



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL:
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

ATHILA VIEIRA LIMA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA ESTRUTURAL DEVIDO A CARGAS
DINÂMICAS

FORTALEZA
2024

ATHILA VIEIRA LIMA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA ESTRUTURAL DEVIDO A CARGAS
DINÂMICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e construção civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Dr^a Tereza Denyse Pereira de Araújo

FOTALEZA

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

V713a Vieira Lima, Athila.
AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA ESTRUTURAL DEVIDO A CARGAS DINÂMICAS /
Athila Vieira Lima. – 2024.
136 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Estruturas e Construção Civil, Fortaleza, 2024.
Orientação: Prof. Dr. Tereza Denyse Pereira de Araújo.

1. Alvenaria Estrutural. 2. Análise Dinâmica. 3. Cargas Cíclicas. 4. Análise Paramétrica. 5. Elementos Finitos (MEF). I. Título.

CDD 624.1

ATHILA VIEIRA LIMA

AVALIAÇÃO NUMÉRICA DE ALVENARIA ESTRUTURAL DEVIDO A CARGAS
DINÂMICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e construção civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 31/05/2024

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Tereza Denyse Pereira de Araújo (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Alexandre Araújo Bertini
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Yuri Cláudio Vieira da Costa
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

"Na adversidade, uns desistem, enquanto outros batem recordes." – Ayrton Senna

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço à Universidade Federal do Ceará (UFC) pela oportunidade ensejada. Foi nesta instituição que me graduei e agora concluo o mestrado. A UFC tem sido um pilar fundamental em minha formação acadêmica e profissional, proporcionando-me as ferramentas e o conhecimento necessários para enfrentar os desafios da vida.

Agradeço ao Departamento Estadual de Trânsito (DETRAN-CE), onde sou servidor há cinco anos. O mestrado que agora concluo certamente trará mais benefícios para o serviço público, refletindo na qualidade dos serviços ofertados à sociedade.

Aos meus amigos do Núcleo Técnico e de Sinalização de Trânsito, com quem divido boa parte da minha vida há cinco anos, agradeço pela parceria e pela torcida constante pelo sucesso deste trabalho. O apoio e a camaradagem de vocês foram essenciais para que eu chegasse até aqui.

Um agradecimento muito especial à professora Denyse, que, mesmo diante de todos os percalços, decidiu me orientar e aceitou o desafio. Agradeço pela paciência em me guiar nos estudos e pelo constante apoio ao longo desta jornada.

À Eng. Nívia Nataly, meu agradecimento especial por ceder seu computador para que as simulações pudessem ser concluídas com êxito. Sua generosidade e apoio foram fundamentais para o sucesso deste trabalho.

Ao amigo Marcelo Freires, agradeço pela amizade construída durante o mestrado, pelos longos períodos de trabalho e estudo conjunto. Sua companhia e suporte foram essenciais para a conclusão deste trabalho.

À minha família, minha eterna gratidão. À minha mãe, que, mesmo sem ter tido muitas oportunidades de estudo, sempre lutou para que eu pudesse vencer na vida através dos estudos. Seu esforço e dedicação foram e sempre serão minha maior inspiração.

Por fim, agradeço à minha companheira de vida Suzane Dias. Sua paciência, amor, a preocupação para que eu fosse dormir cedo, a compreensão e o carinho, mesmo quando estive distante, foram fundamentais para que eu pudesse concluir este trabalho. Sem você ao meu lado, essa conquista não seria possível.

A todos, meu sincero muito obrigado.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise detalhada do comportamento de paredes de alvenaria sob carregamentos cíclicos horizontais, focando na influência de diferentes pressões verticais, amplitudes de deslocamento e geometrias de abertura. Utilizando simulações numéricas, são obtidas curvas de histerese e análises de danos de tração e compressão para diversos modelos. Os resultados mostram que a aplicação de pressão vertical melhora o confinamento das paredes, prolongando o surgimento de fissuras e aumento da rigidez inicial. Maiores amplitudes de deslocamento cíclico resultam em maior dissipação de energia, mas também em maiores degradações da rigidez estrutural. A forma e o tamanho das aberturas influenciam significativamente a distribuição das tensões e a formação de fissuras, com aberturas horizontais apresentando melhor desempenho estrutural em comparação com aberturas verticais. As conclusões deste estudo fornecem diretrizes importantes para o reforço e projeto de paredes de alvenaria sob cargas cíclicas. Comparações com dados experimentais, como os ensaios de Deng *et al.* (2023), demonstram boa representatividade do padrão de fissuração nos modelos numéricos, validando a abordagem adotada.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural; Análise Dinâmica; Cargas Cíclicas; Análise Paramétrica; Elementos Finitos (MEF).

ABSTRACT

This study presents a detailed analysis of the behavior of masonry walls under cyclic horizontal loads, focusing on the influence of different vertical pressures, displacement amplitudes, and opening geometries. Using numerical simulations, hysteresis curves and analyses of tensile and compressive damage are obtained for various models. The results show that the application of vertical pressure enhances wall confinement, delaying crack onset and increasing initial stiffness. Larger cyclic displacement amplitudes result in greater energy dissipation but also led to higher structural stiffness degradation. The shape and size of the openings significantly influenced stress distribution and crack formation, with horizontal openings showing better structural performance compared to vertical openings. The conclusions of this study provide important guidelines for the reinforcement and design of masonry walls under cyclic loads. Comparisons with experimental data, such as the tests by Deng *et al.* (2023), demonstrated good representativeness of the crack pattern in the numerical models, validating the adopted approach.

Keywords: Structural Masonry; Dynamic Analysis; Cyclic Loads; Parametric Analysis; Finite Element Method (FEM)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Alvenaria não armada.....	22
Figura 2 – Alvenaria armada ou parcialmente armada.....	22
Figura 3 – Alvenaria armada ou parcialmente armada	22
Figura 4 – Alvenaria armada ou parcialmente armada.....	27
Figura 5 – a) Argamassamento parcial e b) Argamassamento total.....	27
Figura 6 – Prismas.....	31
Figura 7 – Pequena Parede.....	32
Figura 8 – Ensaio de compressão diagonal.....	36
Figura 9 – Estado multiaxial de Tensão em alvenaria grauteada.....	38
Figura 10 – Modos de Ruptura da Alvenaria.....	38
Figura 11: Modos de Ruptura de prismas.....	40
Figura 12: Modelo de Hilsdorf.....	40
Figura 13: Modelo de Lenczner.....	44
Figura 14: Modos de ruptura por cisalhamento.....	47
Figura 15: Aceleração sísmica decomposta em segmentos lineares.....	47
Figura 16: Algoritmo Método da Diferença finita central.....	48
Figura 17: Algoritmo Método de Newmark.....	51
Figura 18: Algoritmo Método de Wilson θ	55
Figura 19: Algoritmo Método Hilbert, Hughes, Taylor (α -HHT).....	58
Figura 20: Superfícies de Plastificação dos critérios de Tresca e Von Mises para o espaço das tensões principais e para plano desviador.....	61
Figura 21: Superfícies de Plastificação dos critérios de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb para o espaço das tensões principais e para plano desviador.....	63
Figura 22: Algoritmo implícito.....	66
Figura 23: Algoritmo explícito.....	68
Figura 24: Superfície de escoamento na seção desviadora para o modelo CDP.....	69
Figura 25: Materiais frágeis: comportamento de compressão e tração, respectivamente.....	71
Figura 26: Modelo de curva $\sigma - \varepsilon$ cíclica.....	72
Figura 27: Modelagem da argamassa.....	73
Figura 28: Malha de elementos Finitos do modelo padrão.....	74
Figura 29: Modelo de alvenaria.....	74

Figura 30: Curvas de Guo (2014) para compressão	75
Figura 31: Curvas de Guo (2014) para tração.....	76
Figura 32: Curva força vs deslocamento.....	78
Figura 33: Comparativo dos danos mapeados (A) Formica <i>et al.</i> 2002, (B) DAMEGT, (C) DAMEGC.....	78
Figura 34: Modelo de parede com abertura.....	78
Figura 35: Carregamento periódico do modelo de parede com abertura.....	79
Figura 36: Modelo de parede com abertura (Abaqus).....	80
Figura 37 – Curva de histerese (F x u) dos modelos de Formica <i>et al.</i> (2002) e Abaqus.....	80
Figura 38 – Comparação dos danos mapeados (A) Formica <i>et al.</i> (2002) (B) DAMEGT (C) DAMEGC.....	85
Figura 39 – Carregamento aplicado a parede, carga vertical (q) em MPa e carregamento lateral cíclico (P) em mm.....	87
Figura 40– Elementos componentes da alvenaria do modelo padrão. (A) Bloco, (B) Argamassa horizontal, (C) Meio Bloco, (D) Argamassa Vertical Vertical.....	88
Figura 41– Carregamento periódico (Amplitude máxima 5 mm).....	91
Figura 42– Variação do deslocamento horizontal.....	92
Figura 43– Curvas de histerese dos modelos com variação da pressão vertical-parte1.....	92
Figura 44– Curvas de histerese dos modelos com variação da pressão vertical-parte2.....	95
Figura 45– Danos de compressão e tração, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV5-0.....	96
Figura 46– – Danos de compressão e tração, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV5-1,5.....	98
Figura 47– Comparação de Danos ALV5-1,5 x Deng <i>et al.</i> (2023).....	101
Figura 48– Laços de histerese para modelos com variação da amplitude do deslocamento horizontal.....	101
Figura 49– Laços de histerese para modelos com variação da amplitude do deslocamento horizontal.....	101
Figura 50– Deformação plástica A)ALV2-0,25 B)ALV30-0,25.....	104
Figura 51– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração.....	105
Figura 52– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D)	

estágio final de fissuração – ALV30-0,25.....	105
Figura 53– Laços de Histerese dos modelos com variação da relação H/L.....	107
Figura 54– Laços de Histerese dos modelos com variação da relação H/L.....	107
Figura 55– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV10-0,25-1,1 (H=1590, L=1490).....	109
Figura 56– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV10-0,25-2,94 (H=4390, L=1490).....	109
Figura 57– Laços de histerese modelos com variação da abertura.....	111
Figura 58– Laços de histerese modelos com variação da abertura.....	111
Figura 59– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-610x310.....	113
Figura 60– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x310.....	114
Figura 61– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x600.....	114
Figura 62– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x910.....	114
Figura 63– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-600x910.....	115
Figura 64– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87- 1010x910.....	115
Figura 65– ALV10-0,25-1,87x410x310 x Fortes (2017).....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades dos materiais do modelo de Formica <i>et al</i> (2002).....	72
Tabela 2 – Nomenclatura modelos com variação da carga vertical.....	87
Tabela 3 – Nomenclatura modelos com variação do deslocamento horizontal.....	88
Tabela 4 – Nomenclatura modelos com variação da relação H/L.....	89
Tabela 5 – Nomenclatura modelos com variação da relação h/l.....	90
Tabela 6 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com pressão vertical.....	94
Tabela 7 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com com var. amplitude desloc.....	102
Tabela 8 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com abertura	112

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	ALVENARIA ESTRUTURAL	20
3	ANÁLISE DINÂMICA.....	41
4	ABAQUS	61
5	METODOLOGIA.....	84
6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	91
7	CONCLUSÕES.....	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	122
	APÊNDICE A – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIAÇÃO DA PRESSÃO VERTICAL.....	125
	APÊNDICE B – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIAÇÃO DA AMPLITUDE DO DESLOCAMENTO CÍCLICO.....	129
	APÊNDICE C – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIAÇÃO DA RELAÇÃO H/L.....	132

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural tem se tornado uma opção cada vez mais popular na construção civil devido aos benefícios que oferece, como economia, rapidez e eficácia na execução das obras. Esse sistema construtivo utiliza as paredes como elementos estruturais, dispensando a necessidade de vigas e pilares convencionais e otimizando o uso de materiais e recursos. De acordo com estudos anteriores (LOGULLO, 2006), essa abordagem pode levar a uma economia global de até 30%. Além disso, a simplicidade do processo construtivo é um fator que contribui para a economia alcançada. A construção das paredes pode ser realizada diretamente no local, dispensando etapas adicionais, como a instalação de formas e a concretagem de elementos separados. Essa abordagem reduz o tempo e os recursos necessários para a conclusão da obra.

No entanto, o comportamento da alvenaria estrutural sob ação sísmica tem sido um desafio significativo, especialmente em regiões propensas a terremotos. Portanto, compreender e avaliar adequadamente a resposta sísmica das estruturas em alvenaria é fundamental para garantir sua segurança e resistência nessas condições.

Recentemente, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) lançou a norma NBR 16868:2020 – Alvenaria Estrutural, com o objetivo de unificar as normas existentes relacionadas aos blocos utilizados com função estrutural. Essa norma substitui as versões anteriores e é dividida em três partes distintas: a primeira parte aborda a fase de projeto e avaliação de desempenho estrutural dos elementos de alvenaria; a segunda parte contempla os requisitos para execução e controle de obras de alvenaria estrutural; e a terceira parte abrange os métodos de ensaio de elementos de alvenaria, como prismas, pequenas paredes e paredes, submetidos a esforços de compressão axial, cisalhamento, flexão e flexocompressão. No entanto, é importante destacar que essa norma não contempla requisitos relacionados a sismos, impactos, explosões e fogo.

A falta de diretrizes específicas para avaliar o comportamento sísmico das estruturas em alvenaria estrutural representa uma lacuna significativa no contexto brasileiro. Enquanto a norma NBR 15421:2006 é voltada para a análise sísmica de estruturas de concreto, não há uma norma específica para a alvenaria estrutural. Portanto, é necessário desenvolver estudos e diretrizes que abordem de forma adequada a resposta sísmica dessas estruturas, a fim de garantir sua resistência e segurança frente a terremotos.

Neste trabalho, será realizada uma avaliação numérica, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), da alvenaria estrutural submetida a cargas cíclicas, com o objetivo

de preencher essa lacuna normativa no Brasil. Para alcançar esse objetivo, são utilizados modelos de elementos finitos para representar a alvenaria estrutural, levando em consideração as propriedades mecânicas dos materiais utilizados, como blocos, argamassa e juntas. A análise é realizada em diferentes tipos de paredes e configurações estruturais, incluindo variações na geometria, variações no carregamento estático e cíclico e influência das aberturas.

Na análise numérica por elementos finitos, existem duas abordagens principais para modelar a alvenaria estrutural: a macromodelagem e a micromodelagem. Cada uma dessas técnicas oferece vantagens e desafios específicos, dependendo do nível de detalhamento desejado e das características do problema em questão.

A macromodelagem é uma abordagem simplificada que considera a alvenaria como um material homogêneo e isotrópico, utilizando elementos finitos de larga escala para representar as paredes estruturais. Nesse caso, a alvenaria é tratada como um material contínuo, sem levar em consideração as propriedades individuais dos elementos constituintes, como tijolos, argamassa e juntas. A vantagem dessa abordagem é a redução significativa na complexidade do modelo, resultando em tempos de análise mais rápidos e menor demanda computacional. No entanto, a macromodelagem não captura as heterogeneidades e descontinuidades presentes na alvenaria, o que pode limitar a precisão das análises, principalmente em situações que envolvem falhas locais ou redistribuição de tensões (SANTANA, 2017).

Por outro lado, a micromodelagem busca representar de forma mais precisa as características individuais dos elementos constituintes da alvenaria. Nessa abordagem, cada componente, como tijolos, argamassa e juntas, é modelado individualmente, considerando suas propriedades mecânicas e comportamento específico. Isso permite uma análise mais detalhada e precisa do comportamento da alvenaria, incluindo a consideração de falhas locais, redistribuição de tensões e desempenho em diferentes condições de carregamento. No entanto, a micromodelagem requer um maior esforço na construção do modelo, maior complexidade computacional e maior demanda de recursos computacionais (SANTANA, 2017).

Ambas as abordagens têm suas aplicações específicas. A macromodelagem é mais adequada quando se busca uma análise rápida e simplificada, como em estudos preliminares de viabilidade ou análises comparativas de diferentes configurações estruturais. Por outro lado, a micromodelagem é mais indicada quando se deseja uma análise mais precisa e detalhada, especialmente em casos que envolvem a investigação de fenômenos locais, como a interação entre tijolos e juntas, o efeito das aberturas nas paredes e a influência das propriedades individuais dos materiais.

É importante destacar que a escolha entre macromodelagem e micromodelagem depende das necessidades e objetivos específicos de cada estudo. Em casos mais complexos ou que exigem maior precisão, a micromodelagem pode ser preferível, embora exija maior esforço e recursos computacionais. Já a macromodelagem pode ser uma opção mais adequada quando se busca uma análise mais rápida e simplificada. Neste trabalho será utilizada a micromodelagem.

Essa abordagem permitirá a investigação de diversos parâmetros, como a resistência e rigidez dos materiais, o padrão de distribuição de tensões e deformações, bem como a análise de pontos críticos e possíveis mecanismos de falha nessas estruturas. Além disso, com o uso do software Abaqus é possível simular cargas de diferentes intensidades e direções de carregamento, fornecendo uma análise detalhada do comportamento da alvenaria estrutural.

Os resultados obtidos neste estudo desempenham um papel crucial no desenvolvimento de diretrizes e recomendações específicas para a avaliação de estruturas em alvenaria.

1.1 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento estrutural de paredes de alvenaria estrutural, executadas em blocos de concreto furados, submetidas à carga cíclica, por meio de análise numérica tridimensional por elementos finitos.

As paredes que são avaliadas nesta pesquisa utilizam os blocos e argamassas ensaiados por Oliveira (2016). Estas paredes são analisadas a partir de modelos disponíveis na NBR 16868:2020, que sofreu atualização nas suas dimensões mínimas. Dessa forma, para se chegar no objetivo geral, faz-se necessário os seguintes objetivos específicos:

- Validar o modelo com base nos resultados em resultados disponíveis na literatura;
- A partir da validação do modelo numérico padrão, realizar a geração de modelos mais complexos sujeitos às cargas cíclicas;
- Estudar a variação paramétrica da carga vertical aplicada a estrutura;
- Estudar a variação paramétrica da carga horizontal cíclica aplicada a estrutura;
- Estudar a variação paramétrica da relação H/L (altura/largura);
- Estudar a variação paramétrica da abertura nas alvenarias;
- Analisar o comportamento de ruptura para os modelos gerados;

- Estudar a propagação das fissuras e comparar os danos de tração e compressão mapeados com danos apresentados em ensaios experimentais da literatura;
- Gerar conhecimento sobre os mecanismos de ruptura e comportamento das alvenarias não armadas sujeitas a cargas cíclicas.

1.2 Estrutura do Trabalho

A estrutura deste trabalho está organizada da seguinte forma: No capítulo 2, intitulado "Alvenaria Estrutural", são abordados temas fundamentais sobre a construção em alvenaria, incluindo um resumo histórico (2.1), os materiais componentes (2.2), a comparação entre prismas e pequenas paredes de alvenaria (2.3), e aspectos técnicos como resistência à compressão (2.4), módulo de elasticidade (2.5), resistência ao cisalhamento (2.6), além dos estados de tensão e deformação dos componentes da alvenaria estrutural (2.7). No capítulo 3, "Análise Dinâmica", são discutidos os conceitos fundamentais (3.1), equações do movimento (3.2) e o comportamento não-linear (3.3). O capítulo 4, "ABAQUS", explora o modelo de dano plástico no concreto (Concrete Damage Plasticity - CDP) (4.1), condição uniaxial (4.2), curvas uniaxiais para o bloco e argamassa (4.3), e inclui um exemplo de aplicação de não-linearidades no Abaqus (4.4). A metodologia do estudo é detalhada no capítulo 5, onde se descrevem a parede de alvenaria (5.1) e a análise paramétrica (5.2). Os resultados e discussões são apresentados no capítulo 6, abrangendo a variação da pressão vertical (6.1), a variação do deslocamento horizontal cíclico (6.2), a variação da relação H/L (6.3) e a variação da abertura (6.4). Por fim, o capítulo 7 apresenta as conclusões, com sugestões para trabalhos futuros (7.1).

2 ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 Resumo Histórico

A história da alvenaria estrutural remonta a milhares de anos, tendo desempenhado um papel importante no desenvolvimento das civilizações antigas. Cerca de 7500 a.C.: Os primeiros vestígios de construções em alvenaria estrutural são encontrados nas antigas cidades de Jericó e Catal Huyuk, onde paredes de tijolos de barro foram utilizadas para formar as estruturas das habitações.

Por volta de 2800 a.C. - 1800 a.C.: Durante o período das civilizações egípcias e mesopotâmicas, a alvenaria estrutural alcança um alto nível de sofisticação. Os egípcios utilizaram grandes blocos de pedra para construir as famosas pirâmides, enquanto os mesopotâmicos empregaram tijolos de barro para criar os zigurates e palácios.

No período entre 753 a.C. - 476 d.C.: O Império Romano marca um período de avanço significativo na técnica de construção em alvenaria. Os romanos utilizaram o concreto e a alvenaria para criar impressionantes estruturas, como o Coliseu, aquedutos e templos.

Na Europa medieval, Século XI, a alvenaria estrutural continua a ser amplamente empregada na construção de castelos, catedrais e fortificações. Os construtores medievais desenvolveram técnicas avançadas de alvenaria, incluindo o uso de arcos e abóbadas para proporcionar maior resistência estrutural. Com o advento da Revolução Industrial, Século XIX, a produção em massa de tijolos e blocos de concreto facilita a disseminação da alvenaria estrutural. Esse período também marca o surgimento de novas técnicas construtivas, como a utilização de argamassa de cimento e a introdução de ferro e aço nas construções em alvenaria.

No Século XX, a alvenaria estrutural continua a ser amplamente adotada, com avanços nas técnicas de projeto e execução. Novos materiais, como blocos de concreto celular e tijolos cerâmicos, são desenvolvidos para aprimorar as propriedades mecânicas e térmicas das paredes de alvenaria.

O surgimento do concreto armado e do aço teve um impacto significativo nas obras de alvenaria estrutural. No final do século XIX e início do século XX, o desenvolvimento do concreto armado permitiu a criação de estruturas mais resistentes e flexíveis. A combinação de concreto e aço proporcionou maior capacidade de suportar cargas e vencer vãos maiores, o que revolucionou a construção civil. (SANTANA, 2017).

Com a introdução do concreto armado e do aço, houve uma mudança de paradigma na concepção e construção de edifícios. Antes, a alvenaria estrutural era amplamente utilizada

para sustentar as cargas verticais, enquanto elementos de madeira ou ferro eram usados para vencer os vãos horizontais. Com o concreto armado e o aço, as paredes de alvenaria passaram a ser combinadas com elementos estruturais de concreto ou aço, permitindo maior liberdade de projeto e uma abordagem mais integrada.

As guerras tiveram um impacto significativo no aumento do uso da alvenaria estrutural. Durante a Primeira e a Segunda Guerra Mundial, a necessidade de reconstrução rápida e eficiente das áreas destruídas estimulou a utilização da alvenaria como solução construtiva. A alvenaria oferecia vantagens em termos de disponibilidade de materiais e rapidez de execução, além de ser capaz de resistir a impactos e explosões.

No contexto brasileiro, a história da alvenaria estrutural segue uma cronologia própria. No início do século XX, predominava o uso da alvenaria de tijolos maciços, em edifícios de poucos pavimentos. A partir da década de 1950, com o crescimento urbano e a demanda por construções mais rápidas, surgiu a alvenaria estrutural racionalizada, com a introdução de blocos cerâmicos e a utilização de argamassas industrializadas.

A partir da década de 1970, com o desenvolvimento de novos materiais, como blocos de concreto celular e blocos de concreto com isolamento térmico, a alvenaria estrutural ganhou maior destaque. Normas técnicas foram elaboradas para orientar o projeto e a execução de edifícios em alvenaria estrutural, contribuindo para sua consolidação como uma técnica construtiva viável e segura.

Um marco importante na história da alvenaria estrutural no Brasil ocorreu em 1990, quando foi publicado o Manual Técnico de Alvenaria pela Associação Brasileira de Construção Industrializada. Essa publicação consolidou quase duas décadas de práticas indicadas e estabeleceu diretrizes para o uso da alvenaria estrutural no país. Desde então, o desenvolvimento dessa técnica construtiva tem sido impulsionado pela criação de diversas normas da ABNT, que abrangem o cálculo, execução e controle de obras em alvenaria estrutural.

O primeiro Manual Técnico de Alvenaria, segundo Santana (2017), foi um importante documento que contribuiu para o avanço da alvenaria estrutural no Brasil. Publicado em 1990, pela Associação Brasileira de Construção Industrializada, serviu como referência para projetistas, construtores e demais profissionais envolvidos na área, oferecendo diretrizes claras e seguras para a concepção e execução de edifícios em alvenaria estrutural. A publicação desse manual representou um reconhecimento da importância dessa técnica construtiva e contribuiu para sua disseminação e aceitação no mercado nacional.

Com o respaldo do Manual Técnico de Alvenaria, a alvenaria estrutural consolidou-se como uma técnica construtiva amplamente utilizada no país. Sua aplicação abrange desde

edifícios residenciais até edifícios comerciais e institucionais de múltiplos pavimentos, comprovando sua eficiência e versatilidade. O contínuo desenvolvimento e aprimoramento das normas refletem o compromisso do setor da construção em oferecer soluções construtivas seguras, sustentáveis e adequadas às demandas do mercado brasileiro.

Recentemente foi publicada a norma NBR 16868:2020 – Alvenaria Estrutural como mais uma importante referência para o setor da construção civil no Brasil. Essa norma revogou normas anteriores relacionadas à alvenaria estrutural, buscando unificar os requisitos para blocos utilizados com função estrutural.

O principal objetivo da NBR 16868:2020 é estabelecer critérios técnicos para a produção, controle de qualidade e aplicação de blocos de concreto e cerâmicos em alvenaria estrutural. Ela abrange diferentes aspectos, desde a classificação dos blocos até os requisitos de resistência, dimensionamento e execução das paredes.

Ao unificar os requisitos, a norma visa facilitar a aplicação da alvenaria estrutural, garantindo maior segurança e qualidade nas construções. Com isso, é possível reduzir a variação dos parâmetros técnicos e promover a padronização dos materiais e dos processos construtivos.

Além disso, a NBR 16868:2020 também estabelece diretrizes para os ensaios e as especificações necessárias para a certificação dos blocos de alvenaria estrutural, contribuindo para o controle de qualidade dos materiais utilizados.

Essa norma é fundamental para os profissionais envolvidos no projeto e na execução de obras em alvenaria estrutural, uma vez que fornece critérios claros e atualizados para o uso dos blocos com função estrutural.

É importante ressaltar que a NBR 16868:2020 não abrange todos os aspectos da alvenaria estrutural, sendo necessário consultar outras normas complementares para uma abordagem completa do tema. No entanto, desempenha um papel relevante ao estabelecer diretrizes específicas para os blocos utilizados na técnica construtiva.

Dessa forma, a norma NBR 16868:2020 - Alvenaria Estrutural desempenha um papel fundamental no setor da construção civil, promovendo a segurança, a qualidade e a padronização das construções em alvenaria estrutural no Brasil.

2.2 Materiais Componentes da Alvenaria Estrutural

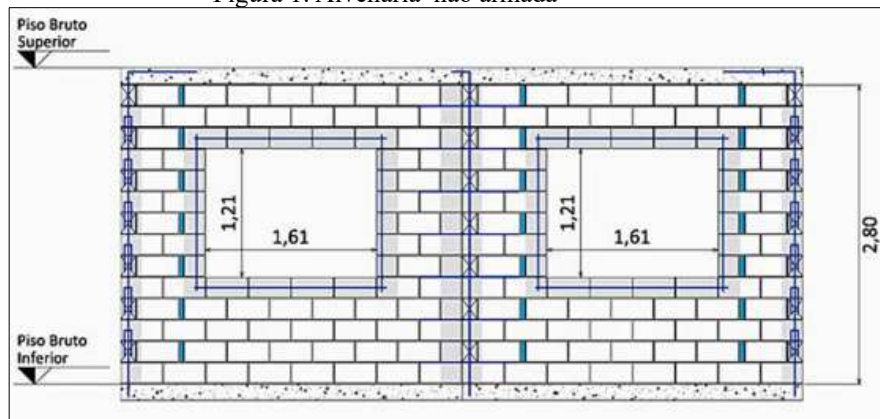
A alvenaria estrutural, composta por paredes que atuam como elementos portantes, é formada por unidades de alvenaria, como blocos de concreto ou cerâmicos, unidas por juntas de argamassa. Seu comportamento é complexo devido à associação desses componentes, trabalhando principalmente à compressão devido às cargas verticais e ao cisalhamento e à flexão, causados por cargas horizontais, como o vento e sismos (PRUDÊNCIO Jr, 1986).

Os blocos de concreto na alvenaria estrutural podem ser classificados em três tipos. A alvenaria não armada é aquela em que as armaduras são utilizadas apenas para fins construtivos ou de amarração, conforme Figura 1. A alvenaria armada (Figura 2) ou parcialmente armada consiste na presença de armaduras nas aberturas dos blocos para atender às exigências estruturais, sendo posteriormente preenchidas com graute. Já a alvenaria protendida (Figura 3) é composta por armadura ativa submetida a esforços de compressão, porém é menos utilizada devido ao seu alto custo e necessidade de mão de obra especializada (TAUIL & NESE, 2010).

As propriedades mecânicas dos materiais utilizados na alvenaria desempenham um papel fundamental no desempenho estrutural. Os blocos de concreto ou cerâmicos devem apresentar resistência adequada para suportar as cargas e resistir aos esforços de compressão, cisalhamento e flexão. As juntas de argamassa também são de extrema importância na distribuição das cargas e na capacidade de absorver deformações. É necessário considerar a aderência entre os materiais e a resistência da argamassa para garantir a estabilidade e a resistência global da alvenaria (SANTANA, 2017).

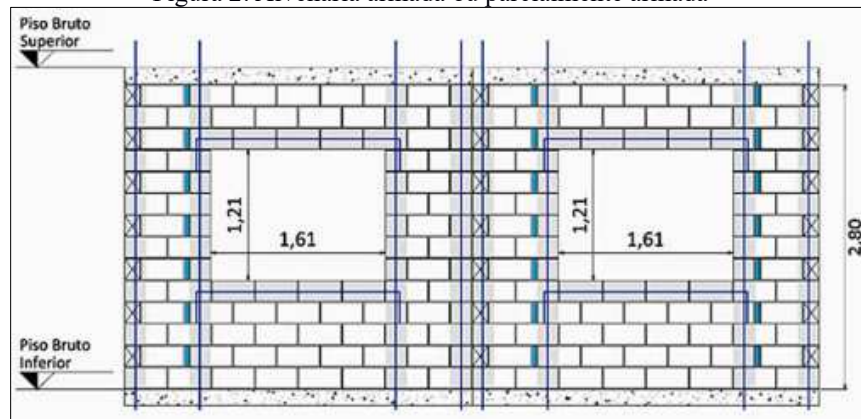
Compreender as propriedades mecânicas dos materiais na alvenaria é essencial para o dimensionamento adequado das estruturas. O conhecimento do comportamento dos blocos, argamassa e juntas sob cargas estáticas e dinâmicas permite garantir a capacidade da alvenaria em suportar as cargas e resistir aos esforços provenientes de diversas fontes, como o vento. Assim, é possível assegurar a segurança e a durabilidade das estruturas de alvenaria (SANTANA, 2017).

Figura 1: Alvenaria não armada



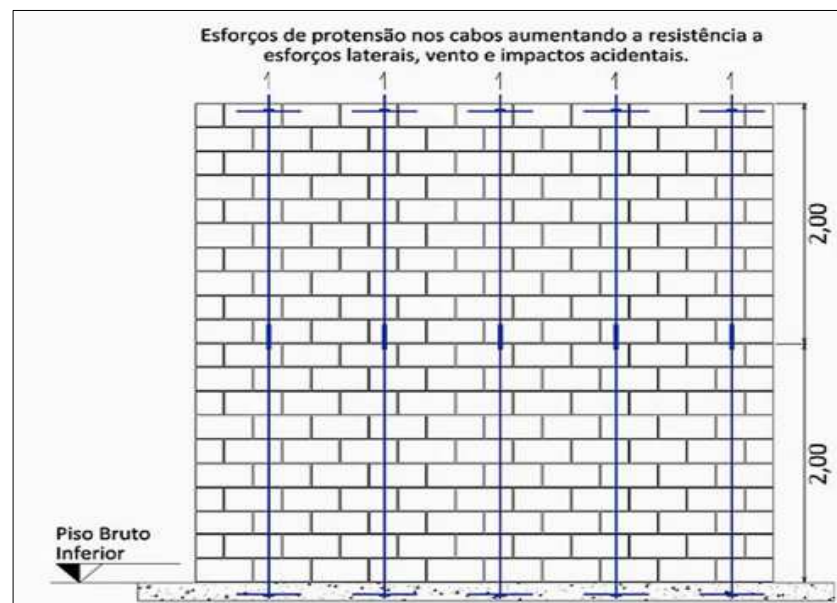
Fonte: TAUIL & NESE (2010)

Figura 2: Alvenaria armada ou parcialmente armada



Fonte: TAUIL & NESE (2010)

Figura 3: Alvenaria armada ou parcialmente armada



Fonte: TAUIL & NESE (2010)

2.2.1 Características dos Blocos de Concreto

A caracterização dos blocos de concreto é de extrema importância na análise e no projeto de estruturas de alvenaria. Os blocos representam a maior parte do volume da alvenaria, correspondendo de 80% a 95% do seu total (PARSEKIAN & SOARES, 2010). As propriedades dos blocos de concreto são influenciadas por diversos fatores, que incluem a natureza dos materiais constituintes, a unidade do material utilizado na moldagem, a proporção dos materiais, o grau de compactação e o método de cura empregado. Esses fatores estão diretamente relacionados ao processo produtivo dos blocos e exercem influência direta no desempenho final das paredes de alvenaria estrutural (SABBATINI, 1986).

A natureza dos materiais constituintes dos blocos de concreto, como os agregados e o cimento, afeta diretamente suas características mecânicas, como a resistência à compressão, a resistência ao cisalhamento e a durabilidade. A escolha adequada dos materiais e a sua proporção na mistura são determinantes para obter blocos com resistência e qualidade desejadas. Além disso, o processo de compactação durante a moldagem é fundamental para garantir uma boa distribuição dos materiais e reduzir a ocorrência de vazios, o que impacta diretamente na resistência e na estabilidade dos blocos.

O método de cura utilizado também desempenha um papel importante na caracterização dos blocos de concreto. A cura adequada é essencial para o desenvolvimento da resistência do concreto, garantindo a redução de fissuras. Diferentes métodos de cura, como a cura úmida ou a cura a vapor, podem ser empregados, dependendo das características desejadas para os blocos. (SANTOS, 2012).

A correta caracterização dos blocos de concreto permite a avaliação de suas propriedades mecânicas e a determinação de parâmetros de projeto, como a resistência característica à compressão. Esses dados são essenciais para a análise estrutural e o dimensionamento das paredes de alvenaria, garantindo a segurança e a adequação da estrutura como um todo.

Portanto, é crucial realizar a caracterização completa dos blocos de concreto, considerando todos os fatores que influenciam suas propriedades, a fim de garantir a qualidade e o desempenho das estruturas de alvenaria estrutural (PARSEKIAN & SOARES, 2010; SABBATINI, 1986).

Os blocos de concreto possuem características mecânicas fundamentais que influenciam diretamente no desempenho e na resistência da alvenaria estrutural. Dentre as

principais características, destacam-se a resistência à compressão, a resistência à tração, a resistência ao cisalhamento o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. A resistência à compressão do bloco é um parâmetro de extrema importância, pois determina a resistência global da alvenaria. No entanto, é importante destacar que a resistência da parede de alvenaria é geralmente inferior à resistência do bloco devido à presença das juntas de argamassa (SANTOS *et al.*, 2017).

A interação entre o bloco e a argamassa nas juntas da alvenaria resulta em esforços de tração no bloco. Por esse motivo, as normas estabelecem limites para a espessura das juntas de argamassa. Quanto maior a espessura da junta, menor será a resistência da alvenaria. Isso ocorre porque a área de contato entre o bloco e a argamassa diminui, reduzindo a capacidade de transferência de cargas entre os elementos da alvenaria (SANTOS *et al.*, 2017).

Além da resistência à compressão e à tração, o módulo de elasticidade é uma propriedade importante dos blocos de concreto. Este define a rigidez do material e influencia a distribuição de esforços na alvenaria. O coeficiente de Poisson é outro parâmetro relevante, indicando a capacidade do material de se deformar lateralmente quando submetido a esforços de compressão ou tração. Essas características mecânicas são fundamentais para o dimensionamento estrutural e a análise do comportamento da alvenaria sob cargas estáticas e dinâmicas (SANTOS *et al.*, 2017).

Portanto, o conhecimento e a devida consideração das propriedades mecânicas dos blocos de concreto, como resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, são essenciais para garantir a segurança e eficiência das estruturas de alvenaria. O controle destas propriedades durante a produção dos blocos, aliado à correta seleção dos materiais constituintes e à correta execução das juntas de argamassa, é um elemento essencial para a obtenção de propriedades satisfatórias da alvenaria estrutural.

2.2.2 Características da argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento desempenha um papel fundamental na alvenaria estrutural, sendo responsável pela união dos blocos, transmissão de tensões entre as unidades e garantia da uniformização da parede. Além disso, a argamassa tem a capacidade de absorver pequenas deformações impostas às paredes, contribuindo para o efeito monolítico da estrutura e influenciando seu comportamento por meio de suas propriedades mecânicas (SANTOS *et al.*, 2017).

De acordo com a NBR 13281:2005, a argamassa é composta por cimento, agregado miúdo, água e cal ou outras adições que conferem plasticidade e retração de água de hidratação à mistura. A argamassa pode ter duas finalidades: unir elementos de construção ou revestir superfícies. No caso da argamassa de assentamento, sua função é unir os blocos de alvenaria.

As propriedades da argamassa são essenciais para o desempenho da alvenaria. Entre as principais propriedades no estado fresco estão a trabalhabilidade, que afeta a facilidade de aplicação da argamassa, e a retenção de água, que influencia a aderência entre a argamassa e os blocos. No estado endurecido, destacam-se a aderência, que assegura a ligação entre os elementos da alvenaria, a resiliência, que permite a absorção de deformações, e a resistência à compressão (SABBATINI, 1984).

É importante considerar a compatibilidade entre a resistência à compressão da argamassa e a do bloco, de modo que a resistência da argamassa varie entre 0,70 a 1,0 vez a resistência à compressão do bloco na área bruta (MOHAMAD, 1998). Argamassas com alta resistência podem aumentar o potencial de fissuração da alvenaria, comprometendo o comportamento do conjunto. A NBR 16868:2020 recomenda que para evitar fissuração, deve-se adotar a resistência à compressão da argamassa como sendo 1,5 vez da resistência característica do bloco. Além disso, a NBR 16868:2020 cita que a resistência da argamassa deve ser determinada conforme com NBR 13279:2005. Alternativamente, podem-se utilizar as especificações da NBR 16868-2:2020, Anexo A.

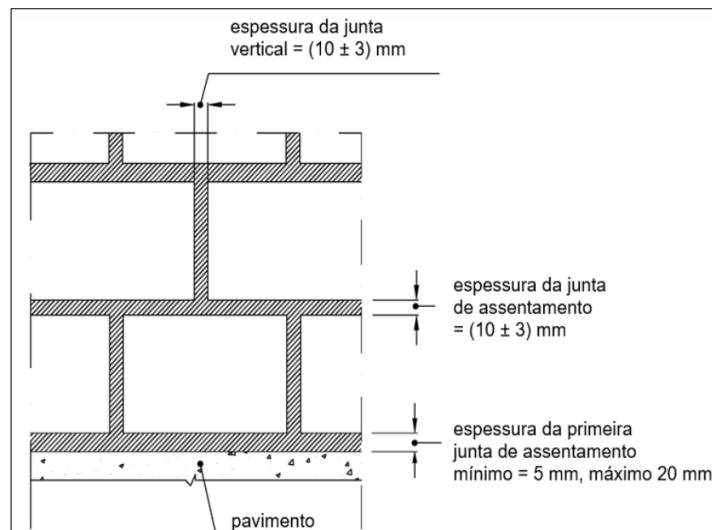
Portanto, a escolha adequada das propriedades da argamassa de assentamento é essencial para garantir a qualidade e o desempenho da alvenaria estrutural, considerando as diretrizes das normas técnicas e as recomendações de especialistas na área. A argamassa deve ser compatível com os blocos utilizados, proporcionando uma união eficiente, boa aderência e absorção de deformações, sem comprometer a integridade da estrutura.

2.2.2 Influência da junta de argamassa

A junta de argamassa desempenha um papel crucial na alvenaria estrutural, sendo responsável pela ligação entre os blocos. A NBR 16868-2:2020 estabelece que a espessura das juntas horizontais e verticais deve ser de 10 ± 3 mm (Figura 4). Diversos estudos têm sido realizados para investigar a influência da espessura da junta de argamassa na resistência da alvenaria, revelando que paredes com juntas mais espessas tendem a ser menos resistentes, e vice-versa.

Pesquisas conduzidas por Cheema e Klinge (1986) envolvendo prismas de blocos de concreto com resistência de 25,8 MPa e argamassa com resistência de 14,9 MPa, utilizando duas espessuras de junta (10 mm e 12,7 mm), constataram uma redução de 39% na resistência dos prismas quando se utilizou a junta mais espessa. Estudos experimentais realizados por Khalaf (1996) mostraram que o aumento da espessura da junta de 5 mm para 12 mm resultou em uma redução de 12% a 18% na resistência dos prismas grauteados.

Figura 4 : Alvenaria armada ou parcialmente armada

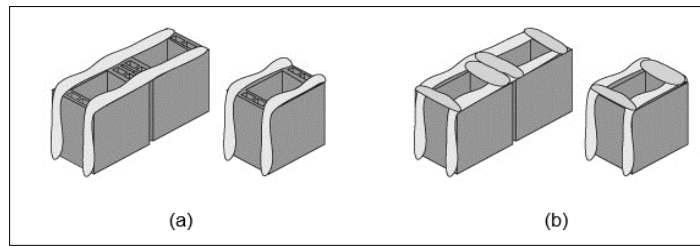


Fonte: NBR 16868-2 (2020)

Mohamad (1998), em suas pesquisas, observou que a diminuição da espessura da junta de 10 mm para 7 mm levou a um aumento na eficiência (resistência do prisma dividida pela resistência do bloco) da alvenaria em 34% e um aumento de 23,2% na resistência à compressão da alvenaria. Drysdale *et al.* (1994) desenvolveram um gráfico que demonstra o efeito da espessura das juntas de argamassa na resistência à compressão de prismas de blocos de concreto. Segundo o autor, a deformação lateral dos materiais solicitados axialmente está relacionada à sua deformação no sentido da aplicação da carga, a qual depende do comprimento do elemento.

Na prática, os blocos podem ser assentados de duas maneiras: com argamassamento total ou parcial (Figura 5). No argamassamento total, a junta de argamassa é aplicada em todas as faces dos blocos, incluindo as regiões dos septos transversais. Já no argamassamento parcial, a argamassa é aplicada apenas nas paredes longitudinais dos blocos, deixando as paredes transversais sem argamassa.

Figura 5: a) Argamassamento parcial e b) Argamassamento total



Fonte: AZEVEDO (2019)

Romagna (2010) enfatiza que o tipo de argamassamento pode impactar significativamente a resistência do prisma de alvenaria estrutural. A ausência de argamassa nas paredes transversais da face de assentamento dos blocos resulta em concentração de tensões nas paredes laterais, o que acarreta na redução da resistência dos prismas ou paredes.

Com base nas pesquisas citadas, é possível observar que existe um consenso em relação à influência da espessura da junta de argamassa na resistência da alvenaria. Os estudos evidenciam que juntas mais espessas resultam em uma redução na resistência dos prismas ou paredes de alvenaria, enquanto juntas mais finas tendem a aumentar a eficiência e a resistência à compressão.

Os estudos mostraram, por meio de diferentes experimentos, que o aumento da espessura da junta de argamassa está associado a uma diminuição na resistência dos prismas de alvenaria. Essa redução pode variar de 12% a 39%, dependendo das características dos materiais utilizados.

Além disso, Drysdale *et al.* (1994) apresentaram um gráfico que relaciona a espessura das juntas de argamassa com a resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto, corroborando a tendência de que juntas mais espessas comprometem a resistência da alvenaria.

No entanto, é importante ressaltar que a NBR 16868-2:2020 estabelece um padrão para a espessura das juntas, recomendando valores específicos de 10 ± 3 mm. Essa norma busca equilibrar a resistência da alvenaria com outros fatores, como a estabilidade estrutural e a trabalhabilidade durante a execução da obra.

Portanto, embora haja uma concordância geral sobre a influência negativa das juntas de argamassa mais espessas na resistência da alvenaria, a norma técnica considera outros aspectos além da resistência isolada. Dessa forma, é importante seguir as diretrizes da norma para garantir uma alvenaria estrutural segura e estável, levando em consideração a espessura adequada das juntas de argamassa.

A influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto tem sido objeto de estudos e pesquisas ao longo dos anos. Diversos autores conduziram experimentos para avaliar o comportamento estrutural da alvenaria em relação ao padrão de argamassamento, chegando a conclusões relevantes.

Conville e Woldetinsae (1990) realizaram experimentos para os dois principais tipos de argamassamento e concluíram que a resistência à compressão dos prismas vazados deve ser calculada com base na área de assentamento da argamassa. Além disso, observaram que os prismas com argamassamento lateral ou parcial apresentam uma resistência aproximadamente 8% menor do que os prismas com argamassamento total.

Mata (2006) também investigou o efeito do tipo de argamassamento na compressão da alvenaria de blocos de concreto, utilizando análises experimentais e numéricas. Seus resultados indicaram que o padrão de argamassamento influencia significativamente as distribuições de tensão nos modelos. Para os modelos com argamassamento parcial, observou-se cargas de ruptura menores e maior ocorrência de deformações e perda de integridade do corpo de prova.

Pasquali (2007) analisou a influência do tipo de argamassamento em pequenas paredes de alvenaria cerâmica e constatou que, para blocos cerâmicos vazados, o padrão de argamassamento total proporciona um percentual de resistência média 24,3% a 27,2% maior em comparação com o argamassamento parcial. Essa diferença de resistência variou de acordo com a resistência à compressão das argamassas utilizadas.

Izquierdo (2011) realizou ensaios experimentais em prismas e mini-paredes para avaliar o efeito do tipo de argamassamento. Seus resultados indicaram que o argamassamento total proporciona uma resistência à compressão 10% a 18% maior em comparação com o argamassamento parcial ou lateral. Além disso, observou-se que os prismas com argamassamento parcial apresentaram fissuras verticais acentuadas ao longo das espessuras, enquanto os prismas com argamassamento total exibiram fissuras mais dispersas.

Os estudos apontam de forma consistente que a ausência de argamassa nas paredes laterais dos blocos de alvenaria provoca uma concentração de tensões, resultando na redução da resistência à compressão dos prismas e das pequenas paredes. Essa falta de continuidade na argamassa compromete a distribuição uniforme das cargas e leva a um comportamento estrutural mais frágil. É fundamental considerar esse aspecto ao projetar e construir estruturas de alvenaria, buscando garantir um argamassamento adequado e completo para promover a resistência desejada.

2.3 Prismas x Pequenas Paredes de Alvenaria

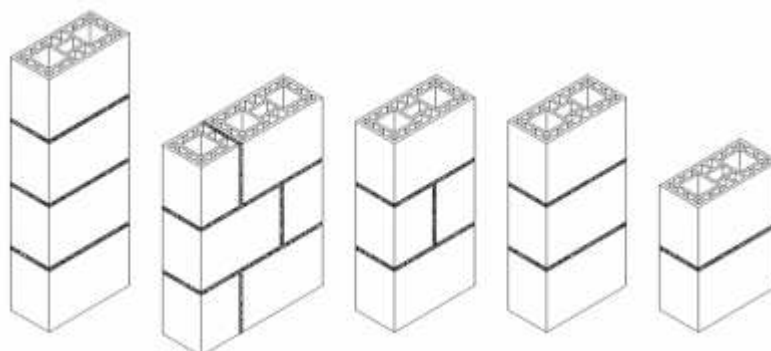
Os prismas de alvenaria (Figura 6) e as pequenas paredes (Figura 7) de alvenaria são elementos estruturais importantes no estudo e dimensionamento de construções em alvenaria. Ambos desempenham um papel fundamental na análise das propriedades mecânicas e resistência da alvenaria.

No ensaio de compressão axial, os prismas de alvenaria se comportam de forma semelhante à alvenaria como um todo, diferenciando-se do comportamento individual dos blocos. Isso ocorre principalmente devido à presença das juntas horizontais de argamassa, que são mais deformáveis em comparação aos blocos (MATA, 2006).

As juntas de argamassa nos prismas geralmente possuem espessuras entre 7 e 13 mm. Os ensaios de compressão em prismas são comumente utilizados para determinar as tensões de projeto e como medida de controle de qualidade na construção em alvenaria estrutural.

Colville e Woldetinsae (1991) sugerem que prismas de 3 a 5 blocos são mais confiáveis, pois evitam restrições impostas pelos pratos da prensa e problemas de flambagem. Segundo os autores, prismas compostos por apenas dois blocos sofrem grande influência do confinamento proporcionado pelos pratos da prensa. No referido estudo, foi observada uma redução de resistência de 28% entre prismas de 2 e 3 blocos de altura, enquanto prismas com 3 a 5 blocos apresentaram uma redução de apenas 8%.

Figura 6: Prismas



Fonte: DOS SANTOS (2008)

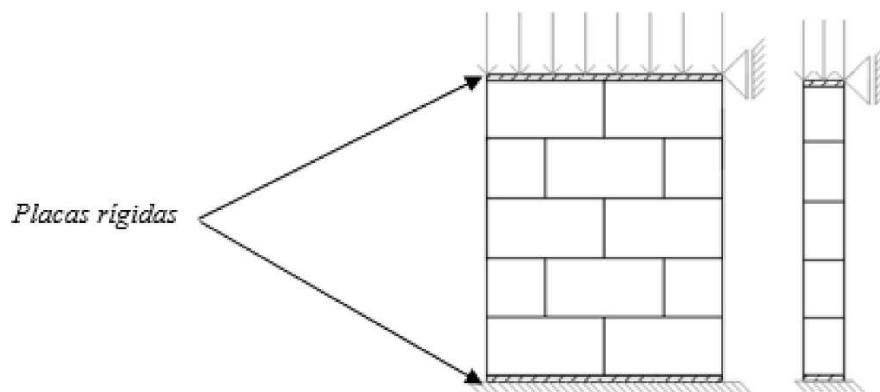
Pequenas paredes de alvenaria são corpos de prova utilizados para avaliar a resistência à compressão desse tipo de estrutura. São definidas como tendo um comprimento mínimo equivalente a dois blocos ou dois tijolos e altura equivalente a cinco vezes a espessura

do bloco ou tijolo, e não inferior a 70 cm (NBR16868-1:2020). Essas paredes em escala reduzida são uma alternativa viável para a realização de ensaios de resistência, pois permitem obter resultados próximos à realidade, sem demandar grandes equipamentos ou recursos computacionais. Conforme

De acordo com Steil (2003), os ensaios em painéis de alvenaria em escala real são considerados a forma mais precisa de determinar a resistência da alvenaria sob diferentes tipos de carregamento. No entanto, esses ensaios podem ser custosos em termos de tempo e recursos, pois requerem equipamentos de grande porte. Em contraste, os ensaios em pequenas paredes são considerados uma opção intermediária entre ensaios em painéis de parede completos e ensaios em corpos de prova menores, como prismas.

Conforme destacado por Parsekian e Soares (2010), é importante ter em mente que quanto mais próximo do elemento real for o corpo de prova ensaiado, menor será a resistência à compressão obtida no ensaio. Isso significa que os resultados obtidos em ensaios de blocos são geralmente superiores aos de prismas, que, por sua vez, apresentam resistência maior do que as pequenas paredes. Porém, ensaiar pequenas paredes permite obter resultados mais próximos da realidade, representando melhor o comportamento da alvenaria quando submetida a carregamentos.

Figura 7: Pequena Paredo



Fonte: CARVALHO ET AL. (2021)

2.4 Resistência à Compressão

A resistência à compressão da alvenaria estrutural é influenciada pelas propriedades mecânicas de seus componentes, como bloco, argamassa e graute. Cada elemento contribui de

forma significativa para o comportamento global da alvenaria. A estimativa segura da resistência à compressão da alvenaria é obtida por meio de ensaios em painéis de alvenaria, seguidos pelo ensaio de multi-paredes. No entanto, esses ensaios requerem um tempo considerável e são custosos devido ao uso de equipamentos de grande porte.

Em geral, os ensaios de prismas sujeitos à compressão simples são amplamente utilizados, uma vez que podem ser realizados com os mesmos materiais empregados na construção e podem ser facilmente executados em laboratórios com prensas de porte médio. A norma NBR 16868-2:2020 estabelece que a resistência à compressão simples da alvenaria deve ser determinada por ensaios em paredes ou estimada com base em ensaios de prismas ou pequenas paredes. A resistência à compressão da alvenaria é geralmente estimada como 70% da resistência característica à compressão simples do prisma, cujos blocos têm altura de 190 mm ou ainda, 85% da resistência característica à compressão simples da pequena parede. Os ensaios de prismas, paredes e pequenas paredes são normatizados pela NBR 16868-3:2020.

De acordo com o anexo A da NBR 16868-3:2020, é recomendado que o controle da resistência à compressão da alvenaria seja realizado com base em ensaios de prismas. Esses ensaios permitem avaliar o desempenho da alvenaria quanto à sua capacidade de suportar cargas de compressão. A resistência à compressão da alvenaria é um parâmetro crucial para o dimensionamento e projeto estrutural, garantindo a segurança e estabilidade das estruturas construídas.

É importante ressaltar que a resistência à compressão da alvenaria não pode ser considerada isoladamente, mas sim em conjunto com as propriedades dos componentes individuais. O comportamento estrutural da alvenaria é influenciado pela interação entre blocos, argamassa e graute, e, portanto, é necessário considerar as características mecânicas de cada elemento ao avaliar a resistência à compressão da alvenaria.

Vários pesquisadores têm se dedicado ao desenvolvimento de equações para a determinação da resistência à compressão da alvenaria, levando em consideração dados experimentais e a resistência dos elementos constituintes, como blocos, argamassa e graute, quando aplicável. Dentre as equações propostas, destacam-se aquelas que se mostraram mais precisas, ou seja, que apresentaram resultados mais próximos dos resultados experimentais.

Uma das equações relevantes é a proposta por Khalaf (1991), que permite calcular a resistência à compressão de prismas de alvenaria, independentemente de serem grauteados ou não. Essa equação considera os diversos componentes da alvenaria e sua interação, sendo expressa de acordo com a seguinte fórmula:

$$f_{pk} = 0,3f_b + 0,1f_m + 0,5 \cdot f_c . \quad (1)$$

Onde f_{pk} é a resistência à compressão do prisma na área bruta; f_b é a resistência à compressão do bloco na área bruta; f_m é a resistência à compressão da argamassa; f_c é a resistência à compressão do graute.

Outro estudo relevante nesse contexto é o de Jaber (2010), que sugeriu um modelo para estimar a resistência à compressão em prismas de alvenaria estrutural da seguinte forma:

$$f_{pk} = 0,63f_b^{0,49} * f_m + f_c^{0,3} \quad (2)$$

As equações mencionadas anteriormente são amplamente utilizadas para estimar a resistência à compressão da alvenaria com base nos valores de resistência dos seus componentes constituintes. No entanto, é importante ressaltar que essas equações não levam em consideração a evolução da resistência da alvenaria ao longo do tempo.

Uma abordagem que considera essa evolução é proposta por Oliveira (2016) em seu trabalho. Em seu estudo, são apresentadas duas equações que levam em conta a idade da alvenaria para estimar sua resistência à compressão de prismas. A consideração do tempo é fundamental, uma vez que a resistência da alvenaria pode aumentar progressivamente após a sua construção devido a processos de cura e ganho de resistência dos materiais.

Essas equações propostas por Oliveira (2016) proporcionam uma estimativa mais precisa da resistência à compressão da alvenaria ao levar em consideração a evolução temporal. Isso é especialmente relevante em projetos onde a resistência da alvenaria pode ter um papel significativo na estabilidade e durabilidade da estrutura.

$$f_{pk,med(7)} = -4,158 + 1,429 \cdot f_{bk,med(28)} - 0,043 \cdot f_{bk,med(28)}^2 + 0,554 \cdot f_{gk,med(28)} - 0,007 \cdot f_{gk,med(28)}^2 + 0,285 \cdot f_{ak,med(28)} - 0,018 \cdot f_{ak,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} - 0,006 \cdot f_{bk,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} \quad (3)$$

$$f_{pk,med(14)} = -8,473 + 1,986 \cdot f_{bk,med(28)} - 0,063 \cdot f_{bk,med(28)}^2 + 0,861 \cdot f_{gk,med(28)} - 0,015 \cdot f_{gk,med(28)}^2 + 0,423 \cdot f_{ak,med(28)} - 0,024 \cdot f_{ak,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} - 0,011 \cdot f_{bk,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} \quad (4)$$

$$f_{pk,med(28)} = 7,143 - 1,695 \cdot f_{bk,med(28)} + 0,112 \cdot f_{bk,med(28)}^2 + 0,543 \cdot f_{gk,med(28)} - 0,005 \cdot f_{gk,med(28)}^2 + 0,756 \cdot f_{ak,med(28)} - 0,042 \cdot f_{ak,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} - 0,009 \cdot f_{bk,med(28)} \cdot f_{gk,med(28)} \quad (5)$$

Sendo $f_{pk,med(28)}$, $f_{gk,med(28)}$, $f_{ak,med(28)}$ a resistência média à compressão aos 28 dias do bloco, graute e argamassa, respectivamente; $f_{pk,med(i)}$ é a resistência à compressão média estimada dos prismas com idade “i” dias.

2.5 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade da alvenaria estrutural desempenha um papel crucial na análise e no projeto de estruturas. Este parâmetro reflete a capacidade da alvenaria de resistir à deformação elástica sob a ação de cargas aplicadas. Para determinar esse parâmetro, é comum utilizar a curva tensão-deformação obtida a partir de ensaios de compressão, que permite avaliar e quantificar a deformação ocorrida durante o ensaio (CASTRO, 2015).

Mohamad (2007) sugere que o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser obtido a partir de uma carga correspondente a 40% a 70% da carga de ruptura para o módulo secante, ou através de uma carga correspondente a 30% para o módulo tangente. Essas abordagens permitem estimar o módulo de elasticidade com base em valores de carga que se encontram em uma faixa adequada para obter resultados confiáveis.

A norma EN 1991-1-1 PART 1-1 (EUROCODE 6, 2005) estabelece que o módulo de elasticidade da alvenaria (E_m , em MPa) depende da resistência à compressão do prisma (f_{pk} , em MPa). Essa relação é expressa pela Equação (6). Essa abordagem considera a resistência do prisma como base para estimar o módulo de elasticidade da alvenaria.

$$E_m = 1000 * f_{pk} \quad (6)$$

Por sua vez, a norma brasileira NBR 16868-1:2020 recomenda adotar as seguintes expressões para o caso de blocos de concreto (Equação 7). Essa abordagem fornece uma estimativa do módulo de elasticidade da alvenaria estrutural levando em consideração a resistência do prisma, com uma restrição para evitar valores excessivamente altos para o módulo de elasticidade.

$$E_m = \begin{cases} 800 f_{pk} & \text{se } f_{ok} \leq 20 \text{ MPa} \\ 750 f_{pk} & \text{se } f_{ok} = 22 \text{ e } 24 \text{ MPa} \\ 700 f_{pk} & \text{se } f_{ok} \geq 26 \text{ MPa.} \end{cases} \quad (7)$$

Ao considerar diferentes equações e normas para estimar o módulo de elasticidade da alvenaria, é importante levar em conta as particularidades de cada situação e as recomendações específicas do código de projeto adotado. A escolha adequada da equação contribui para uma análise mais precisa e confiável das estruturas de alvenaria, garantindo sua adequação e desempenho ao longo do tempo.

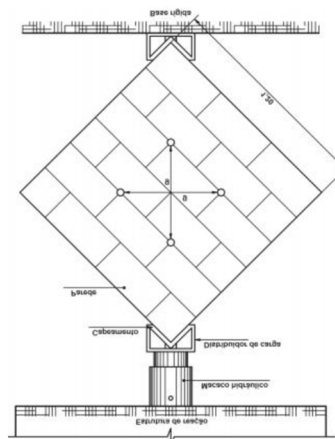
2.6 Resistência ao cisalhamento

O ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento de parede possui as características descritas na NBR 16868-3, conforme o esquema do corpo de prova mostrado na Figura 8. O corpo de prova deve ter dimensões representativas da parede da estrutura real e deve ser construído de forma a minimizar as influências das variações dos materiais e da mão de obra. Não sendo praticável reproduzir o corpo de prova (parede) segundo as dimensões reais, admite-se como representativo aquele com dimensões mínimas de 1,20 x 1,20 m e com a espessura da parede real. A forma de amarração entre os blocos deve ser a mesma da parede que se quer simular no laboratório.

Devem ser moldados corpos de prova dos materiais aplicados na construção da parede, como a argamassa de assentamento, graute (quando a parede for grauteada), blocos ou tijolos. De cada parede ensaiada devem ser construídos e ensaiados dois corpos de prova na forma de prisma.

O corpo de prova deve ser ensaiado aplicando-se cargas concentradas de compressão segundo uma das suas diagonais. As duas extremidades carregadas do corpo de prova devem ser protegidas com dispositivos metálicos (Figura 8).

Figura 8: Ensaio de compressão diagonal



Fonte: NBR16868:2020

A tensão de cisalhamento convencional (τ_{alv}) deve ser determinada com o resultado de ensaio de no mínimo três corpos de prova. No relatório de ensaio devem constar: tensão de cisalhamento convencional, com valores individuais, característica e média das paredes, determinadas na área bruta, valores individuais e médios do módulo de deformação transversal secante (G_{alv}) e do ângulo de distorção da parede (γ_{alv}), tensão de ruptura das paredes, descrição do modo de ruptura, entre outros.

A NBR 16868 apresenta no Anexo A um procedimento para a determinação da resistência característica dos elementos de alvenaria. Conforme a norma, "a resistência característica do elemento de alvenaria calculada com os resultados obtidos nos ensaios (ver Seções 4 a 9), deve ser igual ou superior à resistência característica especificada pelo projetista estrutural."

A amostragem deve conter entre 6 e 19 exemplares ($6 \leq n \leq 19$). A resistência característica (f_{ek}) é calculada utilizando duas fórmulas distintas, e o maior valor entre elas é considerado como a resistência característica estimada da amostra.

Para uma amostra com n exemplares, onde $6 \leq n \leq 19$, a resistência característica é calculada como segue:

$$\begin{aligned} f_{ek,est,1} &= \left(\frac{f_{e(1)} + f_{e(2)} + \dots + f_{e(i-1)}}{i - 1} \right) - 2S \\ f_{ek,est,2} &= \phi \cdot f_{e(1)} \\ f_{ek,est} &= \max(f_{ek,est,1}, f_{ek,est,2}) \end{aligned} \quad (8)$$

onde: $f_{ek,est}$ é a resistência característica estimada da amostra (MPa); $i = n/2$ se n for par, com n igual ao número de exemplares da amostra; $i = (n-1)/2$ se n for ímpar, com n igual ao número de exemplares da amostra; $f_{e(1)}, f_{e(2)}, \dots, f_{e(n-1)}, f_{e(n)}$ são os valores de resistência individual dos corpos de prova da amostra, ordenados em ordem crescente; ϕ é o fator de incerteza em função da quantidade de resultados, conforme Tabela A.1 da NBR 16868.

2.7 Estados de tensão e deformação dos componentes da alvenaria estrutural

O estado de tensão e deformação da alvenaria é influenciado por diversos fatores, como a deformabilidade da argamassa em relação às unidades (blocos), a aderência entre unidade e argamassa, e o comportamento do graute no interior da alvenaria.

De acordo com Mata (2006), quando a argamassa apresenta uma maior deformabilidade em relação às unidades (menor módulo de elasticidade e maior coeficiente de

Poisson), as tensões transversais de tração nas unidades aumentam, resultando em uma menor resistência à compressão da alvenaria. Essas tensões transversais dependem também da aderência entre a unidade e a argamassa. Portanto, é importante que a argamassa seja mais deformável do que os blocos, a fim de acomodar pequenas deformações impostas à alvenaria e movimentos decorrentes da retração dos blocos de concreto.

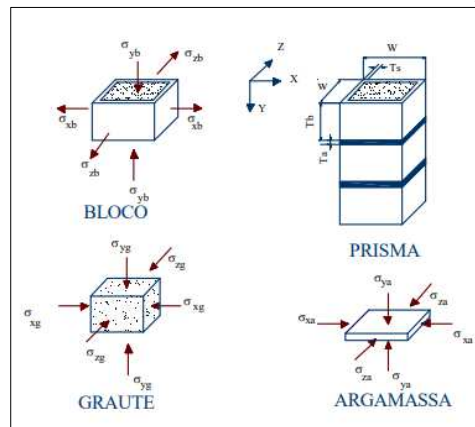
O coeficiente de Poisson é um parâmetro que descreve a relação entre as deformações longitudinais e transversais de um material. Segundo Metha e Monteiro (1994), os valores do coeficiente de Poisson do concreto variam geralmente entre 0,15 e 0,20. Não parece haver uma relação consistente entre o coeficiente de Poisson e as características do concreto, como a relação água/cimento, o tempo de cura e a granulometria.

Quando um prisma de alvenaria é submetido a carga axial de compressão, a argamassa tende a se expandir lateralmente, mas o atrito na interface bloco/argamassa restringe essa deformação. Isso resulta em tensões de compressão lateral na argamassa e, para manter o equilíbrio do conjunto, surgem tensões de tração no bloco. Assim, tanto o bloco quanto a argamassa estão em um estado triaxial de tensões (Figura 8).

Na geração de seu modelo numérico, Santos (2016) utilizou o valor de 0,20 para o coeficiente de Poisson em todos os componentes da alvenaria, correspondendo ao coeficiente do concreto. Apesar disso, o autor optou por não utilizar coeficientes de Poisson diferentes para o bloco e a argamassa em sua micromodelagem de prismas de blocos de concreto vazados.

Quanto ao comportamento do graute no interior da alvenaria, Mendes (1998) concluiu em seus estudos que é desejável que os comportamentos de deformação do bloco e do graute sejam similares. Caso o graute seja tão deformável quanto a argamassa, haveria um aumento dos esforços de tração nas paredes dos blocos devido ao efeito Poisson, o que poderia levar ao colapso da estrutura.

Figura 9: Estado multiaxial de Tensão em alvenaria grauteada



Fonte: GARCIA (2000)

2.6.1 Modos e critérios de ruptura

Os modos de ruptura da alvenaria estão relacionados ao aparecimento de fissuras de tração paralelas ao carregamento axial uniforme de compressão, de acordo com Castro (2015). Além disso, o colapso pode ocorrer devido ao cisalhamento ao longo de linhas de fragilidade, dependendo da resistência relativa da argamassa em relação à unidade.

Diversas pesquisas têm sido realizadas para estudar os modos de ruptura da alvenaria e desenvolver formulações matemáticas para determinar modelos teóricos de ruptura das paredes. Page e Kleeman (1991 apud Barbosa, 2004) observaram, em seus ensaios com blocos isolados carregados em suas paredes longitudinais, que a ruptura tende a ocorrer perpendicularmente à carga aplicada.

Em ensaios com prismas de alvenaria, Shrive (1982 apud Mohamad, 2007) constatou que o mecanismo de ruptura é semelhante ao de vigas, onde o esmagamento da argamassa lateral induz tensões horizontais que levam ao colapso por flexão. A ruína, nesse caso, ocorre pela separação e fissuração vertical dos septos transversais, iniciando-se após o esmagamento da argamassa.

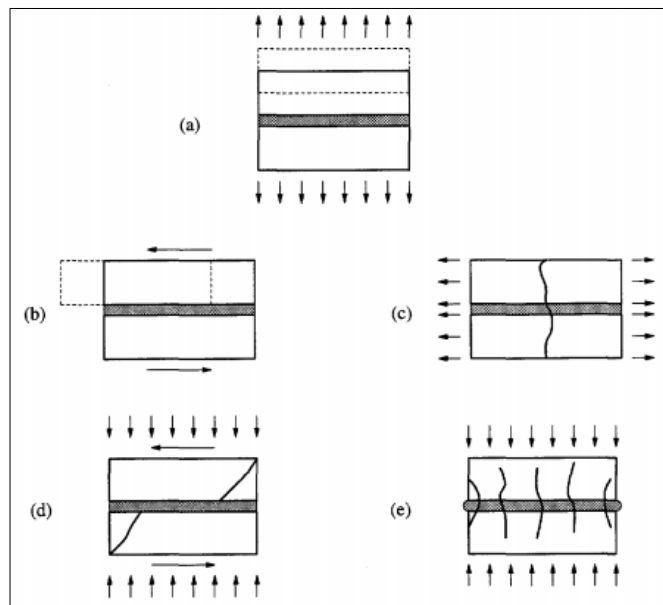
Romagna (2000) observou que as fissuras ocorrem na interseção entre paredes transversais e longitudinais, sendo que algumas delas ocorrem paralelamente ao carregamento, no sentido do comprimento do bloco. Também foi observado o fraturamento da parede do bloco. O autor relatou a perda de aderência entre a argamassa e o bloco logo após o esmagamento da junta, o que não levou à perda de resistência de carga do prisma, mas resultou no aparecimento de fissuras.

A partir da análise de diversos ensaios encontrados na literatura, foram identificados três modos de ruptura da alvenaria:

- Ruptura por tração no bloco: Nesse modo de ruptura, a máxima tensão de tração principal na alvenaria é superior à resistência à tração do bloco, resultando no surgimento de fissuras nas juntas (Figura 10a). Além disso, pode ocorrer o escorregamento (Figura 10b) ao longo de uma junta horizontal ou vertical para valores baixos de tensão normal, bem como a fissuração das unidades de alvenaria na direção da tração (Figura 10c);
- Ruptura por esmagamento no bloco: Nesse caso, a tensão de compressão principal na alvenaria é maior do que a resistência à compressão do bloco. Isso leva ao aparecimento de fissuras diagonais à tração nas unidades de alvenaria quando os valores de tensão normal são suficientes para desenvolver atrito nas juntas (Figura 10d);

- Ruptura por esmagamento da argamassa: Esse modo de ruptura ocorre quando a tensão de compressão axial na argamassa é maior do que a resistência da argamassa confinada. Em virtude dos altos valores de tensão normal de compressão, ocorre o fraturamento das unidades à tração como resultado da dilatação da argamassa (Figura 10e);

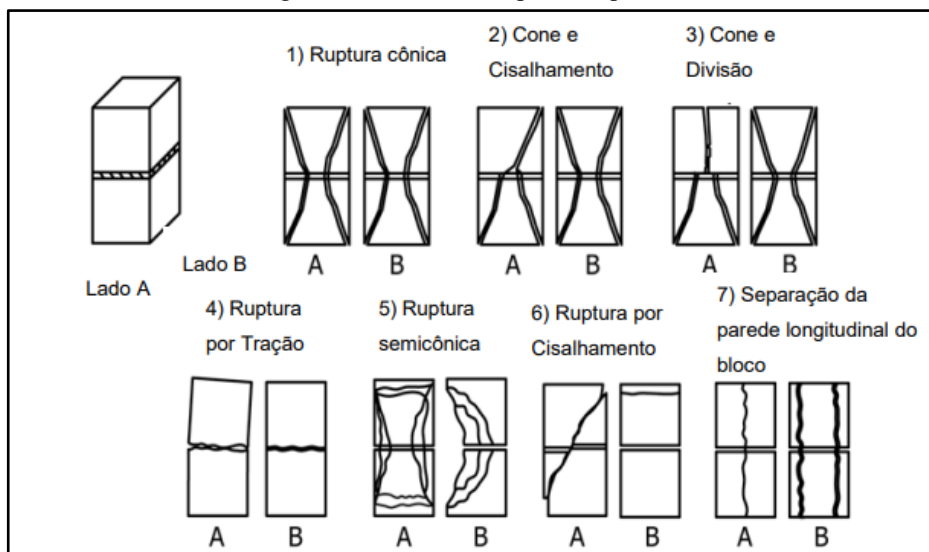
Figura 10: Modos de Ruptura da Alvenaria



Fonte: LOURENÇO (1999)

A ASTM C1314 (ASTM,2018) apresenta diversos modos de ruptura de prismas, conforme apresentado na Figura 11.

Figura 11: Modos de Ruptura de prismas



Fonte: Adaptado ASTM C1314 (2018)

Devido à composição heterogênea da alvenaria, torna-se desafiador formular modelos matemáticos que descrevam com precisão o comportamento e prevejam a sua ruptura. No entanto, dois critérios são amplamente utilizados: os critérios de Hilsdorf e Lenczner. Ambos os critérios são semelhantes e assumem as mesmas hipóteses. (SANTOS, 2017).

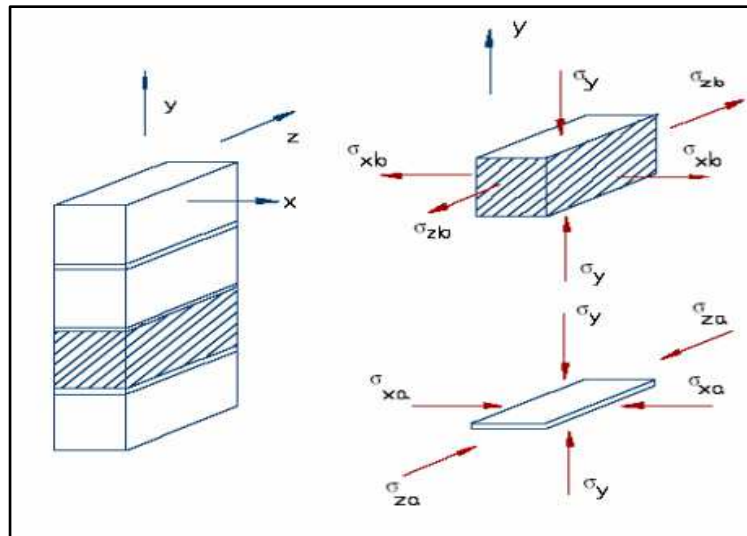
O critério de Hilsdorf é baseado na consideração de tensões. Ele pressupõe que os blocos são maciços e que toda a área das faces maiores está assentada em argamassa, com perfeita aderência entre bloco e argamassa. Nesse critério, os esforços de tração são considerados uniformes ao longo da altura e em ambas as direções. Além disso, é estabelecida uma relação linear de Coulomb entre a resistência à tração uniaxial e a resistência à compressão uniaxial, definindo a envoltória de ruptura biaxial do bloco quando submetido a um carregamento triaxial.

Por sua vez, o critério de Lenczner considera a compatibilidade das deformações entre bloco e argamassa. Nesse critério, a argamassa, que possui um módulo de elasticidade menor, está submetida a esforços de compressão, enquanto o bloco está sujeito a esforços de tração. A ruptura ocorre no bloco devido à sua baixa resistência à tração. Quando a alvenaria é grauteada, o princípio de ruptura é semelhante, pois o graute absorve tensões e também sofre deformações. Portanto, quanto maiores forem os módulos de elasticidade dos componentes, maiores serão os esforços de tração gerados nos mesmos.

É importante ressaltar que a distribuição uniforme das tensões de tração é uma simplificação adotada nos critérios mencionados, uma vez que estudos realizados por Albertini (2009) por meio de análises por elementos finitos mostraram que essas tensões não se desenvolvem de maneira uniforme, sendo maiores nas proximidades das juntas de argamassa devido às diferentes deformações da argamassa e do bloco.

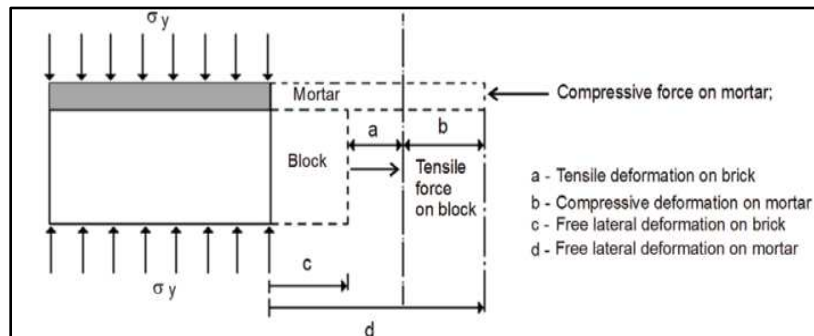
A quantificação da ruptura nos critérios de Hilsdorf e Lenczner é realizada por meio da interseção entre a reta de Coulomb, que define a envoltória de ruptura, e a resistência à compressão da argamassa. Essa interseção determina o ponto de ruptura do prisma. No critério de Hilsdorf, supõe-se que o bloco e a argamassa rompam simultaneamente, com o bloco sob um estado biaxial de tensão (tração e compressão), enquanto a argamassa rompe sob um estado triaxial de tensão.

Figura 12: Modelo de Hilsdorf



Fonte: NESSRALLA (2013)

Figura 13: Modelo de Lenczner



Fonte: RIZZATTI (2012).

A alvenaria estrutural, quando sujeita a cargas laterais, como em situações de carga sísmica, pode falhar de várias maneiras, dependendo das características dos materiais e da configuração estrutural. Entre os modos de ruptura mais comuns devido ao cisalhamento, destacam-se a fissuração diagonal, o deslizamento ao longo das juntas de argamassa, a ruptura por compressão diagonal e a ruptura em passo.

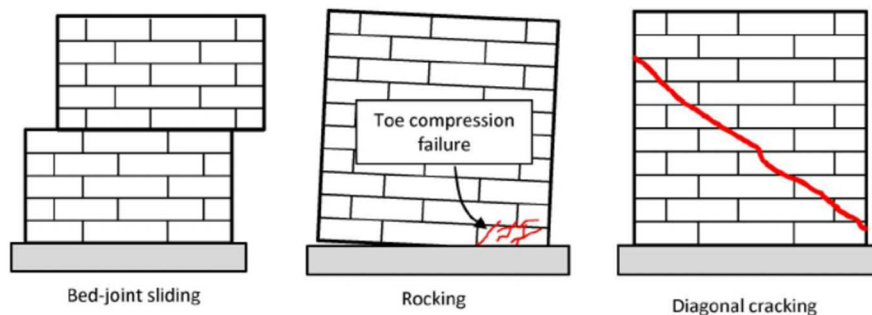
A fissuração diagonal é o modo de falha mais frequente em paredes de alvenaria submetidas a cargas de cisalhamento. Este tipo de falha ocorre quando as tensões de cisalhamento excedem a resistência da argamassa, resultando na formação de fissuras ao longo das juntas. Bosiljkov *et al.* (2005) descrevem este comportamento como predominantemente frágil, especialmente em alvenaria não reforçada. Outro modo de falha é o deslizamento ao longo das juntas de argamassa, que ocorre quando há uma ruptura nas interfaces entre os blocos

de alvenaria e as juntas de argamassa. As forças de cisalhamento induzem um movimento relativo entre os blocos e a argamassa, levando à falha por deslizamento, conforme destacado por Chaimoon e Attard (2007).

A ruptura por compressão diagonal ocorre em situações onde há alta carga axial combinada com cisalhamento. Neste caso, as tensões compressivas ao longo das diagonais da parede excedem a capacidade de compressão dos blocos de alvenaria. Tomazevic (2009) discute como esse modo de falha pode ocorrer em alvenaria sujeita a altas cargas verticais. A ruptura em passo, por sua vez, é caracterizada pela formação de fissuras que seguem um padrão de escada ao longo das juntas horizontais e verticais. As tensões de cisalhamento causam fissuração ao longo destas juntas, formando o padrão característico, conforme mencionado por Zijl (2004).

Os critérios de ruptura são essenciais para prever a falha em alvenaria estrutural devido ao cisalhamento e baseiam-se em modelos matemáticos que consideram as propriedades dos materiais e as condições de carga. O critério de Mohr-Coulomb é amplamente utilizado, baseado na resistência ao cisalhamento, que é uma função da coesão do material e do ângulo de atrito interno. Este critério é particularmente útil para prever o deslizamento ao longo das juntas de argamassa. Outro critério importante é o das tensões principais, que considera as tensões principais máximas e mínimas na parede, sendo útil para prever fissuração diagonal e esmagamento por compressão.

Figura 14: Modos de ruptura por cisalhamento



Fonte: GHIASSI (2012)

3 ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica é fundamental para compreender o comportamento de sistemas sujeitos a cargas que variam no tempo, como o vento, impactos, cargas cíclicas e sismos. Este capítulo visa explorar os principais conceitos e técnicas relacionadas a este tipo de análise, abrangendo desde as equações fundamentais do movimento até a aplicação de métodos de integração no tempo e considerações sobre o comportamento não-linear dos materiais.

3.1 Conceitos Fundamentais

3.1.1 Graus de liberdade

O conceito de grau de liberdade está intrinsecamente relacionado ao movimento, seja deslocamento ou rotação, de qualquer ponto em uma estrutura. Embora um edifício possua infinitos pontos, esses movimentos não são independentes, uma vez que estão interligados pelos componentes da estrutura. Dessa forma, o grau de liberdade é definido como o movimento independente de um ponto específico na construção.

Ao realizar a análise de um modelo estrutural, é possível simplificar e reduzir o número de graus de liberdade. Isso é alcançado ao assumir a hipótese de que os deslocamentos da estrutura podem ser expressos como uma combinação linear de um número infinito de funções elementares $\psi_i(y)$, multiplicadas pelas amplitudes $\beta_i(t)$, as quais são dependentes do tempo. Essa abordagem permite simplificar a representação do comportamento estrutural, tornando a análise mais viável e eficiente em termos computacionais.

3.1.2 Amortecimento

A dissipação de energia é um fenômeno importante na análise e comportamento das estruturas, e está relacionada à perda gradual de energia mecânica ao longo do tempo. O amortecimento desempenha um papel fundamental nesse processo, pois influencia a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de permanência da vibração após a interrupção da excitação. Na modelagem estrutural, o amortecimento geralmente é representado por um amortecedor linear viscoso.

Existem três tipos de idealizações de dissipação de energia: amortecimento viscoso, amortecimento de Coulomb e amortecimento estrutural. Cada um desses tipos de amortecimento possui características específicas:

- Amortecimento viscoso: É um tipo de amortecimento que considera a resistência proporcionada por um material viscoso, como um fluido viscoso ou um amortecedor hidráulico. Esse tipo de amortecimento está relacionado à dissipação de energia devido ao atrito interno do material;
- Amortecimento de Coulomb: Esse tipo de amortecimento é baseado no atrito seco ou de Coulomb, que ocorre entre duas superfícies em contato. Esse atrito é caracterizado por uma força proporcional à força normal entre as superfícies, e a dissipação de energia ocorre devido à resistência ao movimento relativo entre elas;
- Amortecimento estrutural: Refere-se ao amortecimento inerente das estruturas, resultante de deformações internas e dissipação de energia em elementos estruturais. Esse tipo de amortecimento está relacionado à capacidade das estruturas em absorver e dissipar energia durante a resposta dinâmica.

3.2 Equações do movimento

As equações que descrevem o comportamento dinâmico das estruturas são conhecidas como Equações do Movimento. Essas equações são obtidas aplicando princípios da mecânica clássica, como o princípio de d'Alembert, dos Trabalhos Virtuais ou de Hamilton. Para uma estrutura considerada com um grau de liberdade (S1GL), a equação canônica de movimento que governa a resposta é expressa da seguinte forma:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = F(t) \quad (9)$$

Nesta equação, m representa a massa do sistema, k é a rigidez, c é o coeficiente de amortecimento, $F(t)$ é a força dinâmica externa aplicada na estrutura, u é o deslocamento, \dot{u} é a velocidade e \ddot{u} é a aceleração.

Quando consideramos a ação de um sismo na estrutura, o movimento induzido pelo terremoto ocorre na base da estrutura. Nesse caso, a equação do movimento considerando a ação sísmica é modificada para:

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = -ma(t) \quad (10)$$

Nesta equação, $a(t)$ é a aceleração do terreno, definida por um acelerograma e $-ma(t)$ é o valor da força sísmica atuante no sistema. É importante notar que a força sísmica é diretamente proporcional à massa da estrutura, pois corresponde à inércia do sistema ao movimento.

Essas equações fornecem uma descrição matemática fundamental para analisar a resposta dinâmica das estruturas sujeitas a diferentes forças, incluindo ações sísmicas. É uma equação diferencial linear de 2ª ordem a coeficientes constantes.

3.2.1 Resposta dinâmica do sistema

3.2.1.1 SIGL

A Equação 10 rege o movimento de um sistema com um grau de liberdade (SIGL). Incluindo as definições para a frequência e para a razão de amortecimento, respectivamente, $\omega^2 = k/m$ e $c/m = 2\xi\omega$, obtém-se a Equação 11.

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = -a(t) \quad (11)$$

Considerando que o sistema é subamortecido, sua frequência amortecida é $\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$. O terreno é representado por sua aceleração, podendo-se descrevê-la como uma sucessão de impulsos que variam de θ a t . Assim, para condições iniciais nulas a resposta da Equação 3 pode ser obtida pela integral de Duhamel, obtendo-se então,

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} [\omega_D(t - \tau)] d\tau \quad (12)$$

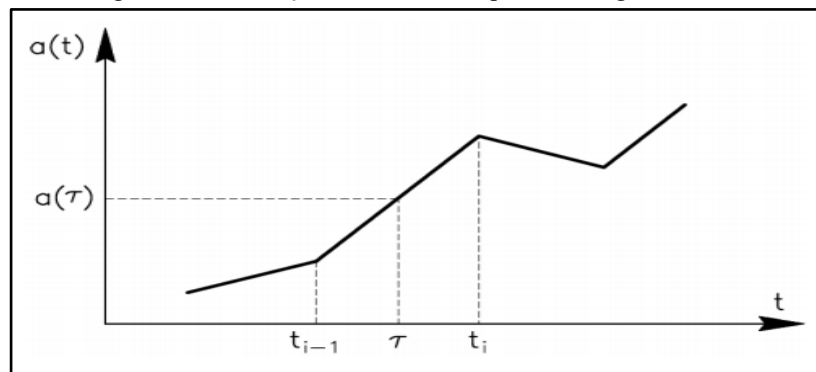
A essa equação adiciona-se a solução de vibração livre para um oscilador simples, obtendo a solução geral do sistema amortecido e linear, submetido a um carregamento oscilatório, conforme Equação 13.

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D} \text{sen } \omega_D t + u_0 \cos \omega_D t \right) - \frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen} [\omega_D(t - \tau)] d\tau \quad (13)$$

Essa equação tem solução analítica apenas em casos especiais, por isso geralmente é resolvida numericamente por meio de métodos de integração numérica temporal. Os métodos de integração no tempo serão descritos após a seção de sistemas com múltiplos graus de liberdade.

É válido salientar que existe outra forma de resolver a equação de Duhamel, que está relacionada aos problemas de análise sísmica. Neste caso, considera-se a aceleração composta por uma sucessão de segmentos lineares (Figura 15) e com condições iniciais nulas. A Equação 13 torna-se:

Figura 15: Aceleração sísmica decomposta em segmentos lineares



Fonte: PEÑA (2012)

$$u(t) = -\frac{e^{-\xi\omega t}}{\omega_D} [A(t)\text{sen}(\omega_D t) - B(t)\text{cos}(\omega_D t)] \quad (14)$$

$$\dot{u} = -e^{-\xi\omega t} [A(t)\text{cos}(\omega_D t) - B(t)\text{sen}(\omega_D t)] + \omega\xi x(t) \quad (15)$$

$$\ddot{u} = -\omega^2 x(t) - 2\xi\omega\dot{x}(t) + a(t) \quad (16)$$

onde:

$$A(t) = \int_0^t a(\tau)e^{\xi\omega\tau}\text{cos}(\omega_D\tau)d\tau \quad (17)$$

$$B(t) = \int_0^t a(\tau)e^{\xi\omega\tau}\text{sen}(\omega_D\tau)d\tau \quad (18)$$

Como a aceleração é constante em cada intervalo de tempo, pode-se considerar a inclinação da reta em cada intervalo como sendo $s = [a(t_i) - a(t_{i-1})]/(t_i - t_{i-1})$, tem-se para A e B :

$$A(t_i) = A(t_{i-1}) + \frac{e^{\xi\omega\tau}}{\omega^2} [(\xi\omega a(t) + s(1 - 2\xi^2))\cos(\omega_D\tau) + \frac{\omega_D}{\omega}(\omega a(t) - 2\xi s)\sin(\omega_D\tau)]_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (19)$$

$$B(t_i) = B(t_{i-1}) + \frac{e^{\xi\omega\tau}}{\omega^2} [(\xi\omega a(t) + s(1 - 2\xi^2))\sin(\omega_D\tau) + \frac{\omega_D}{\omega}(\omega a(t) - 2\xi s)\cos(\omega_D\tau)]_{t_{i-1}}^{t_i} \quad (20)$$

Fazendo as devidas substituições de A e B na Equação 14, obtêm-se as respostas para o deslocamento, velocidade e aceleração do sistema. Contudo é importante frisar que esses valores não são exatos, já que a aceleração foi particularizada como linear. Esse método ficou conhecido na literatura como Método Quase-Exato e é implementado em diversos programas computacionais para o cálculo das respostas do sistema no domínio do tempo (PEÑA,2012).

3.2.1.2 Sistemas com vários graus de liberdade

Diferentemente dos S1GL, os sistemas com múltiplos graus de liberdade (SnGL) têm equação de movimento em forma matricial.

$$[m]\{\ddot{u}(t)\} + [c]\{\dot{u}(t)\} + [k]\{u(t)\} = -[m]\{I\}a(t) \quad (21)$$

onde $[m]$, $[c]$ e $[k]$ são, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez; $\{\ddot{u}(t)\}$, $\{\dot{u}(t)\}$ e $\{u(t)\}$ são os vetores aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente e $\{I\}$ é um vetor com n elementos unitários.

Obter a solução de um sistema de equações diferenciais de “n” graus de liberdade não é uma tarefa simples, principalmente devido ao acoplamento dessas equações. Para facilitar a resolução desse problema, o método de superposição modal é utilizado.

O método de superposição modal (MSM) visa remover o acoplamento entre as equações de movimento. Isso é feito através da utilização dos modos naturais de vibração da estrutura, que são características específicas de cada modelo. Esses modos são úteis nesse método, pois permitem a transformação das coordenadas geométricas em coordenadas generalizadas modais.

Ao realizar essa transformação, os modos naturais de vibração formam uma base completa no espaço das coordenadas generalizadas modais e diagonalizam as matrizes de rigidez e de massa globais por meio de transformações similares. A principal vantagem desse método é que, com essa transformação e a consideração do amortecimento proporcional, são obtidas equações de movimento desacopladas, semelhantes às de osciladores simples amortecidos. Além disso, apenas as primeiras equações têm uma participação significativa na resposta do modelo.

Dessa forma, a resolução de um sistema de equações diferenciais complexas é transformada em um conjunto reduzido de equações de movimento de osciladores simples. A resposta do modelo é obtida através da soma das soluções dessas equações, que são posteriormente transformadas de volta para o espaço físico. Esse procedimento é o que justifica o nome do método como superposição modal, o qual oferece uma abordagem eficiente para resolver problemas de resposta dinâmica em modelos de múltiplos graus de liberdade, simplificando a análise.

Assim, aplicando o MSM na Equação 21 e considerando a seguinte transformação modal $\{u(t)\} = [\Phi]\{Y(t)\}$, com $[\Phi]$ sendo a matriz modal, tem-se:

$$[M]\{\ddot{Y}(t)\} + [C]\{\dot{Y}(t)\} + [K]\{Y(t)\} = -\{\Phi\}^T [m]a(t) \quad (22)$$

Onde $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa e amortecimento, obtidas pelo processo de ortonormalização, que consiste em multiplicar a matriz modal e a sua transposta pelas correspondentes matrizes de massa e amortecimento.

3.2.2 Métodos de integração no tempo

A equação de um SnGL (Equação 22) é uma equação diferencial que, muitas vezes não tem solução fechada, tendo-se que recorrer a métodos de integração numérica. Existem duas categorias principais de algoritmos de integração temporal: os Métodos Explícitos e os Métodos Implícitos. Nos Métodos Explícitos, a determinação da solução no tempo $t+\Delta t$ é feita levando em conta apenas as condições de equilíbrio no tempo t .

Por outro lado, nos Métodos Implícitos, a solução no tempo $t+\Delta t$ é calculada considerando não apenas as condições no tempo t , mas também as velocidades e acelerações no instante de tempo $t+\Delta t$.

Entre os métodos explícitos, um dos mais destacados é o método por diferença finita central, já para os métodos implícitos, destacam-se o método de Newmark de aceleração constante e o método de Wilson θ .

Soriano (2014) apresenta sugestões de algoritmos para cada um dos referidos métodos, apresentados respectivamente na Figura 16, Figura 17 e Figura 18.

Figura 16: Algoritmo Método da Diferença finita central

– Especificação de $k, m, \xi, u_0, \dot{u}_0, \Delta t$ e f_i em cada discretização do tempo.

Se $u_0 = 0$ e $\dot{u}_0 = 0 \rightarrow \ddot{u}_0 = 0$
 Se $u_0 \neq 0$ ou $\dot{u}_0 \neq 0 \rightarrow \ddot{u}_0 = (f_0 - c\dot{u}_0 - k u_0) / m$
 $\omega_n = \sqrt{k/m}$, $c = 2\xi m \omega_n$
 $aux = u_0 - \dot{u}_0 \Delta t + \ddot{u}_0 \Delta t^2 / 2$, $m' = \frac{m}{\Delta t^2} + \frac{c}{2\Delta t}$

→ $i = 0, 1, \dots$ até o número total de instantes de discretização

$$f'_i = f_i - \left(k - \frac{2m}{\Delta t^2} \right) u_i - \left(\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right) aux$$

$$u_{i+1} = \frac{f'_i}{m'}$$

$$aux = u_i$$

– Além disso, caso seja de interesse determinar a velocidade e a aceleração:

→ $i = 1, 2, \dots$ até o número total de instantes de discretização

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}$$

$$\ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{\Delta t^2}$$

Fonte: SORIANO (2014)

Figura 17: Algoritmo Método de Newmark

– Especificação de $k, m, \xi, u_0, \dot{u}_0, \Delta t$ e f_i em cada discretização do tempo.

Se $u_0 = 0$ e $\dot{u}_0 = 0 \rightarrow \ddot{u}_0 = 0$
 Se $u_0 \neq 0$ ou $\dot{u}_0 \neq 0 \rightarrow \ddot{u}_0 = (f_0 - c\dot{u}_0 - k u_0) / m$
 $\omega_n = \sqrt{k/m}$, $c = 2\xi m \omega_n$, $k' = k + \frac{4m}{\Delta t^2} + \frac{2c}{\Delta t}$

→ $i = 1, 2, \dots$ até o número total de instantes de discretização

$$f'_i = f_i + m \left(\ddot{u}_{i-1} + \frac{4\dot{u}_{i-1}}{\Delta t} + \frac{4u_{i-1}}{\Delta t^2} \right) + c \left(\dot{u}_{i-1} + \frac{2u_{i-1}}{\Delta t} \right)$$

$$u_i = f'_i / k'$$

$$\dot{u}_i = -\dot{u}_{i-1} + \frac{2}{\Delta t} (u_i - u_{i-1})$$

$$\ddot{u}_i = -\ddot{u}_{i-1} + \frac{4}{\Delta t^2} (u_i - u_{i-1} - \dot{u}_{i-1} \Delta t)$$

Fonte: SORIANO (2014)

Figura 18: Algoritmo Método de Wilson θ

– Especificação de $k, m, \xi, u_o, \dot{u}_o, \Delta t$ e f_i em cada discretização do tempo.

Se $u_o = 0$ e $\dot{u}_o = 0 \rightarrow \ddot{u}_o = 0$
 Se $u_o \neq 0$ ou $\dot{u}_o \neq 0 \rightarrow \ddot{u}_o = (f_o - c\dot{u}_o - k u_o) / m$

$$\omega_n = \sqrt{k/m}, \quad c = 2\xi m \omega_n, \quad k' = k + \frac{6m}{\theta^2 \Delta t^2} + \frac{3c}{\theta \Delta t}$$

$i = 1, 2, \dots$ até o número total de instantes de discretização

$$f'_i = f_{i-1} + \theta(f_i - f_{i-1}) + 6m \left(\frac{\ddot{u}_{i-1}}{3} + \frac{\dot{u}_{i-1}}{\theta \Delta t} + \frac{u_{i-1}}{\theta^2 \Delta t^2} \right) + c \left(\frac{\theta \Delta t}{2} \ddot{u}_{i-1} + 2\dot{u}_{i-1} + \frac{3u_{i-1}}{\theta \Delta t} \right)$$

$$u_\theta = \frac{f'_i}{k'}$$

$$\ddot{u}_i = \frac{6}{\theta^3 \Delta t^2} (u_\theta - u_{i-1}) - \frac{6}{\theta^2 \Delta t} \dot{u}_{i-1} + \left(1 - \frac{3}{\theta} \right) \ddot{u}_{i-1}$$

$$\dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_i + \ddot{u}_{i-1})$$

$$u_i = u_{i-1} + \Delta t \dot{u}_{i-1} + \frac{\Delta t^2}{6} (\ddot{u}_i + 2\ddot{u}_{i-1})$$

Fonte: SORIANO (2014)

Conforme observado por Dokainish e Subbaraj (1989), os algoritmos explícitos geralmente demandam um custo computacional por passo de tempo significativamente menor em comparação aos algoritmos implícitos, além de necessitarem de menos memória. No entanto, é importante ressaltar que os algoritmos explícitos são condicionalmente estáveis, o que implica que eles exigem pequenos incrementos de tempo para garantir estabilidade numérica. Os autores também destacam que algoritmos com estabilidade condicional requerem um passo de tempo proporcionalmente inverso à maior frequência presente no sistema discreto.

Dokainish e Subbaraj (1989) também mencionam o método Runge-Kutta de quarta ordem, amplamente reconhecido e frequentemente recomendado por sua precisão numérica. Este método possui diversas características atrativas, como autoinicialização, flexibilidade na alteração do passo de tempo e dispensa de iterações para problemas não lineares. Além disso, é notável por sua ordem relativamente alta e, em casos extremos, por apresentar uma instabilidade moderada. Os autores discutem também os métodos rigidamente estáveis desenvolvidos para ampliar o limite de estabilidade em cálculos explícitos, especialmente em sistemas de equações "rígidas" geradas por processos de discretização, nos quais certas frequências variam rapidamente no tempo enquanto outras permanecem estáveis. Outra abordagem mencionada é o método preditor-corretor (PC), um método iterativo que utiliza informações de um ou mais passos de tempo anteriores para auxiliar na avaliação das variáveis em cada passo de tempo subsequente. Este método evoluiu para variantes como PEC (*Predict-Evaluate-Correct*) e PECE (*Predict, Evaluate, Correct, Evaluate*). Um exemplo notável é o método PC de segunda

ordem de Adams-Moulton, desenvolvido para análise dinâmica não-linear de estruturas aeronáuticas, muitas vezes combinado com outros métodos como Newmark e Runge-Kutta de quarta ordem para melhorar estabilidade e precisão.

Segundo as observações de Dokainish e Subbaraj (1989), é notável que muitos métodos implícitos demonstram estabilidade incondicional em análises lineares, com o maior passo de tempo sendo determinado pela precisão do método, não pela estabilidade. Em contraste com os métodos explícitos, os métodos implícitos requerem um esforço computacional maior por passo de tempo, porém possibilitam o uso de passos de tempo mais amplos.

Com base nas considerações de Subbaraj e Dokainish (1989), os métodos implícitos revelam-se mais eficazes em análises de estruturas dinâmicas, especialmente quando a resposta é dominada por um número limitado de modos de baixa frequência. Por outro lado, os métodos explícitos mostram-se mais adequados para problemas de propagação de ondas, nos quais a contribuição dos modos de frequência intermediária e alta é mais relevante. Os autores destacam que os métodos da família de Newmark são os mais utilizados entre os algoritmos implícitos de integração temporal direta, caracterizados por parâmetros numéricos que controlam tanto a estabilidade quanto a precisão do método. Inicialmente proposto considerando aceleração constante, o método de Newmark também foi desenvolvido com uma aproximação linear, demonstrando eficácia particularmente em problemas de dinâmica estrutural. Além disso, Subbaraj e Dokainish (1989) mencionam o método Wilson- θ , uma extensão do método de aceleração linear, cuja estabilidade está condicionada a um parâmetro θ variável. Em problemas lineares, esse método é incondicionalmente estável para valores de θ até 1.37, sendo comum o emprego de $\theta = 1.4$. Outro método citado é o de Houbolt, reconhecido por sua estabilidade incondicional, embora apresente como desvantagem o amortecimento numérico introduzido na resposta quando são utilizados grandes passos de tempo.

O método de Houbolt emprega uma interpolação cúbica de Lagrange entre os intervalos de tempo t_{i-2} a t_{i+1} , resultando nas Equações (23) e (24):

$$\ddot{x}_i = \frac{1}{\Delta t^2} * (2x_{i-1} - 5x_i + 4x_{i+1} - x_{i+2}) \quad (23)$$

$$\dot{x}_i = \frac{1}{6\Delta t^2} * (11x_{i-1} - 18x_i + 9x_{i+1} - 2x_{i+2}) \quad (24)$$

Apesar de sua estabilidade incondicional, o método de Houbolt exibe um alto amortecimento numérico em respostas de baixa frequência, o que representa uma limitação para a solução de problemas de dinâmica estrutural (Cook *et al.*, 1989).

Subbaraj e Dokainish (1989) ressaltam diversas características essenciais que os algoritmos de integração temporal direta devem possuir, incluindo estabilidade incondicional, controle ajustável do amortecimento numérico, capacidade de autoinicialização e precisão de segunda ordem. Embora reconheçam o método de Newmark como um dos mais eficazes e amplamente utilizados entre os algoritmos implícitos, destacam que ele carece de um mecanismo de controle adequado do amortecimento numérico, apesar de oferecer estabilidade incondicional e soluções com precisão de segunda ordem sem a necessidade de procedimentos de inicialização especiais. Por outro lado, o método Wilson- θ , muito utilizado em problemas de engenharia sísmica, atende a todas essas características, porém, revela-se dissipativo em modos de baixa frequência, o que não é ideal para análises estruturais dinâmicas. Além disso, demonstra uma propensão para ultrapassar significativamente a solução exata nos primeiros cinco passos quando grandes intervalos de tempo são utilizados, e em problemas não lineares, torna-se independente do parâmetro θ . Já o método de Houbolt, embora seja incondicionalmente estável e não necessite de procedimentos especiais de inicialização, é mais dissipativo que o método Wilson- θ .

Em 1977, Hilber *et al.*, baseados nos três algoritmos anteriores, conceberam um novo método que incorporava as características discutidas por Subbaraj e Dokainish (1989). Este novo método, conhecido como α -HHT, introduziu uma abordagem inovadora para o amortecimento, denominada pelos autores como dissipação- α . A peculiaridade do método α -HHT reside na combinação de uma dissipação- γ positiva, originária do método de Newmark, com uma dissipação- α negativa, proporcionando uma estratégia de amortecimento única e eficaz.

O método α -HHT é uma modificação das fórmulas de Newmark, introduzindo um parâmetro de amortecimento numérico (α) nas equações de equilíbrio. Esse método provoca um desfasamento na aceleração em relação às outras variáveis transitórias. Para sistemas com amortecimento, a equação de equilíbrio assume a forma:

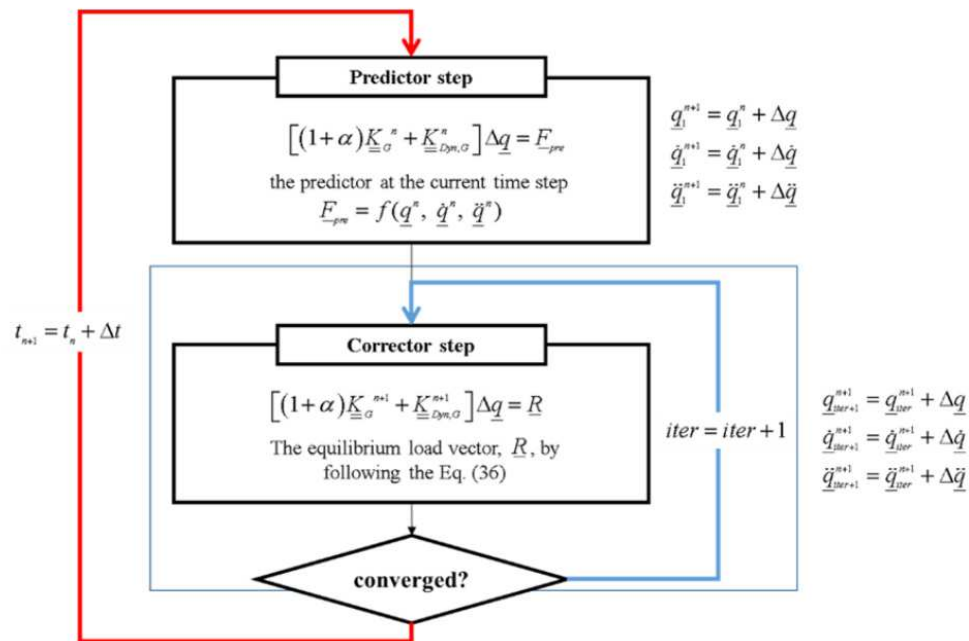
$$[M]\{\ddot{X}_{t+\Delta t}\} + (1 + \alpha)[C]\{\dot{X}_{t+\Delta t}\} - \alpha[C]\{\dot{X}_t\} + (1 + \alpha)[K]\{X_{t+\Delta t}\} - \alpha[K]\{X_t\} = \{R_{t+\Delta t}^{ext}\} \quad (25)$$

onde $\{\ddot{X}\}$, $\{\dot{X}\}$, $\{X\}$ e $\{R_{t+\Delta t}^{ext}\}$ representam os vetores de acelerações, velocidades, deslocamentos e reações de apoio, respectivamente, (α) é o parâmetro de amortecimento numérico cujo valor adotado está dentro da faixa:

$$-\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0 \quad (26)$$

O método, sendo implícito, demonstra estabilidade incondicional e precisão de segunda ordem. O nível de amortecimento numérico tende a aumentar conforme α diminui (Cook *et al.*, 1989). Assim, optar pelo método α -HHT para discretizar temporalmente as equações de equilíbrio do problema em questão se torna uma opção interessante para integração numérica temporal. A Figura 19 mostra o algoritmo para este método, demonstrado por EUN (2015).

Figura 19: Algoritmo Método Hilbert, Hughes, Taylor (α -HHT)



Fonte: EUN (2015)

Em 1993, Chung e Hilbert inovam ao incorporar o método α -HHT concebido por Hilber *et al.* (1977), e o método WBZ- α , desenvolvido por Wood *et al.* (1981), para criar uma abordagem avançada, o método α -generalizado, também conhecido como método CH- α . Este método se destaca pela ausência do fenômeno de 'overshoot', comumente observado em outros algoritmos similares. Apresentando estabilidade incondicional e precisão de segunda ordem, ele oferece uma combinação otimizada de amortecimento em altas e baixas frequências. Ao buscar um nível desejado de amortecimento em altas frequências, o método minimiza o amortecimento em baixas frequências. Os pesquisadores concluem que essa abordagem demonstra as melhores características de amortecimento e os menores erros relativos em termos de período e deslocamento, quando comparada a outros métodos dissipativos. No entanto, é

importante ressaltar que sua implementação computacional é complexa e pode demandar recursos significativos.

Em 1994, Chung e Hulbert introduziram um inovador algoritmo implícito denominado método CH-SSH. Este método, embora compartilhe semelhanças com a família dos métodos de Houbolt, destaca-se por superar suas limitações relacionadas à inicialização e ao amortecimento em baixas frequências. Além disso, demonstra a capacidade de gerar raízes do polinômio característico com magnitude zero em frequências elevadas, fenômeno conhecido como aniquilação assintótica.

Em 2002, Erlicher *et al.* estenderam a análise do método CH- α , da família dos métodos G- α (métodos α generalizado), para problemas dinâmicos não lineares e prova a precisão de segunda ordem para deslocamentos e velocidades e de primeira ordem para aceleração o que ocorre também no método HHT- α .

Em 2004, Zhou e Tamma conduziram uma análise abrangente dos métodos disponíveis e introduziram o método GSSSS, que incorpora elementos de algoritmos existentes e inclui características específicas para resolver um problema particular. No mesmo contexto, em 2006, Yu e Zhao discutiram algumas características dos métodos já existentes e propuseram o método α generalizado.

Este padrão de desenvolvimento evidencia a constante busca por soluções mais eficazes na área de dinâmica das estruturas. Ao longo dos anos, novos algoritmos têm surgido, cada um projetado para solucionar problemas específicos. Os pesquisadores continuam a inovar, buscando algoritmos que ofereçam melhor desempenho, estabilidade e precisão para análises estruturais dinâmicas, impulsionando assim o avanço contínuo das pesquisas.

3.3 Comportamento não-linear

A análise computacional é uma ferramenta importante para análise dinâmica e pode prever o comportamento estrutural sob diferentes condições de carregamento. No entanto, muitas estruturas e materiais encontrados na prática apresentam comportamento não-linear, o que requer métodos sofisticados de modelagem.

Uma característica importante do comportamento não-linear é a reserva de resistência, que é observada em materiais como concreto e aço que apresentam capacidade

adicional para suportar cargas além do seu limite elástico. O comportamento não-linear desses materiais é frequentemente modelado utilizando-se modelos elasto-plásticos. Esses modelos descrevem a relação entre tensão e deformação não apenas na região elástica, mas também na região plástica, incorporando fenômenos como endurecimento, amolecimento, fluência e redistribuição de tensões. Isso permite uma análise mais precisa do comportamento estrutural sob carregamentos variados, fundamental para garantir a segurança das estruturas.

Além disso, é importante considerar a não-linearidade geométrica, que surge devido a grandes deformações e/ou deslocamentos das estruturas. A não-linearidade geométrica pode levar a efeitos significativos, como a instabilidade e o colapso, e deve ser adequadamente incorporada na modelagem computacional para garantir resultados mais precisos.

3.3.1 Não-linearidade física

Para estabelecer o modelo de comportamento não-linear do material, é necessário definir três conceitos fundamentais: o critério de escoamento inicial, a regra de endurecimento e a lei de escoamento (Katchanov, 1975). O critério de escoamento inicial determina como o material entra no estado plástico, enquanto a regra de endurecimento define como o escoamento progride após atingir o estado plástico, ou seja, a evolução da deformação. Por fim, a lei de escoamento relaciona os incrementos de deformação plástica com os incrementos de tensão. Esses conceitos são essenciais para a compreensão e modelagem precisa do comportamento não-linear dos materiais.

Um critério de início de escoamento fornece uma estimativa do nível de tensão no qual a deformação plástica começa a ocorrer. Geralmente, é expresso de forma genérica para material isotrópico da seguinte forma:

$$F(\sigma, Y) = f(\sigma) - Y(K) \quad (27)$$

onde F representa a condição de início de escoamento, f denota a função de escoamento ou de carregamento no contexto do modelo de escoamento com endurecimento. O parâmetro Y , que reflete o escoamento do material, pode variar em função do endurecimento K .

Na Equação 27, quando $f(\sigma) < Y(K)$, o comportamento do material é elástico. No entanto, se $F(\sigma) = Y(K)$, o comportamento é plástico, cujo comportamento posterior é descrito por:

$$df = \left(\frac{df}{d\sigma_{ij}} \right) d\sigma_{ij} \quad (28)$$

Então, se $df < 0$, indica que o material está em descarregamento elástico e o comportamento do material é elástico. Se $df = 0$, o material está em regime plástico e o estado de tensão está na superfície de escoamento. Neste caso, se $Y(K)$, for constante, o comportamento é perfeitamente plástico. Se $df > 0$, as tensões estão sobre a superfície de escoamento, a qual não se mantém constante, caracterizando o comportamento do material com encruamento. É interessante citar que o critério de escoamento pode ser visualizado como uma superfície no espaço das componentes das tensões, e a posição relativa de um ponto nesse espaço, que descreve o estado do material em um ponto da estrutura, permite determinar se o material, nesse ponto, entrou em escoamento ou não.

A análise no domínio plástico torna-se complexa devido ao fato de diferentes categorias de materiais apresentarem distintas características de comportamento plástico. Portanto, torna-se necessário empregar diversos critérios de escoamento ao se implementar um programa de cálculo.

Existem diversos critérios de escoamento na literatura, podendo-se citar o critério de Tresca, o critério de von Mises, critério de Mohr-Coulomb e o critério de Drucker-Prager, os quais são descritos a seguir.

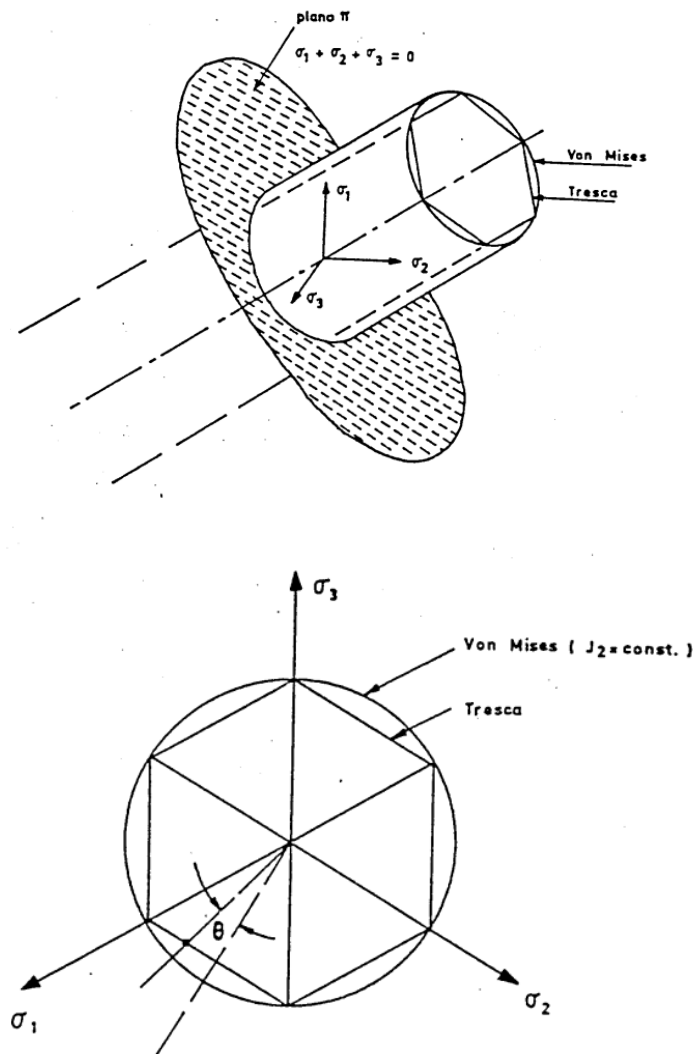
3.3.1.1 Critério de Tresca

Este critério determina que o início do escoamento ocorre quando a tensão máxima de cisalhamento atinge um valor crítico (τ_c), obtido num ensaio de tração. De acordo com as tensões principais ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), pode-se escrever

$$F = \max\left\{|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_1 - \sigma_3|, \frac{|\sigma_2 - \sigma_3|}{2}\right\} - \tau_c \leq 0 \quad (29)$$

A projeção de F no plano desviador (plano convencional Π , onde a soma das tensões principais é nula) é um hexágono (Figura 18).

Figura 20: Superfícies de Plastificação dos critérios de Tresca e Von Mises para o espaço das tensões principais e para plano desviador.



Fonte: LAPA (1987)

3.3.1.2 Critério de von Mises

Neste critério propõe-se que a plasticidade ocorre quando o segundo invariante das tensões desviadoras (J_2) atinge um valor crítico (C). Isto é:

$$F = \sqrt{J_2} - C \quad (30)$$

As tensões desviadoras são caracterizadas como a diferença entre o estado de tensão total e o estado devido a uma pressão média igual à média das tensões normais:

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - (1/3)\delta_{ij}\sigma_{kk} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\sigma_m \quad (31)$$

onde: S_{ij} - componentes do tensor das tensões desviadoras;

σ_{ij} - componentes do tensor das tensões;

δ_{ij} - delta de Kronecker (1 se $i = j$ ou 0 se $i \neq j$);

σ_m - tensão média;

O invariante é definido como:

$$J_2 = 0.5 S_{ij}S_{ij} = 0.5(S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + S_{xy}^2 + S_{yz}^2 + S_{xz}^2 \quad (32)$$

isto é:

$$J_2 = (1/6) \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 \right] + (\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2) \quad (33)$$

ou ainda, em termos das tensões principais,

$$J_2 = (1/6)[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (34)$$

Utilizando o conceito de tensão efetiva σ' , também conhecida por tensão de von Mises, pode-se expressar o critério de escoamento como:

$$\sigma' = (3J_2)^{1/2} = \sqrt{3}Y \quad (35)$$

em que,

$$\sigma' = \sqrt{3/2}(S_{ij}S_{ij})^{1/2} \quad (36)$$

Assim, é possível estabelecer que o escoamento tem início quando a tensão efetiva atinge o valor de escoamento obtido em um ensaio uniaxial.

A interpretação física da lei de escoamento de von Mises foi proposta primeiramente por Hencky (1924), que sugeriu que o escoamento começa quando a energia elástica de distorção atinge determinado valor crítico, calculado como o valor da energia desenvolvida numa barra do mesmo material sujeita a uma tensão no limite elástico, enquanto Nadai (1931) indicou que o escoamento tem lugar quando é atingido o valor crítico da tensão de cisalhamento octaédrica (τ_{oct}). Esta tensão atua nos planos octaédricos regulares, cujos vértices coincidem com os eixos principais de inércia.

$$\tau_{oct} = (2J_2/3)^{1/2} \quad (37)$$

A superfície de escoamento no plano das tensões principais é um cilindro e sua

projeção no plano – Π é um círculo (Figura 18). Observa-se que o círculo de von Mises circunscribe o hexágono de Tresca.

3.3.1.3 Critério de Mohr-Coulomb

Este critério generaliza a Lei de Coulomb, definida como:

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad (38)$$

onde, τ - tensão de cisalhamento ; c - coesão ; σ_n - tensão normal; ϕ - ângulo de atrito interno.

Mohr mostrou o critério de escoamento como:

$$(\sigma_1 \sigma_3) = 2c * \cos \phi = -(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (39)$$

onde σ_1 e σ_3 são os valores máximo e mínimo das tensões principais, respectivamente.

3.3.1.4 Critério de Drucker-Prager

É um critério que se assemelha ao de Mohr-Coulomb e resulta da modificação do critério de von Mises, levando em consideração a componente da tensão hidrostática no escoamento, ou seja:

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K \quad (40)$$

em que:

I_1 – 1º invariante das tensões ($I_1 = \sigma_{ii}$);

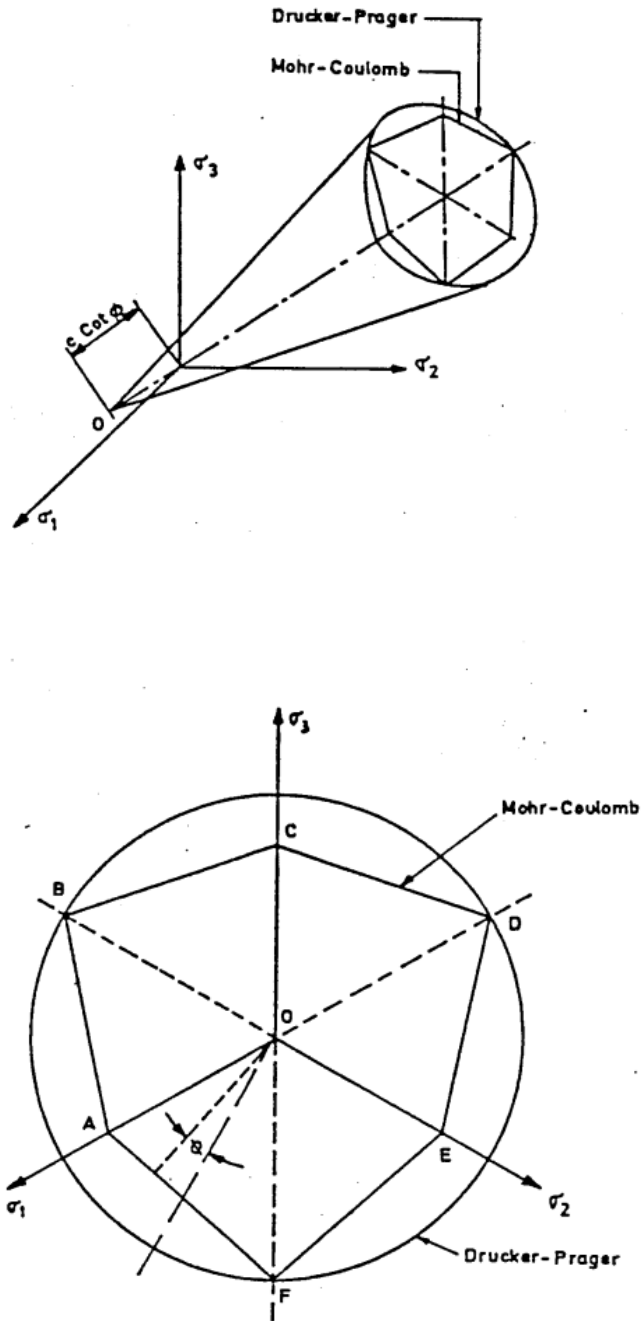
J_2 – 2º invariante das tensões desviadoras;

$$\alpha = (2 \sin \phi) / [3(3 \pm \sin \phi)]^{1/2};$$

$$K = (6c \cos \phi) / [3(3 \pm \sin \phi)]^{1/2}.$$

Esse critério é representado por um cone de revolução em torno do eixo hidrostático ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Os critérios de Tresca e de Von Mises (Figura 20) produzem resultados satisfatórios para materiais dúcteis, enquanto os critérios de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager (Figura 21) são mais adequados para materiais frágeis.

Figura 21: Superfícies de Plastificação dos critérios de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb para o espaço das tensões principais e para plano desviador.



Fonte: LAPA (1987)

3.3.2 Não-linearidade geométrica

A não-linearidade geométrica é um fenômeno, marcado pela perda da linearidade entre as relações de deslocamento e deformação. Esse conceito se manifesta quando as

deformações na estrutura resultam em mudanças significativas em sua geometria, exigindo uma reformulação das equações de equilíbrio tradicionais.

Existem dois principais tipos de não linearidade geométrica. O primeiro tipo ocorre em situações em que as deformações são pequenas, mas os deslocamentos ou rotações são significativos. Isso é comum em estruturas como arcos, molas, barras de treliças, placas e cascas finas. Nessas situações, mesmo com deformações modestas, os deslocamentos ou rotações podem ser substanciais o suficiente para exigir uma abordagem não-linear na análise estrutural.

Já o segundo tipo de não-linearidade geométrica está associado a grandes deformações. Nestes casos, as mudanças na geometria da estrutura acompanham as não-linearidades físicas do material, como endurecimento, plastificação e instabilidades geométricas. Essa não linearidade é particularmente relevante em materiais que apresentam comportamento altamente não-linear, como o concreto em situações de elevada carga ou estruturas submetidas a sismos.

Em ambos os tipos, a não-linearidade geométrica exige uma abordagem específica na análise estrutural, uma vez que as equações de equilíbrio tradicionais não são mais aplicáveis. Em vez disso, são necessárias formulações que levem em consideração as mudanças na geometria da estrutura ao longo do carregamento, garantindo uma análise mais precisa do comportamento estrutural em condições não-lineares. Essas não-linearidades podem ser causadas por grandes deflexões, rotações, deformações ou por enrijecimento por tensão (stress stiffening).

Para inclusão da não-linearidade adiciona-se a matriz de rigidez geométrica $[K_g]$ à matriz de rigidez elástica $[K_e]$, tal que:

$$[K_e + K_g]\{d\Delta\} = \{dP\} \quad (41)$$

sendo $\{d\Delta\}$ o vetor dos deslocamentos nodais incremental e $\{dP\}$ é o vetor das cargas nodais incremental. A matriz de rigidez geométrica representa a mudança na rigidez devido aos efeitos geométricos, como grandes deflexões, deformações ou rotações. Esses efeitos podem causar mudanças na rigidez do sistema estrutural, afetando a relação entre as forças aplicadas e os deslocamentos resultantes.

Esta equação mostra como a matriz de rigidez total, que inclui contribuições tanto da rigidez elástica quanto da rigidez geométrica, está relacionada com as forças nodais aplicadas e os deslocamentos nodais. A matriz de rigidez geométrica captura as mudanças

na rigidez devido aos efeitos geométricos e pode ter grande influência nos resultados de análise de estruturas sujeitas a grandes deflexões, deformações ou rotações.

Em suma a análise não linear de estruturas é uma abordagem que muitas vezes requer uma série de etapas lineares de cálculo para sua realização. Nesse método, os parâmetros relevantes do problema são mantidos constantes ao longo de cada etapa, permitindo que a análise seja simplificada em etapas menores e mais gerenciáveis. Após cada etapa, os resultados são avaliados e os parâmetros são ajustados conforme necessário antes de prosseguir para a próxima etapa.

Essa abordagem iterativa permite um refinamento gradual da solução, garantindo que as complexidades do comportamento não-linear da estrutura sejam adequadamente consideradas. À medida que o processo avança, os parâmetros são recalculados e refinados para melhorar a precisão e a convergência da solução.

O processo continua até que os parâmetros calculados em duas etapas consecutivas permaneçam dentro de uma determinada tolerância. Isso indica que a solução convergiu para um estado estável, onde os parâmetros não sofrem mais alterações significativas entre as iterações consecutivas. Quando esse critério de convergência é atingido, o processo é considerado concluído e a análise não-linear da estrutura é finalizada. Essa solução iterativa é muito útil na abordagem problemas estruturais que apresentam não-linearidades, permitindo obter soluções precisas para uma ampla gama de problemas não-lineares.

4 ABAQUS

Abaqus é um software de simulação por elementos finitos, que tem dois módulos principais de análise: Abaqus Standard e Abaqus Explicit, os quais são baseados em algoritmos de análise implícita e explícita, respectivamente.

Ambos os módulos disponibilizam duas técnicas de solução para problemas dinâmicos. A solução direta consiste em resolver problemas não lineares através da integração da equação de movimento. A segunda técnica é a superposição modal que é uma análise explícita, onde os parâmetros dinâmicos são usados na solução do problema.

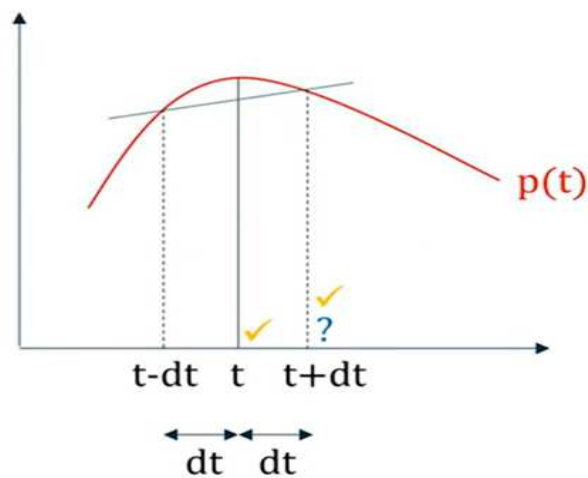
Em análise dinâmica, a análise implícita envolve resolver as equações que governam o problema da dinâmica usando métodos de integração no tempo implícitos. O Abaqus utiliza o método implícito de Hilber-Hughes-Taylor, também referido como método de Newmark modificado, conforme as Equações a seguir.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{p(t)\} \quad (42)$$

$$\{u^{(i+1)}\} = \{u^{(i)}\} + \Delta t\{\dot{u}^{(i)}\} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{u}^{(i)} + 2\beta\ddot{u}^{(i+1)}] \quad (43)$$

$$\{\dot{u}^{(i+1)}\} = \{\dot{u}^{(i)}\} + \Delta t[(1 - \gamma)\ddot{u}^{(i)} + \gamma\ddot{u}^{(i+1)}] \quad (44)$$

Figura 22: Algoritmo implícito



Fonte: SIMULIA (2014)

Para calcular a solução da equação de movimento a inversão da matriz de rigidez se faz necessária.

$$u = K^{-1}(p(t) - M\ddot{u} - C\dot{u}) \quad (45)$$

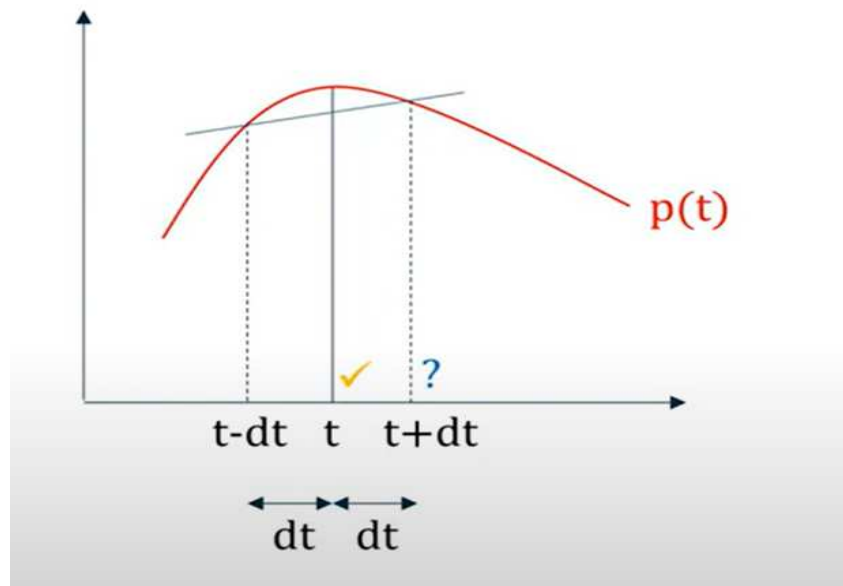
O método implícito, conhecido por sua estabilidade incondicional, oferece a vantagem de aceitar grandes incrementos de tempo, o que potencialmente acelera a simulação. No entanto, embora incrementos de tempo maiores possam parecer vantajosos em termos de tempo de processamento, outros fatores, como a necessidade de resolver não-linearidades e garantir a convergência em cada passo da análise, podem aumentar os custos computacionais. De fato, apesar de sua estabilidade, o método implícito pode apresentar erros de convergência em problemas com grandes não-linearidades, deformações extremas ou taxas de carregamento elevadas.

Em contraste com a abordagem implícita, em que primeiro se determinam os deslocamentos e, em seguida, derivam-se as acelerações, na análise explícita a solução da equação de movimento é obtida diretamente para as acelerações. Isso otimiza o processamento computacional e permite uma modelagem mais eficiente para problemas dinâmicos. Nesta análise são utilizados métodos diretos de integração no tempo. O Abaqus utiliza o método das diferenças finitas centrais, como aproximação da solução da equação de movimento Equação 41, conforme se apresenta.

$$\left\{ \dot{u}^{(i+\frac{1}{2})} \right\} = \left\{ \dot{u}^{(i-\frac{1}{2})} \right\} + \frac{\Delta t^{(i+1)} + \Delta t^{(i)}}{2} \left\{ \ddot{u}^{(i)} \right\} \quad (46)$$

$$\left\{ u^{(i+1)} \right\} = \left\{ u^{(i)} \right\} + \Delta t^{(i+1)} \left\{ \dot{u}^{(i+\frac{1}{2})} \right\} \quad (47)$$

Figura 23: Algoritmo explícito



Fonte: SIMULIA (2014)

Observando a Figura 23, nota-se que uma característica distintiva da abordagem explícita, face ao método implícito, é a ausência de acoplamento entre as soluções atuais e futuras. Isso permite resolver para todos os deslocamentos no tempo futuro de forma independente, com base nas informações disponíveis no tempo atual. Essa independência simplifica o processo de cálculo, eliminando a necessidade de iterar entre soluções presentes e futuras.

No método explícito, para determinar as acelerações, é necessário inverter a matriz de massa (Equação 48), utilizando a simplificação denominada massa concentrada (*Lumped Mass*). Nesse processo, a matriz de massa é simplificada em uma matriz diagonal, onde a massa total do sistema é representada por um único ponto ou um número limitado de pontos discretos.

$$\{\ddot{u}\} = [M^{-1}](\{p(t)\} - [C]\{u\} - [K]\{u\}) \quad (48)$$

Por ser uma matriz diagonal o custo computacional para inversão dessa matriz é bem menor que no método implícito. O método explícito é condicionalmente estável, ou seja, incrementos pequenos de tempo são necessários para não gerar problemas de convergência. Contudo, quanto menor o incremento de tempo, maior o tempo da análise.

Da Equação 42 fica evidente que a precisão do resultado é fortemente dependente da taxa de carregamento, porque na análise explícita tem-se o termo inercial $[M]\{\ddot{u}\}$ dependente

da velocidade de aplicação das cargas e isso pode gerar resultados muito diferentes, por exemplo, deformações altamente localizadas.

A fim de que a análise explícita se torne estável, deve-se escolher um incremento de tempo adequado. Se o problema é não-amortecido, tem-se:

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{m\acute{a}x}} \quad (49)$$

onde $w_{m\acute{a}x}$ é a maior frequência do sistema em rad/s, mas se o problema é amortecido a condição é:

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{m\acute{a}x}} (\sqrt{1 + \xi_{m\acute{a}x}^2} - \xi_{m\acute{a}x}) \quad (50)$$

onde $\xi_{m\acute{a}x}$ é o fator de amortecimento crítico determinado para a frequência mais alta.

Contudo, não se conhece a maior frequência do sistema. Assim, o Abaqus recomenda utilizar o tempo que a onda de dilatação percorre cada elemento na malha, ou seja,

$$\Delta t \approx \frac{L_{min}}{C_d} \quad (51)$$

onde L_{min} é a menor dimensão do elemento na malha e C_d (que depende do módulo de elasticidade - E e da densidade do material - ρ) é a velocidade da onda que é dada por :

$$C_d = \frac{E}{\rho} \quad (52)$$

4.1 Concrete Damage Plasticity - CDP

O Conceito de Dano Plástico (*Concrete Damage Plasticity*-CDP), conforme Lubliner *et al.* (1989), foi desenvolvido para descrever o comportamento não linear de materiais quase frágeis, como o concreto. Fundamentado na Teoria da Plasticidade e na Mecânica do Dano, esse modelo incorpora dano ao modelo de plasticidade. Esse modelo é também referido com o modelo de Drucker-Prager modificado (KMIECIK & KAMINSKI, 2011), cujo critério de falha é dado por:

$$f(\bar{\sigma}, k) = \frac{1}{(1-\alpha)} [\bar{\sigma} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\varepsilon^{pl})\langle\bar{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{max}\rangle] - \bar{\sigma}_c(\varepsilon^{pl}) = 0 \quad (53)$$

onde $\bar{\sigma}$ é a tensão efetiva (Equação 54) e \bar{p} é tensor de tensão hidrostática, dado pela Equação (54):

$$\bar{\sigma} = \sqrt{3/2}(S_{ij}S_{ij})^{1/2} \quad (54)$$

$$\bar{p} = -1/3\bar{\sigma}_c : I \quad (55)$$

e

$$\alpha = \frac{\left(\frac{f_{b0}-1}{f_{c0}}\right)}{2\frac{f_{b0}-1}{f_{c0}}} \quad (56)$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t}(1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (57)$$

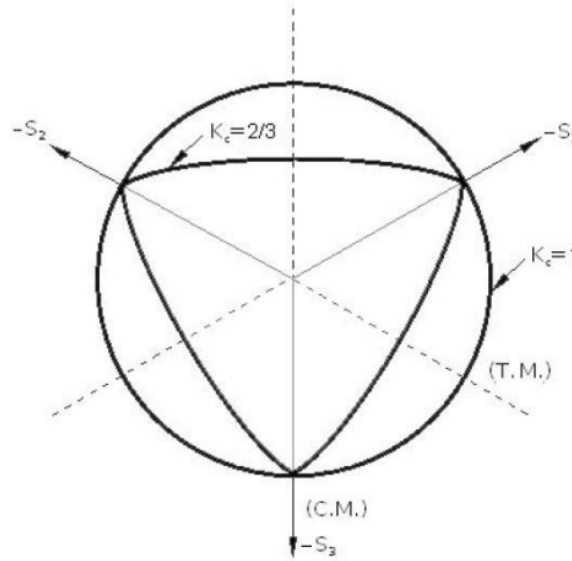
$$\gamma = \frac{3(1-k_c)}{2k_c-1} \quad (58)$$

são constantes dependentes dos resultados experimentais; $f(\bar{\sigma}, k)$: função de plasticidade; $\bar{\sigma}_{m\acute{a}x}$: tensão inicial de escoamento na compressão; \bar{S} : matriz do tensor de tensões; k : variável de dano;

$\langle x \rangle = \frac{(|x|+x)}{2}$: notação de Macaulay.

A superfície de escoamento assume uma configuração não circular, consistindo na interseção de três elipses tangenciais no plano desviador (Figura 24). Assim, a distinção entre os modelos de Drucker-Prager e o CDP reside no valor do parâmetro (k_c), que indica a relação entre a distância do eixo hidrostático ao meridiano de tração e de compressão no plano desviador, sendo usado no cálculo do parâmetro γ . Recomenda-se o valor de 2/3 para essa variável no CDP.

Figura 24: Superfície de escoamento na seção desviadora para o modelo CDP



Fonte: KMIECIK & KAMINSKI (2011)

A razão entre as tensões de escoamento biaxiais e uniaxiais $\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$ é usada no cálculo do coeficiente α , cujo valor é 1,16, segundo Kmiecik & Kaminski (2011).

A função de escoamento plástico do CDP é uma função hiperbólica de Drucker-Prager, descrita por:

$$G = \sqrt{(\epsilon * \sigma_{t0} * \tan \Psi)^2 + \sigma^2} - p * \tan \Psi \quad (59)$$

Onde Ψ é o ângulo de dilatação que é medido no plano $(p-\sigma)$, σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial; ϵ é a excentricidade da superfície de escoamento e σ é a tensão efetiva de von Mises.

O ângulo de dilatação (ψ) denota a inclinação entre a superfície de falha e o eixo hidrostático. Esse ângulo pode ser interpretado como o ângulo de atrito interno. Segundo Karslioglu *et al* (2021), seu valor varia entre 31° - 42° para o concreto e 10° - 36° para estruturas de alvenaria não armada.

No critério de Drucker-Prager a superfície de escoamento é uma reta então, $\epsilon=0$. Ensaio experimentais mostram, que no CDP, essa superfície assume a forma de uma hipérbole. O parâmetro ϵ pode ser calculado como a razão entre a tensão de tração e a de compressão, sendo o valor recomendado $\epsilon=0.1$, conforme Kmiecik & Kaminski (2011).

Durante a análise, ocorre nos materiais a redução da rigidez e da resistência, o que

leva a problemas de convergência. A fim de superar esses problemas, permite-se que as tensões estejam fora da superfície de escoamento através do parâmetro de viscosidade, μ . Seu valor varia entre 0.0001 e 0.0002 (Karslioglu *et al*, 2021).

4.2 Condição Uniaxial

O comportamento inelástico dos materiais frágeis pode ser representado através de duas variáveis de dano na tração e na compressão. Nesse caso, o CDP considera a falha quando da formação de trincas devido à tração e ao esmagamento devido à compressão.

Então, a evolução da superfície de escoamento é controlada pelas respectivas deformações plásticas. No entanto, o modelo pede que as deformações inelásticas devem ser calculadas assegurando que as deformações plásticas são positivas e crescentes, à medida que o fator de dano aumenta.

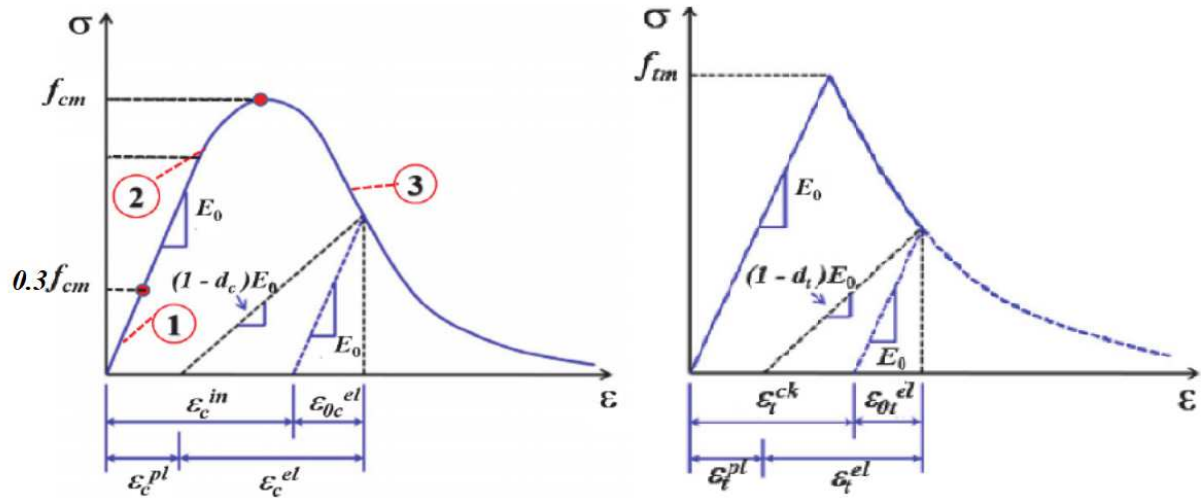
Da Figura 25, pode-se escrever as relações necessárias para determinar as deformações inelásticas e plásticas para a compressão e para a tração

$$\varepsilon_{c/t}^{in} = \varepsilon_{c/t} - \varepsilon_{0c/t}^{el}; \quad \varepsilon_{0c/t}^{el} = \frac{\sigma_{c/t}}{E_0} \quad (60)$$

$$\varepsilon_{c/t}^{\rho l} = \varepsilon_{c/t}^{in} - \frac{d_{c/t} * \sigma_{c/t}}{(1 - \sigma_{c/t}) * E_0} \quad (61)$$

onde $\varepsilon_{c/t}^{in}$, $\varepsilon_{c/t}$ e $\varepsilon_{c/t}^{\rho l}$ são as deformações inelásticas, total e plásticas na compressão ou na tração, respectivamente; $\sigma_{c/t}$ é a tensão na curva $\sigma - \varepsilon$; d_c e d_t são, respectivamente o dano à compressão e à tração. Essas variáveis variam de zero (sem danos) a um (totalmente danificado).

Figura 25: Materiais frágeis: comportamento de compressão e tração, respectivamente



Fonte: Adaptado de CUONG-LE ET AL (2022)

Verifica-se, portanto, que ocorre a degradação da rigidez devido ao dano. Esse problema torna-se mais complexo quando a carga é dinâmica. Nesse caso, a degradação do material envolve a formação de trincas que abrem e fecham constantemente. A rigidez elástica é recuperada quando a carga passa de tração para compressão. Assim a redução da rigidez pode ser escrita como:

$$E = (1 - d)E_0 \quad (62)$$

Onde E_0 é o módulo de elasticidade sem danos e d é a variável de dano, descrita por d_c e d_t para a compressão e tração, respectivamente.

$$d = 1 - (1 - s_c d_t)(1 - s_t d_c) \quad (63)$$

Os parâmetros s_c e s_t são coeficientes adimensionais que levam em conta os efeitos da recuperação da rigidez, sendo definidos por:

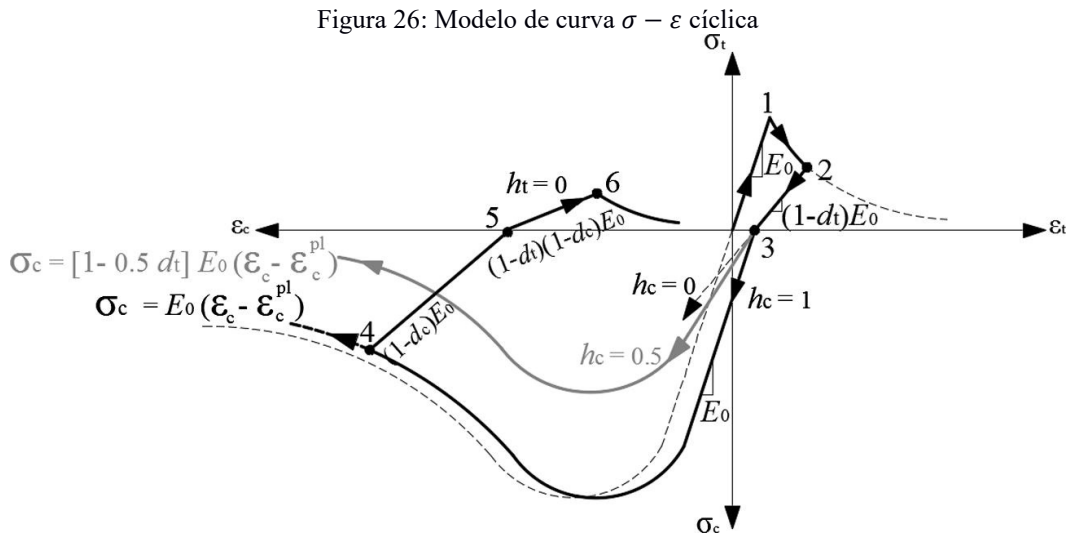
$$s_c = 1 - h_c[1 - r^*(\sigma_{11})]; \quad s_c \leq 1 \text{ e } 0 \leq h_c \leq 1 \quad (64)$$

$$s_t = 1 - h_t[1 - r^*(\sigma_{11})]; \quad s_t \geq 0 \text{ e } 0 \leq h_t \leq 1 \quad (65)$$

onde:

$$r^*(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{se } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{se } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (66)$$

h_c e h_t são fatores de ponderação que variam de 0 a 1. h_c leva em conta o fechamento das trincas quando se passa da tração para a compressão. h_t representa a recuperação do concreto esmagado quando se passa da compressão para a tração. No primeiro caso, a rigidez do material é recuperada e $h_c = 1$, enquanto no segundo não ocorre a recuperação da rigidez e $h_t = 0$, pois as trincas são esmagadas. Esse comportamento é ilustrado na Figura 26.



Fonte: ALFARAH ET AL (2017)

Os parâmetros d_c e d_t são calculados pelas seguintes expressões:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (67)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_{tm}} \quad (68)$$

Na expressão, σ_c e σ_t representam as tensões de compressão e tração do material, respectivamente, enquanto f_{cm} e f_{tm} denotam as resistências médias de compressão e tração do material, respectivamente.

4.3 Curvas uniaxiais para o bloco e argamassa

Guo (2014) propôs uma curva tensão-deformação para descrever o comportamento à compressão do concreto e Santana (2017) as aplicou em blocos de concreto de alvenaria estrutural. A referida curva possui dois trechos, correspondentes aos trechos elásticos e

inelásticos. O primeiro trecho se refere ao trecho elástico, correspondente à 30% de f_{cm} .

$$\sigma_c = E_0 \varepsilon_c \quad (69)$$

sendo, E_0 o módulo de elasticidade inicial e ε_c é a deformação do material. Já o segundo trecho é definido, como:

$$\sigma_c = f_{cm} [\alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3] \Rightarrow x \leq 1 \quad (70)$$

$$\sigma_c = \frac{f_{cm} x}{\alpha_d (x-1)^2 + x} \Rightarrow x \geq 1 \quad (71)$$

onde x é a razão entre a deformação, ε_c , e a deformação de compressão no ponto de pico, ε_{cm} , α_d tem relação com o trecho descendente e Santana (2017) sugere valores de 4 para argamassas, 2,3 e 2,8 para blocos de concreto e grautes, respectivamente. O parâmetro α_a é uma razão do módulo de elasticidade inicial e o módulo de elasticidade secante no ponto de pico da curva tensão deformação e seus valores variam de 1,5 e 3, conforme indicado por Santana (2017).

Para o comportamento na tração, Guo (2014) também propôs as equações que se seguem:

Para o trecho elástico, tem-se:

$$\sigma_t = E_0 \varepsilon_t \quad (72)$$

onde σ_t , E_{cm} e ε_t são a tensão de tração, o módulo de elasticidade inicial e a deformação de tração.

Para o trecho inelástico:

$$\sigma_t = f_{tm} (1,2x - 0,2x^6) \Rightarrow x \leq 1 \quad (73)$$

$$\sigma_t = \frac{f_{tm} x}{\alpha_t \cdot (x-1)^{1,7} + x} \Rightarrow x \geq 1 \quad (74)$$

nestas equações f_{tm} é resistência média à tração, α_t é um parâmetro que varia com o quadrado de f_{tm} e x representa a relação das deformações de tração ε_t e no ponto de pico da curva tensão deformação ε_{tm} , conforme as equações a seguir:

$$\alpha_t = 0,312 f_{tm}^2 \quad (75)$$

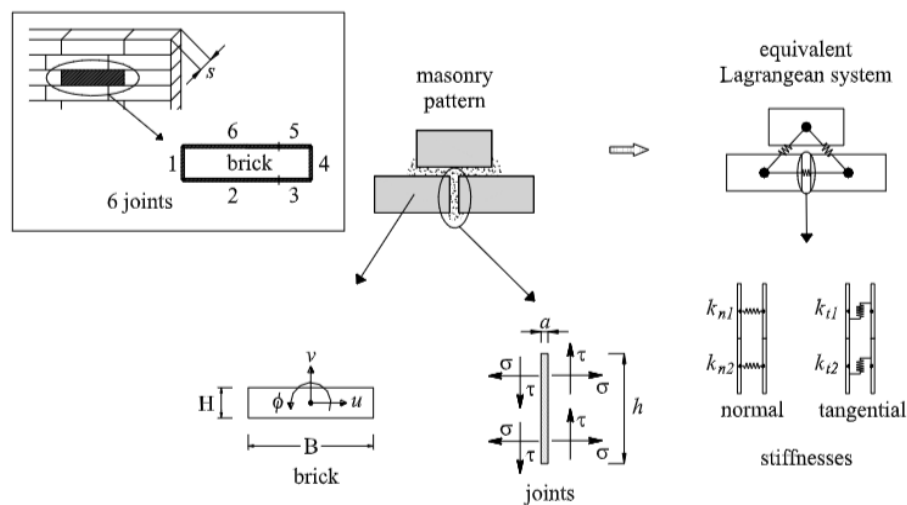
$$x = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{tm}} \quad (76)$$

4.4 Exemplo de aplicação de não-linearidades no Abaqus

Esta seção representa um ensaio preliminar crucial para a implementação dos modelos que serão utilizados neste trabalho. A compreensão dos efeitos da não-linearidade na simulação de estruturas é fundamental para garantir a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos através do software ABAQUS. O trabalho de Formica *et al* (2002) lançou luz sobre esses desafios, embora tenha empregado modelos distintos dos utilizados no ABAQUS. Nesta subseção, duas paredes analisadas por estes autores são avaliadas a fim de validar a modelagem aqui apresentada.

Formica *et al* (2002) apresenta uma estratégia de solução numérica para a análise não-linear de paredes de alvenaria de tijolos de argila. Estes autores propõem um modelo mecânico discreto para representar o comportamento complexo dessas paredes, considerando os blocos rígidos que interagem entre si através das juntas de argamassa. Estas juntas são descritas como molas não lineares (Figura 27).

Figura 27: Modelagem da argamassa



Fonte: FORMICA ET AL (2002)

A parede escolhida tem dimensões 770 mm x 1040 mm formada por tijolos de argila (250 mm x 120 mm x 55 mm) e juntas verticais e horizontais de 10 mm de espessura feita com cal hidráulica natural (NHL – *Natural Hydraulic Lime*).

As propriedades mecânicas do tijolo e da argamassa foram retiradas dos seguintes trabalhos: Magenes e Calvi (1997), Brasile *et al* (2010) e Thamboo e Dhanasekar

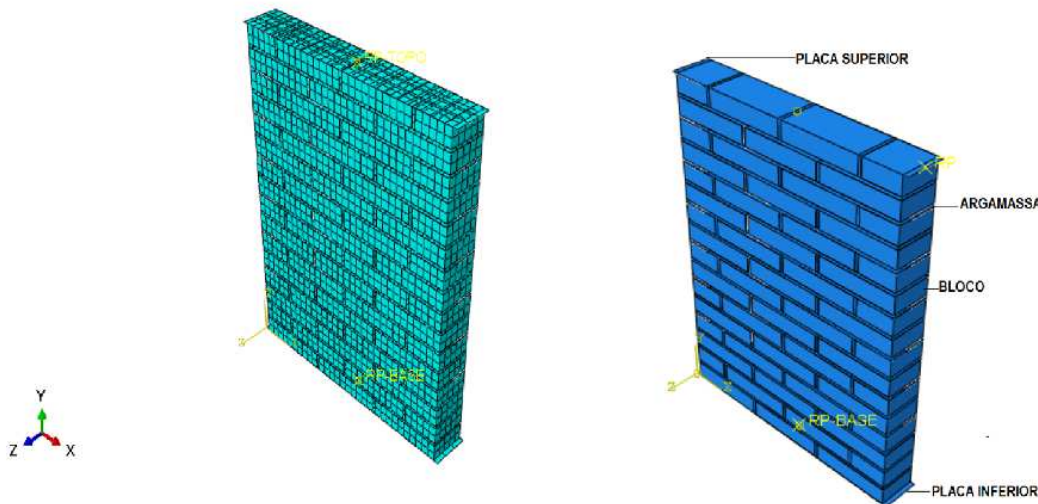
(2020). Além disso, Formica *et al.* (2002) assumem uma variação nos dados e resultados de 50%. Assim, os dados da argamassa foram ajustados para mais ou para menos.

Tabela 1: Propriedades dos materiais do modelo de Formica *et al.* (2002)

Elemento	E (Mpa)	ρ (kg/m ³)	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)
Tijolo	400	2184	19,7	1,26
NHL	200	1929	2,0	0,6

A metodologia utilizada neste trabalho é a da micromodelagem, portanto, cada componente da parede é discretizado com elementos sólidos (C3D8R), sendo que entre a argamassa e o tijolo considera-se o contato “tie”. Como resultado, a espessura da argamassa influenciou ligeiramente as dimensões finais da parede ensaiada. Além disso, as cargas foram aplicadas utilizando uma placa rígida, conforme ilustrado na Figura 28. Os parâmetros geométricos, materiais e de aplicação de carga são comparáveis aos do autor mencionado.

Figura 28: Malha de elementos Finitos do modelo padrão



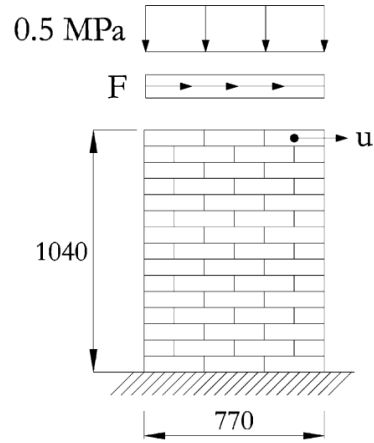
Fonte: O Autor

Primeiramente, aplica-se no topo da parede uma carga vertical uniforme de compressão até atingir o valor de 0.5 MPa.

Em seguida, um deslocamento horizontal, concentrado, é aplicado até alcançar o valor de 18 mm (Figura 29).

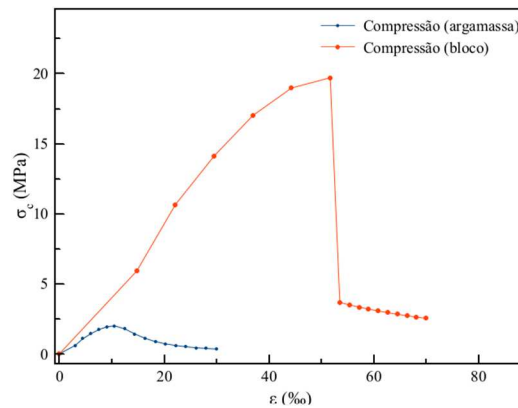
As curvas uniaxiais de compressão e tração, geradas para o CDP para a argamassa e o bloco, estão apresentadas nas Figura 30 e 31, respectivamente.

Figura 29: Modelo de alvenaria



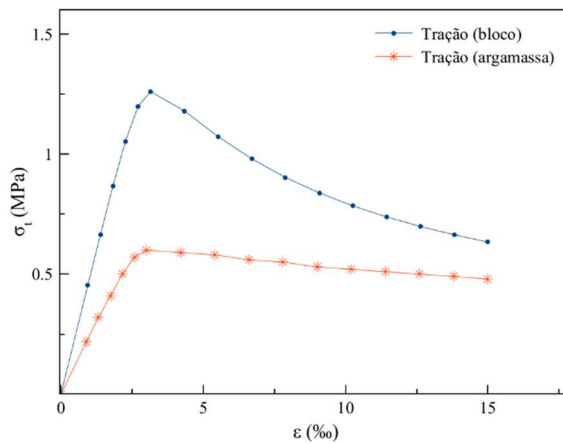
Fonte: FORMICA *et al.* (2002)

Figura 30: Curvas de Guo (2014) para compressão



Fonte: Autor

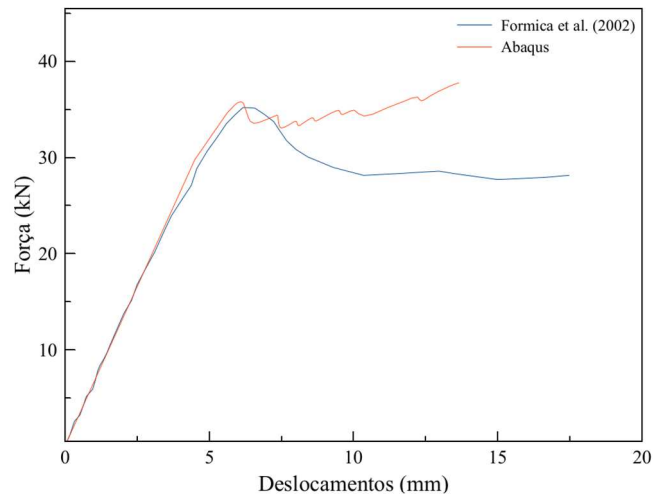
Figura 31: Curvas de Guo (2014) para tração



Fonte: Autor

A Figura 32 apresentada mostra a curva de força-deslocamento para ambos os modelos, permitindo avaliar a precisão e a representatividade do modelo proposto em relação aos resultados de Formica *et al.* (2002).

Figura 32: Curva força vs deslocamento



Fonte: Autor

Observa-se que o modelo desenvolvido neste trabalho (representado pela curva vermelha) apresenta um comportamento inicial similar ao modelo experimental de Formica *et al.* (2002) (representado pela curva azul). Ambos os modelos demonstram uma boa concordância até o pico de força, indicando que o comportamento elástico e o início do comportamento plástico foram bem representados.

Após o pico de força, o modelo de Formica *et al.* (2002) mostra um decréscimo mais acentuado na força, caracterizando uma fase de amolecimento mais pronunciada. O modelo numérico aqui desenvolvido, por outro lado, apresenta uma fase de amolecimento mais gradual, com flutuações que sugerem uma dissipação de energia menos abrupta. Além disso o deslocamento final está em torno de 14 mm, abaixo do valor aplicado. Isto se deve ao fato de que, neste instante, a parede já está totalmente danificada.

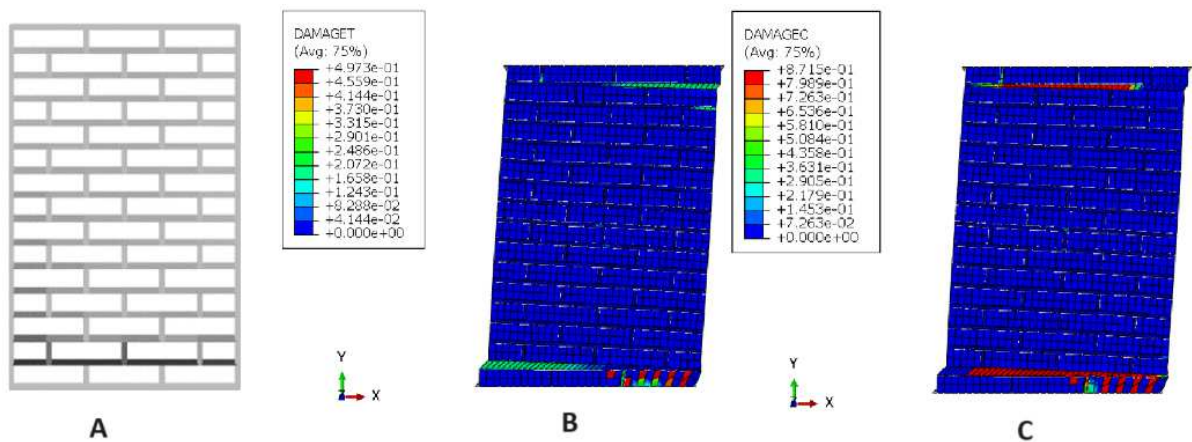
As condições de contato adotadas no modelo numérico são do tipo "Tie", que é uma condição de vinculação rígida entre as superfícies em contato. Esse tipo de contato pode influenciar significativamente a rigidez do modelo, uma vez que não permite deslizamento ou separação entre as superfícies. Em comparação com modelos que utilizam condições de contato mais flexíveis (como "frictional" ou "rough"), a condição "Tie" tende a resultar em um comportamento global mais rígido do sistema.

Essa rigidez adicional pode ser a responsável pelas diferenças observadas na fase pós-pico das curvas de força-deslocamento. No modelo de Formica *et al.* (2002), a perda de força após o pico é mais abrupta, possivelmente devido à consideração de microfissuras e deslizamentos entre blocos que não são capturados pelo contato rígido utilizado.

O modelo numérico desenvolvido representa bem os resultados experimentais de Formica *et al.* (2002) no regime elástico e no início do comportamento plástico. No entanto, a escolha das condições de contato do tipo "Tie" resulta em um modelo mais rígido, o que pode explicar a diferença na fase de amolecimento pós-pico.

Comparando o dano de tração (DAMEGT) e compressão (DAMEGC) com o dano mapeado por Formica *et al.* (2002) tem-se uma ideia mais clara da aproximação ente os dois modelos. A Figura 33A mostra o mapeamento de danos utilizando o algoritmo de Formica *et al.* (2002). Observa-se que os danos estão concentrados principalmente nas juntas horizontais e nos primeiros blocos próximos à base da parede.

Figura 33: Comparativo dos danos mapeados (A) Formica *et al.* 2002, (B) DAMEGT, (C) DAMEGC



Fonte: O Autor

A região de falha indicada pelo algoritmo de Formica *et al.* (2002) e os danos do modelo desenvolvido neste trabalho apresentam uma concordância na localização, especialmente na base da parede e ao longo das juntas horizontais. O algoritmo de Formica *et al.* (2002), mostrado na Figura 33A, prevê fissuras concentradas nessas áreas, indicando uma acumulação de tensões de tração e compressão típicas em estruturas de alvenaria sob carga.

Na Figura 33B, o modelo desenvolvido mostra os danos de tração

(DAMAGET). Observa-se que os danos de tração estão concentrados na base da parede, com uma distribuição adicional ao longo das juntas horizontais, assim como a fissuração prevista por Formica *et al.* (2002). Os locais de maior dano têm valores de DAMAGET de até $+4.973e-01$ (ou 49.73%). Este padrão sugere que as tensões de tração são predominantes na base da parede, onde ocorrem os maiores deslocamentos horizontais.

A Figura 33C ilustra os danos de compressão (DAMAGEC) mapeados no modelo desenvolvido. Os danos de compressão também estão concentrados na base da parede, com uma distribuição horizontal similar à observada nos danos de tração. Os pontos de maior dano, apresentam valores de DAMAGEC de até $+8.715e-01$ (ou 87.15%). Este padrão indica que as tensões de compressão são significativas e contribuem fortemente para os danos na base da parede.

Comparando os danos de tração e compressão, observa-se que os danos de compressão são mais intensos, com valores máximos de 87.15% em comparação com 49.73% para os danos de tração. Isso sugere que a ruína da estrutura é predominantemente influenciada pelo esmagamento da argamassa. As áreas em vermelho nos danos de compressão indicam os pontos críticos onde a falha é mais provável de ocorrer, devido às tensões acumuladas que excedem a capacidade de resistência da argamassa.

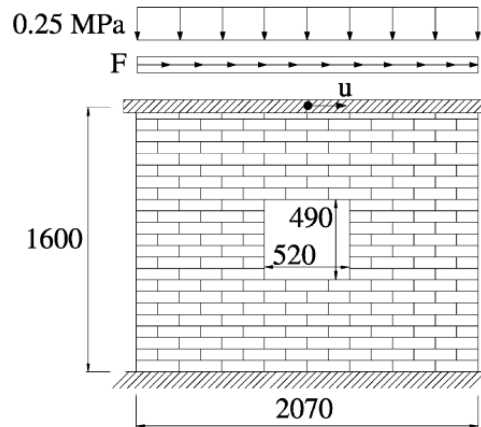
Desta forma, o modelo desenvolvido conseguiu mapear os danos na mesma região de fissuração prevista por Formica *et al.* (2002), concentrando-se na base da parede e distribuídos horizontalmente. No entanto, a análise detalhada revela que a ruína é predominantemente influenciada pelo esmagamento da argamassa, que apresenta valores de dano significativamente mais altos. Esta análise é crucial para compreender os mecanismos de falha e para o desenvolvimento de estratégias eficazes de reforço para estruturas de alvenaria.

Formica *et al.* (2002) também realizaram um ensaio em parede sob carga cíclica (Figura 34). Esse experimento visava elucidar o comportamento das alvenarias frente a estas cargas, destacando a influência das aberturas na resposta estrutural. Nesta parede, uma carga vertical uniforme é aplicada no topo, até alcançar o valor de 0.25 MPa, seguida de um deslocamento cíclico é aplicado conforme mostra a Figura 35. No presente estudo, uma parede similar àquela descrita pelo autor é simulada, conforme representado na Figura 36.

Os parâmetros dos materiais adotados são os mesmos do modelo anterior, enquanto o solucionador empregado é o *Dynamic Explicit*, reconhecido, conforme discutido

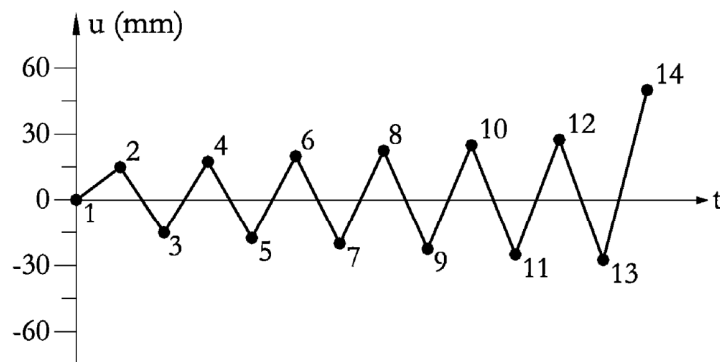
no capítulo anterior, por sua eficácia em lidar com elevadas não-linearidades e carregamentos dinâmicos. Como resultado, Formica *et al.* (2002) apresentaram a curva de histerese força-deslocamento. As curvas correspondentes aos dois modelos estão representadas na Figura 34. A curva azul representa os resultados de Formica *et al.* (2002), enquanto a curva vermelha representa os resultados desta simulação.

Figura 34: Modelo de parede com abertura



Fonte: Formica (2002)

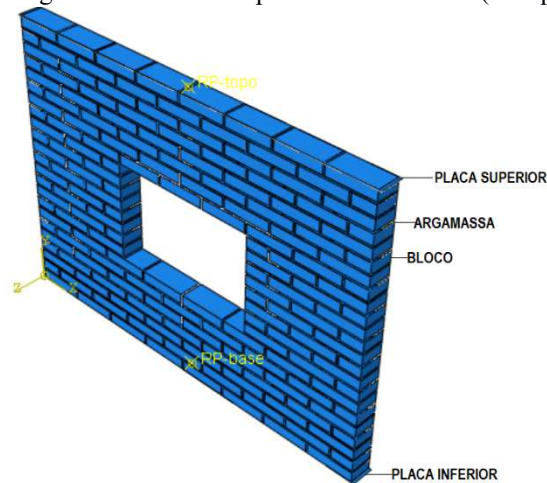
Figura 35: Carregamento periódico do modelo de parede com abertura



step	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
u (mm)	0.0	15.0	-15.0	17.5	-17.5	20.0	-20.0	22.0	-22.0	25.0	-25.0	27.5	-27.5	50.0

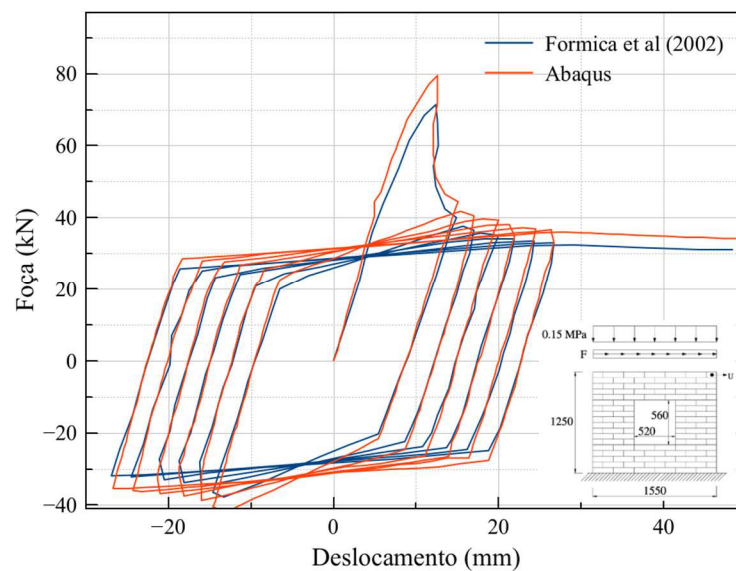
Fonte: Formica (2002)

Figura 36: Modelo de parede com abertura (Abaqus)



Fonte: Autor

Figura 37: Curva de histerese (F x u) dos modelos de Formica *et al.* (2002) e Abaqus



Fonte: Autor

➤ Análise das Curvas de Histerese

1. Área Envolvida pelas Curvas de Histerese:

- A área envolvida pelas curvas de histerese é uma medida da energia dissipada durante cada ciclo de carregamento. Observa-se que o modelo numérico do Abaqus apresenta uma área ligeiramente maior em comparação ao modelo de Formica *et al.* (2002), indicando que o modelo numérico pode estar dissipando mais energia por ciclo.

2. Rigidez Inicial:

- Ambas as curvas mostram uma rigidez inicial semelhante até o primeiro pico de carregamento, o que sugere que o modelo numérico captura bem o comportamento elástico inicial da estrutura de alvenaria.

3. Pico de Força:

- O modelo numérico atinge um pico de força ligeiramente maior do que o de Formica *et al.* (2002). Isso pode ser devido à modelagem das propriedades dos materiais ou às condições de contato adotadas no modelo numérico.

4. Degradação de Rigidez:

- A degradação de rigidez após o pico de força é mais acentuada no modelo de Formica *et al.* (2002) em comparação com o modelo numérico. O modelo numérico mostra uma curva de amolecimento menos pronunciada, sugerindo que o modelo pode estar superestimando a rigidez residual da estrutura.

5. Assimetria nas Curvas de Histerese:

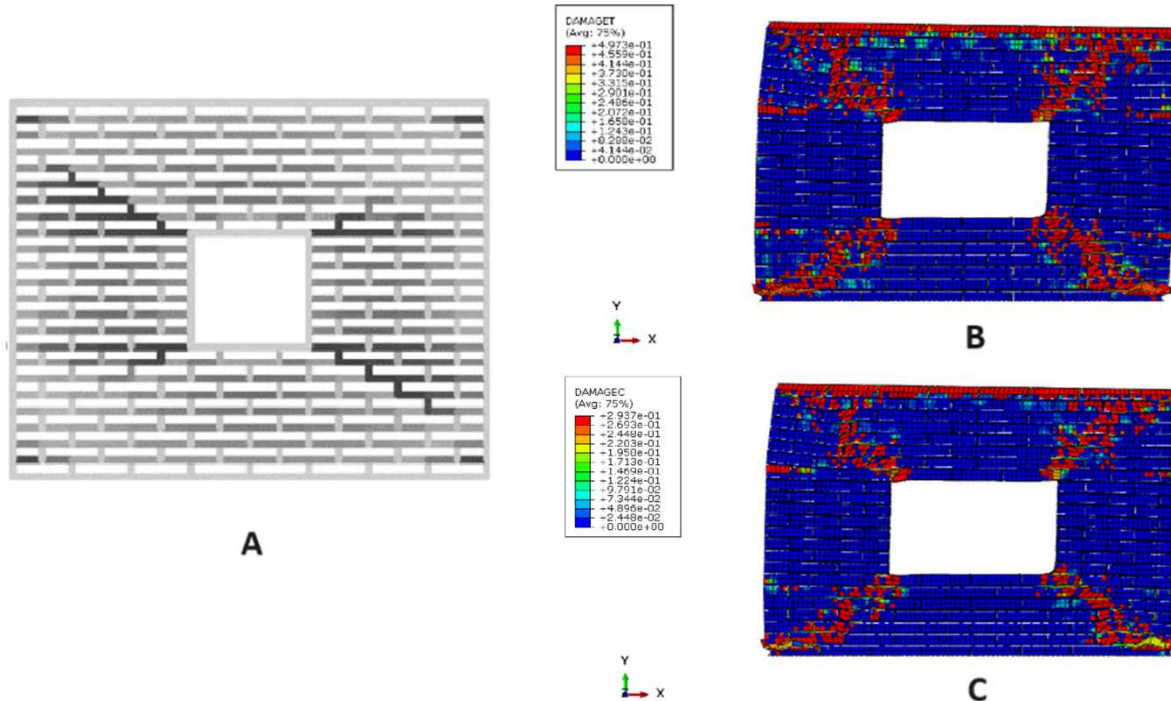
- Ambas as curvas exibem alguma assimetria, típica de estruturas de alvenaria devido à presença de juntas de argamassa e possíveis danos acumulados de forma desigual durante os ciclos de carregamento. No entanto, o modelo de Formica *et al.* (2002) apresenta maior simetria nas curvas, o que pode indicar uma distribuição mais uniforme da fissuração no modelo.

As condições de contato "Tie" utilizadas no modelo numérico podem ter contribuído para uma resposta mais rígida e uma menor degradação da rigidez. No modelo Formica *et al.* (2002), o deslizamento e a separação entre blocos e argamassa podem ter permitido uma maior flexibilidade, resultando em uma maior dissipação de energia e uma degradação de rigidez mais pronunciada.

O modelo numérico aqui proposto captura bem o comportamento inicial elástico e o pico de força da estrutura de alvenaria sob carregamento cíclico. No entanto, a dissipação de energia e a degradação da rigidez são superestimadas em comparação com os resultados de Formica *et al.* (2002). Ajustes nas condições de contato podem melhorar a precisão do modelo, especialmente na representação da fase de amolecimento e da degradação de rigidez pós-pico.

Em relação aos danos mapeados pelos dois modelos, apresenta-se a Figura 38.

Figura 38: Comparação dos danos mapeados (A) Formica *et al.* (2002) (B) DAMEGT (MÁX +0.4973 (C) DAMEGC (MAX +0.2937)



Fonte: O Autor

A figura apresentada compara a solução desenvolvida por Formica *et al.* (2002) (Figura 38A) e pela simulação realizada neste trabalho (Figura 38B). Ambas as figuras mostram a distribuição de danos em uma parede de alvenaria com uma abertura central, sujeita a carregamentos. Formica *et al.* (2002) não realizou experimentos físicos, mas desenvolveu um algoritmo de solução para prever o comportamento da alvenaria sob cargas.

Observe que os danos estão concentrados principalmente ao longo das diagonais que se estendem a partir dos cantos da abertura central (Figura 38A), o que é consistente com a formação de fissuras diagonais devido à concentração de tensões de cisalhamento. Esse padrão de danos é típico em estruturas de alvenaria quando sujeitas a carregamentos que induzem tensões de cisalhamento ao redor de aberturas.

Já na Figura 38B os danos são representados em uma escala de cores, onde o vermelho indica as áreas de maior dano e o azul indica áreas intactas. Observa-se que os danos estão concentrados ao longo das bordas da abertura central e nas extremidades superior e inferior da parede, bem como nas juntas horizontais ao longo das bordas laterais.

➤ Comparação dos Danos

1. **Localização dos Danos:**

- Ambos os modelos identificam concentrações de danos ao redor da abertura central, o que é consistente com a teoria de concentração de tensões em torno de aberturas.
- O algoritmo de Formica *et al.* (2002) mostra uma distribuição de danos mais linear e diagonal, enquanto o modelo do Abaqus apresenta uma distribuição mais ampla, com danos significativos também nas bordas superior e inferior da parede.

2. **Intensidade dos Danos:**

- O modelo de Formica *et al.* (2002) indica danos mais intensos ao longo das diagonais, enquanto o modelo desenvolvido mostra danos distribuídos em várias áreas ao redor da abertura.
- As áreas de maior dano na Figura 38B são mais numerosas e intensas, sugerindo uma maior capacidade do modelo numérico em capturar a complexidade dos danos em estruturas de alvenaria.

3. **Distribuição dos Danos:**

- A distribuição de danos no algoritmo de Formica *et al.* (2002) é mais concentrada e menos dispersa, indicando um enfoque mais específico nas áreas de maior concentração de tensão.
- No modelo desenvolvido, a distribuição de danos é mais dispersa, cobrindo uma área maior ao redor da abertura e nas extremidades da parede, possivelmente refletindo uma modelagem mais detalhada das interações entre os blocos e a argamassa.

Os danos de compressão estão concentrados principalmente nas bordas superior e inferior da abertura central, bem como nas extremidades da parede. Esses locais correspondem às áreas onde as tensões de compressão são mais intensas devido à concentração de cargas. Há também uma distribuição de danos ao longo das juntas horizontais, o que é consistente com os padrões de falha típicos em alvenaria sob cargas de compressão.

Os valores máximos de DAMAGEC chegam a +8.715e-01 (ou 87.15%), indicando áreas com danos significativos. As áreas em vermelho destacam os pontos críticos

onde o esmagamento da argamassa é mais severo, sugerindo que esses locais são os principais responsáveis pela ruína da estrutura.

O esmagamento da argamassa, identificado pelos altos valores de DAMAGEC, é o principal mecanismo de falha. Este tipo de dano ocorre quando as tensões de compressão excedem a capacidade de resistência da argamassa, resultando em fraturas e perda de integridade estrutural. A presença de danos significativos na base e no topo da abertura central indica que a estrutura está sujeita a um colapso progressivo, começando nas áreas de maior compressão e espalhando-se pelas juntas horizontais.

As diferenças observadas podem ser atribuídas às abordagens distintas de modelagem. O algoritmo de Formica *et al.* (2002) é uma solução simplificada focada na previsão de padrões específicos de danos, enquanto o modelo numérico desenvolvido neste trabalho utiliza uma simulação mais detalhada com considerações mais complexas sobre as propriedades dos materiais e as condições de contato.

Ambos os modelos fornecem insights valiosos sobre os padrões de danos em estruturas de alvenaria com aberturas. O algoritmo de Formica *et al.* (2002) oferece uma previsão eficaz das principais áreas de concentração de danos, enquanto o modelo desenvolvido apresenta uma visão mais abrangente e detalhada dos danos distribuídos. Ajustes nos parâmetros de modelagem e nas condições de contato podem ainda melhorar a precisão e a representatividade do modelo numérico, proporcionando uma ferramenta robusta para a análise de danos em estruturas de alvenaria.

Os dois modelos apresentados neste capítulo proporcionaram uma investigação preliminar do comportamento das alvenarias simuladas utilizando o modelo CDP e materiais caracterizados pelas curvas de Guo (2002). Esses estudos foram fundamentais para compreender como as não-linearidades afetam os modelos estruturais. Ao comparar os resultados obtidos com os modelos de Formica *et al.* (2002) e do Abaqus, foi possível observar que a presença das molas não lineares entre a argamassa e o tijolo resultou em estruturas mais flexíveis. O que não acontece no modelo aqui proposto, cujo contato entre estes elementos não permite haver deslizamentos.

Essa análise preliminar estabelece uma base sólida para o próximo capítulo da pesquisa, no qual serão simuladas as paredes ensaiadas por Oliveira (2016), cujos estudos estáticos foram analisados por Santana (2017). Nesse contexto, o objetivo é expandir e aprimorar os modelos existentes para investigar o comportamento das alvenarias sob cargas

dinâmicas. Essa continuação da pesquisa é essencial para uma compreensão mais abrangente e aprofundada do desempenho estrutural das alvenarias em situações dinâmicas, fornecendo *insights* valiosos para o projeto e a análise de estruturas sujeitas a condições de carregamento variáveis.

5 METODOLOGIA

O objetivo deste estudo de caso é investigar o comportamento da alvenaria estrutural não armada sob diferentes condições de carregamento, com foco específico em cargas cíclicas. Este estudo visa fornecer bases sólidas para o entendimento do desempenho da alvenaria sob tais condições, gerando parâmetros geométricos e de projeto, além de configurações que possam ser úteis para futuros reforços estruturais, caso necessário.

A alvenaria considerada neste estudo é baseada nas dimensões mínimas normativas da NBR 16868:2020, que estabelece as dimensões mínimas de uma parede que são: altura (h) igual a 2,6 metros e largura (b) igual a 1,20 metros.

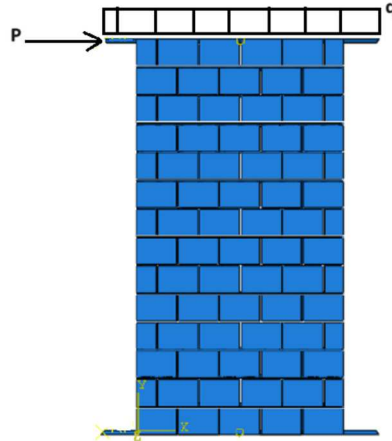
Neste estudo, foram investigadas as curvas de histerese e os danos de tração e compressão na alvenaria, comparando-os com os mecanismos de ruptura típicos para alvenaria sob carga cíclica. As variáveis analisadas incluem a tensão vertical aplicada à parede, o deslocamento cíclico lateral, a relação entre a largura e a altura da parede, e a relação entre a largura e a altura da abertura feita na parede.

O estudo paramétrico que foi realizado busca compreender como essas diferentes condições de carregamento afetam a integridade estrutural da alvenaria. Com isso, espera-se contribuir para a otimização de projetos de alvenaria estrutural, fornecendo diretrizes que possam melhorar a durabilidade e a segurança das construções.

5.1 Parede de Alvenaria

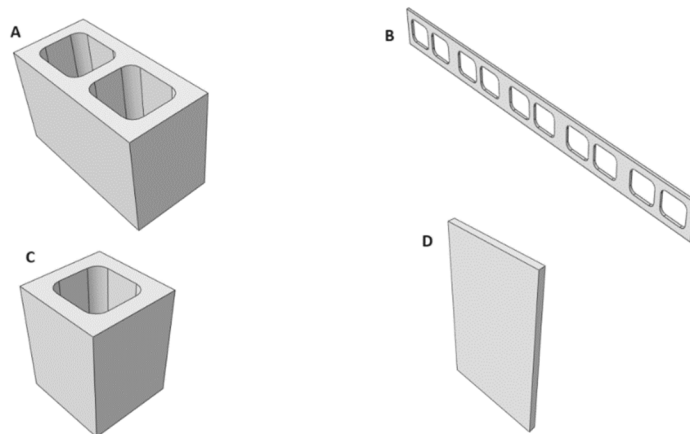
A parede de alvenaria é constituída por blocos de concreto furados e juntas de argamassa (Figura 40). Oliveira (2016) realizou ensaios em prismas de alvenaria utilizando três tipos de blocos e juntas com diferentes espessuras, inclusive realizando experimentos específicos a fim de obter as propriedades mecânicas desses elementos. Assim, escolheu-se o bloco com dimensões 290 mm x 190 mm x 140 mm e a junta de argamassa com espessura de 10 mm. Então, as dimensões finais da parede são 149 cm x 279 cm x 14 cm (Figura 39).

Figura 39 – Carregamento aplicado a parede, carga vertical (q) em MPa e carregamento lateral cíclico (P) em mm



Fonte: O Autor

Figura 40 – Elementos componentes da alvenaria do modelo padrão. (A) Bloco, (B) Argamassa horizontal, (C) Meio Bloco, (D) Argamassa Vertical.



Fonte: O Autor.

A parede é discretizada com elementos sólidos C3D8R, segundo cada elemento, os quais são:

- **Bloco de Concreto:**
 - Dimensões: $L = 140 \text{ mm}$, $h = 190 \text{ mm}$, $c = 290 \text{ mm}$;
 - Tamanho do elemento: 70 mm ;
 - Quantidade de Elementos: Cada bloco foi subdividido em 249 elementos;
- **Meio bloco de Concreto:**
 - Dimensões: $L = 140 \text{ mm}$, $h = 190 \text{ mm}$, $c = 145 \text{ mm}$;
 - Tamanho do elemento: 50 mm ;

- Quantidade de Elementos: Cada bloco foi subdividido em 112 elementos;
- **Argamassa Vertical:**
 - Dimensões: $C = 140 \text{ mm}$, $h = 190 \text{ mm}$, $e = 10 \text{ mm}$;
 - Tamanho do elemento: 40 mm;
 - Quantidade de Elementos: Cada camada de argamassa vertical foi subdividida em 20 elementos;
- **Argamassa Horizontal:**
 - Dimensões: $c = 1490 \text{ mm}$, $L = 140 \text{ mm}$, $e = 10 \text{ mm}$;
 - Características Adicionais: Possui furos devido aos furos do bloco;
 - Tamanho do elemento: 100 mm;
 - Quantidade de Elementos: A argamassa horizontal foi subdividida em 378 elementos.

As condições de contorno são as seguintes: engastamento da placa de base e restrição da placa superior, permitindo apenas o deslocamento lateral da alvenaria. Em relação às propriedades do material, foram adotadas as mesmas propriedades para o bloco (B3) e argamassa (A1) que as utilizadas por Santana (2017). As curvas tensão-deformação para os materiais são baseadas nas curvas de GUO (2014), conforme apresentado no Capítulo 04.

Foi utilizado o modelo de dano plástico CDP (Concrete Damage Plasticity) disponível no Abaqus. As condições de contato entre os elementos componentes da alvenaria não permite deslizamento entre cada elemento, ou seja, utilizou-se o contato “Tie”.

O estudo está dividido em quatro vertentes de análise paramétrica:

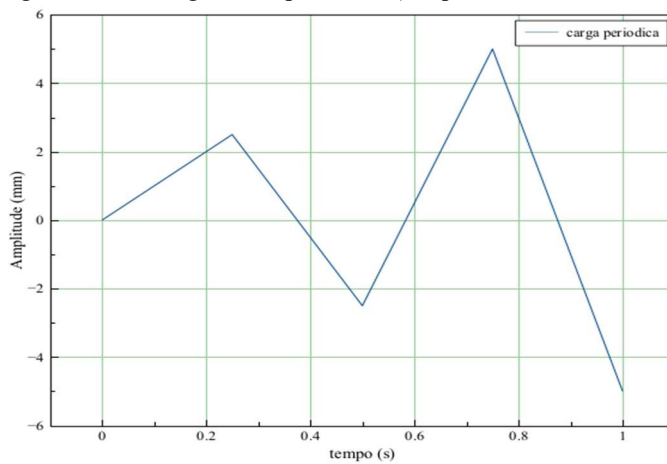
1. Análise da influência da variação da carga vertical;
2. Análise da influência da variação da carga horizontal;
3. Análise da influência da relação altura/largura da alvenaria;
4. Análise da influência das aberturas nas alvenarias sob cargas periódicas.

5.2 Análise paramétrica

A parede de alvenaria está sujeita a uma carga uniforme distribuída na área superior da parede e a um deslocamento horizontal cíclico aplicado no topo da parede. Cada modelo da parede analisado é denominado de acordo com a análise paramétrica realizada. Tem-se então, ALVXX-BB-HL, onde XX indica a máxima amplitude do deslocamento em mm, BB é o valor da pressão aplicada em MPa e HL é a relação entre a altura e a largura da parede.

São realizadas 10 simulações variando-se a pressão no topo da parede e mantendo-se constantes o deslocamento cíclico (Figura 41). A relação inicial da parede é 1,87 e não consta na denominação do modelo, como se pode ver na Tabela 2.

Figura 41 – Carregamento periódico (Amplitude máxima 5 mm)



Fonte – O autor

Tabela 2 – Nomenclatura modelos com variação da carga vertical

Modelo	Nomenclatura	Amplitude do Deslocamento Horizontal (mm)	Pressão Vertical (MPa)
1	ALV5-0,00	5	0,00
2	ALV5-0,25	5	0,25
3	ALV5-0,35	5	0,35
4	ALV5-0,45	5	0,45
5	ALV5-0,55	5	0,55
6	ALV5-0,65	5	0,65
7	ALV5-0,75	5	0,75
8	ALV5-0,85	5	0,85
9	ALV5-1,00	5	1,00
10	ALV5-1,50	5	1,50

Fonte : O Autor

Para a análise da variação da carga cíclica horizontal, utiliza-se como referência o modelo ALV5-0,25. Este modelo serve de base para a criação de novos modelos, nos quais a

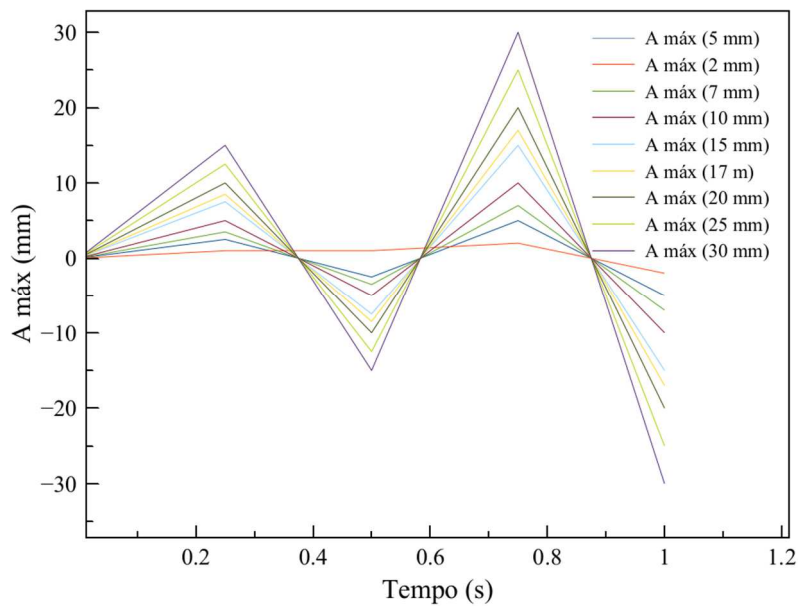
amplitude do deslocamento horizontal é variada enquanto se mantém a pressão vertical constante em 0,25 MPa. A Tabela 3 descreve essa variação da amplitude e a Figura 42 representa graficamente as curvas dos deslocamentos. Nesse caso, tem-se 9 simulações da parede.

Tabela 3 – Nomenclatura modelos com variação do deslocamento horizontal

Número do Modelo	Nomenclatura	Amplitude do Deslocamento Horizontal (mm)	Pressão Vertical (MPa)
1	ALV2-0,25	2	0,25
2	ALV5-0,25	5	0,25
3	ALV7-0,25	7	0,25
4	ALV10-0,25	10	0,25
5	ALV15-0,25	15	0,25
6	ALV17-0,25	17	0,25
7	ALV20-0,25	20	0,25
8	ALV25-0,25	25	0,25
9	ALV30-0,25	30	0,25

Fonte: O Autor

Figura 42– Variação do deslocamento horizontal



Fonte: O Autor

A variação da amplitude do deslocamento horizontal é fundamental para compreender o comportamento da alvenaria estrutural sob diferentes intensidades de carga cíclica. Os resultados obtidos desses modelos permitirão uma análise detalhada das curvas de histerese (FxU) e dos danos de tração e compressão (DAMEGT e DAMEGC), proporcionando uma compreensão mais abrangente das respostas da estrutura às cargas horizontais.

Ao variar a amplitude do deslocamento horizontal, é possível observar como diferentes níveis de carga afetam a integridade estrutural e identificar os modos de falha mais críticos. Essa análise contribui significativamente para o desenvolvimento de diretrizes de projeto e reforço de alvenarias estruturais submetidas a cargas periódicas, garantindo maior segurança e durabilidade das construções.

Para a análise da variação da relação altura/largura (H/L) da parede, utiliza-se como base o modelo ALV10-0,25. Nesse modelo, a amplitude do deslocamento horizontal é 10 mm e a pressão vertical é 0,25 MPa, totalizando 9 simulações (Tabela 4).

Tabela 4 – Nomenclatura modelos com variação da relação H/L

Número do Modelo	Nomenclatura	Amplitude do Deslocamento Horizontal (mm)	Tensão Vertical (MPa)	Altura (mm)	Largura (mm)	Relação H/L
1	ALV10-0,25-1,1	10	0,25	1590	1490	1,1
2	ALV10-0,25-1,47	10	0,25	2190	1490	1,47
3	ALV10-0,25-1,87	10	0,25	2790	1490	1,87
4	ALV10-0,25-2,14	10	0,25	3190	1490	2,14
5	ALV10-0,25-2,54	10	0,25	3790	1490	2,54
6	ALV10-0,25-2,94	10	0,25	4390	1490	2,94

Fonte : O Autor

A variação da relação altura/largura é essencial para compreender como diferentes proporções da parede afetam o comportamento estrutural sob cargas cíclicas. A análise desses modelos permitem avaliar o impacto das proporções geométricas nas curvas de histerese (FxU) e nos danos de tração e compressão (DAMEGT e DAMEGC).

Para a última parte da análise paramétrica, colocou-se uma abertura na parede. A parede de referência utilizada para essa análise é o modelo ALV10-0,25-1,87-900x310. Este modelo foi escolhido devido às suas características geométricas específicas e adequação às condições de estudo.

O objetivo dessa análise é investigar a influência das aberturas no comportamento da alvenaria sob cargas cíclicas, verificando como diferentes tamanhos e formatos de abertura afetam a integridade estrutural e a resistência da parede. A nomenclatura dos modelos é expandida para incluir as dimensões da abertura, seguindo o formato "ALV XX-BB-HL-HHxLL", onde HH representa a altura da abertura e LL a largura da abertura (Tabela 5).

Tabela 5 – Nomenclatura modelos com variação da relação h/l

Número do Modelo	Nomenclatura	Amplitude do Deslocamento Horizontal (mm)	Tensão Vertical (MPa)	Altura (mm)	Largura (mm)	Relação H/L	Abertura h/l
1	ALV10-0,25-1,87-610x310	10	0,25	2790	1490	1,87	610x310
2	ALV10-0,25-1,87-410x310	10	0,25	2790	1490	1,87	410x310
3	ALV10-0,25-1,87-410x600	10	0,25	2790	1490	1,87	410x600
4	ALV10-0,25-1,87-410x910	10	0,25	2790	1490	1,87	410x910
5	ALV10-0,25-1,87-600x910	10	0,25	2790	1490	1,87	600x910
6	ALV10-0,25-1,87-1010x910	10	0,25	2790	1490	1,87	1010x910

Fonte : O Autor

No próximo capítulo são apresentados os resultados das simulações e as discussões relacionadas. As curvas de histerese (FxU), que mostram a relação entre força e deslocamento, serão analisadas em detalhes, juntamente com os danos de tração e compressão (DAMEGT e DAMEGC). Também será feito um comparativo entre os resultados obtidos e os danos apontados na bibliografia existente.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados das análises paramétricas realizadas neste estudo fornecem uma visão detalhada do comportamento das paredes de alvenaria estrutural não armadas sob diferentes condições de carregamento. Cada conjunto de simulação foi projetado para investigar aspectos específicos que influenciam a integridade e a resistência das estruturas de alvenaria.

As curvas de histerese, que representam a relação entre força e o deslocamento, são apresentadas para cada condição de carregamento, destacando o comportamento cíclico das paredes. Além disso, os danos de tração e compressão observados nas simulações são analisados em detalhe, permitindo a identificação de padrões de falha e a comparação com resultados similares encontrados na literatura.

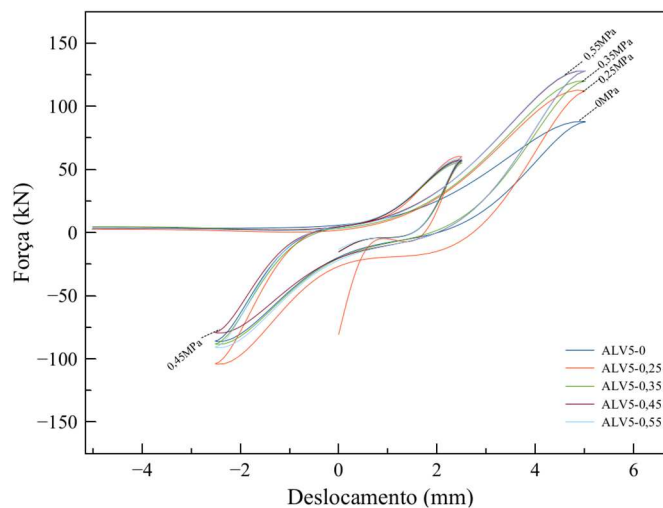
Por fim, a discussão dos valores máximos atingidos em cada modelo fornecerá insights valiosos sobre os limites de desempenho das estruturas de alvenaria, ajudando a orientar futuras pesquisas e o desenvolvimento de diretrizes de projeto mais robustas.

A apresentação dos resultados seguirá a seguinte estrutura: Variação da carga vertical, Variação da carga cíclica horizontal, Variação da relação altura/largura (H/L) da parede, Variação da abertura da parede.

6.1 Variação da pressão vertical

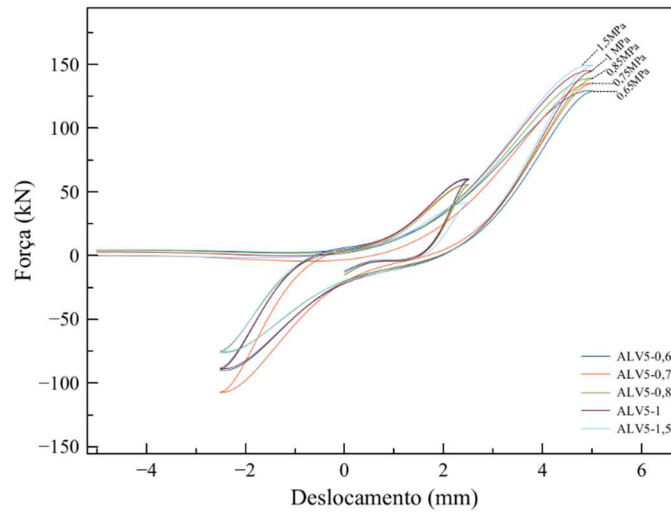
Os modelos são apresentados na sequência crescente de variação da carga, iniciando pelo modelo ALV5-0 (sem aplicação da carga vertical) até o modelo ALV5-1,5, totalizando 10 modelos numéricos. As curvas de histerese são mostradas na Figura 43 e Figura 44.

Figura 43– Curvas de histerese dos modelos com variação da pressão vertical-partel



Fonte: Autor

Figura 44– Curvas de histerese dos modelos com variação da pressão vertical-parte2



Fonte: Autor

As curvas de histerese para os modelos ALV5-0, ALV5-0,25, ALV5-0,35, ALV5-0,45, e ALV5-0,55 mostram a influência da pressão vertical na resposta das paredes de alvenaria sob carregamento cíclico. À medida que a pressão vertical aumenta, há uma melhoria na rigidez inicial das paredes, indicada pela inclinação mais acentuada das curvas nos primeiros ciclos de carga.

O modelo ALV5-0, sem pressão vertical, apresenta laços de histerese mais estreitos, indicando menor dissipação de energia ao longo dos ciclos. O modelo ALV5-0,25, com uma pressão vertical de 0,25 MPa, mostra uma rigidez inicial ligeiramente maior e uma capacidade de carga superior. No entanto, a largura dos laços de histerese sugere uma maior formação de fissuras durante os ciclos de carregamento.

Para os modelos ALV5-0,35 e ALV5-0,45, a pressão vertical adicional continua a melhorar a capacidade de carga e a rigidez inicial das paredes. O modelo ALV5-0,45, em particular, apresenta uma dissipação de energia significativa, com laços de histerese mais amplos, indicando que a parede sofre fissuração considerável, mas mantém uma boa capacidade de dissipar energia.

No modelo ALV5-0,55, a rigidez inicial é alta e os picos de força são maiores, indicando uma excelente capacidade de carga. A dissipação de energia, embora boa, é menor em comparação com alguns modelos com pressões verticais ligeiramente mais baixas, como ALV5-0,45. Isso ocorre porque a maior rigidez limita a formação de fissuras, que são cruciais para a dissipação de energia. A pressão vertical de 0,55 MPa proporciona um confinamento

eficiente, reduzindo a formação de fissuras e, conseqüentemente, a degradação da rigidez.

As curvas de histerese para os modelos ALV5-0,65, ALV5-0,75, ALV5-0,85, ALV5-1,00 e ALV5-1,50 mostram uma resposta similar à medida que a pressão vertical aumenta. O modelo ALV5-0,65 mostra uma rigidez inicial alta e uma boa capacidade de carga, com uma dissipação de energia moderada. O modelo ALV5-0,75 apresenta um aumento adicional na rigidez inicial e na capacidade de carga, com uma dissipação de energia eficiente. No modelo ALV5-0,85, essa tendência continua, com picos de força maiores e laços de histerese amplos, indicando uma boa combinação de rigidez e capacidade de dissipar energia.

Para o modelo ALV5-1,00, a rigidez inicial é muito alta e a capacidade de carga é significativamente elevada, com picos de força acentuados. A dissipação de energia é alta, embora não tanto quanto nos modelos com pressões verticais ligeiramente inferiores. Finalmente, o modelo ALV5-1,50 apresenta a maior rigidez inicial e capacidade de carga, com picos de força muito elevados. A dissipação de energia é boa, mas ligeiramente menor do que em modelos com pressões mais baixas, devido ao excelente confinamento proporcionado pela pressão vertical de 1,50 MPa, que minimiza a formação de fissuras.

Comparando os extremos ALV5-0,00 e ALV5-1,50, pode-se ver claramente a influência do confinamento proporcionado pela pressão vertical. No modelo ALV5-0,00, a parede de alvenaria apresenta rigidez inicial baixa e capacidade de carga limitada. Os laços de histerese são mais estreitos, indicando menor dissipação de energia ao longo dos ciclos. As fissuras surgem mais precocemente, contribuindo para a rápida deterioração estrutural.

Em contraste, o modelo ALV5-1,50, com uma pressão vertical de 1,50 MPa, apresenta uma rigidez inicial muito alta e uma capacidade de carga significativamente maior. Os picos de força são os mais elevados, e a dissipação de energia é eficiente, embora ligeiramente menor do que em alguns modelos com pressões verticais inferiores. Este alto nível de confinamento faz com que as fissuras surjam mais tardiamente na alvenaria, mantendo a integridade estrutural por mais ciclos de carregamento e resultando em uma menor degradação de rigidez. Porém por conta de ter uma maior dissipação de energia a propagação das fissuras são mais acentuadas. Essa observação é crucial, pois demonstra que a pressão vertical adicional não só melhora a rigidez e a capacidade de carga, mas também retarda a formação de fissuras, contribuindo para a durabilidade e resistência da estrutura.

Essas análises indicam que a aplicação de uma pressão vertical é uma estratégia eficaz para melhorar a rigidez e a capacidade de carga de paredes de alvenaria sob carregamento

cíclico. O confinamento proporcionado pela pressão vertical reduz a formação precoce de fissuras, permitindo uma resposta estrutural mais robusta e duradoura. Essas conclusões são essenciais para otimizar o desempenho das paredes de alvenaria em diferentes condições de carga, especialmente em contextos de engenharia civil e estrutural. Os picos de força, em valores absolutos, para cada modelo são mostrados na Tabela 6.

Tabela 6 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com pressão vertical

Modelo	Força máx. abs (kN)	Deslocamento (mm)	Δ (kN/mm)
ALV5-0,00	87,88	4,99	17,62
ALV5-0,25	112,69	4,85	23,22
ALV5-0,35	119,99	5,02	23,91
ALV5-0,45	127,79	5,00	25,54
ALV5-0,55	128,11	4,85	26,43
ALV5-0,65	129,11	4,85	26,64
ALV50-0,75	135,52	5,01	27,06
ALV5-0,85	139,25	4,99	27,91
ALV5-1,00	144,98	5,00	29,02
ALV5-1,50	149,22	4,99	29,91

Fonte: O Autor

À medida que a pressão vertical aumenta, há um aumento significativo na força máxima que a parede pode suportar. O modelo ALV5-1,50, com uma pressão vertical de 1,50 MPa, apresenta um aumento de aproximadamente 69,82% na força máxima em comparação com o modelo ALV5-0,00, que não tem pressão vertical aplicada. Este aumento substancial indica que o confinamento adicional proporcionado pela pressão vertical melhora consideravelmente a capacidade de carga da parede de alvenaria.

A rigidez inicial também aumenta com a pressão vertical, conforme indicado pelo aumento no valor de Δ (Delta em kN/mm), calculado no trecho entre o pico máximo e a origem. O modelo ALV5-1,50 tem o maior Δ , sugerindo que a parede é mais resistente a deformações sob carga. Em contraste, o modelo ALV5-0,00 tem o menor Δ , indicando menor rigidez inicial.

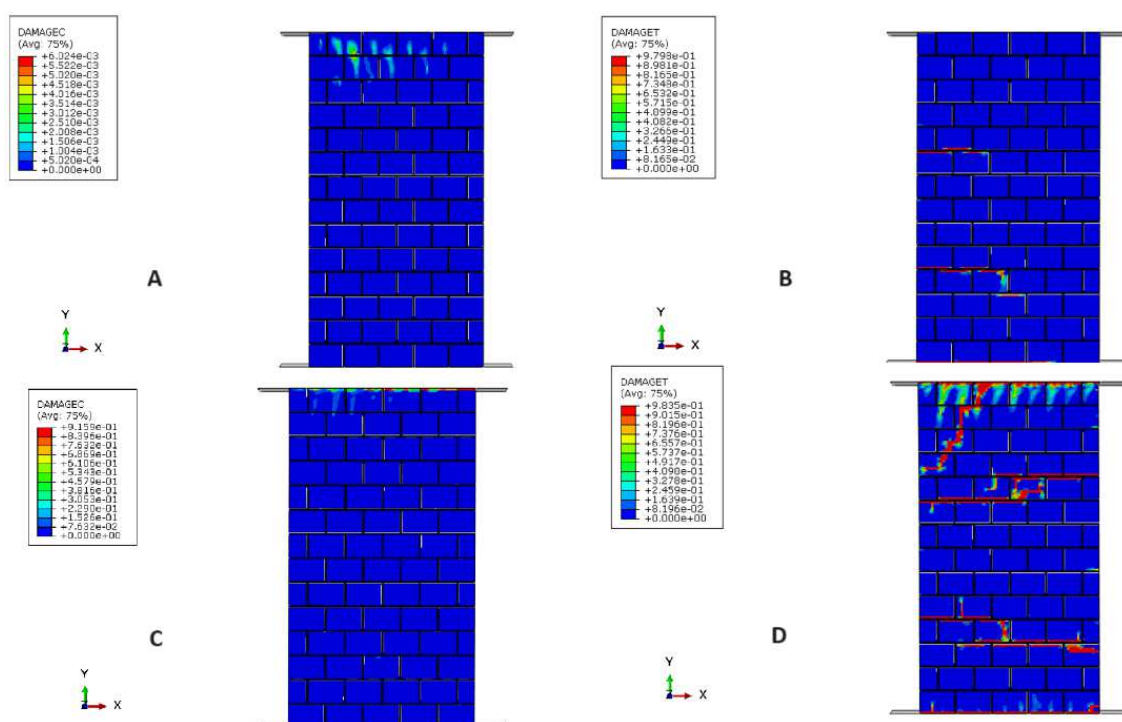
Os deslocamentos no pico de força permanecem relativamente constantes, com pequenas variações, indicando que a deformação máxima da parede não é significativamente afetada pela pressão vertical até certo ponto. No entanto, a maior rigidez e capacidade de carga resultam em uma resposta estrutural mais robusta e duradoura.

A aplicação de pressão vertical adicional retarda a formação de fissuras na alvenaria, mantendo a integridade estrutural por mais ciclos de carregamento. Nos modelos com menor pressão vertical, as fissuras surgem mais cedo, resultando em uma degradação mais rápida da

rigidez. Portanto, o confinamento proporcionado pela pressão vertical é uma estratégia eficaz para melhorar a durabilidade e a resistência das paredes de alvenaria sob carregamento cíclico.

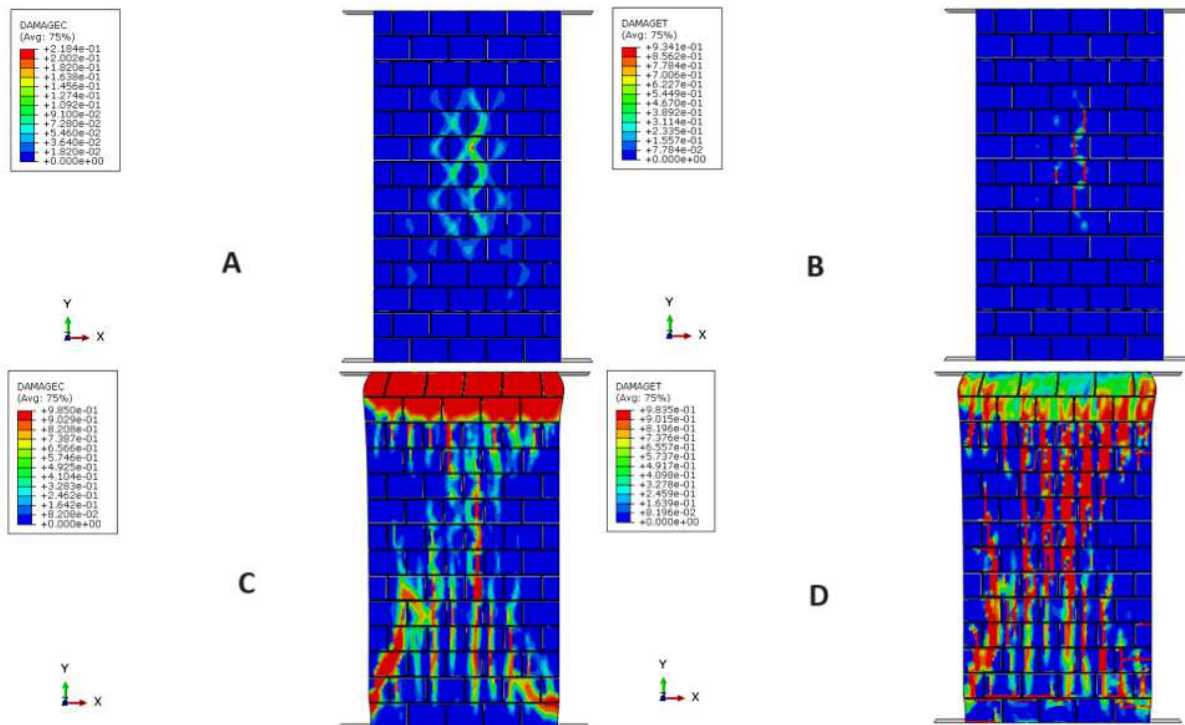
A seguir são apresentados os danos de tração (DAMEGT) e compressão (DAMEGC) para os modelos ALV5-0 e ALV5-1,5. Os danos para os outros modelos encontram-se no apêndice A.

Figura 45– Danos de compressão e tração, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV5-0,00



Fonte– O Autor

Figura 46– Danos de compressão e tração, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV5-1,50



Fonte– O Autor

No estágio inicial de fissuração (3º passo de carga), os danos de compressão (Figura 45A) aparecem principalmente na parte superior da parede, indicando que a compressão está começando a afetar a estrutura. Os danos são localizados, com pouca propagação ao longo da altura da parede. Já os danos de tração (Figura 45B) mostram o surgimento inicial de fissuras verticais na parte superior da parede, indicando que as tensões de tração estão concentradas nas juntas horizontais entre os tijolos. Estes danos ocorrem nos blocos.

No estágio final de fissuração (40º passo de carga), os danos de compressão (Figura 45C) se espalham mais amplamente pela parede, com maior concentração na parte superior e nas primeiras fileiras de tijolos, sugerindo esmagamento local nas regiões mais carregadas. Os danos de tração (Figura 45D) mostram fissuras severas espalhadas por toda a parede, especialmente em direções horizontais e diagonais. As fissuras horizontais predominantes nas juntas indicam uma falha significativa nas interfaces entre os tijolos, resultando em uma deterioração estrutural generalizada.

No estágio inicial de fissuração (12º passo de carga), os danos de compressão (Figura 46A) são mínimos e concentrados na parte central da parede, indicando uma alta resistência inicial à compressão. A presença de danos é mínima, refletindo a capacidade da

parede de suportar a carga aplicada sem deformações significativas. Os danos de tração (Figura 46B) são quase inexistentes, demonstrando que o confinamento adicional proporcionado pela pressão vertical de 1,50 MPa está retardando significativamente o início das fissuras de tração.

No estágio final de fissuração (40º passo de carga), os danos de compressão (Figura 46C) são mais pronunciados na parte superior da parede, mas ainda menos dispersos do que no modelo ALV5-0,00. A compressão é gerida de maneira mais uniforme devido ao maior confinamento, resultando em menos áreas de esmagamento local. Os danos de tração (Figura 46D) mostram fissuras mais distribuídas ao longo da parede, com uma combinação de fissuras diagonais e horizontais. As fissuras diagonais indicam a formação de bielas, que ajudam a sustentar a estrutura ao distribuir as tensões de maneira mais eficiente.

Comparando os modelos ALV5-0,00 e ALV5-1,50, observa-se uma diferença significativa na resposta das paredes de alvenaria ao carregamento cíclico devido à variação na pressão vertical aplicada. No modelo ALV5-0,00, as fissuras de tração surgem já no 3º passo de carga, indicando uma resistência inicial baixa e uma rápida degradação da rigidez. Em contraste, no modelo ALV5-1,50, as fissuras de tração só começam a aparecer no 12º passo de carga, demonstrando que a pressão vertical adicional retarda significativamente o início das fissuras.

No estágio final de fissuração, o modelo ALV5-0,00 apresenta danos extensos tanto em tração quanto em compressão, com fissuras horizontais e diagonais predominantes que indicam um colapso estrutural iminente. Já no modelo ALV5-1,50, as fissuras, embora presentes, são menos severas e mais distribuídas, com a formação de bielas diagonais que ajudam a sustentar a estrutura.

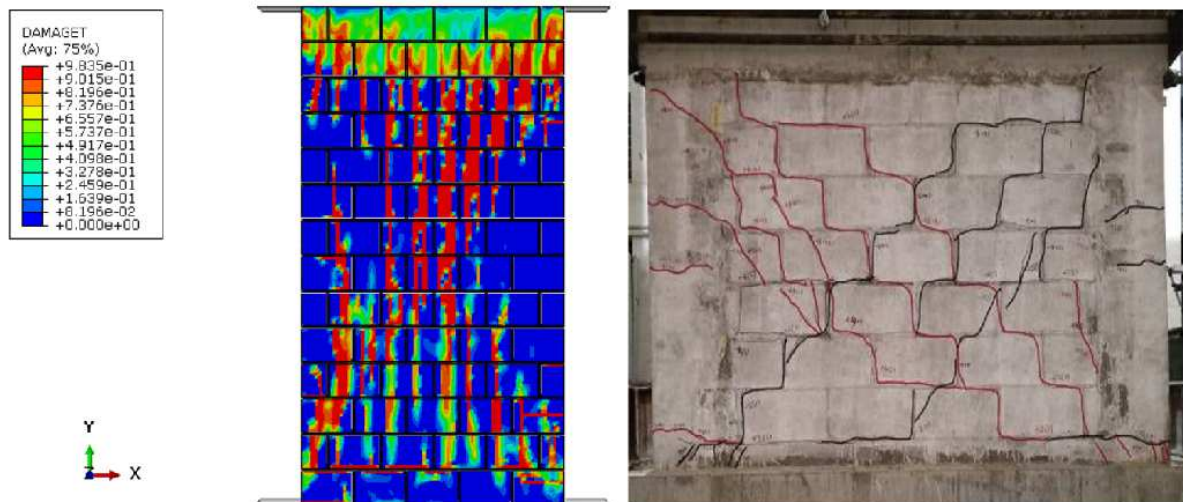
No modelo ALV5-0,00, as fissuras horizontais nas juntas sugerem uma falha nas interfaces entre os tijolos, resultando em uma distribuição desigual de tensões. No modelo ALV5-1,5, o padrão de fissuras diagonais e a presença de bielas indicam uma melhor distribuição das tensões e um comportamento estrutural mais robusto.

O confinamento proporcionado pela pressão vertical adicional no modelo ALV5-1,50 não só aumenta a rigidez e a capacidade de carga, mas também retarda significativamente a formação de fissuras, permitindo que a parede suporte mais ciclos de carga antes de falhar. Em comparação, o modelo ALV5-0,00 apresenta uma menor capacidade de dissipação de energia e uma rápida degradação estrutural, com fissuras surgindo mais cedo e espalhando-se mais amplamente.

Deng *et al.* (2023) estudou alvenarias de blocos de concreto confinadas e apresentou

resultados experimentais com padrão de fissuração típico de cisalhamento, quando do confinamento das paredes. A Figura 47 traz um comparativo da fissuração obtida para o modelo AVL5-1,50 e para a alvenaria ensaio pelo referido autor.

Figura 47– Comparação de Danos ALV5-1,5 x Deng *et al.* (2023)



Fonte– Adaptado de Deng *et al.* (2023)

A análise comparativa entre o ensaio experimental realizado por Deng *et al.* (2023) e o modelo gerado (ALV5-1,50), revela padrões de fissuração semelhantes, confirmando o comportamento de cisalhamento sob cargas cíclicas. No entanto, há uma observação importante a ser feita sobre a orientação das fissuras. Guardadas as devidas proporções nesta comparação, haja vista que as condições de contorno do referido autor não são exatamente as mesmas deste trabalho. A comparação que se faz é no sentido haver um padrão de fissuração para alvenaria sob cargas cíclicas.

A imagem da literatura mostra um padrão de fissuração diagonal em uma parede de alvenaria, típico de falhas por cisalhamento. As fissuras são bem definidas, atravessando a altura da parede e indicando áreas de alta tensão. Este comportamento é característico em estruturas submetidas a cargas cíclicas e é evidenciado pela propagação das fissuras diagonais.

As figuras do modelo ALV5-1,50 mostram padrões de fissuração similares aos observados na literatura, mas com uma diferença notável: as fissuras nos modelos simulados são mais verticais em comparação com as fissuras diagonais predominantes observadas na literatura, como nos estudos de Deng *et al.* (2023). Esta diferença pode ser atribuída às condições de contato adotadas na simulação, onde o contato entre os elementos componentes

da alvenaria foi modelado como colado.

A comparação entre o modelo numérico deste trabalho e o de Deng *et al.* (2023) permite observar e discutir as similaridades e diferenças no comportamento das paredes de alvenaria sob carregamento cíclico, guardadas as devidas proporções. No modelo numérico deste trabalho, observou-se uma simulação de danos por tração (DAMAGET) na parede de alvenaria sob carregamento cíclico. A distribuição de danos mostra uma concentração significativa de fissuras diagonais que se estendem ao longo das juntas da alvenaria. As fissuras principais surgem a partir da parte superior e se propagam de forma inclinada, indicando um padrão típico de falha por cisalhamento.

O ensaio de Deng *et al.* (2023) exhibe fissuras diagonais que seguem um padrão de cisalhamento, com numerosas fissuras diagonais atravessando os blocos de alvenaria. A imagem mostra uma combinação de fissuras diagonais e horizontais, indicativas de uma resposta complexa ao carregamento cíclico.

Ambos os modelos exibem um padrão de fissuração característico de paredes de alvenaria sob carregamento cíclico, com fissuras diagonais dominantes que indicam falha por cisalhamento. As fissuras diagonais são comuns em ambos os casos, sugerindo que tanto o modelo numérico quanto o teste experimental capturam a essência do comportamento estrutural da alvenaria confinada. Outra similaridade é a localização das fissuras iniciais, que tendem a aparecer nas regiões de maior concentração de tensões. Em ambos os casos, as fissuras começam a se formar nas partes superiores das paredes e se propagam diagonalmente para baixo, atravessando as juntas da alvenaria.

Uma diferença notável é a intensidade e a distribuição das fissuras. No modelo numérico, as fissuras são mais distribuídas e menos concentradas em comparação com o modelo de Deng *et al.* (2023). Isso pode ser devido a diferenças nas propriedades materiais, na configuração do teste ou nas condições de carregamento. No modelo de Deng *et al.*, as fissuras são mais concentradas, refletindo uma extensão e trajetória mais detalhadas das fissuras. Por outro lado, o modelo numérico depende de algoritmos e critérios predefinidos para identificar e visualizar os danos, o que pode resultar em uma representação menos precisa das fissuras em alguns casos.

A condição de contato modelada como colada na simulação pode ter influenciado significativamente a orientação das fissuras. Quando os contatos são modelados como colados, a interface entre os blocos e a argamassa apresenta uma resistência mais uniforme, o que pode

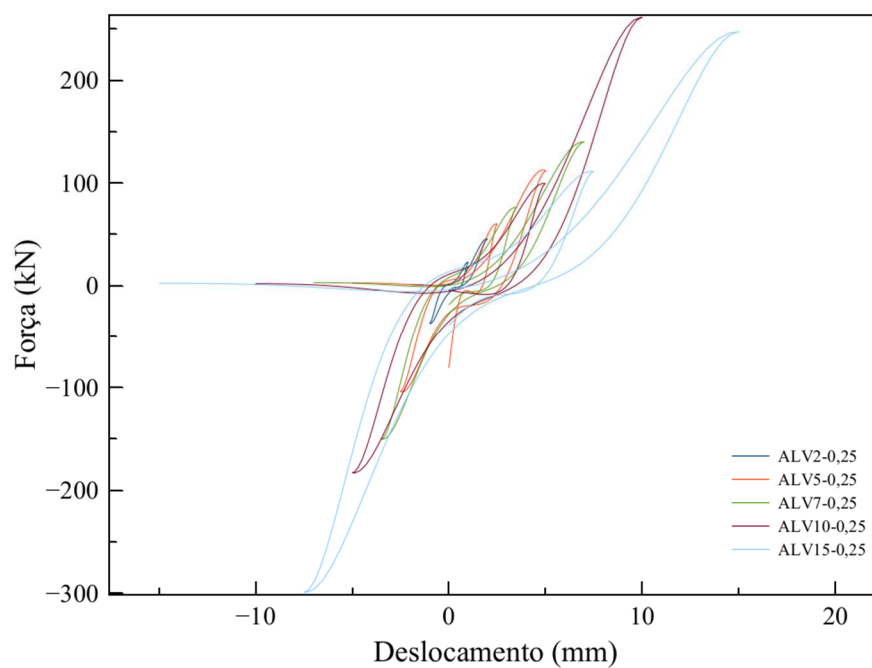
levar ao desenvolvimento de fissuras mais verticais em vez de diagonais. Este comportamento é diferente das condições reais, onde o deslizamento e a separação nas interfaces podem promover a formação de fissuras diagonais, como observado nos estudos de Deng *et al.* (2023). A condição de contato colado tende a restringir o movimento relativo entre os blocos, resultando em um padrão de fissuração que pode não refletir completamente o comportamento observado em testes experimentais com interfaces não coladas.

A comparação entre o modelo numérico deste trabalho e o de Deng *et al.* (2023) revela que, apesar de algumas diferenças, ambos os modelos capturam de maneira eficaz os padrões de fissuração característicos de paredes de alvenaria sob carregamento cíclico. As similaridades nas respostas de fissuração indicam que o modelo numérico é uma ferramenta valiosa para prever o comportamento estrutural, enquanto as diferenças destacam áreas para melhorias futuras no refinamento e calibração do modelo. A análise revela que o modelo numérico é eficaz em capturar a essência do comportamento de fissuração sob carregamento cíclico, porém, ajustes nas condições de contato e na modelagem de materiais são necessários para melhorar a precisão das previsões. A condição de contato colado utilizada na simulação pode ser refinada para refletir melhor o comportamento real das interfaces entre blocos e argamassa, permitindo uma comparação mais precisa com os resultados experimentais de Deng *et al.* (2023).

6.2 Variação do Deslocamento horizontal cíclico

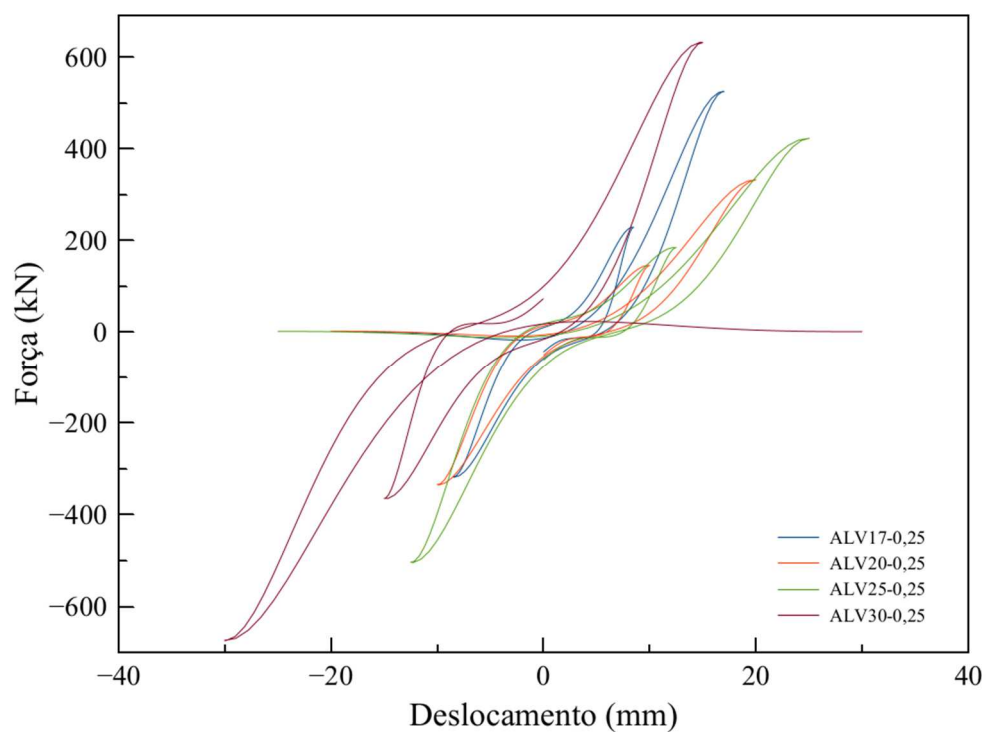
Os modelos são apresentados na sequência crescente de variação do deslocamento horizontal cíclico. Iniciando pelo modelo ALV2-0,25 até o modelo ALV30-0,25, totalizando 09 modelos numéricos. As curvas de histerese são mostradas nas Figuras 48 e 49.

Figura 48– Laços de histerese para modelos com variação da amplitude do deslocamento horizontal



Fonte: O Autor

Figura 49– Laços de histerese para modelos com variação da amplitude do deslocamento horizontal



Fonte: O Autor

As Figuras 48 e 49 apresentadas mostram as curvas de histerese para diferentes

modelos de alvenaria, variando o deslocamento horizontal enquanto mantém-se a tensão vertical constante em 0,25 MPa. Os modelos analisados incluem ALV2-0,25, ALV5-0,25, ALV7-0,25, ALV10-0,25, ALV15-0,25, ALV17-0,25, ALV20-0,25, ALV25-0,25 e ALV30-0,25.

Nos estágios iniciais de carregamento, observa-se que todas as paredes exibem uma resposta elástica com inclinações semelhantes nas curvas de histerese, indicando uma rigidez inicial comparável. No entanto, à medida que o deslocamento horizontal aumenta, há uma diminuição gradual na inclinação das curvas, evidenciando uma perda de rigidez. Este comportamento é esperado, pois surgem e se propagam fissuras na estrutura da alvenaria, levando a uma degradação progressiva da rigidez.

A análise das áreas internas dos loops de histerese revela um aumento com o deslocamento, sugerindo maior dissipação de energia devido a deformações plásticas e fraturas. Isso é mais evidente nos modelos com maior deslocamento horizontal, como ALV25-0,25 e ALV30-0,25, que mostram loops de histerese mais amplos e deslocamentos maiores. Esse comportamento indica que a capacidade de dissipação de energia aumenta com o deslocamento, embora à custa de maior degradação estrutural.

Comparando os extremos, o modelo ALV2-0,25 apresenta loops de histerese mais estreitos e menos deformações plásticas, mantendo maior rigidez ao longo do ciclo de carregamento, mas dissipando menos energia. Em contrapartida, o modelo ALV30-0,25 apresenta uma maior dissipação de energia, mas com uma perda significativa de rigidez, indicando um maior grau de dano estrutural.

A Tabela 7 apresenta as forças máximas, os deslocamentos e a rigidez secante, que liga o ponto de máximo a origem.

Tabela 7 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com var. amplitude desloc.

Modelo	Força máx (kN)	Deslocamento (mm)	Δ (kN/mm)
ALV2-0,25	45,54	1,93	23,56
ALV5-0,25	112,69	4,85	23,22
ALV7-0,25	140,05	6,99	20,04
ALV10-0,25	261,45	9,97	26,21
ALV15-0,25	247,26	14,93	16,56
ALV17-0,25	525,42	16,88	31,12
ALV20-0,25	329,34	19,21	17,14
ALV25-0,25	422,87	25,02	27,76
ALV30-0,25	674,609	29,92	22,54

Fonte: O Autor

Inicialmente, observamos que a força máxima aumenta significativamente com o aumento da amplitude do deslocamento cíclico. Por exemplo, o modelo ALV2-0,25 apresenta uma força máxima de 45,54 kN, enquanto o modelo ALV30-0,25 atinge 674,609 kN. Essa tendência indica que a capacidade de carga das paredes de alvenaria melhora com maiores deslocamentos cíclicos, o que pode ser atribuído à mobilização de maior área de superfície de contato e à ativação de mecanismos de resistência adicionais.

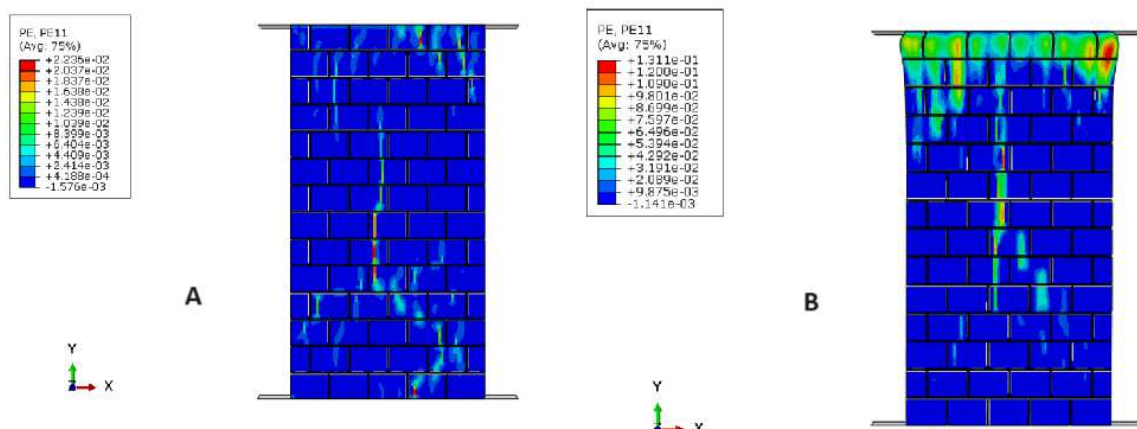
Em termos de deslocamento, os valores também aumentam com a maior amplitude de deslocamento cíclico, refletindo uma maior deformabilidade das paredes. O modelo ALV2-0,25, por exemplo, possui um deslocamento de 1,93 mm, enquanto o modelo ALV30-0,25 atinge 29,92 mm. Essa observação é consistente com a expectativa de que maiores deslocamentos cíclicos conduzem a maiores deformações na estrutura.

A rigidez inicial, representada pela variação de rigidez (Δ), mostra uma relação inversa com a amplitude do deslocamento cíclico. Modelos com menores deslocamentos cíclicos, como o ALV2-0,25 ($\Delta = 23,56$ kN/mm) e ALV5-0,25 ($\Delta = 23,22$ kN/mm), apresentam maiores valores de rigidez inicial em comparação com modelos com maiores deslocamentos, como o ALV15-0,25 ($\Delta = 16,56$ kN/mm) e ALV30-0,25 ($\Delta = 22,54$ kN/mm). Isso indica que, embora a capacidade de carga aumente, a rigidez estrutural é progressivamente degradada com maiores amplitudes de deslocamento cíclico, possivelmente devido à formação e propagação de fissuras, e ao desenvolvimento de danos acumulados na estrutura.

Os gráficos de histerese corroboram essas observações. As áreas internas dos loops de histerese aumentam com o deslocamento, sugerindo maior dissipação de energia devido a deformações plásticas e fraturas. Isso é mais evidente nos modelos com maior deslocamento horizontal (ALV25-0,25 e ALV30-0,25), que mostram loops de histerese mais amplos e deslocamentos maiores, indicando que a capacidade de dissipação de energia aumenta com o deslocamento. No entanto, essa maior capacidade de dissipação de energia está associada a um aumento nas deformações plásticas e danos à estrutura.

A seguir são apresentados os resultados das deformações plásticas e dos danos de compressão e tração para os modelos extremos ALV2-0,25 e ALV30-0,25. Os demais modelos estão no apêndice B.

Figura 50– Deformação plástica A)ALV2-0,25 B)ALV30-0,25

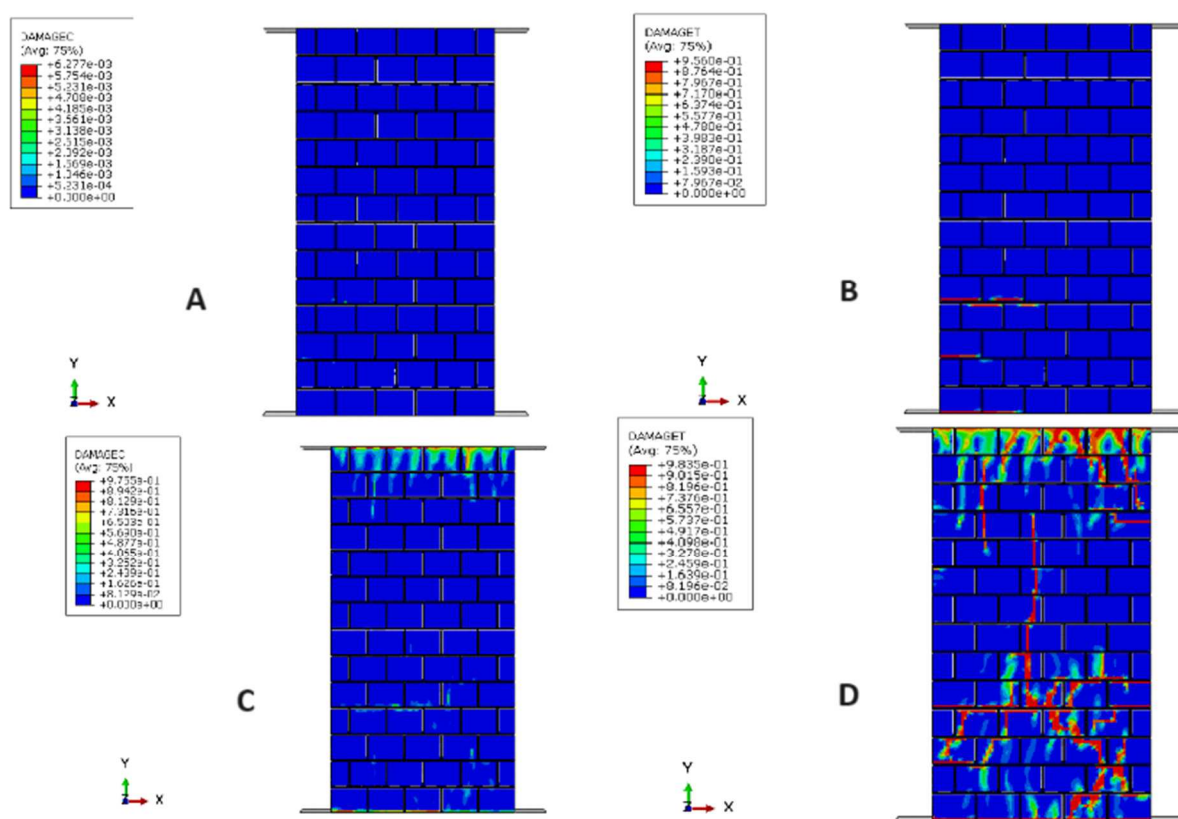


Fonte: O Autor

Para o modelo ALV2-0,25, observa-se uma distribuição de deformações plásticas que indicam o surgimento de fissuras na base, no centro e topo da parede. As fissuras iniciais são predominantemente verticais, sugerindo um comportamento inicial elástico seguido de uma progressiva degradação da rigidez à medida que o carregamento cíclico aumenta.

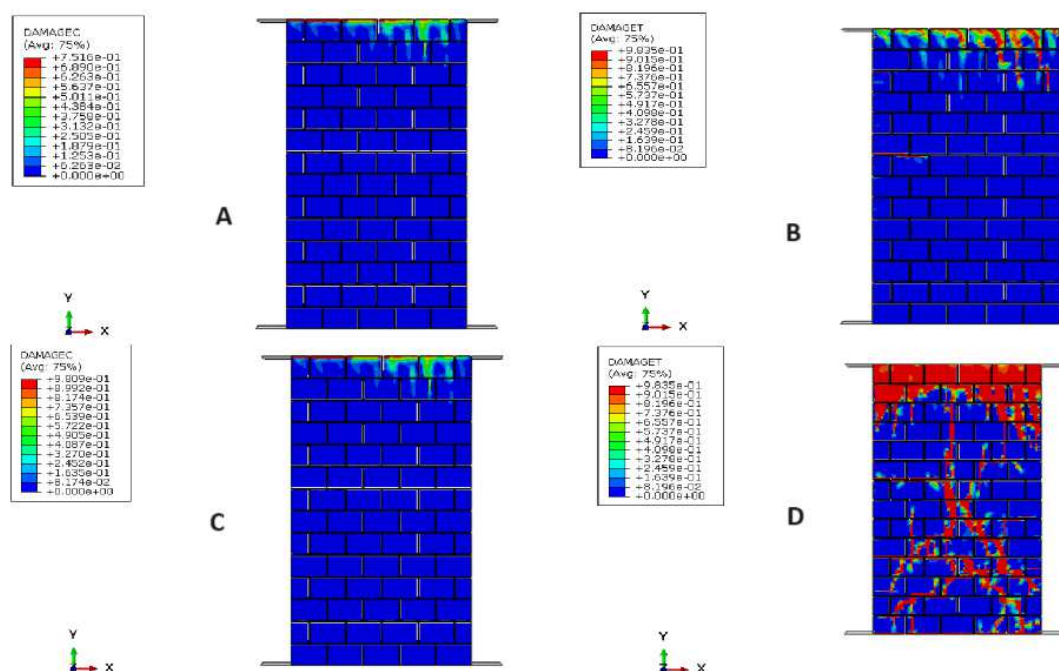
No modelo ALV30-0,25, as deformações plásticas são muito mais intensas e concentradas no topo e com grande extensão vertical no meio da parede, indicando uma severa perda de rigidez e uma maior capacidade de dissipação de energia. A análise das curvas de histerese já havia apontado que modelos com maiores deslocamentos horizontais dissipam mais energia, mas sofrem maior degradação estrutural. A presença de fissuras intensas e propagadas ao longo de toda a estrutura confirma esse comportamento, demonstrando que, embora o modelo ALV30-0,25 absorva mais energia cíclica, sua integridade estrutural é significativamente comprometida.

Figura 51– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração- ALV2-0,25



Fonte: O Autor

Figura 52– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV30-0,25



Fonte: O Autor

Agora são apresentados os resultados dos danos de compressão e tração para os modelos extremos ALV2-0,25 e ALV30-0,25 nos estágios de início e final de fissuração. O modelo ALV2-0,25 teve início de fissuração no passo 10 e final no passo 40. O modelo ALV30-0,25 teve início no passo 2 e final no passo 40.

Para o modelo ALV2-0,25, observa-se que os danos de compressão e tração no início de fissuração (Figuras 49A e 49B) são praticamente inexistentes, indicando que a parede ainda mantém sua integridade estrutural inicial. No entanto, no estágio final de fissuração (Figuras 49C e 49D), os danos começam a se manifestar, principalmente na forma de fissuras horizontais e algumas diagonais na parte superior da parede. Essas fissuras indicam a perda progressiva de rigidez e a diminuição da capacidade de carga da parede. A análise das curvas de histerese já indicava uma menor capacidade de dissipação de energia e uma rigidez inicial mais alta para este modelo.

No modelo ALV30-0,25, os danos de compressão e tração são evidentes já no estágio inicial de fissuração (Figuras 50A e 50B), com fissuras se formando rapidamente, principalmente em direções verticais e diagonais. No estágio final de fissuração (Figuras 50C e 50D), as fissuras se tornam muito mais pronunciadas e distribuídas ao longo de toda a altura da parede, com uma severa propagação das mesmas, indicando uma significativa perda de rigidez e uma elevada capacidade de dissipação de energia. A presença de bielas de compressão é evidente, mostrando um comportamento de colapso típico de estruturas fortemente fissuradas. Este padrão confirma as observações feitas a partir das curvas de histerese, onde o modelo ALV30-0,25 demonstrou uma alta capacidade de dissipação de energia à custa de uma maior degradação estrutural.

Em ambos os modelos, o comportamento observado nas figuras de danos confirma as conclusões prévias. No modelo ALV2-0,25, a formação tardia de fissuras e a menor degradação estrutural indicam uma maior rigidez inicial e uma menor dissipação de energia. Em contraste, o modelo ALV30-0,25, com início precoce de fissuração e danos severos ao final do carregamento, demonstra uma elevada capacidade de dissipação de energia, mas com uma significativa perda de rigidez estrutural. A ruína nos modelos é comandada pelas fissuras de tração e compressão que se propagam e se intensificam com o aumento do deslocamento cíclico.

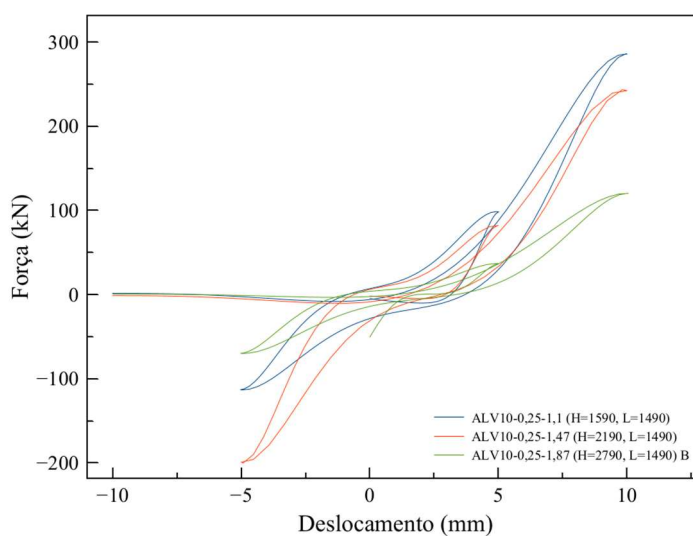
Esses resultados indicam a necessidade de considerar cuidadosamente o impacto dos deslocamentos horizontais nos projetos de alvenaria estrutural, especialmente em regiões sujeitas a cargas sísmicas. Entender a propagação das fissuras é crucial para identificar as áreas

que requerem reforço. Isso permite implementar medidas de reforço mais eficazes, garantindo a integridade estrutural e segurança.

6.3 Variação da relação H/L

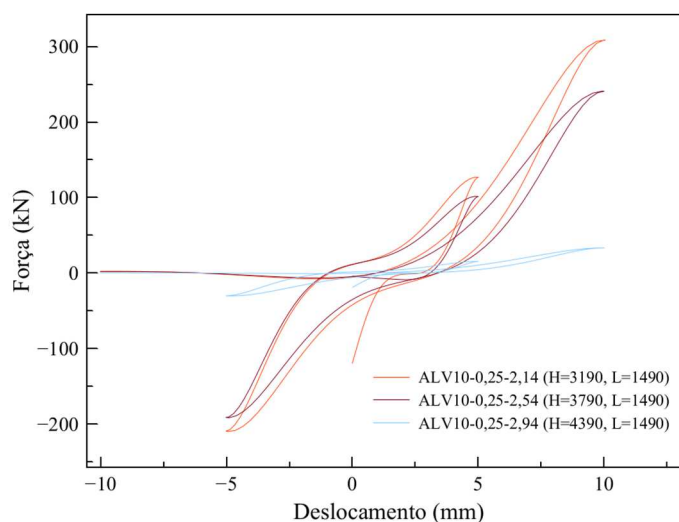
As curvas de histerese apresentadas na Figura 53 e 54 mostram o comportamento das paredes de alvenaria submetidas a diferentes relações H/L sob cargas cíclicas.

Figura 53– Laços de Histerese dos modelos com variação da relação H/L



Fonte: O Autor

Figura 54– Laços de Histerese dos modelos com variação da relação H/L



Fonte: O Autor

Nos modelos iniciais com menor relação H/L, como o ALV10-0,25-1,1 e o ALV10-0,25-1,47, observa-se uma resposta relativamente mais rígida e com menores amplitudes de

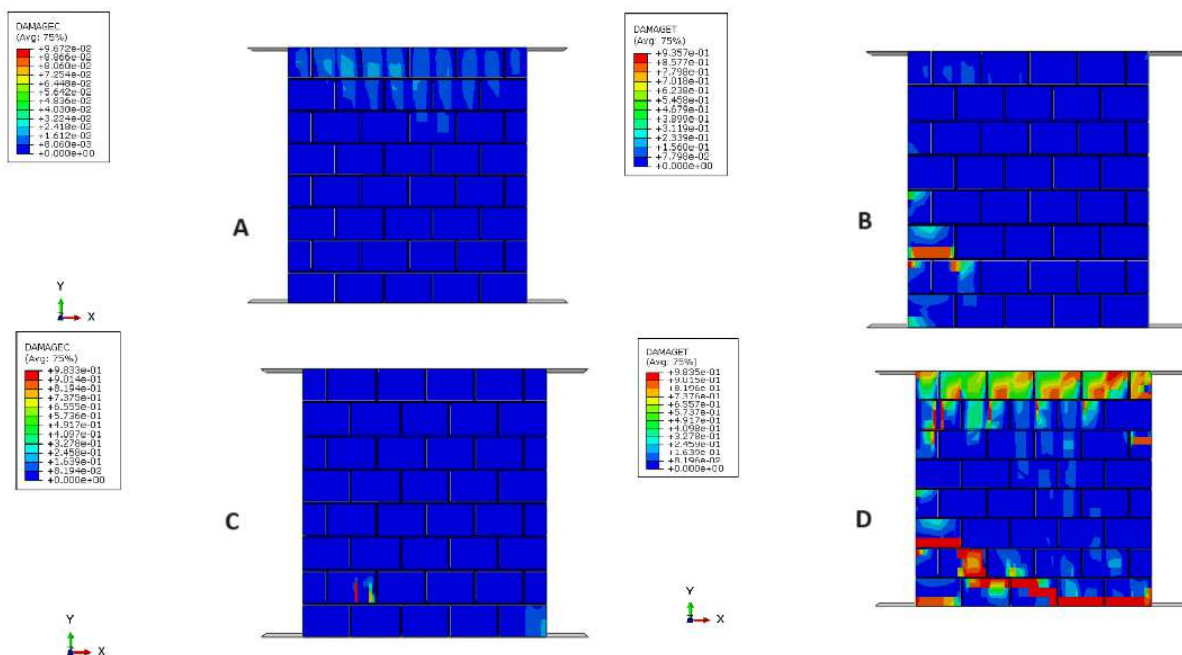
deslocamento máximo comparado aos modelos com maiores relações H/L. Isso indica que paredes mais baixas e mais largas possuem uma maior capacidade de resistir a deslocamentos cíclicos sem sofrer grandes deformações. Esses modelos mantêm uma integridade estrutural maior e uma menor dissipação de energia, evidenciada pelos loops de histerese mais estreitos.

À medida que a relação H/L aumenta, nos modelos ALV10-0,25-1,87, ALV10-0,25-2,14 e especialmente nos modelos com maiores relações H/L como o ALV10-0,25-2,54 e ALV10-0,25-2,94, há uma mudança clara no comportamento das curvas de histerese. As amplitudes de deslocamento se tornam maiores, indicando uma maior flexibilidade e, ao mesmo tempo, uma maior capacidade de dissipação de energia. No entanto, essa maior flexibilidade vem acompanhada de uma maior degradação da rigidez, conforme os loops de histerese se alargam e a perda de rigidez se torna mais pronunciada.

Comparando os extremos, o modelo ALV10-0,25-1,1 (H=1590, L=1490) apresenta uma rigidez inicial alta, com loops de histerese relativamente estreitos e menores deslocamentos máximos, indicando um menor nível de dano estrutural e uma capacidade de absorção de energia limitada. Em contraste, o modelo ALV10-0,25-2,94 (H=4390, L=1490) demonstra uma rigidez inicial muito menor, loops de histerese amplos e maiores deslocamentos máximos, sugerindo uma maior capacidade de dissipação de energia, porém com uma maior degradação estrutural devido ao acúmulo de danos. Esses resultados indicam que paredes com maiores relações H/L, embora mais eficientes na dissipação de energia cíclica, sofrem maior degradação estrutural e perda de rigidez.

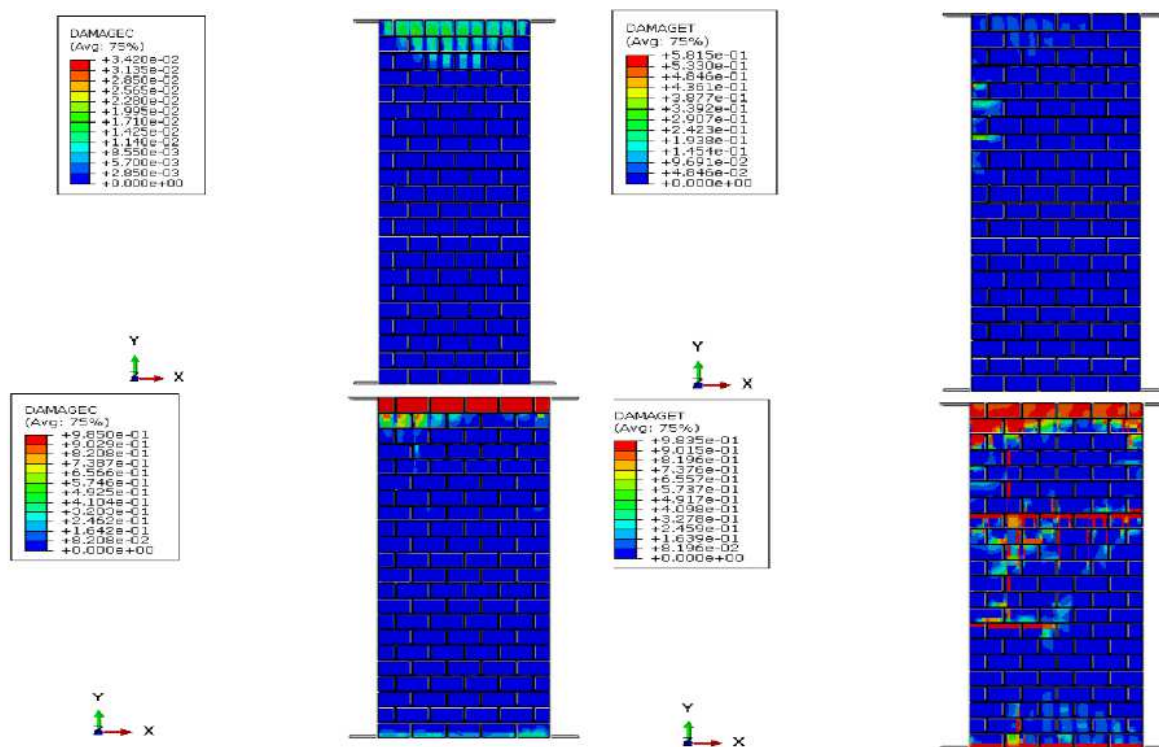
Os danos de tração e de compressão são apresentados aqui apenas para os extremos ALV10-0,25-1,1 (H=1590, L=1490) e ALV10-0,25-2,94 (H=4390, L=1490). Os danos para os outros modelos encontram-se no apêndice C.

Figura 55– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV10-0,25-1,1 (H=1590, L=1490)



Fonte: O Autor

Figura 56– Danos de tração e compressão, respectivamente A) e B) início da fissuração C) e D) estágio final de fissuração – ALV10-0,25-2,94 (H=4390, L=1490)



Fonte: O Autor

Para o modelo ALV10-0,25-1,1, as figuras 55A e 55C representam os estágios iniciais de fissuração. Observa-se que os danos começam a se manifestar com pequenas fissuras na base da parede, sugerindo o início da falha por compressão. Essas fissuras são relativamente discretas e indicam uma distribuição uniforme das tensões.

Nas figuras 55B e 55D, que representam os estágios finais de fissuração, observa-se um aumento na quantidade e na severidade das fissuras, principalmente na região da base. As fissuras se propagam verticalmente e horizontalmente, o que é característico de falhas por tração e compressão. O padrão de fissuração sugere que a rigidez da parede é suficiente para manter a integridade estrutural até certo ponto, mas as fissuras indicam uma necessidade de reforço adicional na base para prevenir falhas estruturais.

Para o modelo ALV10-0,25-2,94, as figuras 56A e 56C mostram os estágios iniciais de fissuração. Neste caso, as fissuras começam a aparecer na parte superior da parede, o que indica uma falha inicial por tração. Essas fissuras são mais evidentes e mais numerosas do que no modelo ALV10-0,25-1,1, sugerindo uma distribuição mais intensa das tensões.

Nas figuras 56B e 56D, que representam os estágios finais de fissuração, é evidente que as fissuras se propagam de forma mais extensiva e complexa, tanto vertical quanto horizontalmente. As fissuras diagonais são mais pronunciadas, estendendo-se do topo para a base da parede. Este padrão de fissuração indica uma combinação de falhas por cisalhamento e flexão, devido à maior altura da parede. A maior severidade das fissuras nas áreas central e superior da parede mostra que estas regiões são mais vulneráveis às cargas cíclicas.

A comparação entre os dois modelos revela que a parede mais alta (ALV10-0,25-2,94) apresenta uma rigidez menor, evidenciada pela maior amplitude de deslocamento para uma mesma força aplicada. A tabela de rigidez corrobora essa observação, onde a parede ALV10-0,25-2,94 apresenta uma rigidez Δ (kN/mm) de 22,54, em comparação com 26,21 da parede ALV10-0,25-1,1.

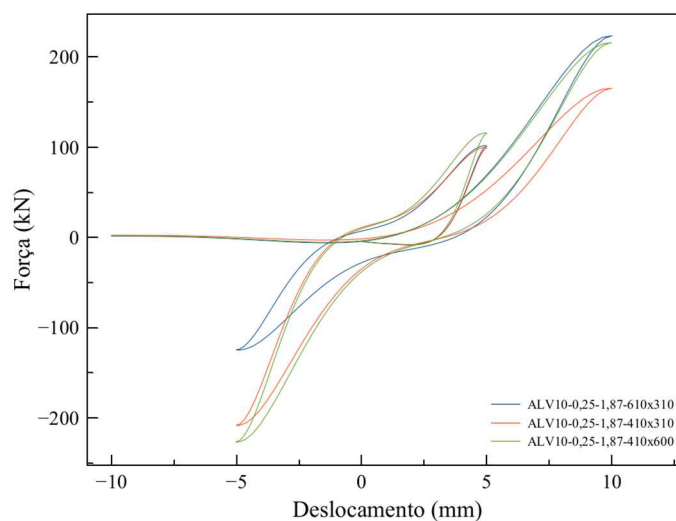
O padrão de fissuração também difere significativamente entre os dois modelos. A parede mais baixa (ALV10-0,25-1,1) apresenta fissuras mais concentradas na base, enquanto a parede mais alta (ALV10-0,25-2,94) apresenta fissuras mais distribuídas, com uma predominância de fissuras diagonais que se propagam do topo para a base. Isso sugere que paredes mais altas são mais susceptíveis a falhas complexas envolvendo cisalhamento e flexão, e requerem reforços estruturais adicionais nas regiões central e superior para melhorar a resistência às cargas cíclicas.

Em resumo, paredes mais altas (relação H/L maior) demonstram um comportamento de fissuração mais severo e uma rigidez reduzida, exigindo estratégias de reforço específicas para garantir a integridade estrutural sob cargas cíclicas.

6.4 Variação da abertura

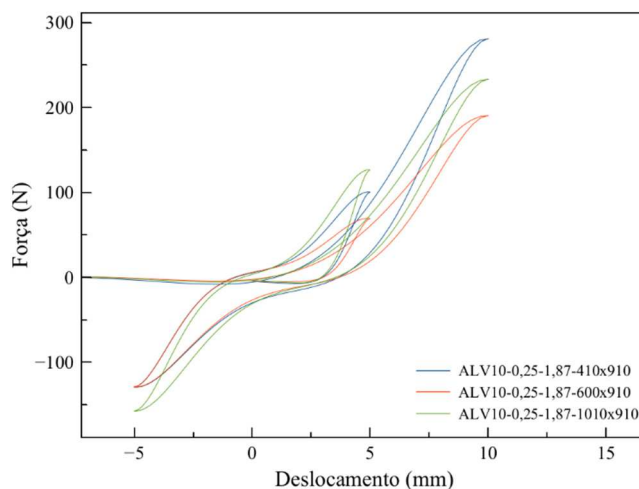
As figuras apresentadas mostram as curvas de histerese para diferentes configurações de aberturas em paredes de alvenaria submetidas a cargas cíclicas. As dimensões das aberturas variam de janelas mais horizontais a mais verticais.

Figura 57– Laços de histerese modelos com variação da abertura



Fonte: O Autor

Figura 58– Laços de histerese modelos com variação da abertura



Fonte: O Autor

Inicialmente, observa-se que as paredes com aberturas mais horizontais, como no caso da ALV10-0,25-1,87-610x310, exibem uma maior rigidez inicial. Isso se deve à maior continuidade do material em torno das aberturas horizontais, proporcionando maior resistência inicial à deformação. A rigidez inicial é um fator crucial, pois indica como a parede resiste às primeiras aplicações de carga antes que ocorram danos significativos.

À medida que as aberturas se tornam mais verticais, como no caso da ALV10-0,25-1,87-410x910, a rigidez inicial tende a diminuir. As aberturas verticais interrompem mais significativamente o caminho de força contínuo, resultando em uma menor resistência inicial à deformação. No entanto, essas paredes ainda mostram uma capacidade considerável de dissipação de energia devido à maior área disponível para deformação.

A dissipação de energia é outro aspecto importante a ser considerado. As paredes com aberturas maiores, tanto horizontais quanto verticais, demonstram uma maior capacidade de dissipar energia ao longo dos ciclos de carga. Isso é evidenciado pelos loops de histerese mais amplos nas curvas. A presença de aberturas permite que a parede se deforme mais, resultando em uma maior área sob a curva de histerese, que é indicativa da energia dissipada.

Comparando as configurações com aberturas horizontais e verticais, as aberturas horizontais tendem a permitir uma maior rigidez inicial e uma resposta mais estável nas fases iniciais de carregamento. Por outro lado, as aberturas verticais, embora apresentem menor rigidez inicial, podem dissipar mais energia após a formação de fissuras, devido à maior deformabilidade.

Em termos de comportamento geral, as paredes com maiores aberturas verticais,

como a ALV10-0,25-1,87-1010x910, mostram uma tendência a uma maior deformação total antes do colapso. Isso pode ser vantajoso em situações onde a dissipação de energia é crítica, como em zonas sísmicas. No entanto, a redução da rigidez inicial deve ser cuidadosamente considerada no projeto estrutural para garantir que a parede possa suportar cargas iniciais sem falhas prematuras.

Portanto, a geometria das aberturas tem um impacto significativo no comportamento estrutural das paredes de alvenaria. As aberturas horizontais proporcionam maior rigidez inicial, enquanto as aberturas verticais permitem maior dissipação de energia e deformação total. A escolha da geometria adequada deve considerar o equilíbrio entre rigidez inicial e capacidade de dissipação de energia, dependendo das demandas específicas e das condições de carga esperadas.

Tabela 8 – Força máxima, deslocamento e variação da rigidez dos modelos com abertura

Modelo	Força máx (kN)	Deslocamento (mm)	Δ (kN/mm)
ALV10-0,25-1,87-610x310	222,75	9,93	22,44
ALV10-0,25-1,87-410x310	165,31	9,97	16,58
ALV10-0,25-1,87-410x600	215,87	9,95	21,69
ALV10-0,25-1,87-410x910	281,09	10,00	28,10
ALV10-0,25-1,87-600x910	190,31	9,95	19,12
ALV10-0,25-1,87-1010x910	116,60	9,98	11,68

Fonte: O Autor

No modelo ALV10-0,25-1,87-610x310, que possui uma abertura mais horizontal, a força máxima atingida é de 222,75 kN, com um deslocamento de 9,93 mm, resultando em uma variação de rigidez de 22,44 kN/mm. Este modelo demonstra uma alta rigidez inicial devido à maior continuidade do material em torno da abertura horizontal, conferindo uma resistência inicial mais elevada.

Por outro lado, o modelo ALV10-0,25-1,87-1010x910, com uma abertura mais vertical, atinge uma força máxima significativamente menor, de 116,60 kN, e uma variação de rigidez de apenas 11,68 kN/mm. A redução na rigidez inicial e na força máxima neste modelo pode ser atribuída à interrupção mais significativa do caminho de força contínuo pela abertura vertical.

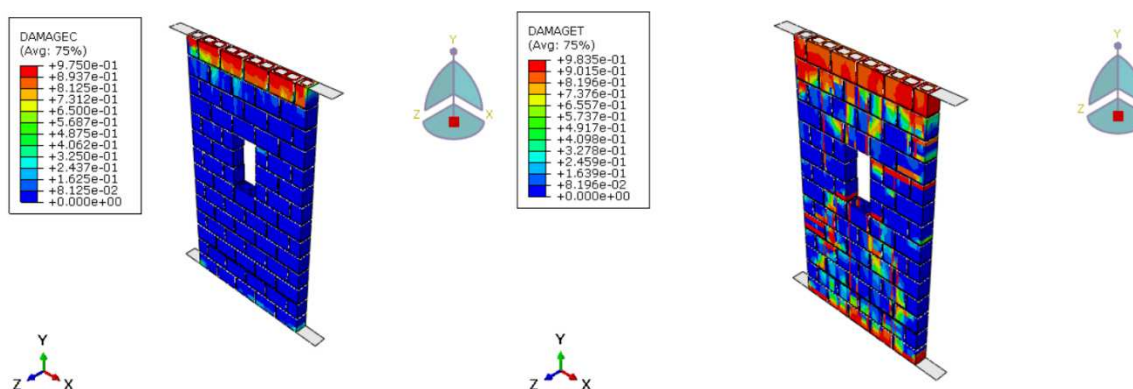
Os modelos com aberturas intermediárias, como o ALV10-0,25-1,87-410x600 e ALV10-0,25-1,87-410x910, apresentam uma combinação de características, mostrando uma variação na rigidez e força máxima que se situam entre os extremos observados. Por exemplo, o ALV10-0,25-1,87-410x600 atinge uma força máxima de 215,87 kN e uma variação de rigidez

de 21,69 kN/mm, indicando um equilíbrio entre resistência inicial e capacidade de dissipação de energia.

De forma geral, as aberturas mais horizontais conferem uma maior rigidez inicial, enquanto as aberturas mais verticais resultam em menor rigidez inicial, mas permitem uma maior deformação e dissipação de energia. Esse comportamento é essencial em regiões sujeitas a cargas sísmicas, onde a capacidade de dissipação de energia é crucial para a integridade estrutural das paredes de alvenaria.

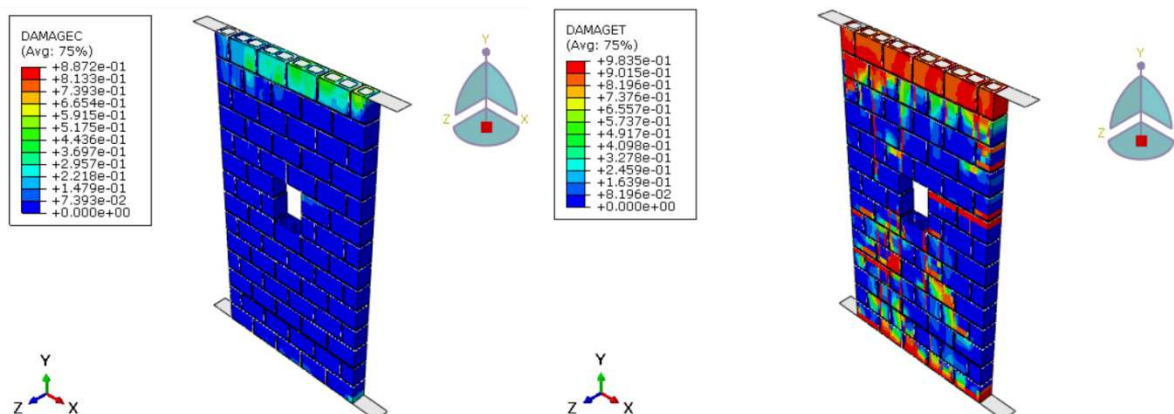
São apresentados nas figuras a seguir, todos os danos de compressão e tração no último passo de carga para os modelos com abertura.

Figura 59– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-610x310



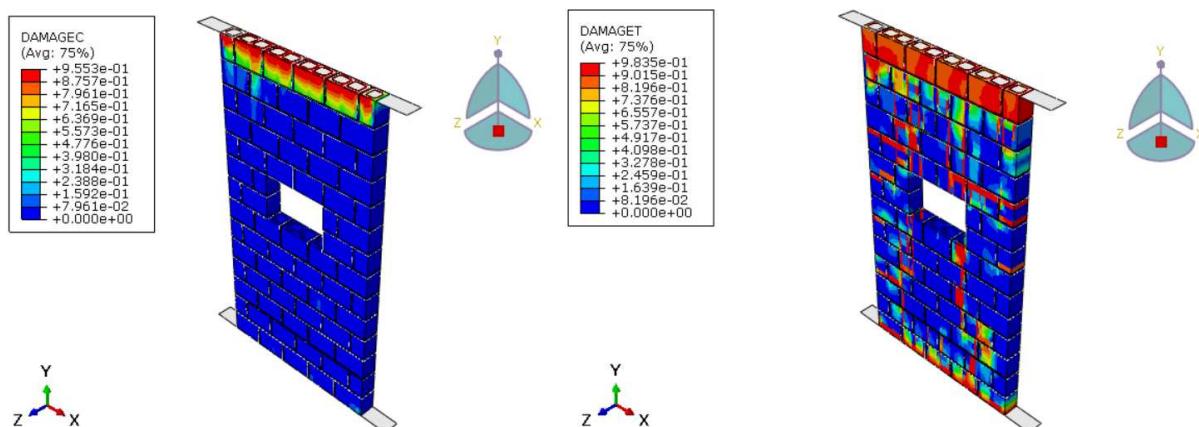
Fonte: O Autor

Figura 60– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x310



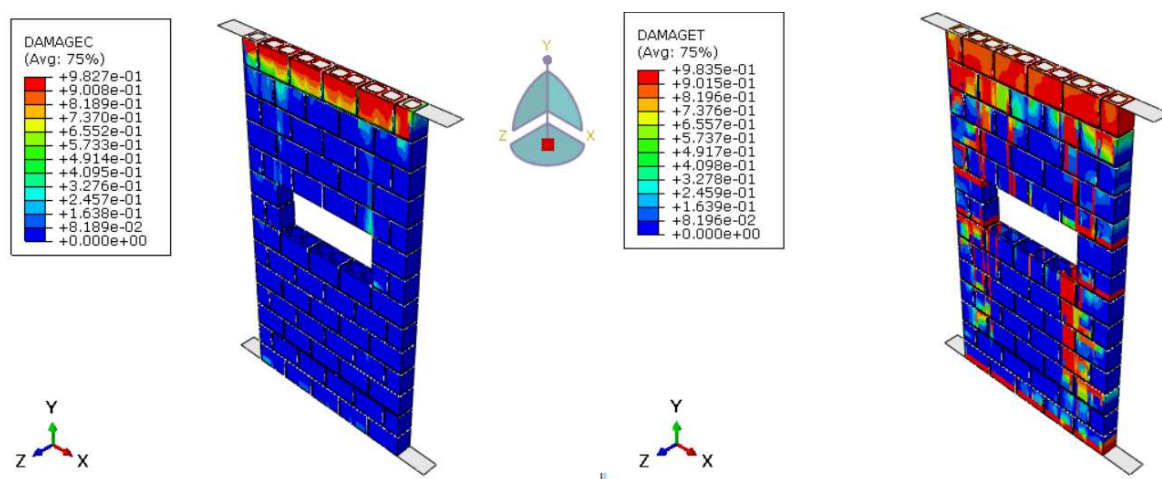
Fonte: O Autor

Figura 61– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x600



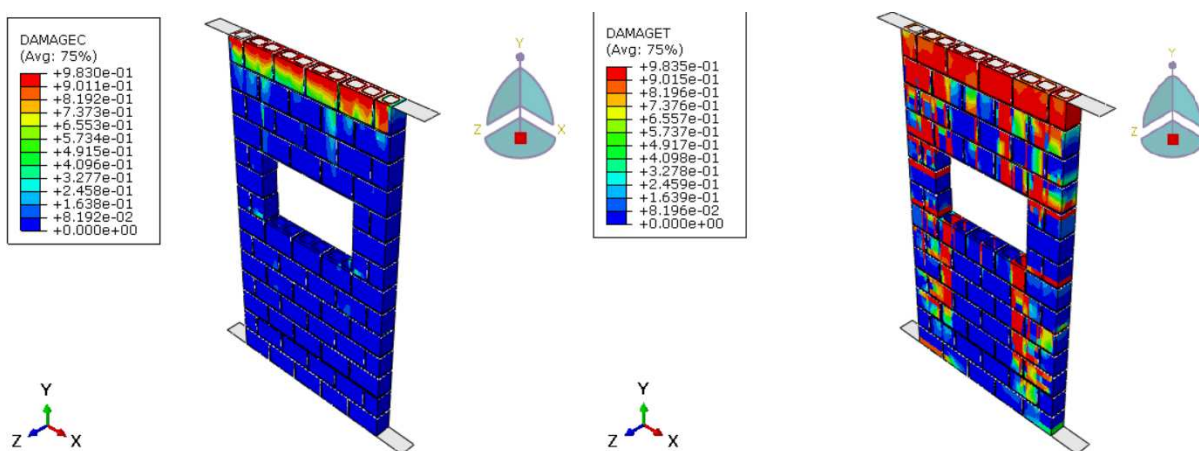
Fonte: O Autor

Figura 62– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-410x910



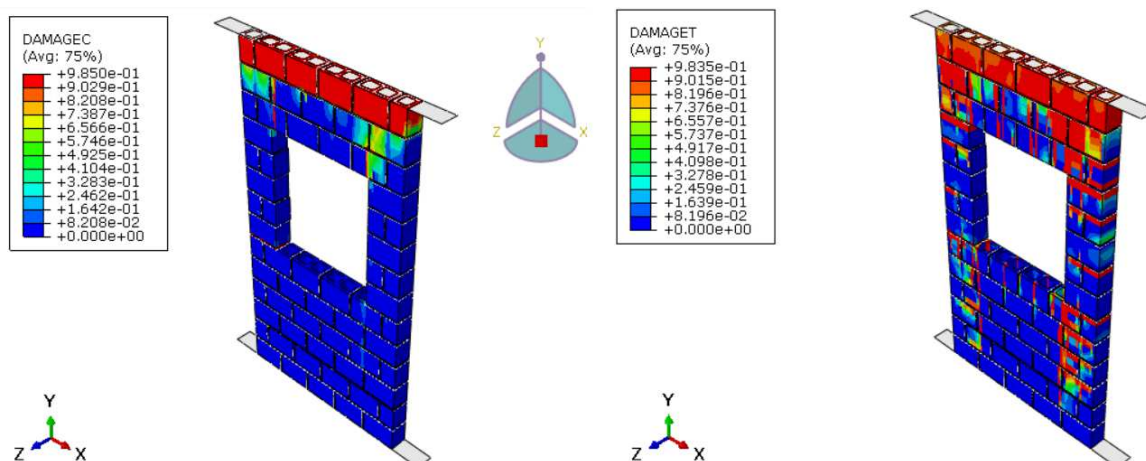
Fonte: O Autor

Figura 63– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-600x910



Fonte: O Autor

Figura 64– Danos de compressão e tração, respectivamente- ALV10-0,25-1,87-1010x910



Para o modelo ALV10-0,25-1,87-610x310, observou-se uma força máxima de 222,75 kN e um deslocamento de 9,93 mm, com uma variação de rigidez de 22,44 kN/mm. Este modelo apresentou uma distribuição uniforme de fissuras de compressão e tração, indicando que a abertura horizontal contribui para uma melhor distribuição das tensões e capacidade de dissipação de energia.

Em contraste, o modelo ALV10-0,25-1,87-1010x910, com uma abertura mais vertical maior, apresentou uma força máxima significativamente menor, de 116,60 kN, e um deslocamento de 9,98 mm, com uma variação de rigidez de 11,68 kN/mm. Este modelo exibiu uma concentração intensa de fissuras verticais, principalmente nas regiões próximas à abertura, o que sugere que as tensões se concentram severamente ao redor das bordas verticais da abertura, resultando em menor capacidade de carga e maior dano localizado.

Comparando os modelos intermediários, o ALV10-0,25-1,87-410x310, com uma abertura horizontal menor, apresentou uma força máxima de 165,31 kN e um deslocamento de 9,97 mm, com uma variação de rigidez de 16,58 kN/mm. Este modelo mostrou uma distribuição mais uniforme de fissuras e uma adequada capacidade de dissipação de energia. Em contraste, o modelo ALV10-0,25-1,87-410x910, com uma abertura vertical e estreita, alcançou uma força máxima de 201,09 kN e um deslocamento de 10,00 mm, com uma variação de rigidez de 28,10 kN/mm. Apesar de ter uma abertura grande e vertical, este modelo apresentou uma capacidade de carga relativamente alta, indicando que a forma e o tamanho da abertura influenciam de maneira complexa o comportamento estrutural.

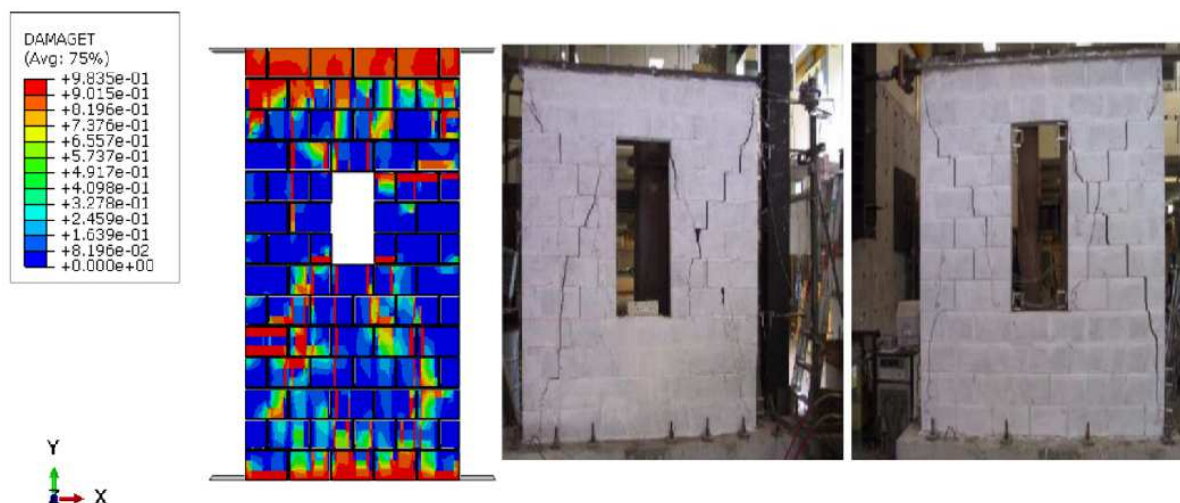
Os resultados dos danos de compressão e tração corroboram essas observações. Nos modelos com aberturas horizontais, como o 610x310, os danos são mais distribuídos e menos intensos, mostrando uma resistência melhor à propagação de fissuras. Em contraste, os modelos com aberturas verticais, como o 1010x910, apresentam danos concentrados e intensos ao redor das aberturas, indicando uma maior vulnerabilidade à falha estrutural.

A comparação dos extremos entre os modelos com aberturas horizontais e verticais revela que as aberturas horizontais tendem a melhorar a distribuição das tensões e a capacidade de dissipação de energia, resultando em uma melhor performance estrutural geral. Estes resultados sublinham a importância de considerar a geometria das aberturas no projeto de alvenaria estrutural, especialmente quando da ocorrência de cargas cíclicas.

Por fim, fez-se a comparação do modelo ALV10-0,25-1,87x410x310 com o ensaio experimental de Fortes (2017) que desenvolveu uma série de ensaios experimentais para caracterizar o comportamento de paredes de alvenaria sob diferentes condições de carregamento, incluindo cargas verticais e horizontais. Os ensaios foram realizados em laboratório, utilizando blocos de concreto de alta resistência e argamassa específica para alvenaria estrutural.

Esta comparação tem como objetivo demonstrar o padrão de fissuração desenvolvido em alvenarias com aberturas quando sujeitas a cargas cíclicas. Não se pretende realizar uma comparação quantitativa devido às diferentes condições de contorno entre os modelos e os ensaios de Fortes (2017).

Figura 65– ALV10-0,25-1,87x410x310 x Fortes (2017)



Fonte: O Autor

A comparação entre o modelo numérico ALV10-0,25-1,87-410x310 e os resultados experimentais obtidos por Fortes (2017) revela uma boa representatividade no padrão de fissuração das paredes de alvenaria com aberturas sujeitas a cargas cíclicas. O modelo numérico apresenta fissuras diagonais que se propagam a partir dos cantos da abertura em direção aos limites da parede, um comportamento que é consistentemente observado nos experimentos de Fortes.

Nos resultados numéricos, as fissuras diagonais são predominantes e se iniciam nos cantos superiores e inferiores da abertura, estendendo-se em direção às bordas da parede. Esse padrão de fissuração é um indicativo clássico da concentração de tensões ao redor das aberturas, que resulta em tensões de tração diagonal. Além das fissuras diagonais, são observadas fissuras horizontais e verticais ao redor da abertura, sugerindo uma redistribuição das tensões e formação de trincas devido às cargas aplicadas.

Os ensaios experimentais de Fortes (2017) apresentam um padrão de fissuração semelhante, com fissuras diagonais que partem dos cantos da abertura e se propagam em direção às bordas da parede. As fissuras observadas nos experimentos também indicam uma concentração de tensões significativas ao redor da abertura, similar ao que foi modelado numericamente. Nos ensaios, as fissuras são evidentes tanto na região superior quanto na inferior da abertura, com uma clara propagação diagonal.

Ao comparar a distribuição de danos entre o modelo numérico e os ensaios experimentais, observa-se que ambos mostram maior intensidade de danos ao redor da abertura. As áreas com maiores danos no modelo numérico estão destacadas em vermelho, enquanto os ensaios experimentais de Fortes mostram fissuras bem definidas nas fotografias das paredes ensaiadas. Essa correlação qualitativa confirma que o modelo numérico capta bem os mecanismos de falha e a distribuição dos danos observados experimentalmente.

Portanto, a representatividade do padrão de fissuração do modelo ALV10-0,25-1,87-410x310 em relação aos resultados de Fortes (2017) é evidente. Embora quantitativamente as condições de contorno sejam diferentes, o modelo numérico reflete de maneira adequada o comportamento de fissuração de alvenarias com aberturas sob cargas cíclicas.

7 CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram realizados estudos detalhados sobre o comportamento de paredes de alvenaria sujeitas a carregamentos cíclicos horizontais, focando na influência de diferentes pressões verticais, amplitudes de deslocamento e geometrias de abertura. Utilizando modelos numéricos baseados em simulações computacionais, foram obtidas curvas de histerese e análises de danos de tração e compressão, permitindo uma compreensão aprofundada dos mecanismos de falha e das variáveis que afetam a resistência e a rigidez dessas estruturas.

As análises das curvas de histerese revelaram que a pressão vertical tem um papel significativo na resposta estrutural das paredes de alvenaria. Observou-se que a aplicação de pressão vertical contribui para um confinamento mais eficiente da parede, retardando o surgimento de fissuras e aumentando a rigidez inicial. Modelos com pressões verticais mais altas, como o ALV5-1,5, apresentaram picos de força mais elevados e maior capacidade de dissipação de energia, apesar da degradação da rigidez ao longo do tempo. Em contrapartida, modelos com pressões verticais menores, como o ALV5-0, demonstraram uma resposta mais vulnerável, com fissuras surgindo mais precocemente e uma menor capacidade de resistência a cargas cíclicas.

Ao variar a amplitude do deslocamento cíclico, verificou-se que maiores amplitudes resultam em uma maior dissipação de energia, mas também em uma maior degradação da rigidez estrutural. Paredes submetidas a amplitudes de deslocamento mais elevadas exibiram loops de histerese mais amplos, indicando maior absorção de energia, porém à custa de maior dano acumulado na estrutura. Este comportamento é crítico para o design de estruturas de alvenaria em regiões sísmicas, onde a capacidade de dissipar energia cíclica é vital para a integridade estrutural durante terremotos.

A análise das geometrias de abertura evidenciou que a forma e o tamanho das aberturas afetam diretamente a distribuição das tensões e a formação de fissuras nas paredes de alvenaria. Modelos com aberturas horizontais, como o ALV10-0,25-1,87-610x310, demonstraram uma distribuição mais uniforme das fissuras e melhor capacidade de dissipação de energia, enquanto modelos com aberturas verticais e grandes, como o ALV10-0,25-1,87-1010x910, apresentaram concentrações intensas de fissuras ao redor das aberturas, resultando em menor capacidade de carga e maior vulnerabilidade à falha.

Os danos de compressão e tração observados nos modelos reforçam essas conclusões. Paredes com aberturas horizontais mostraram danos menos intensos e mais distribuídos, enquanto paredes com aberturas verticais sofreram danos severos e concentrados, indicando uma menor resistência estrutural.

Em resumo, os resultados deste estudo destacam a importância de considerar cuidadosamente a pressão vertical, a amplitude do deslocamento cíclico e a geometria das aberturas no projeto de estruturas de alvenaria. A compreensão detalhada desses fatores permite otimizar o desempenho estrutural, especialmente em condições de carga cíclica.

7.1 Sugestões para Trabalhos Futuros

Para aprimorar a compreensão e a modelagem de alvenaria estrutural, sugere-se a realização de estudos futuros que abordem:

1. **Influência da Ligação Parede-Parede:** Investigar a influência das ligações entre paredes adjacentes, considerando diferentes tipos de ligação e seus impactos na distribuição de tensões e padrões de fissuração.
2. **Esforços Fora do Plano:** Analisar o comportamento da alvenaria submetida a esforços fora do plano, como cargas laterais devido a ventos ou sismos, para entender melhor os mecanismos de falha e desenvolver estratégias de reforço.
3. **Cargas Aperiódicas:** Estudar o impacto de cargas não periódicas, como impactos súbitos ou cargas de curta duração, para avaliar a resistência da alvenaria a eventos extremos.
4. **Contatos Mais Realísticos:** Implementar modelos de contato mais realísticos entre blocos de alvenaria e entre os blocos e a junta de argamassa, para melhorar a precisão das simulações.
5. **Confinamento lateral:** Implementar modelos de alvenaria estrutural confinadas por colunas lateral e estudar o efeito desse confinamento frente a ações cíclicas.
6. **Comparações Normativas:** Comparar os resultados das simulações com os requisitos e recomendações de normas técnicas nacionais e internacionais, visando validar e calibrar os modelos utilizados.

7. **Mais Modelos e Dados:** Expandir o número de modelos analisados para obter uma base de dados mais robusta, permitindo uma análise estatística das variações dos resultados e identificando tendências consistentes.
8. **Modelagem de Edifícios Completos:** Realizar a modelagem de edifícios completos de alvenaria estrutural para entender o comportamento global da estrutura e identificar possíveis interações entre diferentes elementos estruturais.

Este trabalho fornece uma base sólida para a compreensão do comportamento de alvenaria estrutural sob diferentes condições de carregamento e abre caminho para futuras pesquisas que possam contribuir para a melhoria das práticas de construção e segurança estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALFARAH, Bashar; LÓPEZ-ALMANSA, Francisco; OLLER, Sergio. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. *Engineering Structures*, v. 132, p. 70-86, 2017.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-2: Alvenaria estrutural Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – procedimento – NBR 15421. Rio de Janeiro, 2006.

BRASILE, Sandro; CASCIARO, Raffaele; FORMICA, Giovanni. Multilevel approach for brick masonry walls—Part II: On the use of equivalent continua. *Computer Methods in applied Mechanics and engineering*, v. 196, n. 49-52, p. 4801-4810, 2007.

CARVALHO, P. R. O. *et al.* Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio. São Carlos, 2021. DOI: 10.1590/S1517-707620210003.13006.

CHUNG, J.; HULBERT, G.M. A time integration algorithm for structural dynamics with improved numerical dissipation: The generalized- α method. *Journal of applied mechanics*. v.60, p.371-376, 1993.

CHUNG, J.; HULBERT, G.M. A family of single-step Houbolt time integration algorithms for structural dynamics. *Computer methods in applied mechanics and engineering*. v.118, p.1- 11, 1994.

DENG, M., Zhang, W., & Ning. (2023). In-plane cyclic loading tests of concrete hollow block masonry walls retrofitted with high ductile fiber-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 50(4), 234-245. <https://doi.org/10.1016/j.jse.2023.234567>.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L. R. *Masonry Structures – Behavior and Design*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1994. 2ª. Ed.

DOKAINISH, M. A.; SUBBARAJ, K. A survey of direct time-integration methods in computational structural dynamics—I. Explicit methods. *Computers & Structures*, v. 32, n. 6, p. 1371-1386, 1989.

DOS SANTOS, M.J.F. Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassas. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2008.

ERLICHER, S.; BONAVENTURA, L.; BURSI, O.S. The analysis of the generalized- α method for non-linear dynamic problems. *Computational mechanics*, v.28, p. 83-104, 2002.

FALCONI, R. A. Verificación del Desempeño en el Diseño Sismo Resistente. In: *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 2, No. 1, p. 41-54. Puerto Rico, 2002.

FORMICA, Giovanni; SANSALONE, Vittorio; CASCIARO, Raffaele. A mixed solution strategy for the nonlinear analysis of brick masonry walls. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v. 191, n. 51-52, p. 5847-5876, 2002.

FORTES, E. S. Caracterização da Alvenaria Estrutural de Alta Resistência. Universidade Federal de São Carlos, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, 2017.

GARCIA, P. D. Contribuições ao Estudo da Resistência à Compressão de Paredes de Alvenaria de Blocos Cerâmicos. São Carlos, 2000. 255p. Dissertação (Mestrado) em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

GUO, Z. *Principles of Reinforced Concrete*. 1ª Ed., Oxford, Elsevier, 2014. 587 p.

HILBER, H.M.; HUGHES, T.J.; TAYLOR, R. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v.5, p.283-292, 1977.

IZQUIERDO, O. S. Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência à compressão da alvenaria de bloco de concreto. 2011. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011

KARSLIOGLU, M; ASLAN, Z.U.; DORAN, B.; VATANSEVERS. KARSLIOGLU, M. Constitutive Modeling of Unreinforced Masonry Walls With and Without Openings. ACE, 18th International Congress on Advances in Civil Engineering, Istanbul, Turkey.

KATCHANOV, L. *Eléments de la théorie de la plasticité (french translation)*. Mir Ed., Moscou, 1975.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBRAIN, D. R. Mechanical properties of material used in concrete blockwork construction. *Magazine of Concrete Research*, Edinburgh, 1994, v. 44.

KHALAF, F. M. Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms. *Magazine of Concrete Research*, Edinburgh, 1996, v. 48, nº 175. p. 95-101.

KMIECIK, P. A; KAMIŃSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

LAPA, J. A. M. Análise Linear e não-linear de estruturas. Universidade do Porto, 1987.

CHEEMA, T. S.; KINGNER, R. E. Compressive strength of concrete masonry prisms. American Concrete Institute Journal. Farmington Hills, 1986, January p. 88-97

COLVILLE J.; WOLDENTINSAE, A. M.; Compressive strength os grouted concrete masonry. Proceedings of the 9 th International brick/block masonry conference. v. 1. Berlim, Germany, p. 149-156, 1991.

CUONG LE, Thanh; MINH, Hoang-Le; SANG-TO, Thanh. A nonlinear concrete damaged plasticity model for simulation reinforced concrete structures using ABAQUS. Frattura ed Integrità Strutturale, v. 16, n. 59, p. 232-242, 2022.

LOGULLO, B. G. Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento de blocos de concreto. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Paulista, Ilha Solteira, 2006.

MAGENES, G. CALVI, G.M (1997) Seismic response of brick masonry wall. Earthquake Engineering and structural Dynamics, v.26.1091-1112

MARZA, V. I. *et al.* Breve Caracterização da Sismicidade no Ceará. Brasília-Observatório Sismológico da, 2004.

MATA, R. C. Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto. 2006. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. Matrix Structural Analysis. Publisher: John Wiley & Sons, 2014.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. (1994). Concreto-Estruturas, propriedades e materiais. São Paulo: Editora Pini, 3ª edição, 2008.

MIRANDA, P. S. T. Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica na Realidade Predial Brasileira. Dissertação (Mestrado), Programa Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. In: Intenational Seminar on Strucutral Mansory for developping countries, 7. 2002, Belo Horizonte.

MOHAMAD, G. Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão. 2007. Tese (Doutorada), Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.

NADAI, A.; WAHL, Arthur M. Plasticity, a mechanics of the plastic state of matter. 1931.

NETO, Joao Goncalves Lima. Análise estrutural não linear estática de um protótipo baja sae pelo mef. revista de engenharia e tecnologia, v. 14, n. 3, 2022.

OLIVEIRA, A. H. L. B., 2016. Evolução da resistência à compressão de prismas de blocos de concreto: análise experimental e modelagem matemática. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; SOARES, Márcia Melo. Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle. São Paulo: O Nome da Rosa, v. 1, 2010.

PASQUALI, I. Influência do tipo de argamassamento na resistência à compressão de pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica. Santa Maria, 2007. 138p. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2007.

PEÑA, L. A. P. Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares. Brasília. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

PRUDÊNCIO JR., L. R. Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistência de unidades, prismas e paredes. Porto Alegre. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1986.

ROMAGNA R. H. Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. 2000. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, 2000.

SABBATINI, F. H. Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente. 1986. 28f. Boletim técnico-Departamento de Engenharia de Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1986.

SANTANA, J.F.A. Avaliação numérica não linear de prismas e pequenas paredes compostos por blocos de concreto. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SORIANO, Humberto Lima. Introdução à dinâmica das estruturas. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 528 p. ISBN 9788535273636.

STANDARD, British. Eurocode 6—Design of masonry structures—. British Standard Institution. London, n. 2005, 2005.

THAMBOO, Julian; DHANASEKAR, Manicka. Assessment of the characteristics of lime mortar bonded brickwork wallettes under monotonic and cyclic compression. Construction and Building Materials, v. 261, p. 120003, 2020.

TAUIL, C. A.; NESSE, F. J. M. Alvenaria Estrutural: metodologia de projeto, detalhes, mão de obra, normas e ensaio. São Paulo: Pini, 2010.

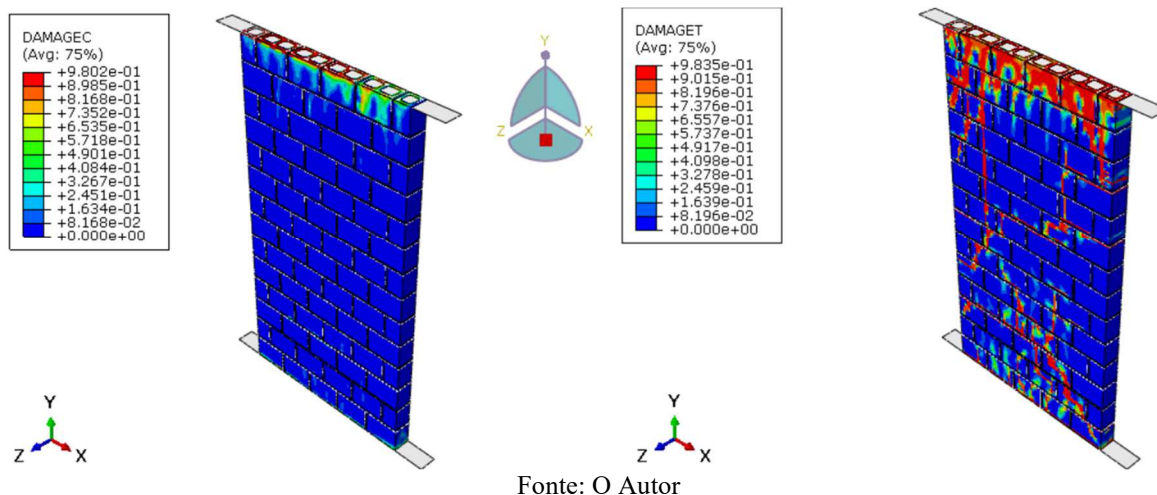
TOMAZEVIC, M. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry. Materials and Structures, 2009.

ZIJL, G. P. A. G. van. Modeling masonry shear-compression: role of dilatancy highlighted. Journal of Engineering Mechanics, 2004.

APÊNDICE A – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIÇÃO DA PRESSÃO VERTICAL

➤ ALV5-0,25

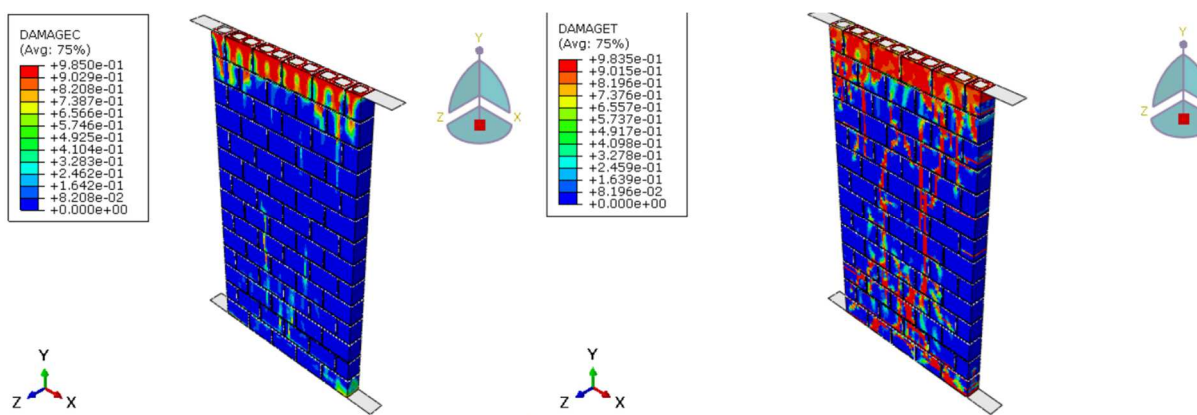
Figura A.1 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,35

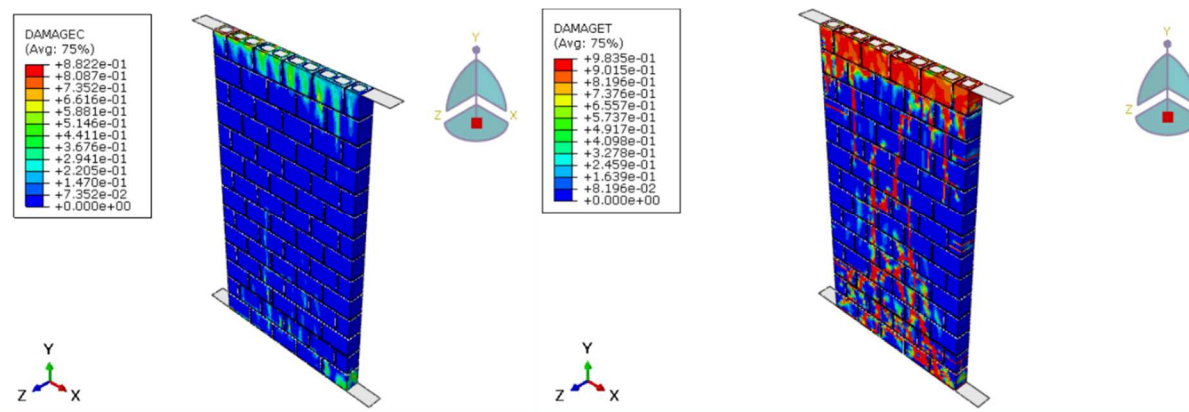
Figura A.2 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,45

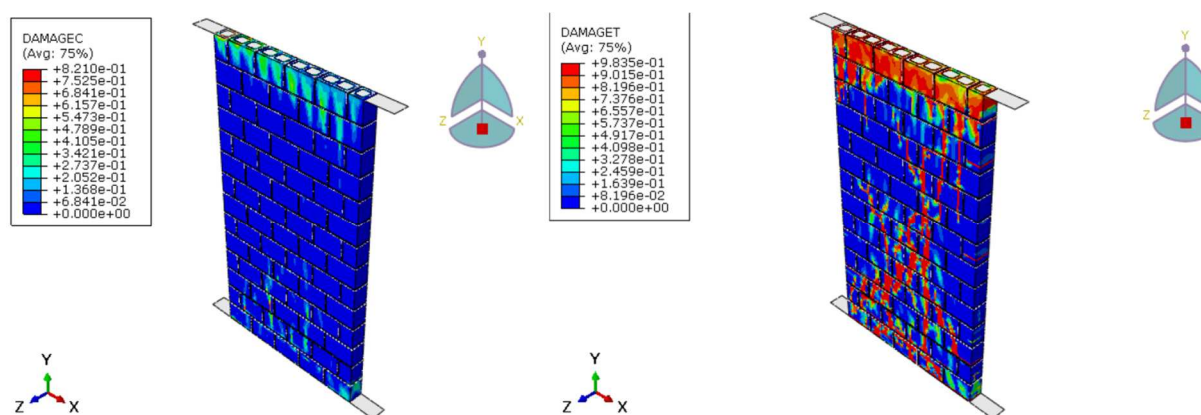
Figura A.3 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,55

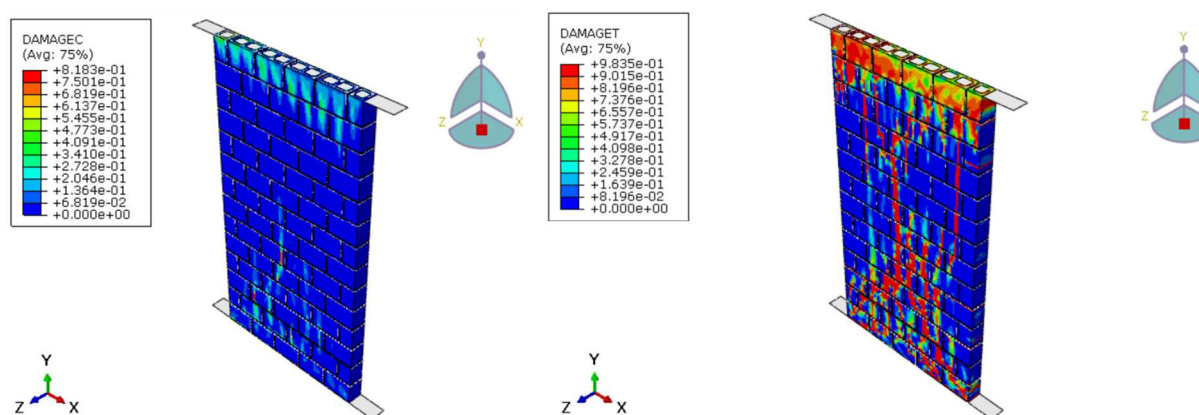
Figura A.4 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,65

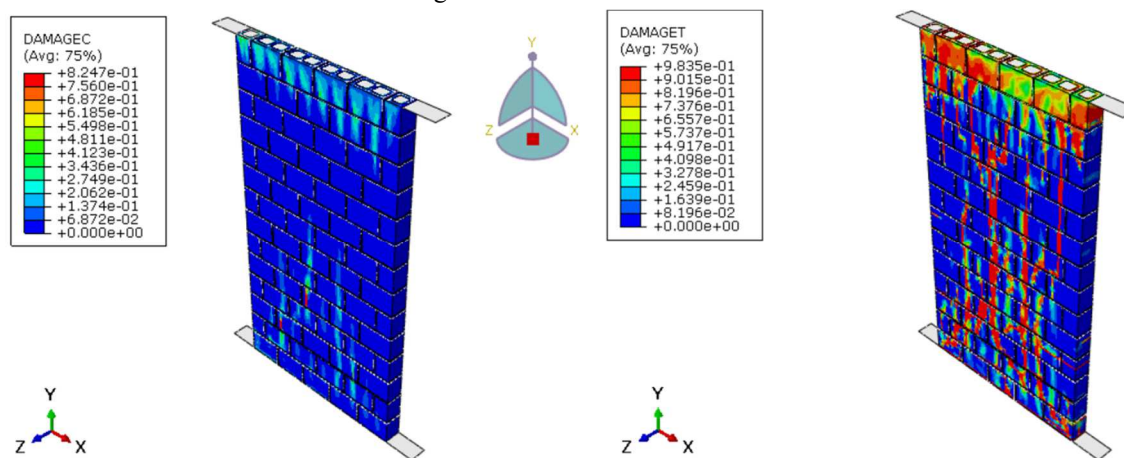
Figura A.5 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,75

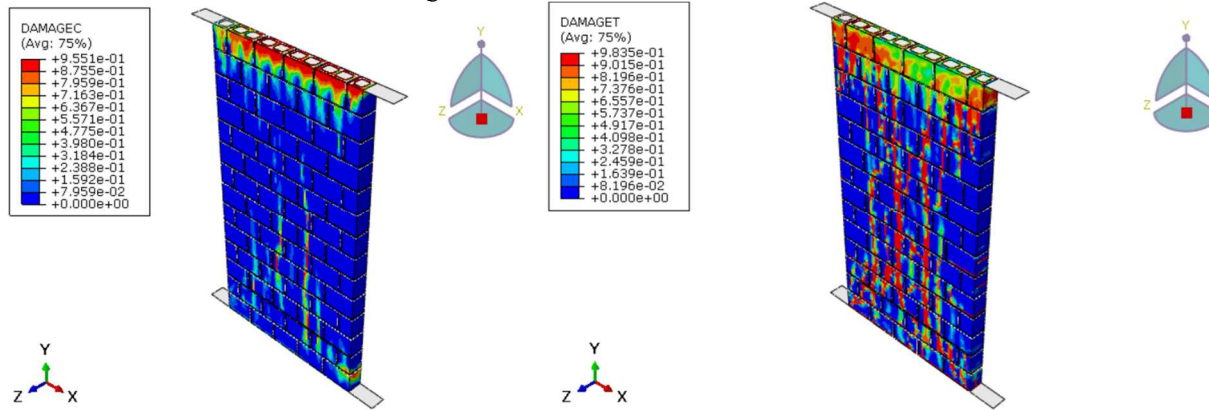
Figura A.6 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-0,85

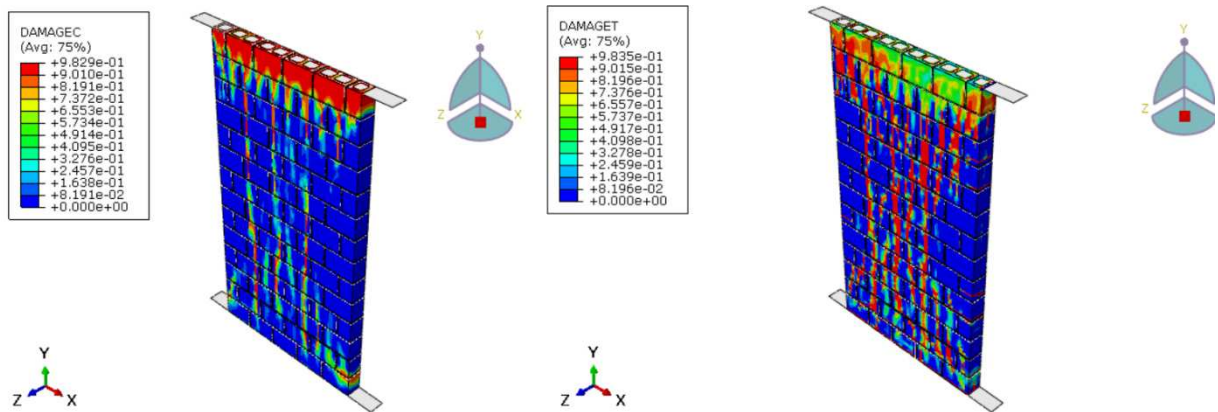
Figura A.7 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV5-1

Figura A.8 – DAMEGC e DAMEGT

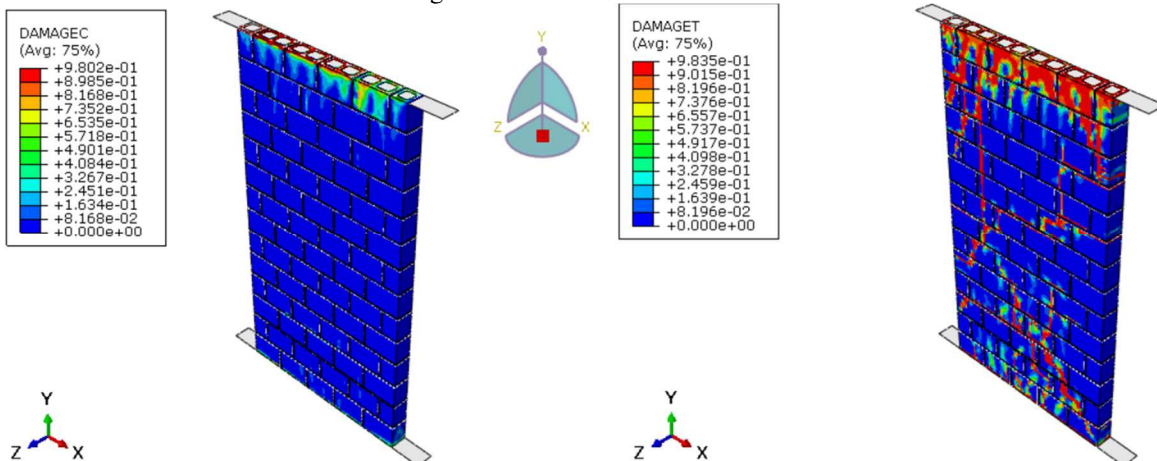


Fonte: O Autor

APÊNDICE B – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIAÇÃO DA AMPLITUDE DO DESLOCAMENTO CÍCLICO

➤ ALV5-0,25

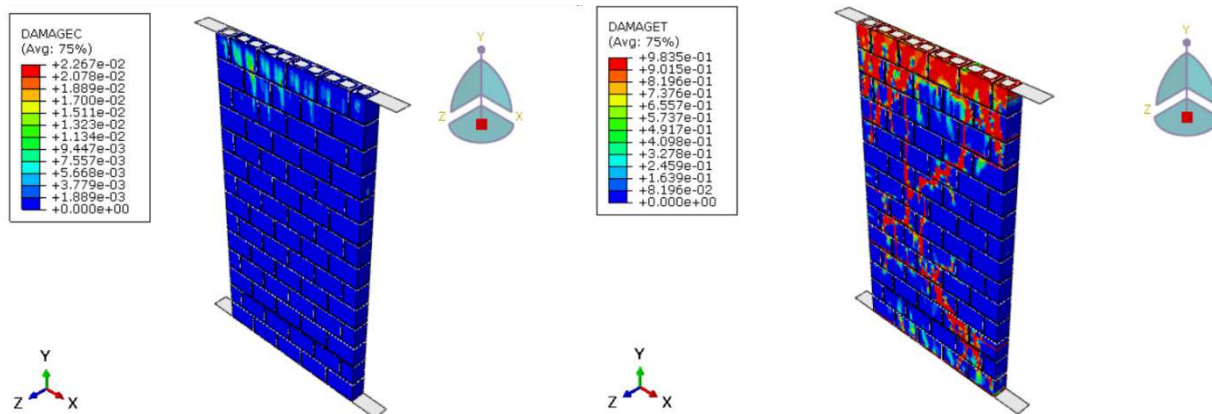
Figura B.1 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV7-0,25

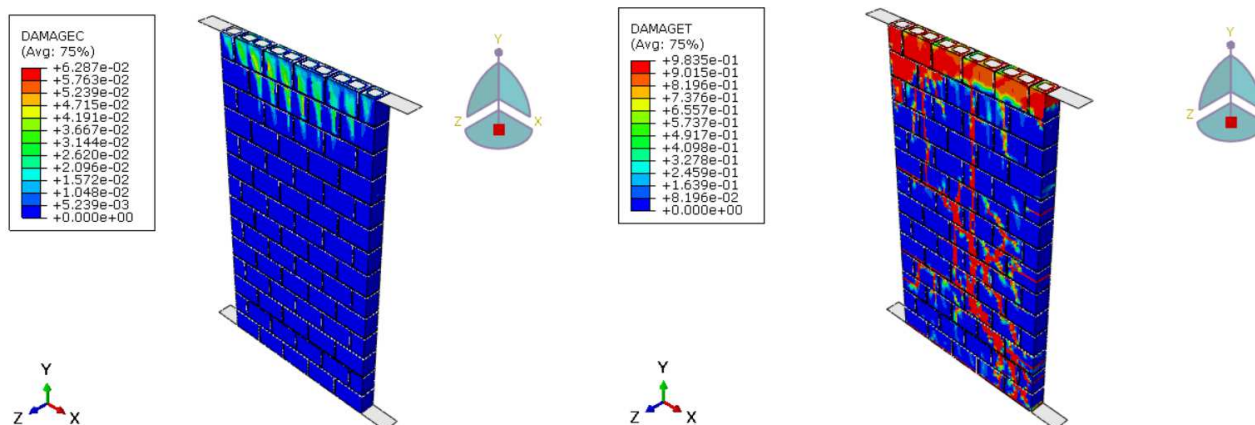
Figura B.2 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV10-0,25

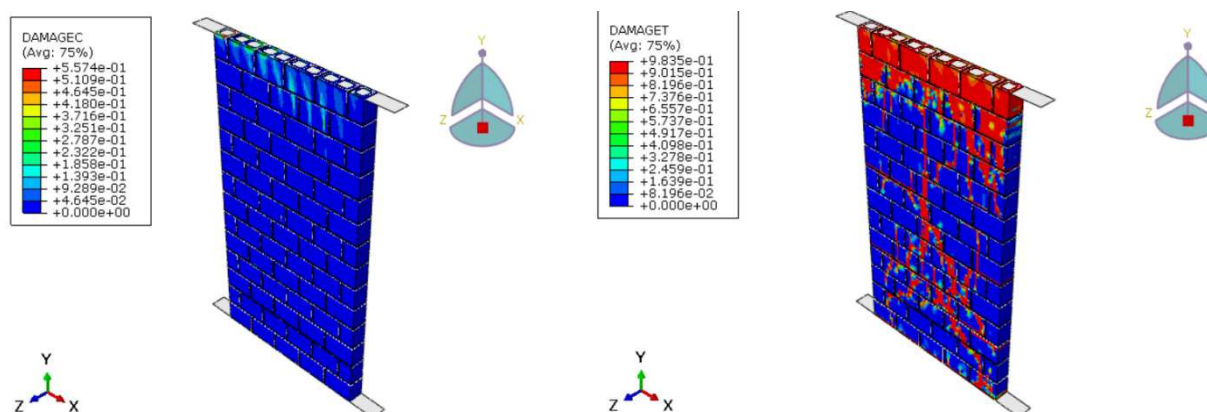
Figura B.3 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV15-0,25

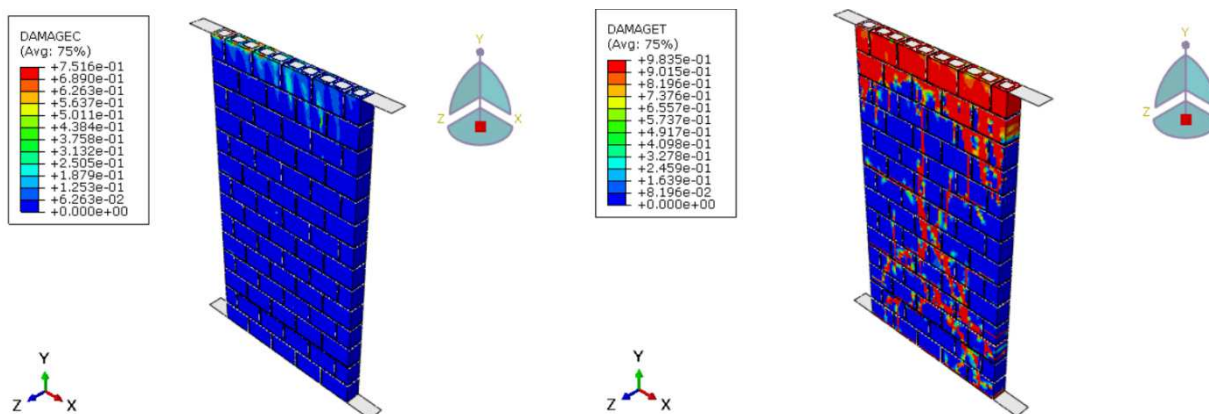
Figura B.4 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV17-0,25

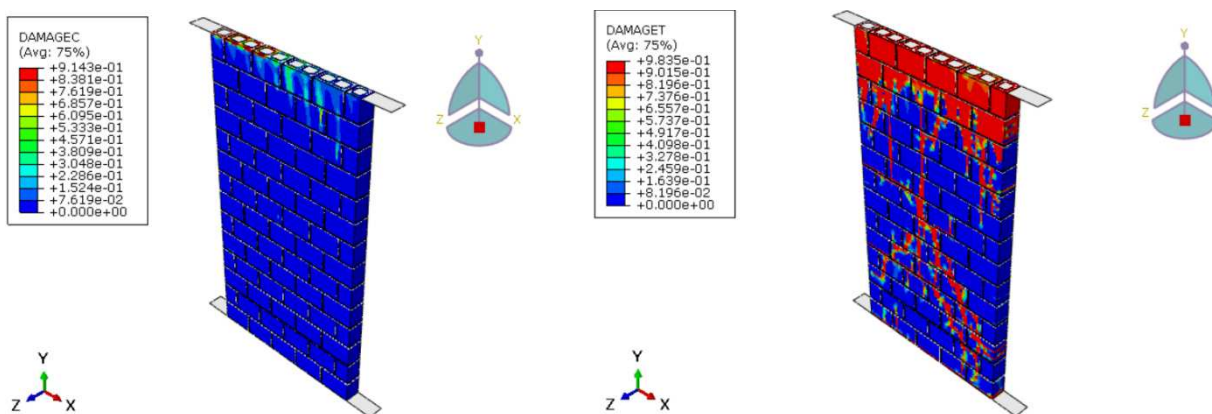
Figura B.5 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV20-0,25

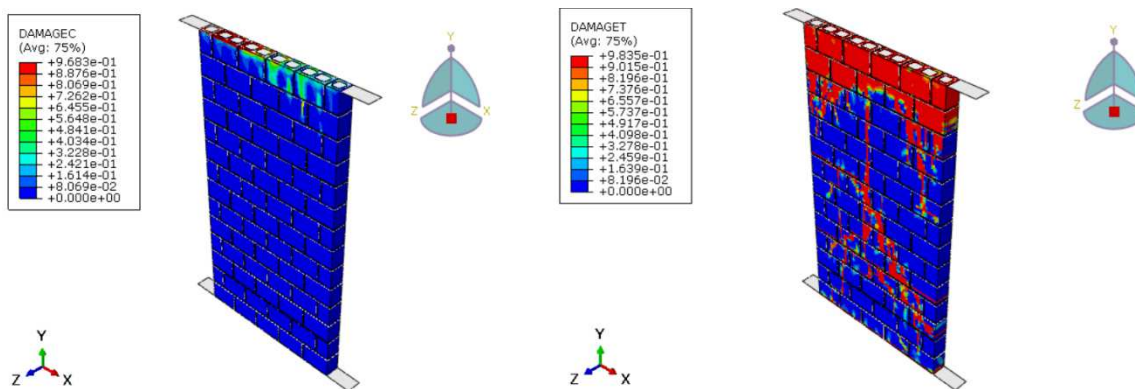
Figura B.6 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV25-0,25

Figura B.7 – DAMEGC e DAMEGT

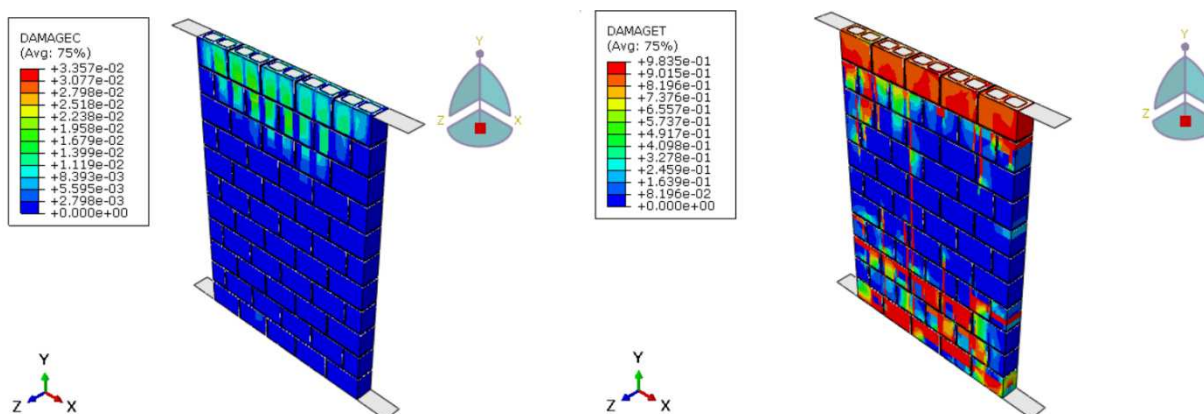


Fonte: O Autor

APÊNDICE C – DANOS DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO PARA MODELOS COM VARIACÃO DA RELAÇÃO H/L

➤ ALV10-0,25-1,1

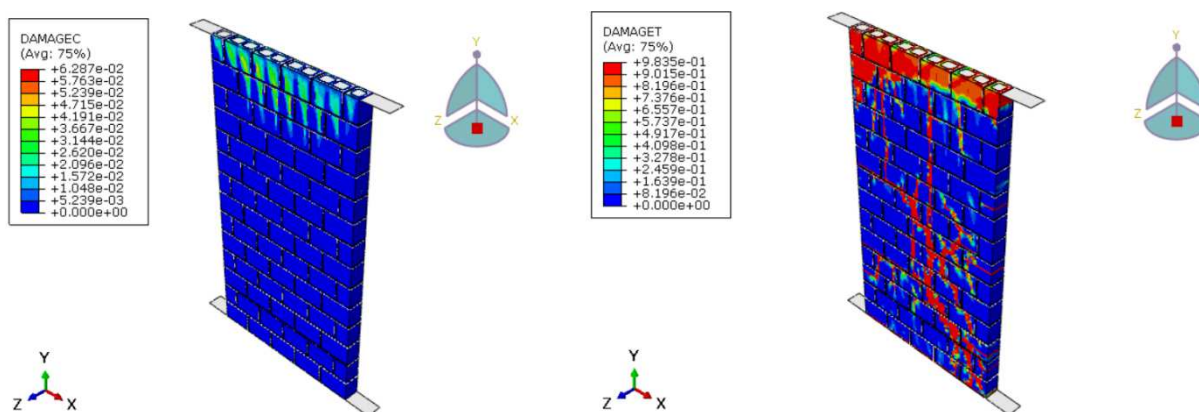
Figura C.1 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV10-0,25-1,87

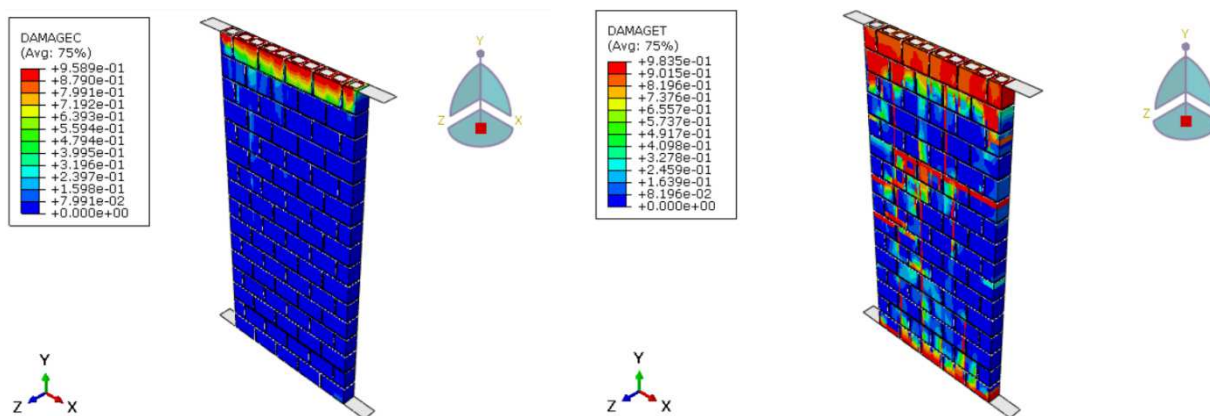
Figura C.2 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV10-0,25-2,14

Figura C.3 – DAMEGC e DAMEGT



Fonte: O Autor

➤ ALV10-0,25-2,14

Figura C.4 – DAMEGC e DAMEGT

