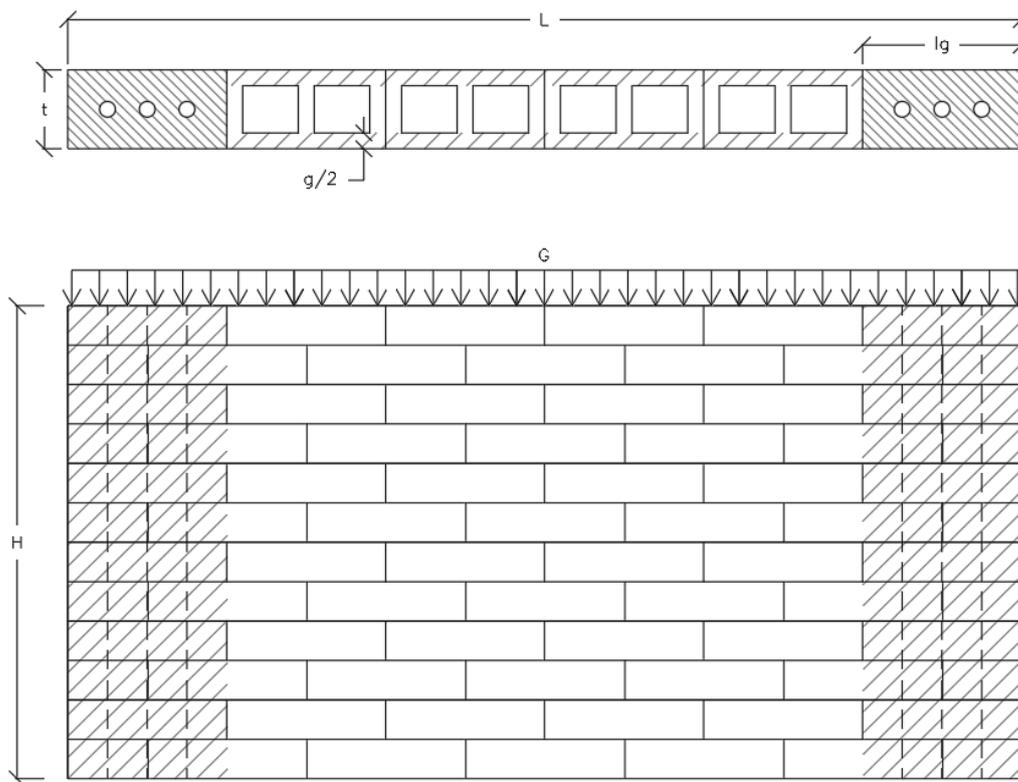
Quadro 15. Características físicas da parede.

L [m]	3,00
l_g [m]	0,60
t [m]	0,14
g/2 [m]	0,025
G (10%) [kN/m]	190,85
H [m]	2,80
f_{pk} [MPa]	8,40
f_{pk}^* [MPa]	13,40

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a diferenciação das formulações similares, quando estiver se tratando das variáveis relacionadas à norma em seu modelo atual, apresentou-se o índice 1, e ao se tratar da sugestão de atualização da norma, apresentou-se o índice 2.

Figura 28. Representação gráfica de uma parede parcialmente grauteada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Para os dois valores das paredes apresentados, o valor de resistência ao cisalhamento inicial (f_{vk0}) conforme apresentado no Quadro 4 é de 0,35 MPa, e a resistência ao cisalhamento máxima é de 1,7 MPa. A tensão pode ser calculada dividindo-se a carga pela área. No caso da norma atual, pela área bruta, e da atualização, pela área líquida. Para ambos os cálculos, basta utilizar as propriedades geométricas apresentadas na Figura 28.

- Tensões de pré-compressão

Para calcular-se a tensão de pré-compressão para o caso atual da norma, divide-se a carga linear (G) aplicada sobre a parede por toda a área bruta da parede (A), considerando-se a largura total (L) e a espessura do bloco (t), e multiplicando o resultado por um fator de redução de 0,9 como apresentado a seguir:

$$\sigma_{d1} = 0,9 \frac{G \times L}{A} = 0,9 \frac{G \times L}{t \times L} = 0,9 \frac{G}{t} = 0,9 \frac{190,85}{0,14} = 1.227,0 \frac{kN}{m^2} = 1,227 MPa$$

Para realizar o cálculo da tensão de pré-compressão readequado, a mudança realizada é na consideração da área de aplicação, onde a mesma foi calculada

considerando a área efetiva proposta, somando-se o valor das áreas da região grauteada, dadas pela largura do local dos furos grauteados (l_g) multiplicado pela espessura total do bloco grauteado (t), somados pelo produto do restante do tamanho da parede ($L-2.l_g$) multiplicado pela espessura total efetiva dos cordões laterais do bloco (g):

$$\sigma_{d2} = 0,9 \frac{G \times L}{2 \times l_g \times t + (L - 2l_g) \times g} = 0,9 \frac{190,85 \times 3}{2 \times 0,6 \times 0,14 + (3 - 2 \times 0,6) \times 0,05} = 1,997 \text{ MPa}$$

- Cálculo da resistência ao cisalhamento da NBR 16868-1 (2020)

Para calcular a resistência de acordo com a normativa atual, calcula-se inicialmente a tensão resistente ao cisalhamento (f_{vk1}) de acordo com a tensão inicial tabelada pela norma (f_{vk0}) somado ao fator de fricção (μ) de 0,5 multiplicado à tensão de pré-compressão previamente calculada:

$$f_{vk1} = f_{vk0} + \mu \sigma_d = 0,35 + 0,5 \sigma_d \leq 1,7 = 0,35 + 0,5 \times 1,227 = 0,9635 \text{ MPa}$$

Por fim, a carga lateral resistente (V_1) pode ser dada pela multiplicação da tensão resistente ao cisalhamento (f_{vk1}) pela área bruta da parede:

$$V_1 = f_{vk1} \times A = 963,5 \times (3 \times 0,14) = 404,67 \text{ kN}$$

- Cálculo da resistência ao cisalhamento proposto

Para a formulação proposta de resistência lateral ao cisalhamento (V_2), busca-se somar separadamente: a parcela referente à região efetiva não grauteada ($A_{eh,ug}$), onde esta multiplica a parcela da resistência inicial ao cisalhamento (tabelada) reduzida pela fração da largura efetiva resistente mais 0,5 da tensão de pré-compressão; e a parcela referente à região grauteada ($A_{eh,g}$), onde esta multiplica a parcela da resistência inicial ao cisalhamento (tabelada e sem redução por se tratar da seção inteira) mais 0,5 da tensão de pré-compressão.

$$V_2 = \left(\frac{g}{t} f_{vk0} + 0,5 \sigma_d \right) \times A_{eh,ug} + (f_{vk0}^* + 0,5 \sigma_d) \times A_{eh,g}$$

$$V_2 = \left(\frac{0,05}{0,14} 0,35 + 0,5 \times 1,997 \right) \times (1,8 \times 0,05) + (0,35 + 0,5 \times 1,997) \times (1,2 \times 0,14)$$

$$V_2 = 1.123,5 \times 0,09 + 1.348,5 \times 0,168 = 327,66 \text{ kN}$$

A norma, em seu estado atual, resultaria em uma resistência de 404,67 kN, enquanto a proposição resulta em 327,66 kN. O valor da equação proposta equivale a 81% do valor atual da norma. O valor do resultado da equação de Medeiros et al. (2022) para o caso apresentado é de 202,23 kN, ainda inferior aos valores resultantes.

6 CONCLUSÕES

A partir da presente pesquisa foi possível alcançar o objetivo de analisar a capacidade ao cisalhamento de paredes de contraventamento em alvenaria estrutural sob ação lateral no seu plano, estudando suas capacidades de carga, modos de falha e o olhar de diferentes normativas internacionais.

Realizou-se a avaliação de cinco diferentes normas de diferentes países e continentes quanto à carga lateral resistente de paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto parcialmente grauteadas para três modos principais de falha: escorregamento das juntas de argamassa; compressão diagonal; e flexocompressão.

Na avaliação da resistência à ruptura por flexocompressão, foi possível perceber que a diferença nas normas é mínima entre as mesmas, fazendo com que todas utilizem do mesmo equacionamento por equilíbrio de forças na seção da parede, como na consideração do Estádio III (ABNT NBR 16868-1, 2020) e suas indicações sobre como tratar o comportamento da alvenaria armada sob tração e compressão.

Foi possível também determinar quais delas eram as mais conservadoras quando analisadas as rupturas por cisalhamento (escorregamento e compressão diagonal), em ordem crescente dos valores de carga lateral: Eurocode por compressão diagonal (EN 1996-1-1, 2005); Canadense (CSA S304, 2014); Eurocode por escorregamento (nova proposição da EN 1996-1-1); Americana (TMS 402/602, 2016); Australiana (AS 3700, 2018) e Brasileira (NBR 16868-1, 2020).

Ainda foram realizadas modelagens em elementos finitos para detalhamento do modo de ruptura das estruturas estudadas e utilizada uma equação de referência (MEDEIROS et al., 2022) com a consideração de diversos fatores para avaliar qual das normas apresentava valores mais próximos dos valores reais de ruptura, além da consideração do principal modo de ruptura. A norma com os valores mais próximos aos das equações e modelagens foi a TMS 402/602.

A partir da avaliação de outras normas, ainda se propôs uma atualização à norma brasileira, a menos conservadora entre as estudadas, onde consideram-se os seguintes fatores: correção da utilização de área líquida da seção de alvenaria; e

correção do valor inicial de resistência ao cisalhamento da alvenaria. A proposta torna a norma mais conservadora e utiliza-se de métodos de cálculo que já são utilizados em outras normas.

Adicionalmente, por meio das modelagens realizadas, foi possível notar que a mudança na concepção da região entre aberturas, ou seja, do acoplamento entre as alvenarias, foi capaz de mudar o modo de falha da mesma, e, portanto, os valores resistentes máximos das mesmas. Ao grautear e armar as regiões entre aberturas, foi dada mais rigidez à esta região, notando-se a tendência de aumento da carga lateral de ruptura e de encaminhamento das cargas aos painéis armados, levando ao escoamento das armaduras, porém, quando não armadas e grauteadas, houve tendência de fissuração concentrada nestas regiões e de menor capacidade de carga da alvenaria como um todo. Ainda sobre a altura das estruturas ensaiada (com um ou três pavimentos), foi possível notar mudança no modo de ruptura entre flexocompressão e compressão diagonal.

A partir desta pesquisa, sugere-se o aprofundamento no estudo da exatidão do fator de atrito para consideração de pré-compressão na norma brasileira e dos intervalos fixados que são utilizados para consideração da resistência ao cisalhamento inicial (f_{vk0}). Propõe-se também que os estudos aqui realizados possam ser continuados variando-se fatores como a pré-compressão, com valores maiores que os intervalos utilizados na presente pesquisa.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos**. Rio de Janeiro, p. 32. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16868-1: Alvenaria Estrutural Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, p. 70. 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, p. 5. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, p. 5. 1988.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM A615/A615M-14: Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement**. West Conshohocken, PA, 2014.

BARCELOS, Vitor Luiz de Sousa. **Comparativo entre modelos para a análise da estabilidade global em edifícios de alvenaria estrutural**. Monografia (Especialização em Gestão de Projetos Estruturais) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2020.

BUXTON, Jeffrey Ryan. **Strut-and-tie modeling of multisory, partially-grouted, concrete masonry shear walls with openings**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Brigham Young University, Department of Civil and Environmental Engineering. Provo, Utah, 2017.

Canadian Standards Association (CSA), 2014, **Design of masonry structures** (CSA S304-14): Mississauga, Canada.

Canadian Standards Association (CSA), 2004, **Design of concrete structures** (CSA A23.4-04): Mississauga, Canada.

CASAPULLA, Claudia; ARGIENTO, Luca Umberto. In-plane frictional resistances in dry block masonry walls and rocking-sliding failure modes revisited and experimentally validated. **Composites Part B: Engineering**, v. 132, p. 197-213, 2018.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 6: Design of Masonry Structures - Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures**. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 147p., 2005.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. Brussels, Belgium: European Committee for Standardization, 227 p., 2004.

DA MATA, Rodrigo Carvalho; RAMALHO, Márcio Antônio. **Análise numérica de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 13, n. 58, p. 67-82, 2011

DA SILVA, Matheus Redigolo. **Análise simplificada da não linearidade física em modelos de estruturas de contraventamento em alvenaria estrutural: verificação da proposta de revisão de norma**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2017.

FACCONI L.; PLIZZARI G.; VECCHIO F. **Disturbed stress field model for unreinforced masonry**. J Struct Eng 2014;140(4):04013085. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000906](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000906).

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 461: Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components**. Washington, D.C.: 2007.

FORTES, Ernesto Silva. **Caracterização da alvenaria estrutural de alta resistência**. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2017.

FORTES, Ernesto Silva; PARSEKIAN, Guilherme Aris. **INFLUÊNCIA DO CAPEAMENTO E CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO DE ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE CONCRETO**. 2012. 303 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

HENDRY, Arnold William; SINHA, Bhik Pati; DAVIES, Selwyn Rhys. **Design of Masonry Structures**. 3 ed. Londres: Taylor and Francis, 2004. v. 1.

HOCHWALT, John M.; BENNETT, Richard M.. **Design of Masonry Coupling Beams**. 14th North American Masonry Conference, Omaha, Ne, USA, 14 nov. 2023.

HORDJIK, D. A.; REINHARDT, H. W.; CORNELISSEN, H. A. W. **Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tests as influenced by specimen length**. Proc. SEM-RILEM Int. Conf. on Fracture of Concrete and Rock, 31(2), S. P. Shah, and S. E. Swartz, eds.; 1987, p. 138–49.

HOSHIKUMA, J; KAWASHIMA, K.; NAGAYA, K.; TAYLOR, A. W. **Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers**. J Struct Eng 1997;123(5):624–33. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:5\(624\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:5(624)).

LIU, Wanyan; LI, Yong. .A Detailed Micro Finite Element Model For Predicting Masonry Prism Behavior Under Compressive Load And Its Application. In: Canadian Mansory Symposium, 14, 2021, Montreal. **Anais do 14th Canadian Masonry Symposium, Montreal**. Montreal: Canada Mansory Design Centre, 2021.

MCGINLEY, William Mark; NEMATI, Farid. Modelling of masonry infill walls with and without openings. In: Canadian Mansory Symposium, 13, 2017, Halifax. **Anais do 13th CMS Halifax 2017**. Ottawa: Canada Mansory Design Centre, 2017.

MEDEIROS, Klaus A. S.; PARSEKIAN, Guilherme A.; SHRIVE, Nigel G.; FONSECA, Fernando S. Shear load capacity prediction of unperforated and perforated partially grouted masonry walls. **Engineering Structures**, n. 256 (2022) 113927, p. 23, 2022.

NAGARAJAN, P.; JAYADEEP, U. B.; PILLAI, T. M. M. **Application of micro truss and strut and tie model for analysis and design of reinforced concrete structural elements**. Concrete, v. 31, n. 6, p. 647–653, 2009.

NAJAFGHOLIPOUR, M. A. An equivalent truss model for in-plane nonlinear analysis of unreinforced masonry walls. **Civil Engineering Journal**, v. 4, n. 4, p. 828-835, 2018.

NONATO, Luiz Fernando Costa. **Alvenaria estrutural e suas implicações**. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2013.

Nascimento Neto, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. São Carlos. 127p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Nascimento Neto, J. A. **Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos**. São Carlos. 320p. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. (org.). **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. 1 ed. São Carlos: EduFSCar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; HAMID, A. Ahmad; DRYSDALE, Robert G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. 2 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013. v. 1.

PASQUANTONIO, R. D.; PARSEKIAN, G. A.; FONSECA, F. S.; G.SHRIVE, N.. **Experimental and numerical characterization of the interface between concrete masonry block and mortar**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [S.L.], v. 13, n. 3, p. 578-592, jun. 2020. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952020000300008>.

PEREIRA, José Luiz. **Alvenaria estrutural cálculo, detalhamento e comportamento ênfase no cálculo do vento e efeito de arco em obras já executadas**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2016. 149 p.

PIRSAHEB, Hiva; WANG, Peixuan; MORADI, Mohammad Javad; MILANI, Gabriele. **A Multi-Pier-Macro MPM method for the progressive failure analysis of perforated masonry walls in-plane loaded**. Engineering Failure Analysis 127 (2021). <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2021.105528>.

PIRSAHEB, Hiva; MORADI, Mohammad Javad; MILANI, Gabriele. **A Multi-Pier MP procedure for the non-linear analysis of in-plane loaded masonry walls**. Engineering Structures 212 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110534>.

PRIESTLEY, M. J. N.; ELDER, D. M.; **Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry**. ACI J Proc 1983;80:192–201.

SALEM, H. The micro truss model: an innovative rational design approach for reinforced concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**, v. 2, n. 1, p. 77–87, 2004.

SORIANI, Mateus de Oliveira. **Estudo do comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos por alvenaria em edifício de múltiplos pavimentos**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 2013.

STANDARDS AUSTRALIA. **AS 3700:2018 - Masonry Structures**. Sydney: Standards Australia, 2018.

STANDARDS AUSTRALIA. AS 3600:2018 - **Concrete structures**. North Sydney, NSW: Standards Australia, 2018.

TAUIL, Carlos Alberto; NESE, Flávio José Martins. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Editora Pini, 2010. 183 p.

The Masonry Society (TMS), 2016, **Building code requirements for masonry structures** (TMS 402-16): Longmont, Colorado, USA.

TOMAZEVIC, Miha. **Earthquake-resistant design of masonry buildings**. Londres: Imperial College Press, 1999.

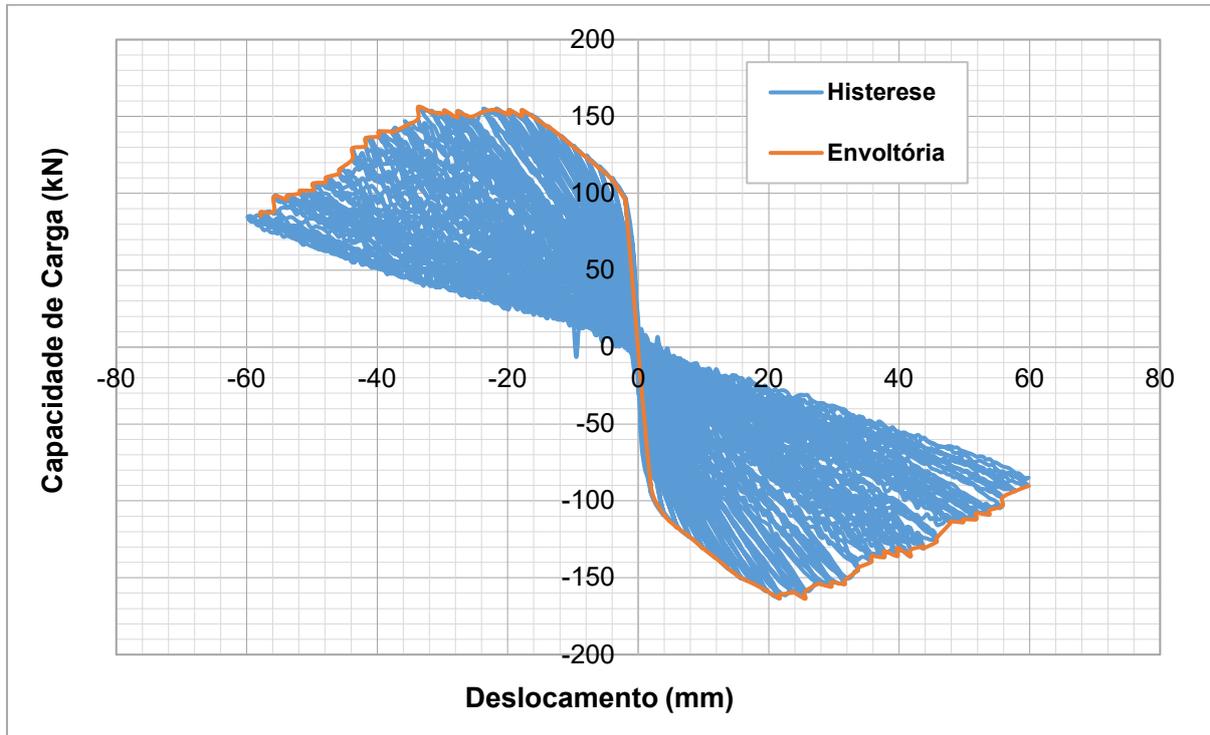
TOMAŽEVIČ, Miha. (2009). **Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: Shear versus tensile strength of masonry**. Materials and Structures. 42. 889-907. 10.1617/s11527-008-9430-6.

VECCHIO F. J. **Towards cyclic load modeling of reinforced concrete**. ACI Struct J 1999;96:193202.

WONG, P. S.; VECCHIO, F.J.; TROMMELS H. **VecTor2 & FormWorks User's Manual**, ed. 2. Toronto, Ontario, Canada: University of Toronto; 2013.

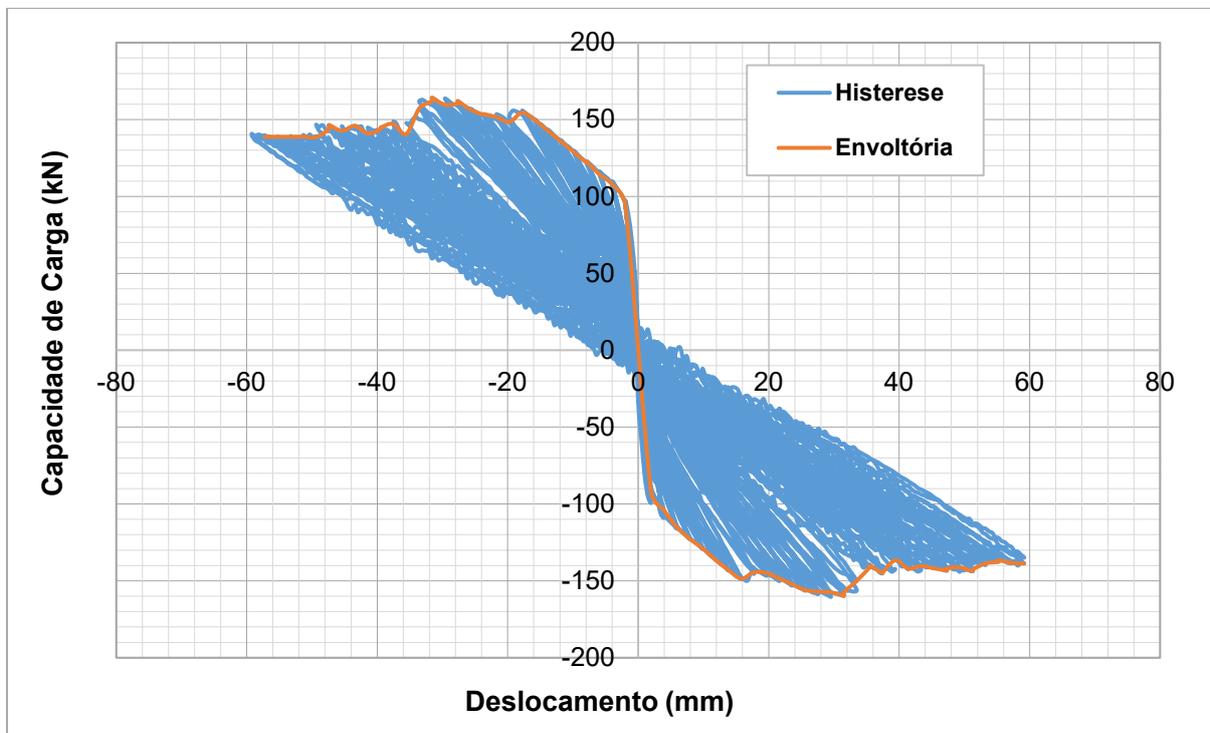
8 APÊNDICES

Apêndice 1. Curva de histerese da geometria A-JG com 3 pavimentos.

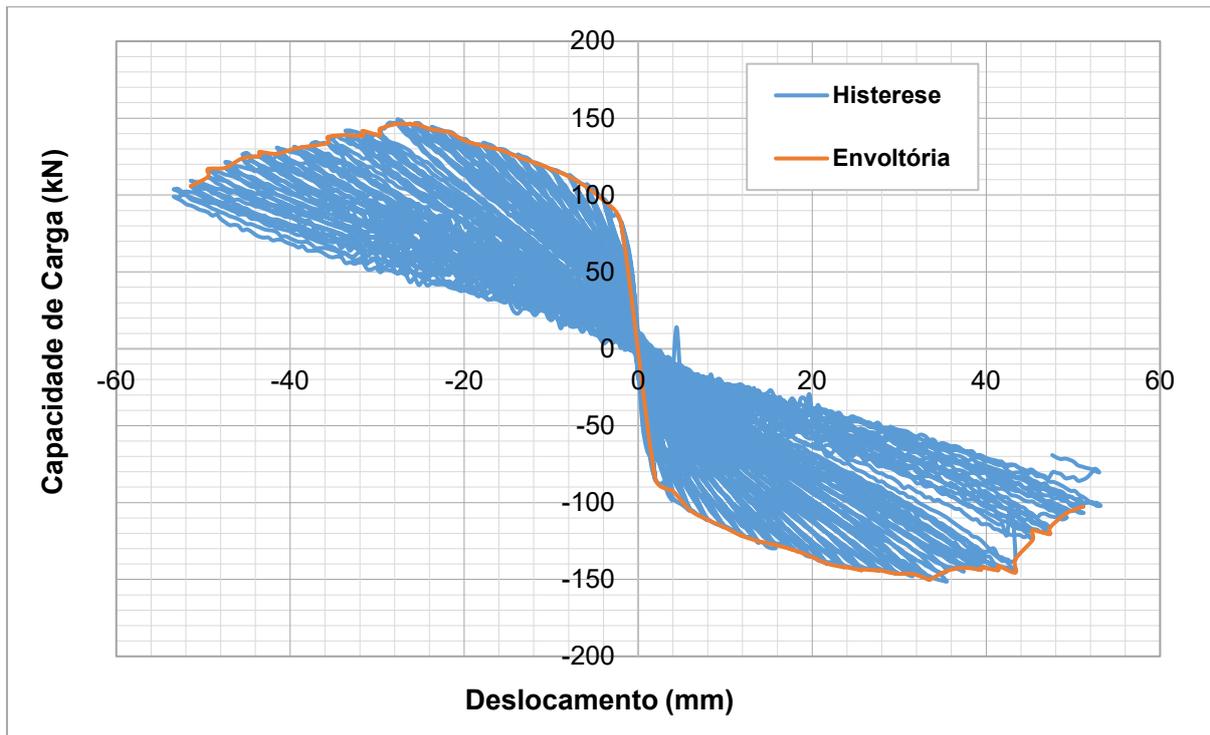


Fonte: Elaborado pelo autor.

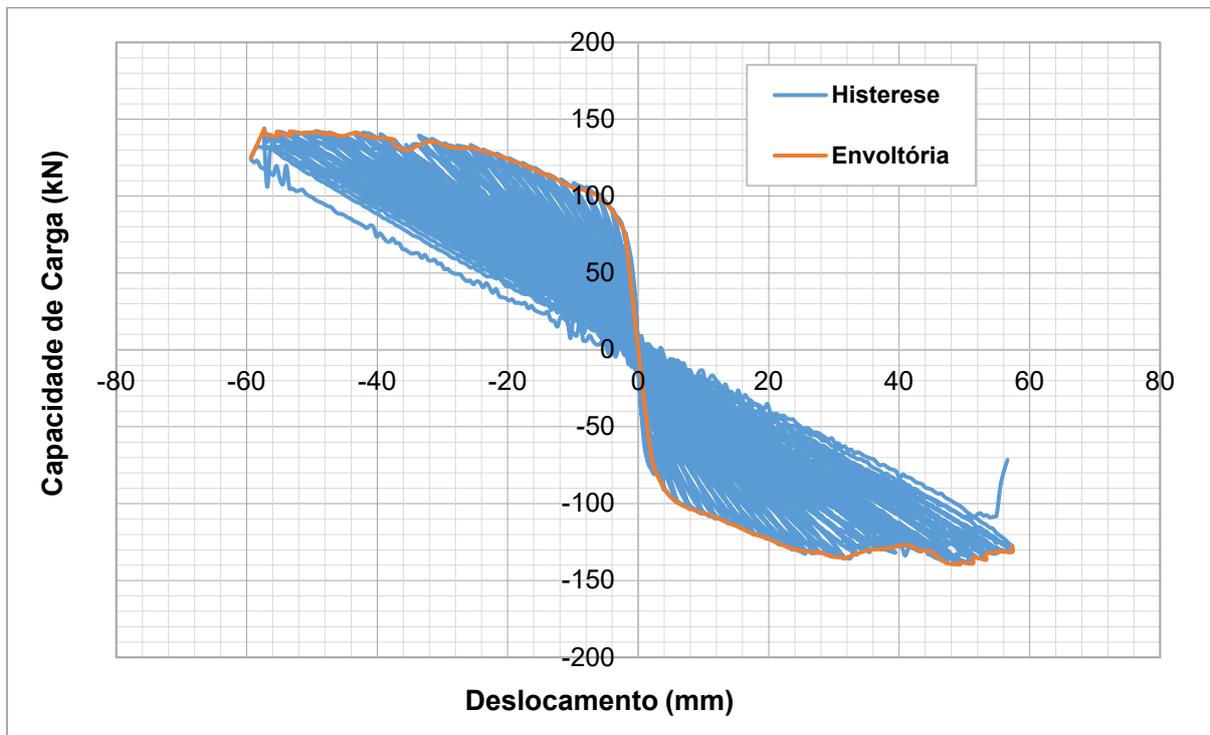
Apêndice 2. Curva de histerese da geometria A-JNG com 3 pavimentos.



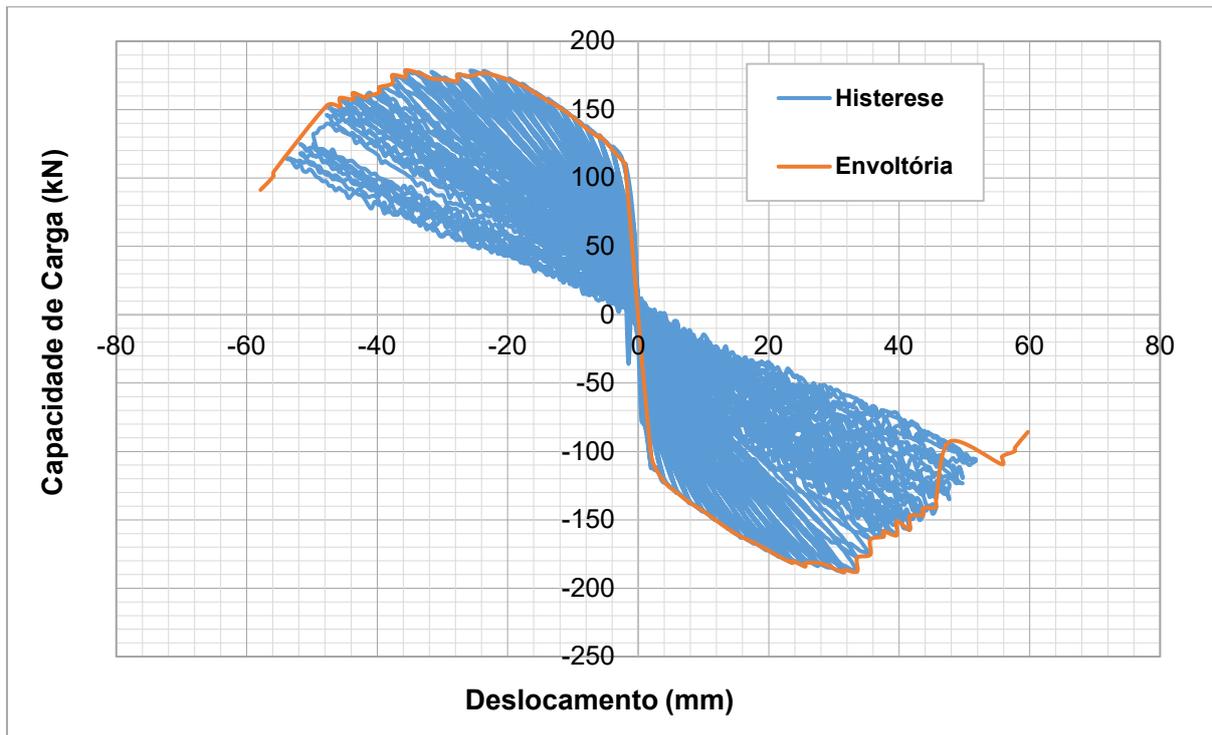
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 3. Curva de histerese da geometria A-PG com 3 pavimentos.

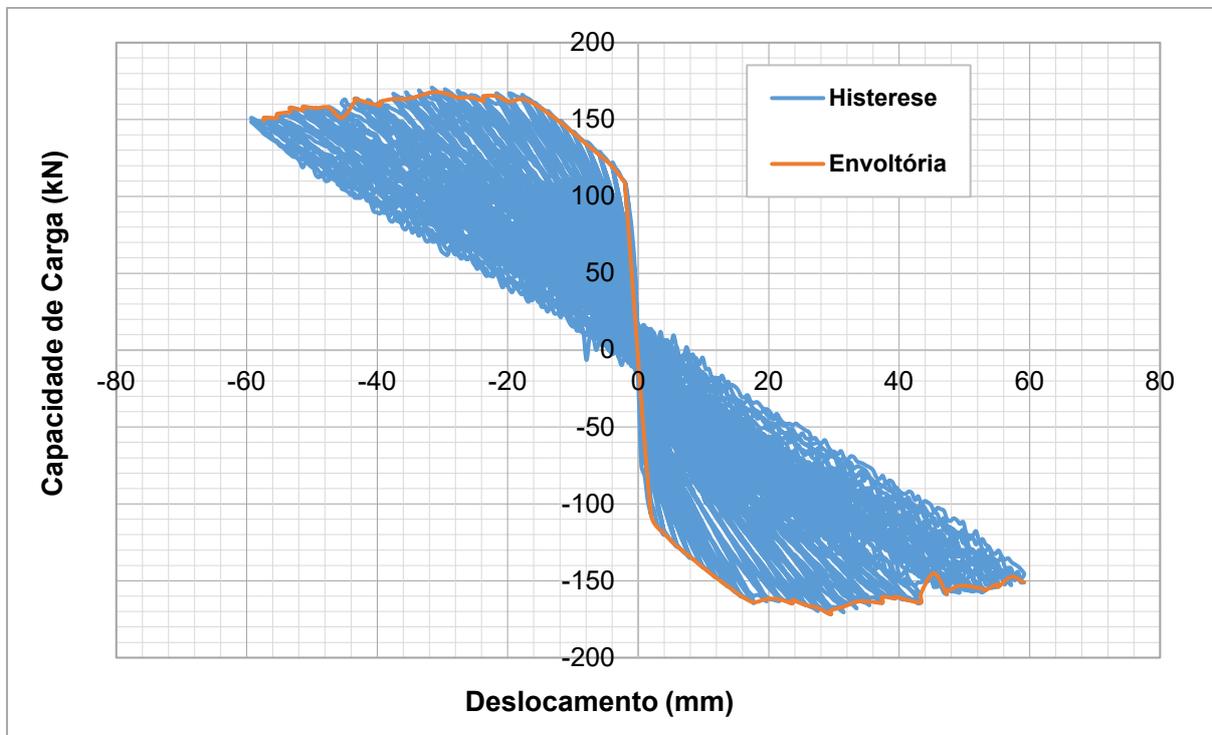
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 4. Curva de histerese da geometria A-PNG com 3 pavimentos.

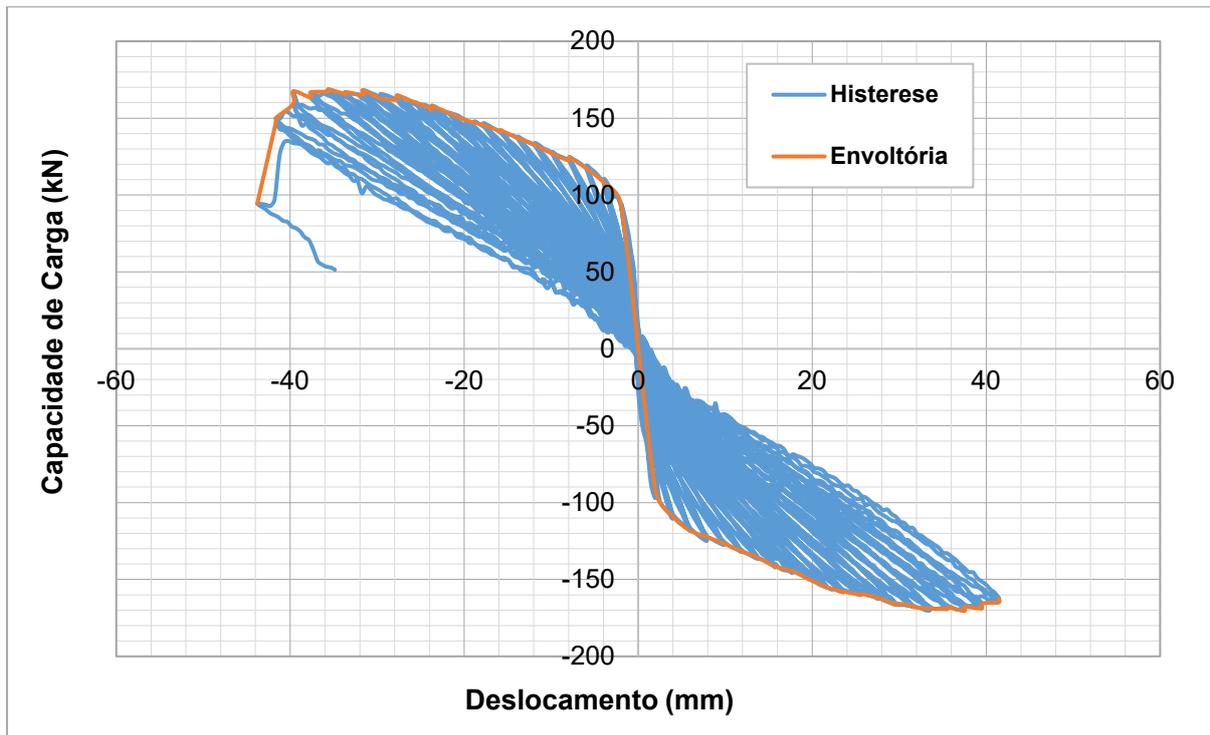
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 5. Curva de histerese da geometria B-JG com 3 pavimentos.

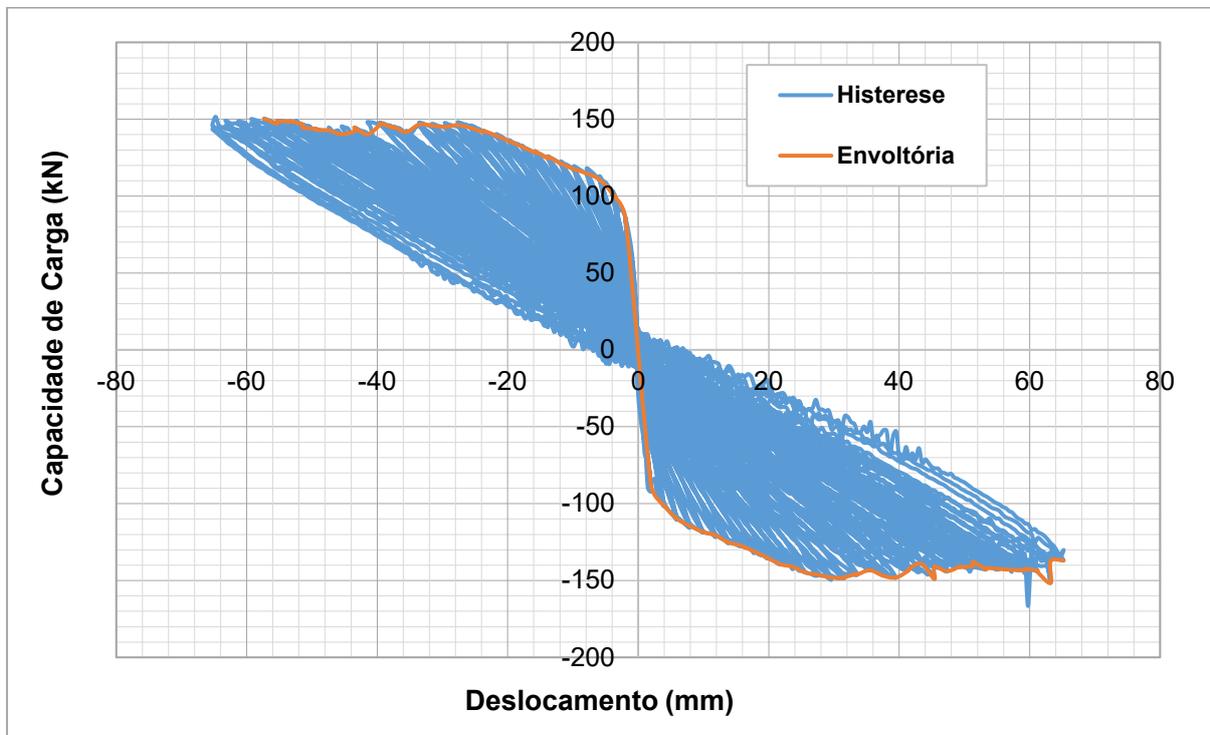
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 6. Curva de histerese da geometria B-JNG com 3 pavimentos.

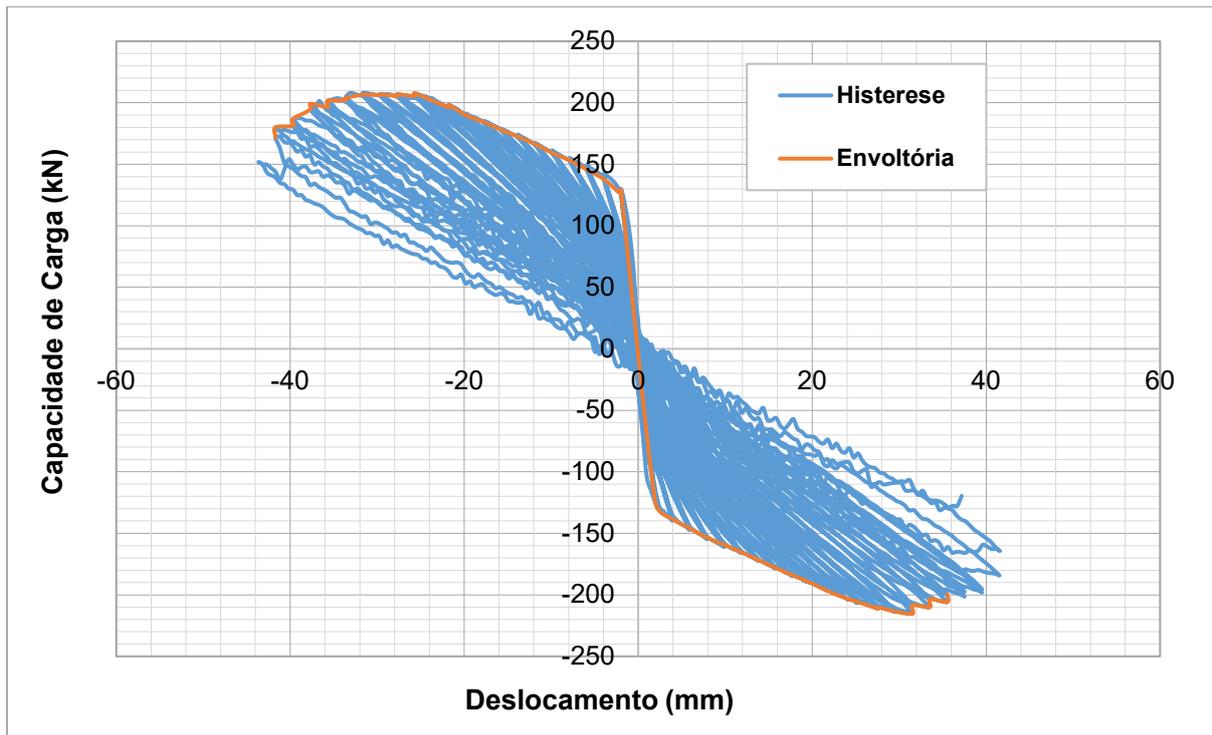
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 7. Curva de histerese da geometria B-PG com 3 pavimentos.

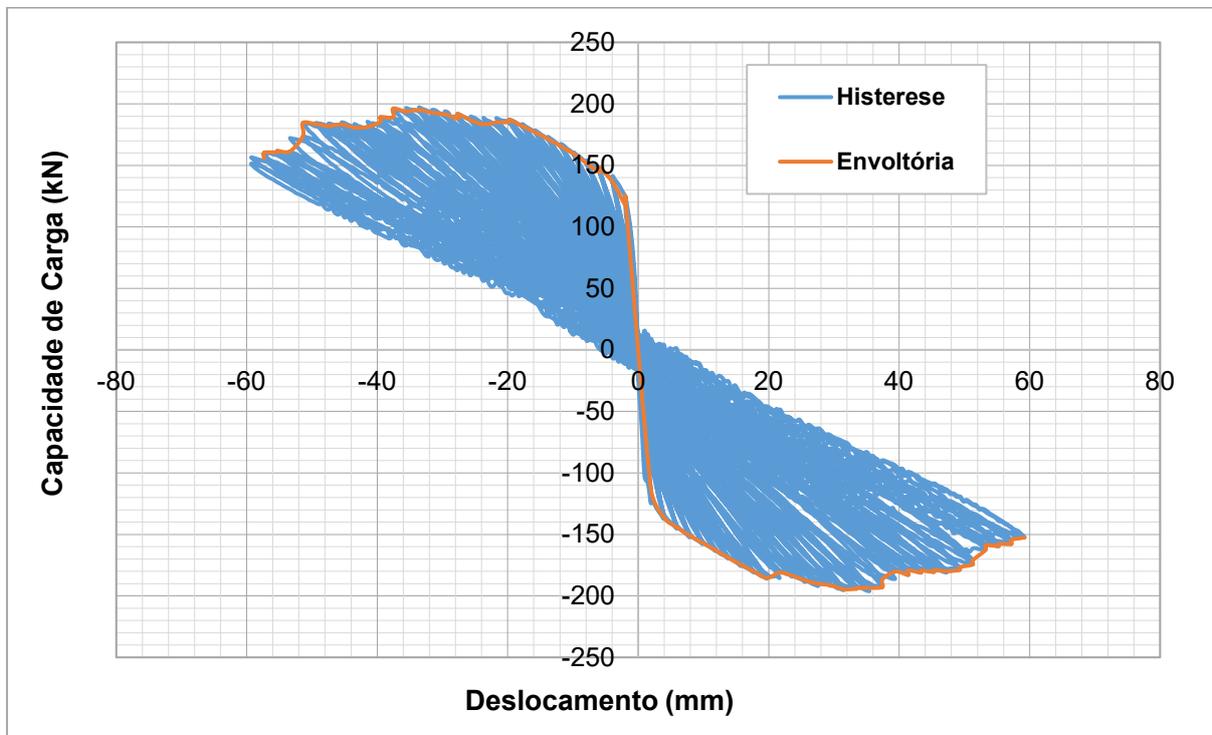
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 8. Curva de histerese da geometria B-PNG com 3 pavimentos.

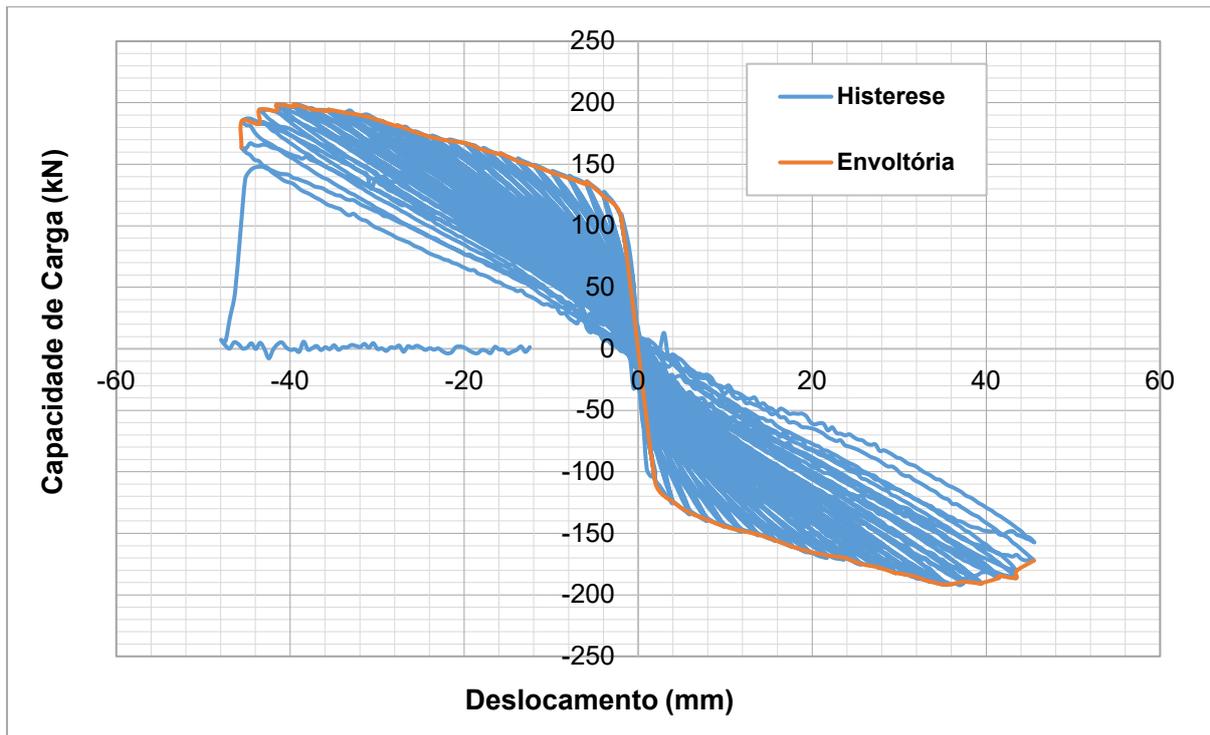
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 9. Curva de histerese da geometria C-JG com 3 pavimentos.

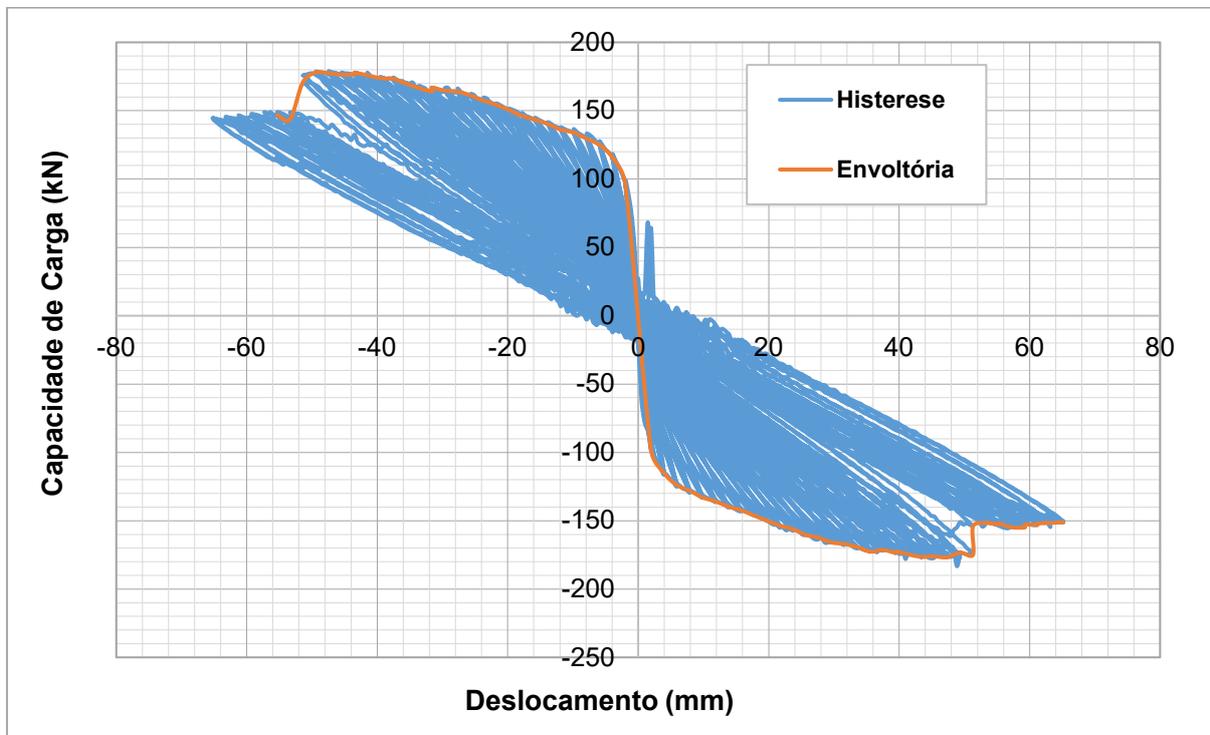
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 10. Curva de histerese da geometria C-JNG com 3 pavimentos.

Fonte: Elaborado pelo autor.

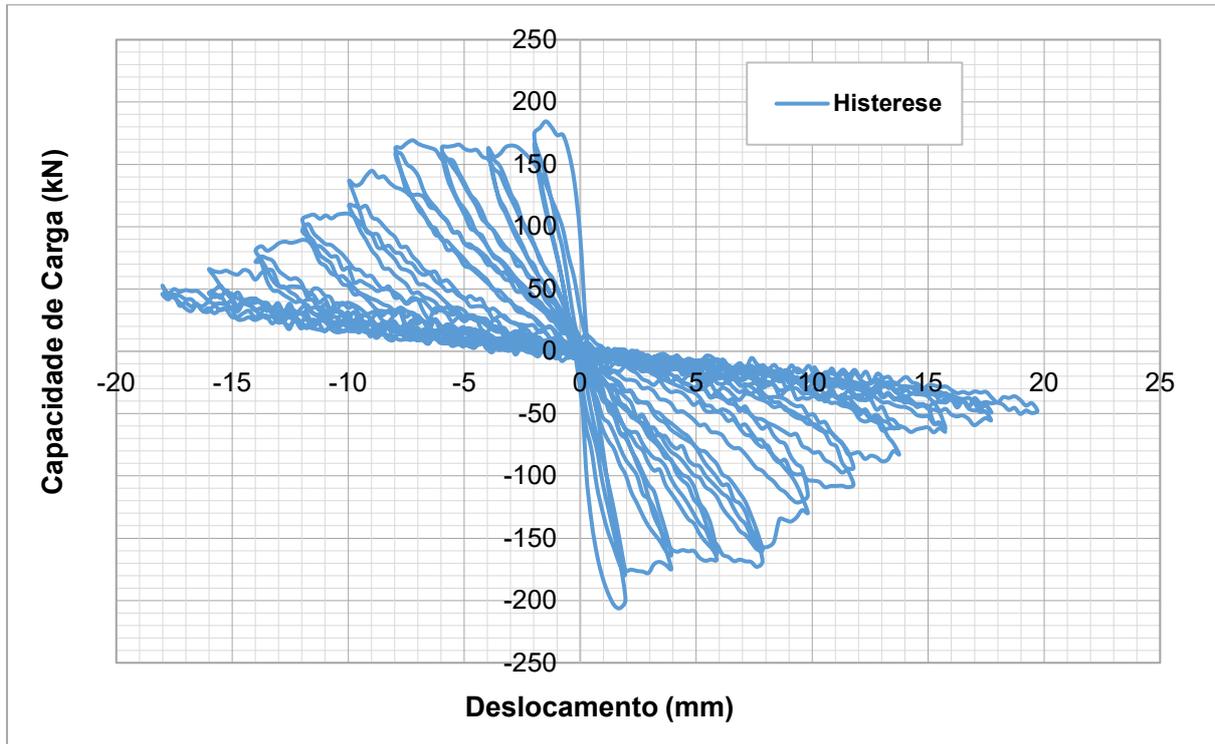
Apêndice 11. Curva de histerese da geometria C-PG com 3 pavimentos.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 12. Curva de histerese da geometria C-PNG com 3 pavimentos.

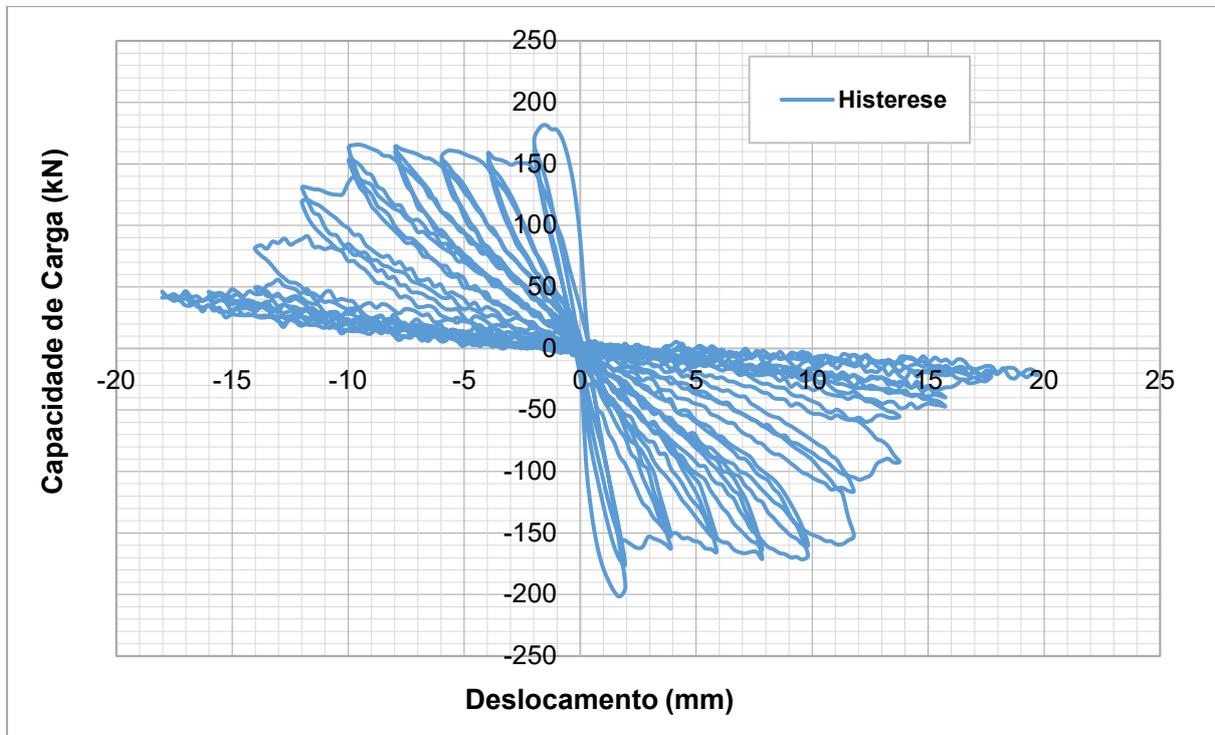
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 13. Curva de histerese da geometria X-JG com 1 pavimento.



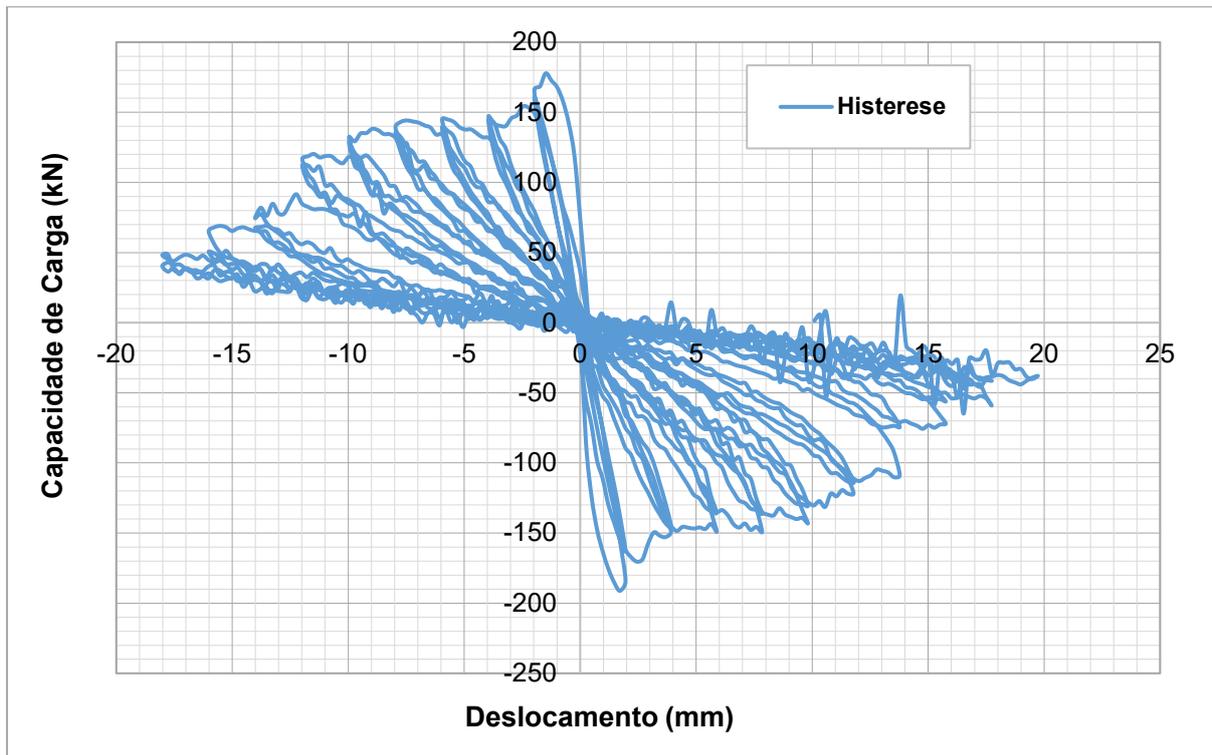
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 14. Curva de histerese da geometria X-JNG com 1 pavimento.



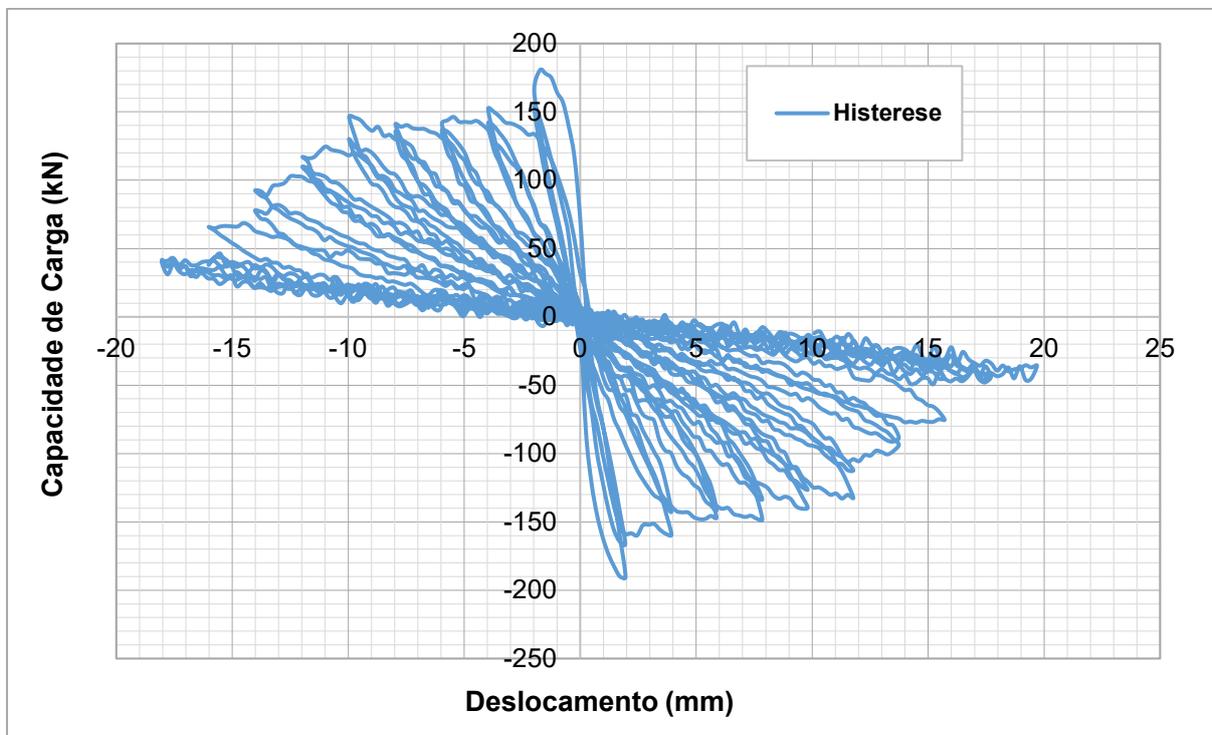
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 15. Curva de histerese da geometria X-PG com 1 pavimento.



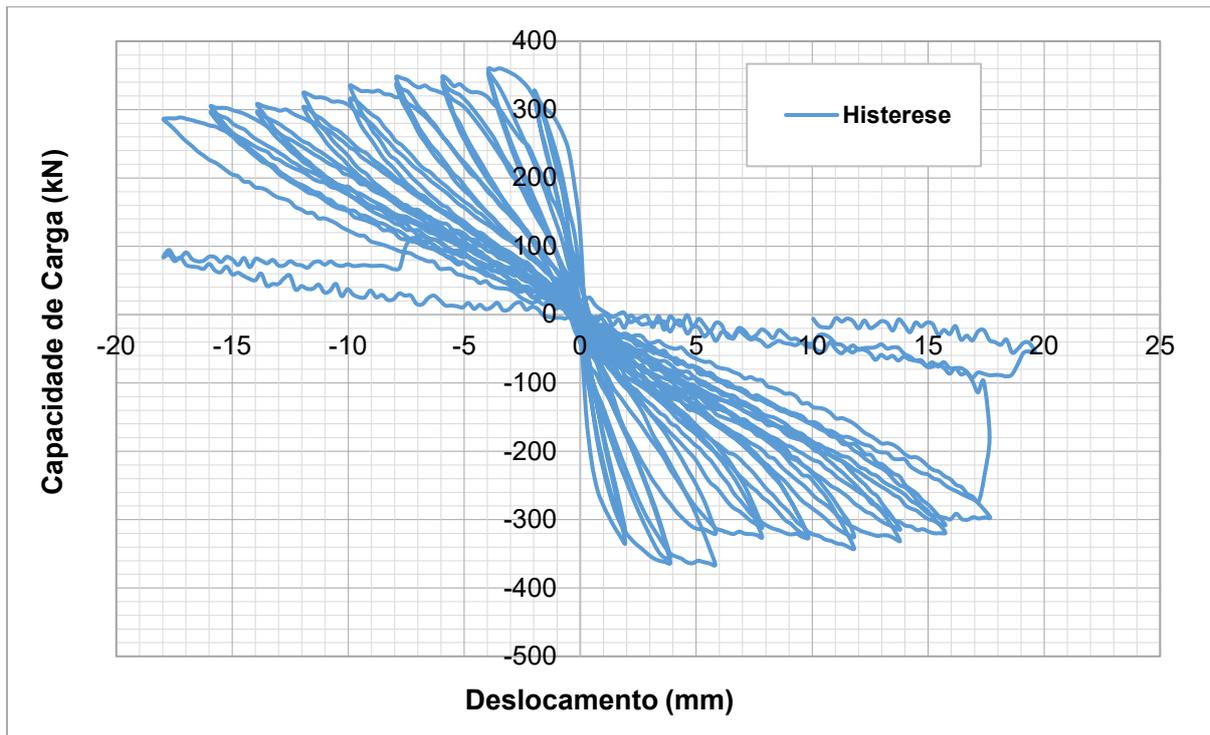
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 16. Curva de histerese da geometria X-PNG com 1 pavimento.



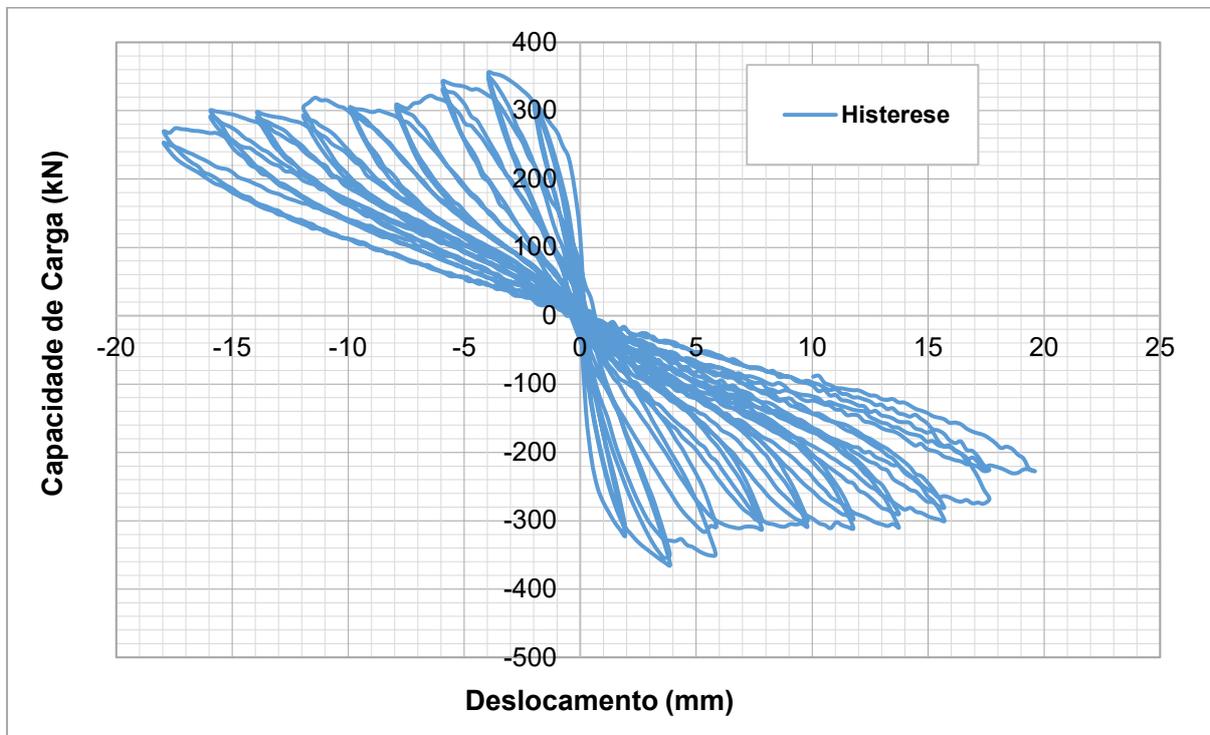
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 17. Curva de histerese da geometria Y-JG com 1 pavimento.



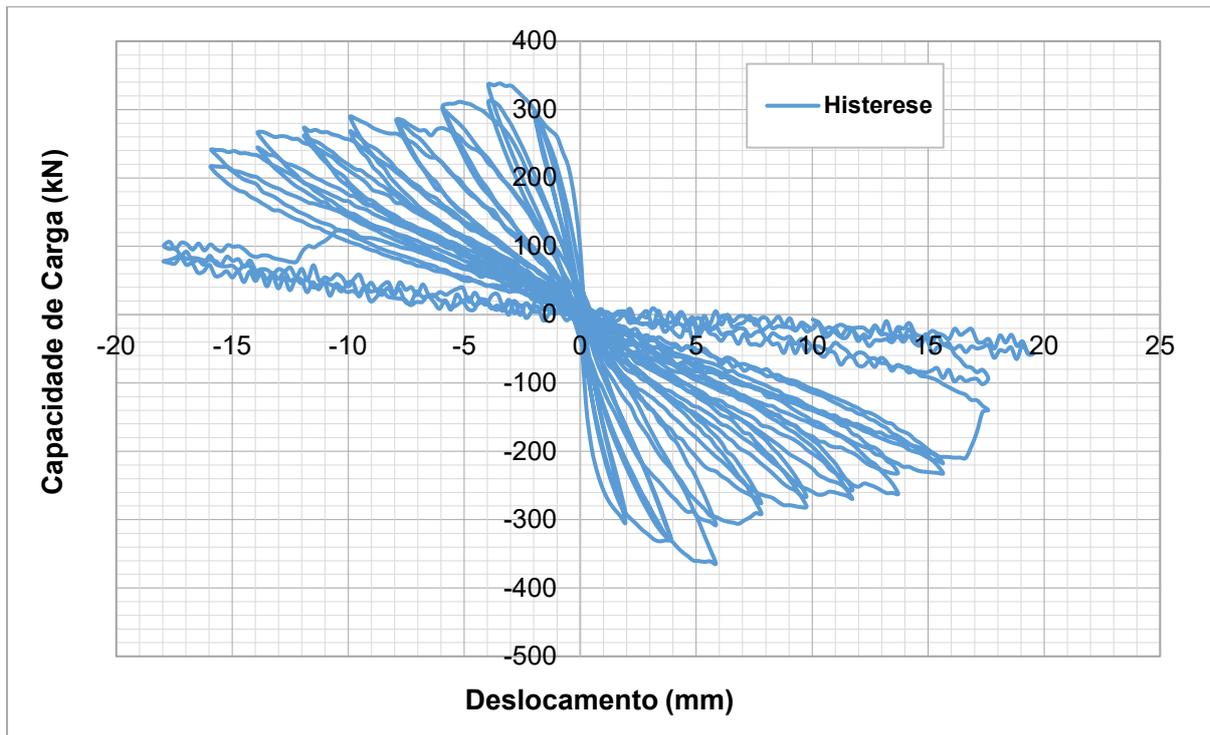
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 18. Curva de histerese da geometria Y-JNG com 1 pavimento.



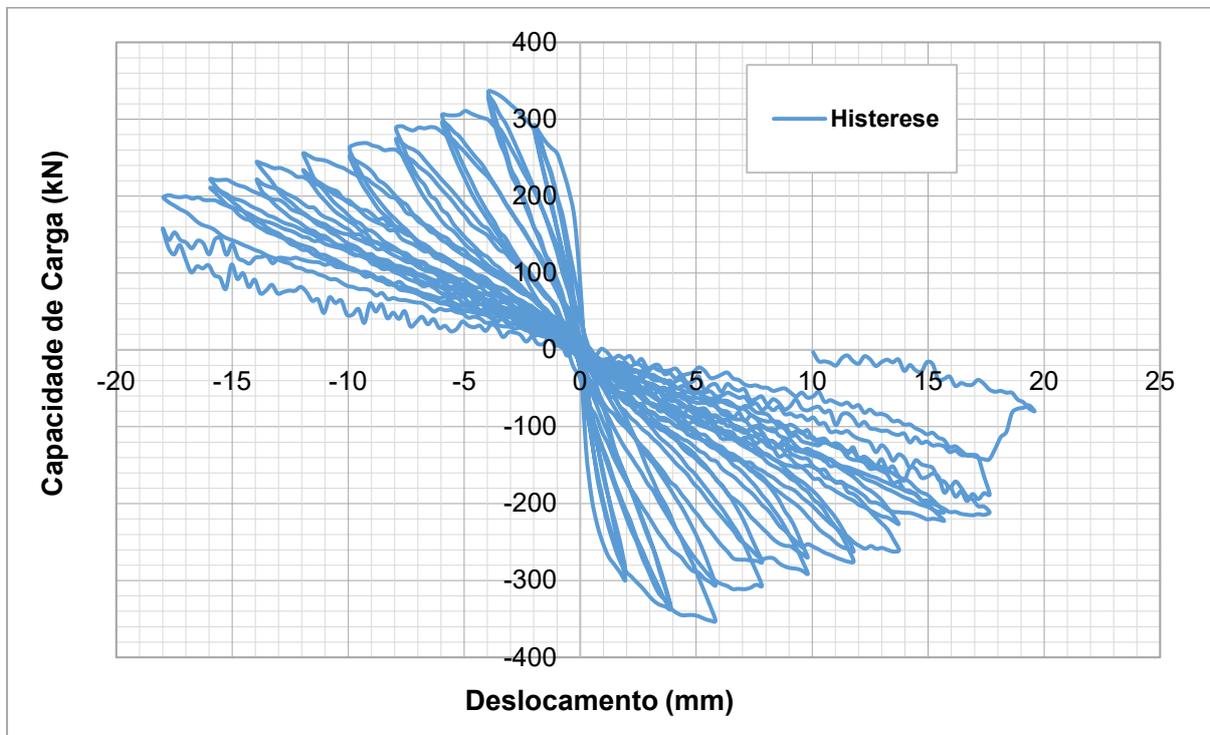
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 19. Curva de histerese da geometria Y-PG com 1 pavimento.

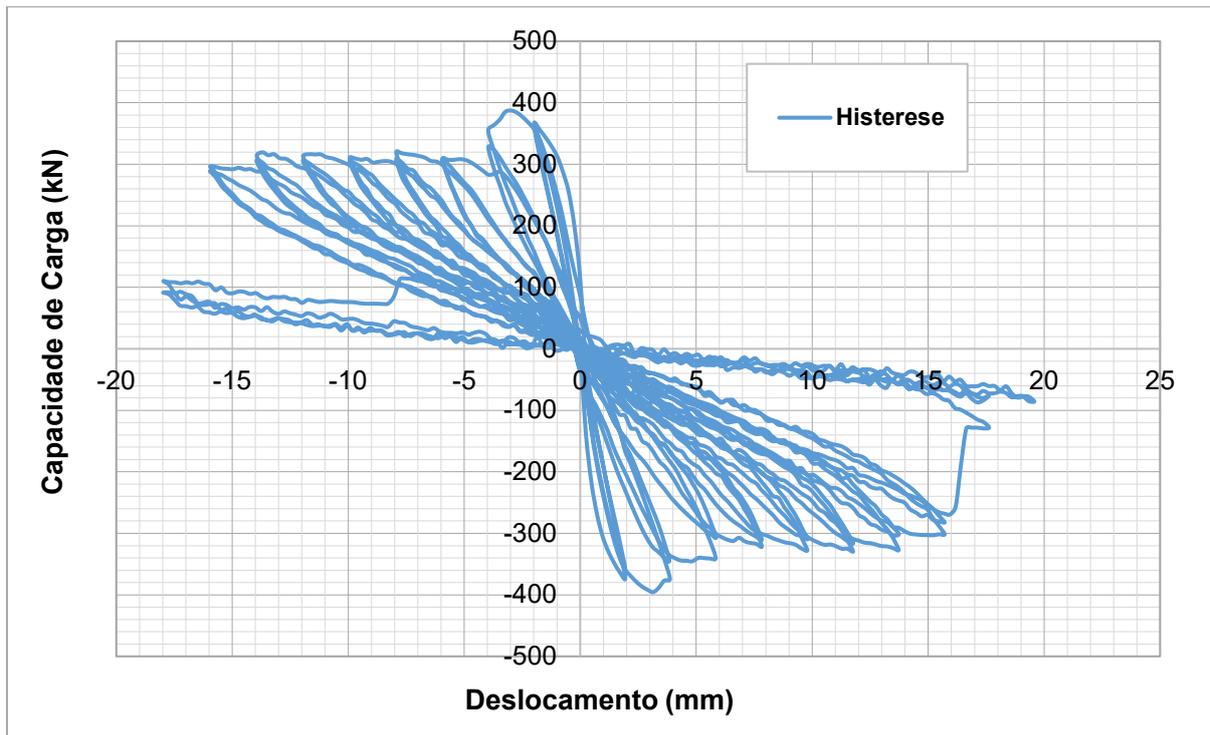


Fonte: Elaborado pelo autor.

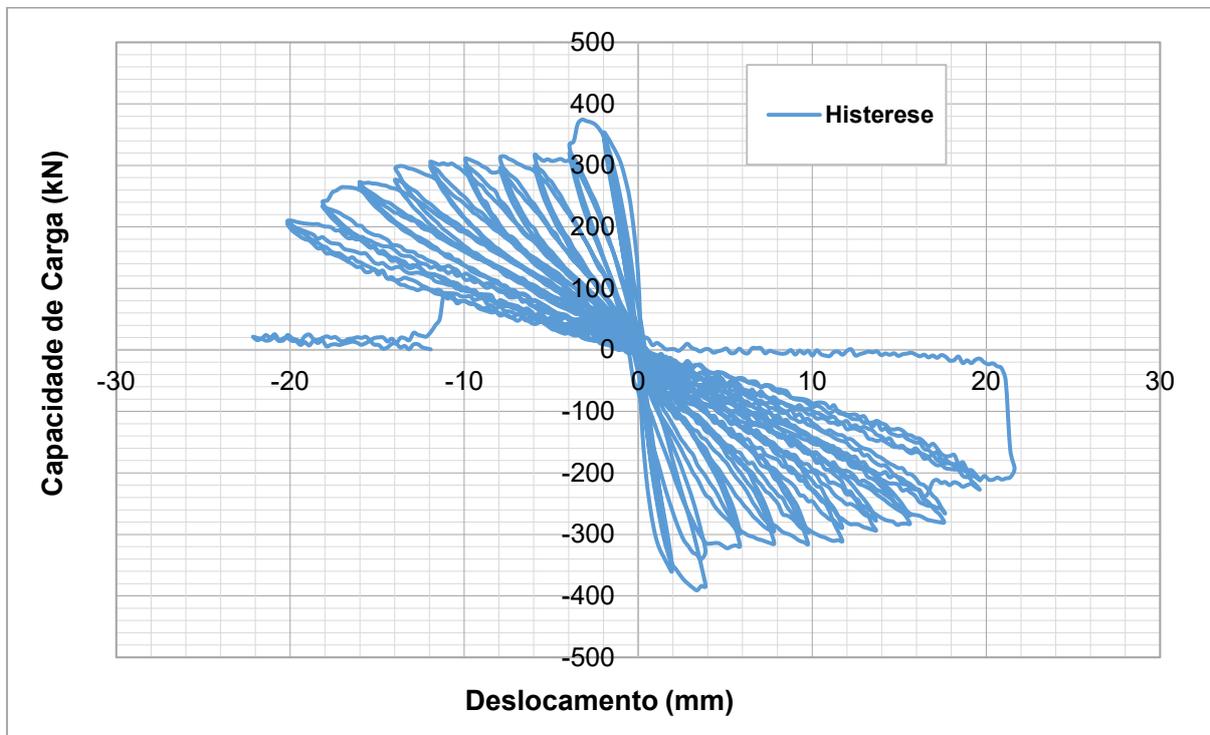
Apêndice 20. Curva de histerese da geometria Y-PNG com 1 pavimento.



Fonte: Elaborado pelo autor.

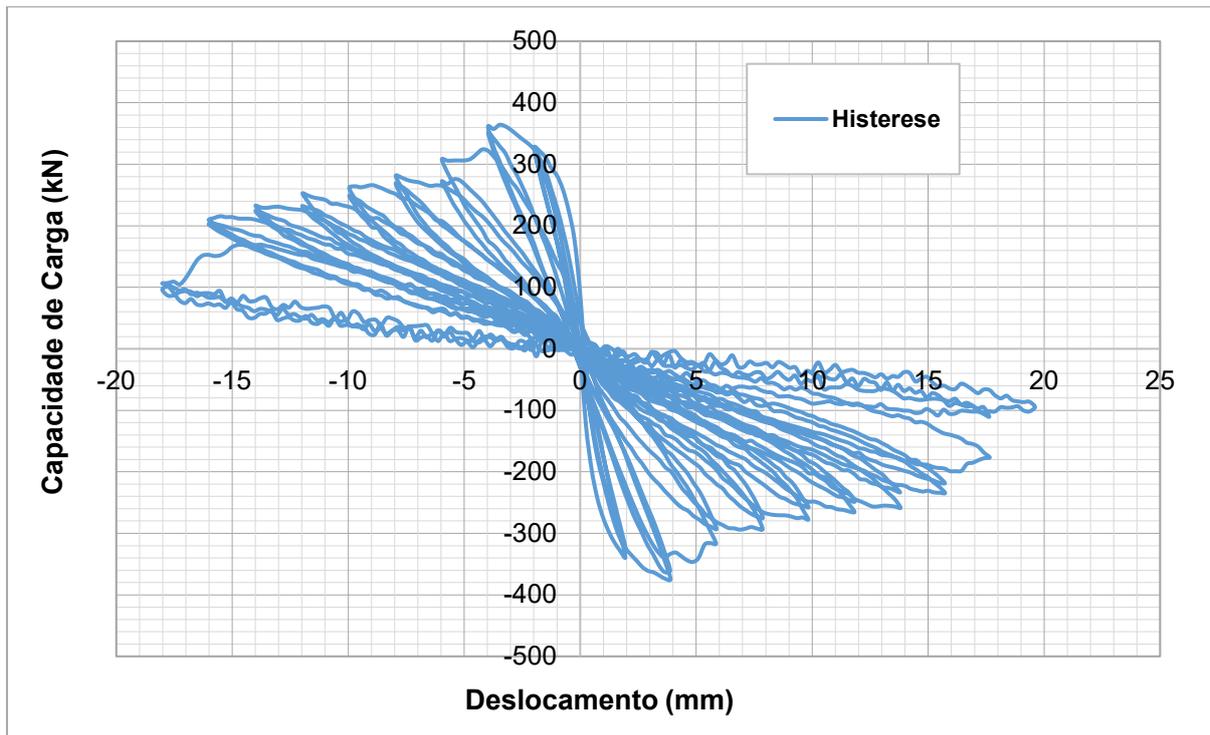
Apêndice 21. Curva de histerese da geometria A-JG com 1 pavimento.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 22. Curva de histerese da geometria A-JNG com 1 pavimento.

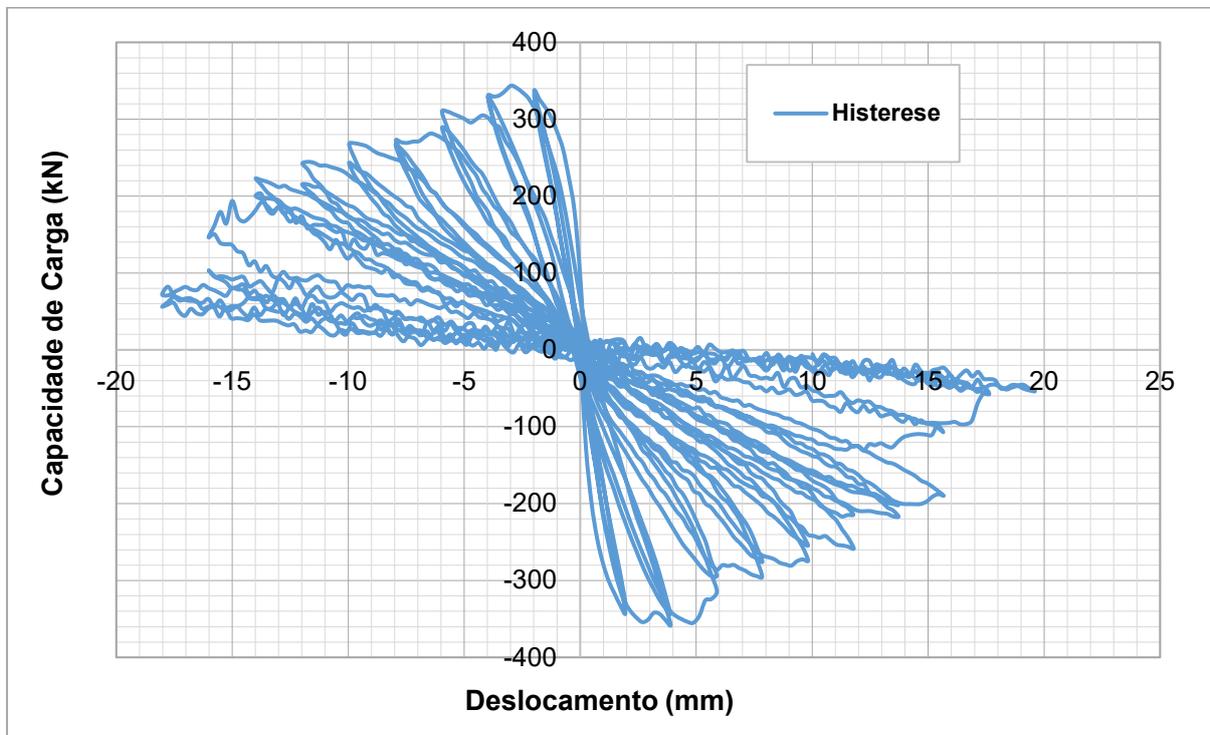
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 23. Curva de histerese da geometria A-PG com 1 pavimento.



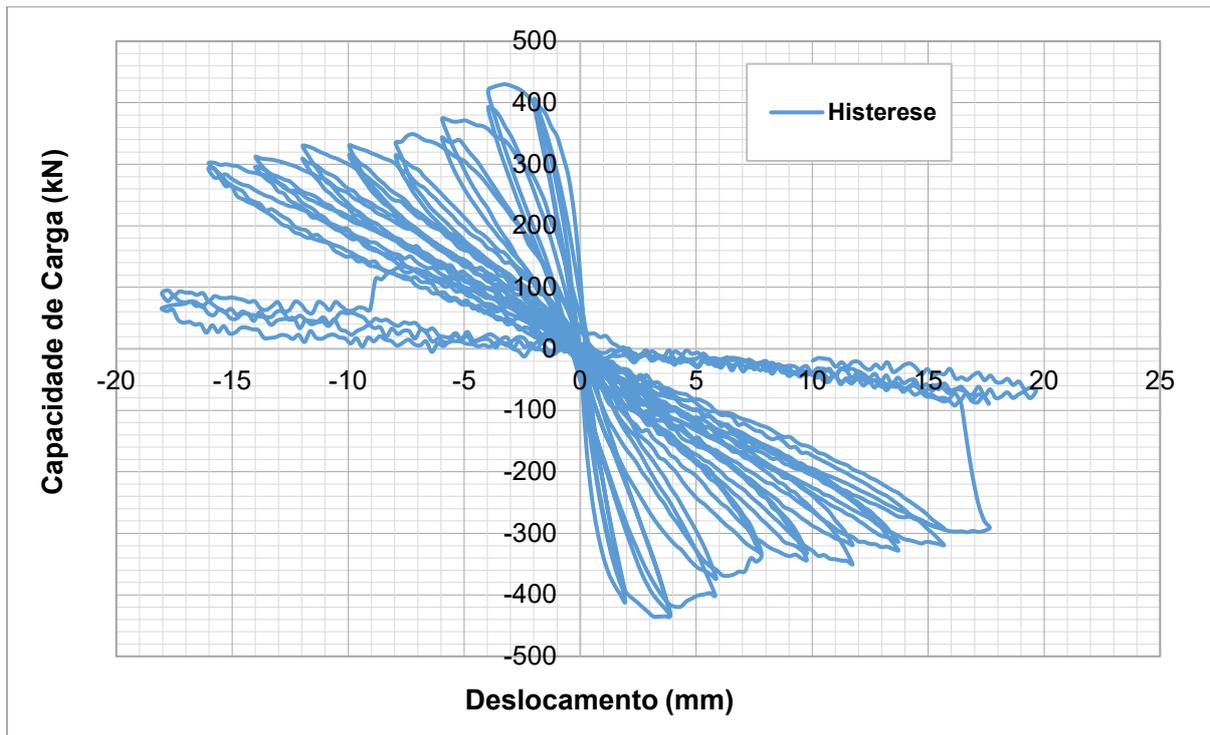
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 24. Curva de histerese da geometria A-PNG com 1 pavimento.



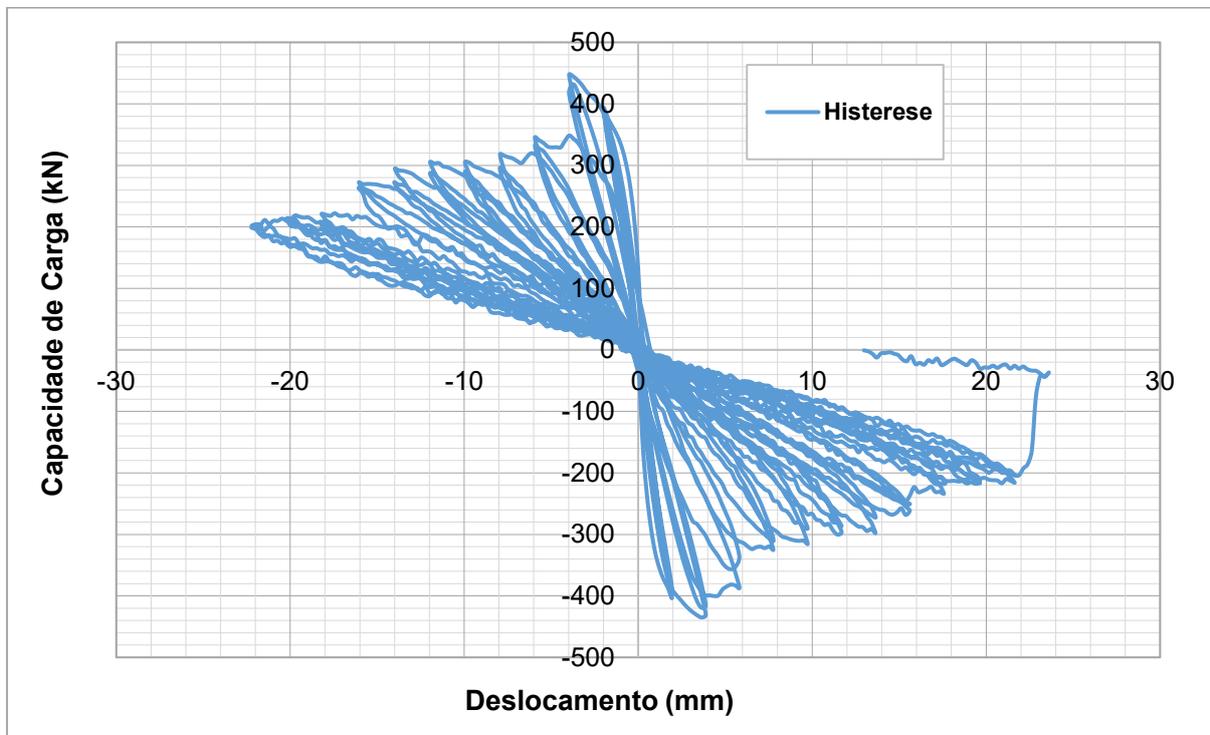
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 25. Curva de histerese da geometria B-JG com 1 pavimento.

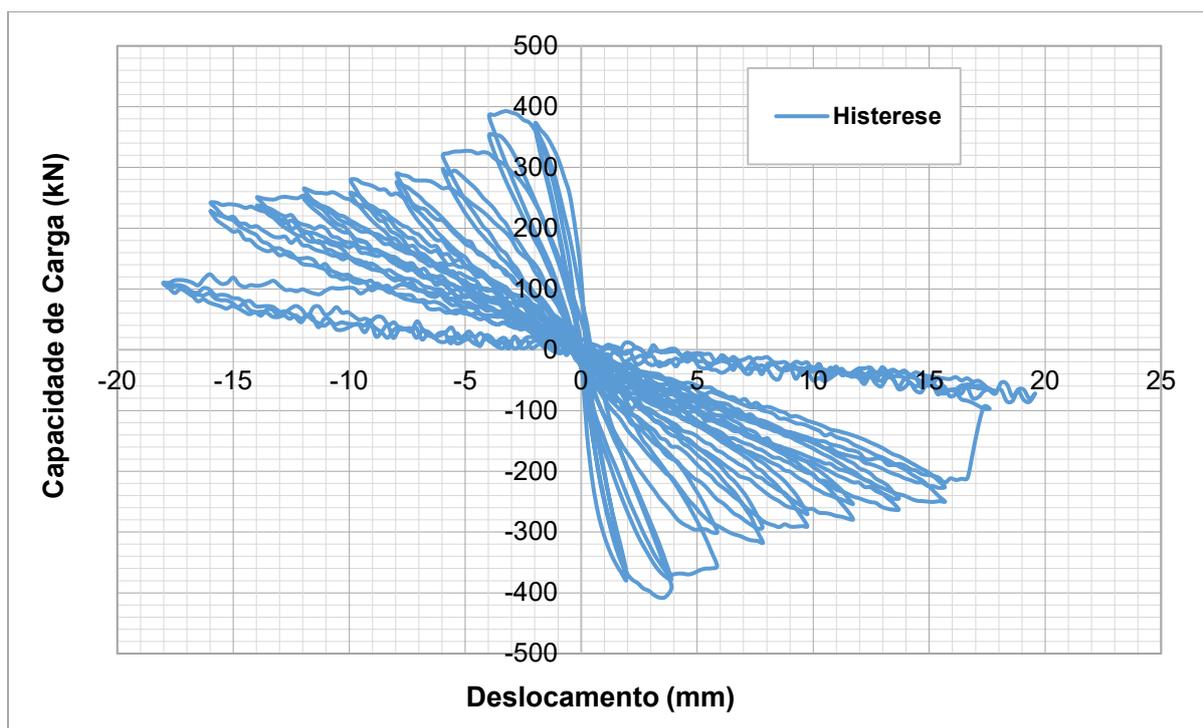


Fonte: Elaborado pelo autor.

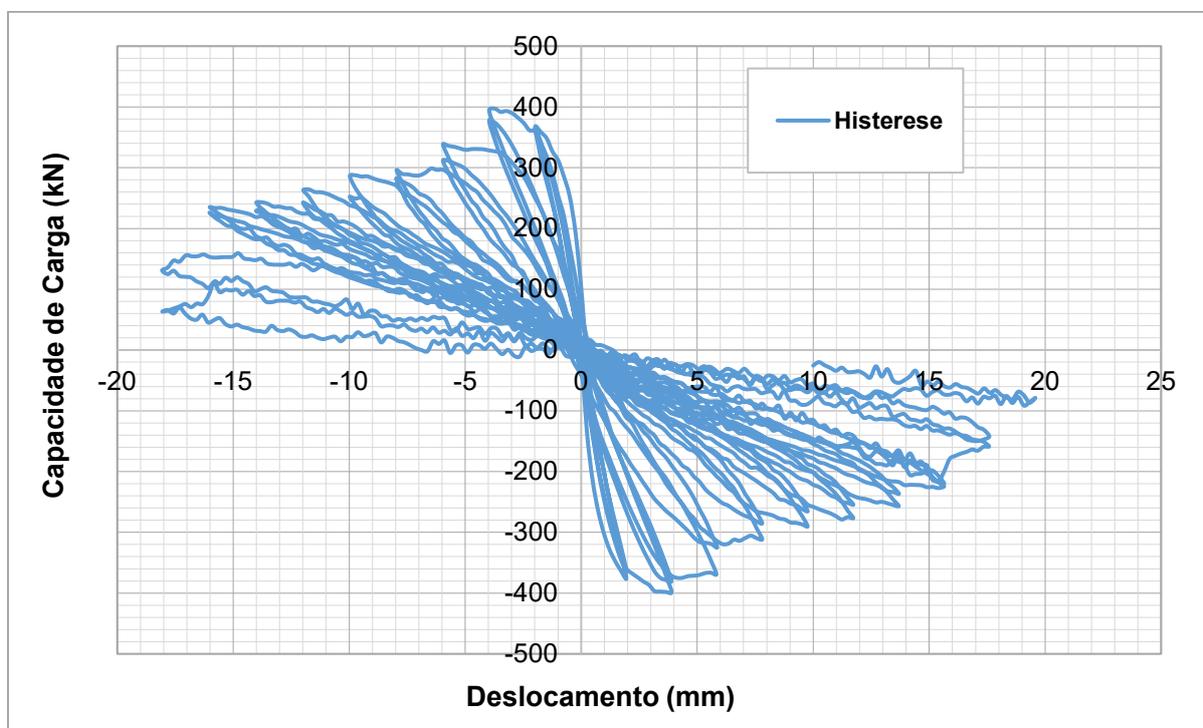
Apêndice 26. Curva de histerese da geometria B-JNG com 1 pavimento.



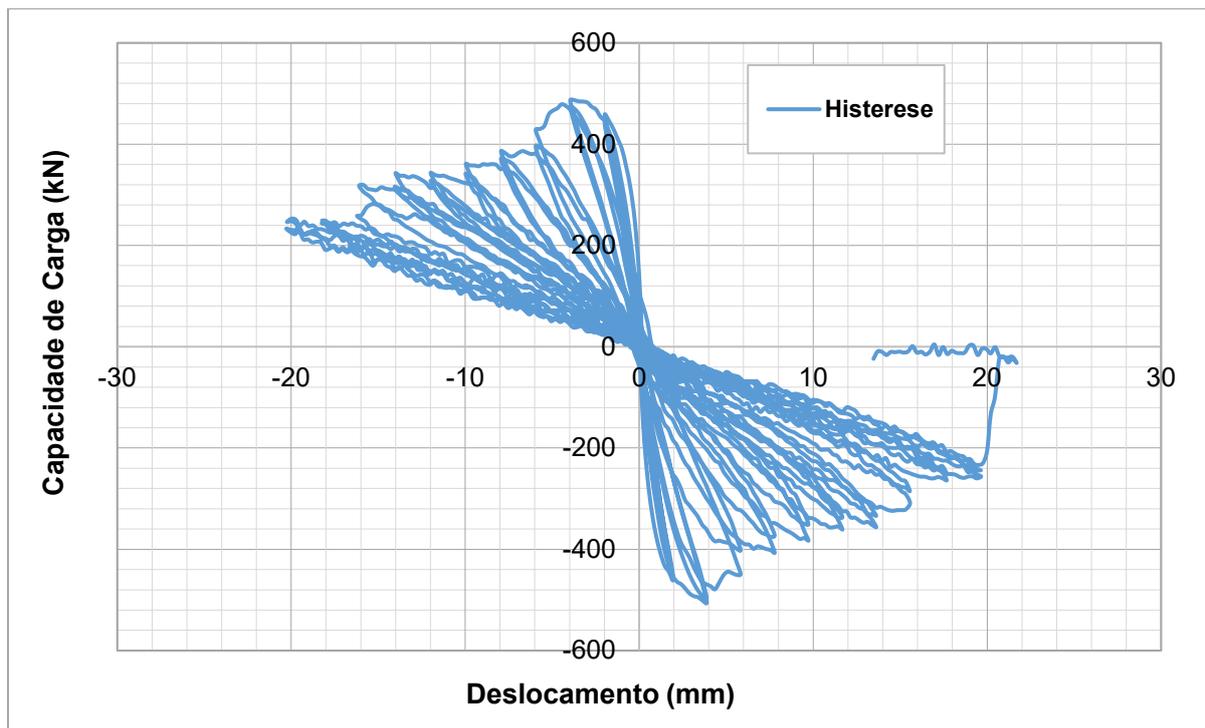
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 27. Curva de histerese da geometria B-PG com 1 pavimento.

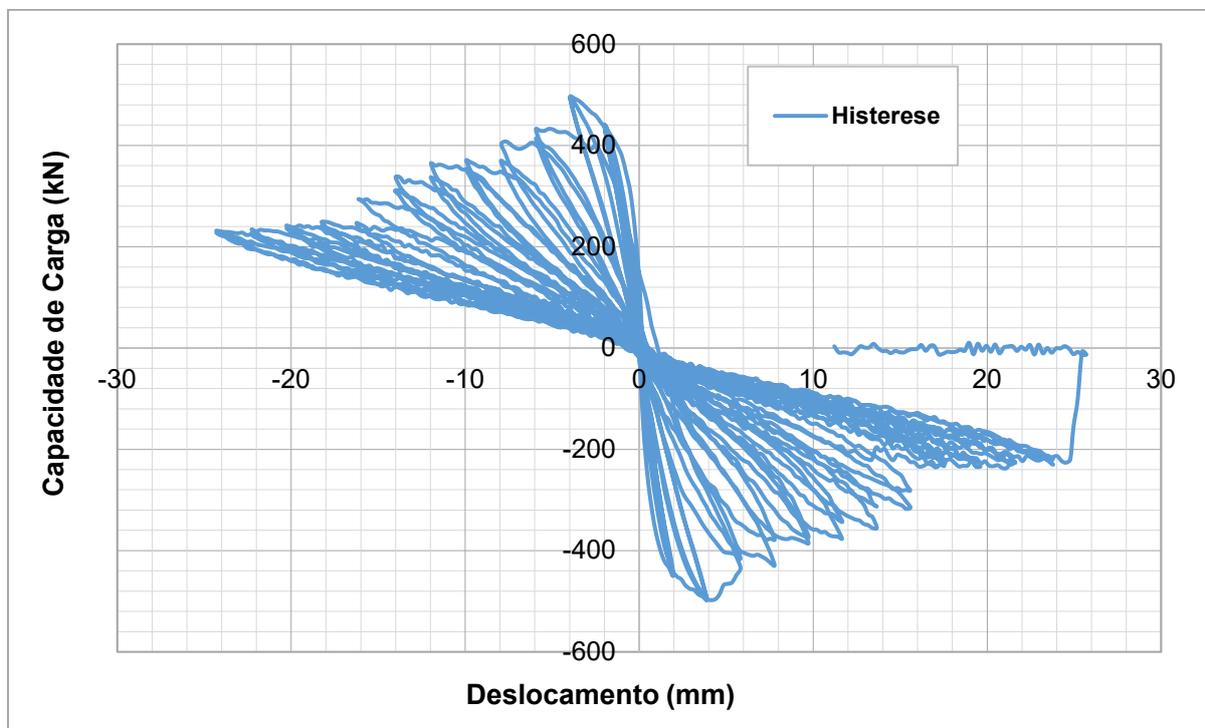
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 28. Curva de histerese da geometria B-PNG com 1 pavimento.

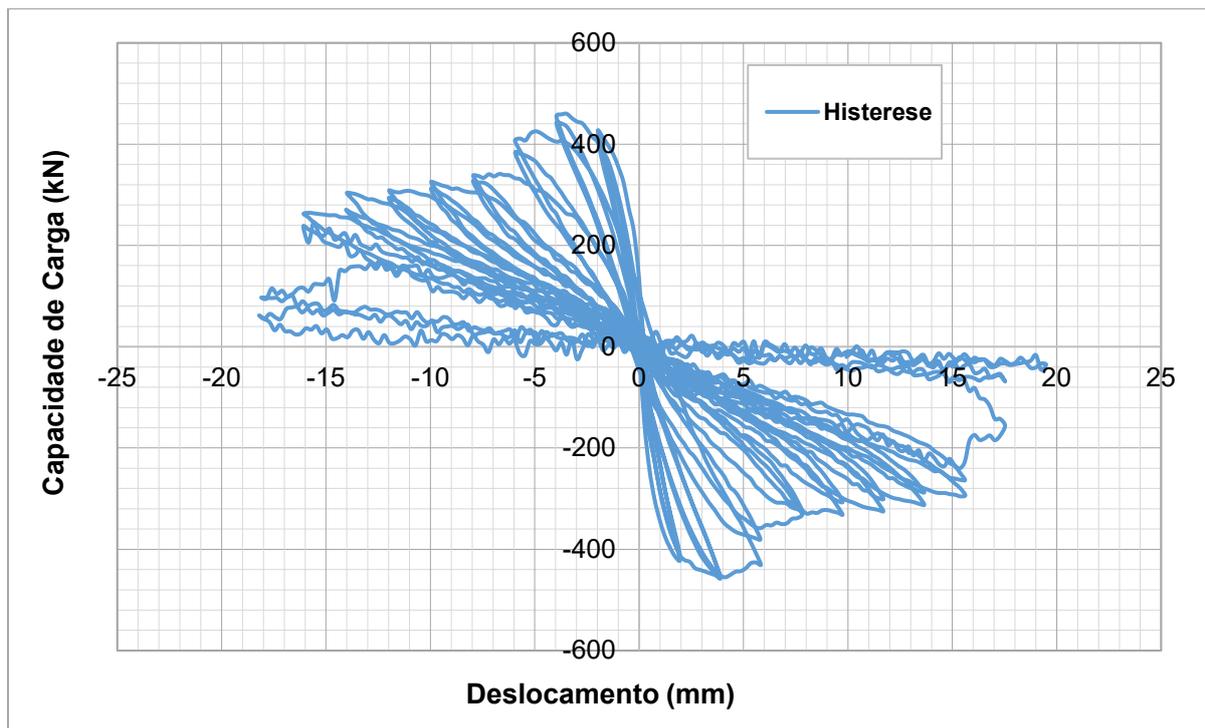
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 29. Curva de histerese da geometria C-JG com 1 pavimento.

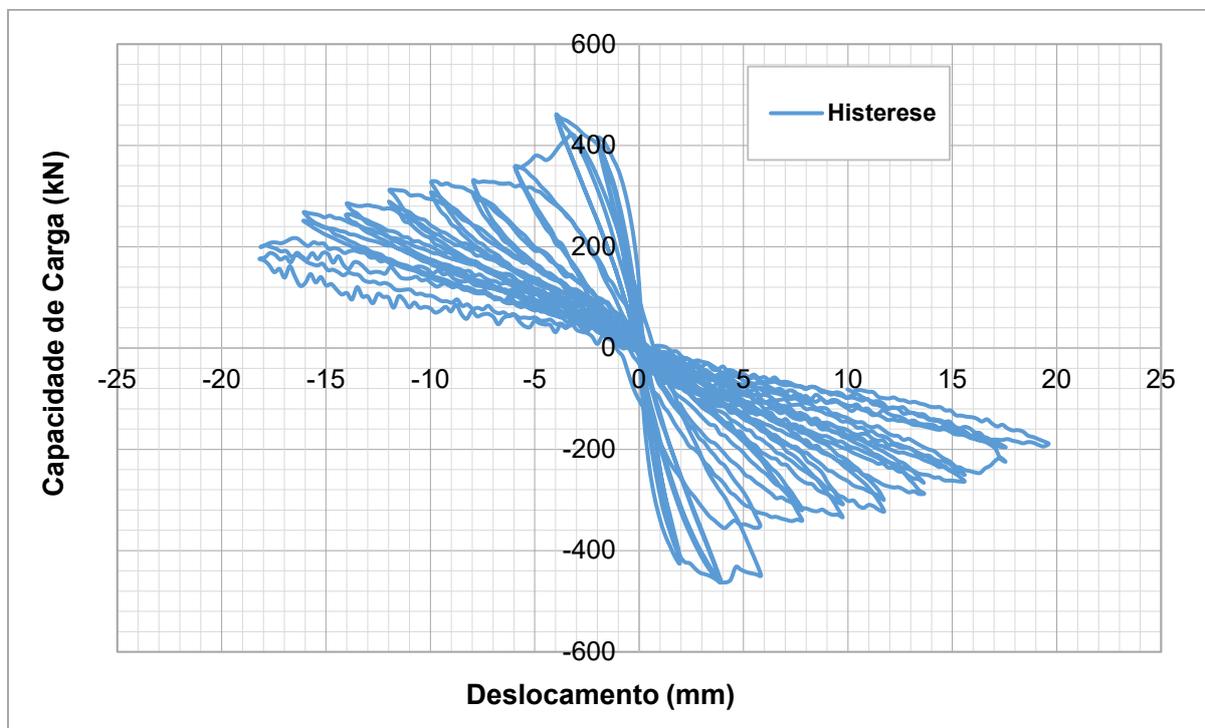
Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 30. Curva de histerese da geometria C-JNG com 1 pavimento.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 31. Curva de histerese da geometria C-PG com 1 pavimento.

Fonte: Elaborado pelo autor.

Apêndice 32. Curva de histerese da geometria C-PNG com 1 pavimento.

Fonte: Elaborado pelo autor.