



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENAN NOGUEIRA PAULO

SIMULAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL
DE EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM ALVENARIA

RUSSAS

2025

RENAN NOGUEIRA PAULO

SIMULAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM ALVENARIA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Engenharia civil.

Orientador: Prof. Dr. Jerfson Moura Lima.
Coorientador: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita.

RUSSAS

2025

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)

- P356s Paulo, Renan Nogueira.
Simulação numérica não linear do comportamento estrutural de edificações históricas em alvenaria / Renan Nogueira Paulo. – 2025.
85 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, , Russas, 2025.
Orientação: Prof. Dr. Jerfson Moura Lima.
Coorientação: Prof. Dr. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita.
1. análise não linear. 2. patrimônio histórico. 3. alvenaria. 4. Método dos Elementos Finitos. 5. Concrete Damage Plasticity . I. Título.

CDD

RENAN NOGUEIRA PAULO

SIMULAÇÃO NUMÉRICA NÃO LINEAR DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
EDIFICAÇÕES HISTÓRICAS EM ALVENARIA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Engenharia civil.

Aprovada em: 15/07/2025

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Jerfson Moura Lima (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Jonathas Iohanathan Felipe de Oliveira
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva
Universidade de Brasília (UNB)

A Deus.

Aos meus pais e a todos que caminharam
comigo até aqui.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - Brasil, pelo apoio financeiro no qual pude viajar para Itália para o desenvolvimento da minha pesquisa.

À Deus, Senhor da criação, que não só me sustentou até aqui, mas me capacitou e colocou pessoas maravilhosas em meu caminho para que pudesse dividir essa jornada com elas.

Aos meus pais, Lindete e Alberto que com tanto sacrifício puderam me dar educação e estiveram comigo dando todo o apoio moral necessário durante este período de mestrado.

Ao meu irmão, Lucas, que também sempre me apoiou e foi exemplo do que eu gostaria de ser.

À minha namorada, Melissa, que aguentou como guerreira todo este processo de mestrado e esteve ao meu lado dando força e motivação para continuar.

Ao professor e orientador Dr. Jerfson Lima, pela excelente orientação, paciência e cuidado que teve durante esse período e que a ajuda superou a de uma simples orientação. Espero que nosso vínculo de amizade perdure para além da orientação.

Ao professor Dr. Esequiel Mesquita, meu coorientador, o qual com um carinho de irmão tanto me ajudou em várias esferas da vida e que age como um enviado de Deus em minha vida.

Ao grupo de pesquisa da Universidade de Perúgia, em especial Prof. Filippo Ubertini, Prof. Marco Breccolotti e Prof. Eugenio Moreira que me receberam e tanto me ajudaram em meu processo de formação.

Aos professores participantes da banca examinadora Prof. Dr. Jonathas Iohanathan Felipe de Oliveira e Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva pelo tempo, pelas valiosas colaborações e sugestões.

Aos professores entrevistados, pelo tempo concedido nas entrevistas.

Aos colegas da turma de mestrado, em especial ao meu amigo Daniel Brito, que tanto me ajudou durante todo este período e aos demais pelas reflexões, críticas e sugestões recebidas.

Aos meus companheiros de igreja, que muito me apoiaram em minha jornada.

RESUMO

As edificações históricas em alvenaria constituem parte fundamental do patrimônio arquitetônico mundial, exigindo abordagens específicas para sua preservação, dada a complexidade de seu comportamento estrutural. A alvenaria é um material heterogêneo, anisotrópico e não linear, cuja resposta mecânica é governada principalmente pela abertura de fissuras e degradação nas interfaces entre seus componentes. Diante disso, este estudo tem como objetivo modelar numericamente o comportamento estrutural não linear de edificações históricas em alvenaria, utilizando o modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) no software ABAQUS®, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). Inicialmente, realizou-se a calibração do modelo CDP em estado plano de tensões com base em dados experimentais da literatura, identificando-se o ângulo de dilatância de 30° como o mais representativo para esse tipo de estrutura. Essa calibração foi então aplicada à modelagem da *Torre degli Sciri*, situada no centro histórico de Perugia (Itália), cuja caracterização dinâmica foi obtida por meio de análise operacional modal com uso de acelerômetros realizada em parceria com a Universidade de Perugia. O modelo numérico foi calibrado com base na correspondência entre os modos de vibração simulados e os experimentais, permitindo a identificação dos sete primeiros modos da torre. Os resultados obtidos para a torre foram satisfatórios, indicando que o modelo CDP é uma boa alternativa para representar o comportamento estrutural de edificações históricas em alvenaria.

Palavras-chave: análise não linear; patrimônio histórico; alvenaria; Método dos Elementos Finitos; Concrete Damage Plasticity.

ABSTRACT

Historic masonry buildings constitute a significant part of the world's architectural heritage and require specialized preservation approaches due to the complexity of their structural behavior. Masonry is a heterogeneous, anisotropic, and nonlinear material, whose mechanical response is predominantly influenced by crack formation and degradation at the interfaces between its constituents. This study aims to numerically investigate the nonlinear structural behavior of historic masonry structures using the Concrete Damage Plasticity (CDP) constitutive model implemented in ABAQUS®, based on the Finite Element Method (FEM). Initially, the CDP model was calibrated under plane stress conditions using experimental data from the literature. A dilation angle of 30° was identified as the most suitable for this type of structure. The calibrated model was then applied to the numerical simulation of the *Torre degli Sciri*, located in the historic center of Perugia, Italy. The dynamic properties of the tower were characterized through operational modal analysis using accelerometers, in collaboration with the University of Perugia. The numerical model was validated by comparing simulated and experimental vibration modes, successfully identifying the tower's first seven modal shapes. The results were satisfactory and demonstrate that the CDP model is a reliable and effective approach for representing the nonlinear behavior of historic masonry buildings.

Keywords: nonlinear analysis; historic heritage; masonry; Finite Element Method; Concrete Damage Plasticity.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática de uma parede de alvenaria de tijolos cerâmicos.....	14
Figura 2 – Relação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade para tijolos.....	17
Figura 3 – Configuração de ensaio para caracterização do modo I da interface de argamassa-tijolo.....	19
Figura 4 – Ensaio de aderência ao cisalhamento para a interface tijolo-argamassa.....	19
Figura 5 – Esquema do ensaio de compressão simples de parede.....	20
Figura 6 – Diagrama típico de tensão x deformação retangular parabólico para alvenaria	21
Figura 7 – Esquema do ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento de paredes	21
Figura 8 – Valores de referência dos parâmetros mecânicos para diversas tipologias de alvenaria.....	22
Figura 9 – Ruptura típica de deslizamento por cisalhamento.....	23
Figura 10 – Ruptura típica de cisalhamento	24
Figura 11 – Ruptura típica por flexão.....	24
Figura 12 – Alvenaria não reforçada	25
Figura 13 – Esquematização das construções em alvenaria reforçada.....	26
Figura 14 – Exemplo de alvenaria confinada	27
Figura 15 – Representação do comportamento constitutivo da alvenaria à tração e compressão	28
Figura 16 – Ciclo de cargas uniaxiais (tração-compressão-tração) assumindo valores padrões para o fator de recuperação de rigidez: $w_t=0$ e $w_c=1$	31
Figura 17 – Lei constitutiva uniaxial para alvenaria	32
Figura 18 – Fluxograma de monitoramento de vibração ambiente	34
Figura 19 – Abordagem detalhada de micromodelagem adotada no trabalho	36
Figura 20 – Propriedades mecânicas utilizadas para as simulações numéricas	37
Figura 21 – Tempo de processamento necessário para as análises numéricas	37
Figura 22 – Características do modelo	38
Figura 23 – Curvas tensão-deformação experimental e micromodelo	38
Figura 24 – Curvas uniaxiais utilizadas para modelagem da alvenaria.....	40
Figura 25 – Curvas tensão-deformação do prisma, contornos principais e de deformação de Von Mises para primas grauteados	40
Figura 26 – Curva carga x deslocamento de uma análise estática.....	41

Figura 27 – Resumo metodologia da pesquisa	45
Figura 28 – a) Local de aplicação das cargas b) Danos observados no final do experimento – Parede B (Parede da janela).....	46
Figura 29 – Geometria do Edifício a) Planta baixa primeiro pavimento b) Planta baixa segundo pavimento 2 c) Fachada da parede "tipo B" - A parede da janela	47
Figura 30 – Geometria parede da janela no modelo numérico.....	48
Figura 31 – Leis uniaxiais da alvenaria	49
Figura 32 – Análise de sensibilidade para tipo de elemento finito.....	50
Figura 33 – Malha e tipos de elementos finitos.....	50
Figura 34 – Cargas e condições de contorno aplicadas no modelo	51
Figura 35 – Análise de sensibilidade: ângulo de dilatação.....	52
Figura 36 – Tensões principais de cisalhamento	53
Figura 37 – Deformações plásticas de cisalhamento.....	54
Figura 38 – Fotografia Isométrica de drone: <i>Torre degli Sciri</i>	55
Figura 39 – Planta baixa pavimento térreo.....	56
Figura 40 – Layout dos sensores para monitoramento contínuo e AVT.....	57
Figura 41 - Quatro primeiros modos de vibração obtidos.....	58
Figura 42 – Processo de captura da nuvem de pontos: a) Levantamento utilizando scanner terrestre RTC360; b) Fotogrametria via drone.....	59
Figura 43 – Fluxo de modelagem geométrica da Torre: a) Nuvem de pontos obtida; b) Modelo tridimensional realizado no programa Revit; c) Modelo em elementos finitos.....	60
Figura 44 – Modelos tridimensionais para processo de convergência de malha.....	62
Figura 45 – Comparação do erro absoluto das frequências naturais obtidas.....	63
Figura 46 – Configuração final de malha	64
Figura 47 - Condição de contorno do tipo <i>coupling</i>	66
Figura 48 – 1º modo de vibração.....	67
Figura 49 – 2º modo de vibração.....	67
Figura 50 – 3º modo de vibração.....	68
Figura 51 – 4º modo de vibração.....	68
Figura 52 – 5º modo de vibração.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de referência recomendados pela New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) para resistência à compressão e tração de unidades de alvenaria e argamassa	16
Tabela 2 – Unidades típicas utilizadas em alvenaria antigas.....	17
Tabela 3 – Propriedades mecânicas da alvenaria.....	22
Tabela 4 – Propriedades mecânicas e parâmetros utilizados no modelo	48
Tabela 5 – Parâmetros plásticos utilizados no CDP	49
Tabela 6 – Resultados das curvas de capacidade por ângulo de dilatância	53
Tabela 7 – Frequências naturais.....	57
Tabela 8 – Escolha do tipo de elemento finito.....	60
Tabela 9 – Estudo de convergência de malha.....	62
Tabela 10 – Propriedades lineares modelo numérico	65
Tabela 11 – Parâmetros plásticos utilizados no CDP	65
Tabela 12 - Propriedades não lineares do material	65
Tabela 13 – Comparação Frequência natural OMA e modelo FEM	70

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	9
1.1	Justificativa.....	10
2	OBJETIVOS.....	13
2.1	Objetivos específicos	13
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
3.1	Alvenaria histórica.....	14
3.1.1	<i>Composição</i>	<i>15</i>
3.1.1.1	<i>Tijolos ou blocos</i>	<i>15</i>
3.1.1.2	<i>Argamassa.....</i>	<i>17</i>
3.1.1.3	<i>Interface entre tijolo e argamassa</i>	<i>18</i>
3.1.1.4	<i>Alvenaria.....</i>	<i>19</i>
3.1.2	<i>Mecanismos de falha</i>	<i>23</i>
3.1.2.1	<i>Ruptura por escorregamento no cisalhamento</i>	<i>23</i>
3.1.2.2	<i>Ruptura por cisalhamento.....</i>	<i>23</i>
3.1.2.3	<i>Falha por flexão.....</i>	<i>24</i>
3.1.3	<i>Tipos de construções em alvenaria.....</i>	<i>25</i>
3.1.3.1	<i>Construções em alvenaria não reforçada</i>	<i>25</i>
3.1.3.2	<i>Alvenaria reforçada</i>	<i>26</i>
3.1.3.3	<i>Alvenaria confinada ou amarrada.....</i>	<i>26</i>
3.2	Modelo constitutivo para a alvenaria.....	27
3.2.1	<i>Concrete Damage Plasticity.....</i>	<i>27</i>
3.2.1.1	<i>Critério de escoamento</i>	<i>29</i>
3.2.1.2	<i>Fluxo potencial plástico (G)</i>	<i>29</i>
3.2.1.3	<i>Variável de dano plástico (d)</i>	<i>30</i>
3.2.1.4	<i>Parâmetro de viscosidade.....</i>	<i>31</i>
3.2.2	<i>Comportamento uniaxial da alvenaria.....</i>	<i>32</i>
3.2.2.1	<i>Comportamento uniaxial de compressão.....</i>	<i>32</i>
3.2.2.2	<i>Comportamento uniaxial de tração</i>	<i>33</i>
3.3	Análise Modal Operacional.....	33
3.4	Modelagem numérica de alvenarias históricas	35
3.4.1	<i>Micromodelagem detalhada</i>	<i>35</i>
3.4.2	<i>Micromodelagem simplificada.....</i>	<i>39</i>

3.4.3	<i>Macromodelagem</i>	42
4	METODOLOGIA	44
5	CALIBRAÇÃO DAS VARIÁVEIS PLÁSTICAS APLICADAS AO CDP – MODELAGEM DO EXPERIMENTO DE MAGENES, CALVI E KINGSLEY (1995)	46
5.1	Geometria do modelo	47
5.1.1	<i>Propriedade dos materiais</i>	48
5.1.2	<i>Malha e tipo dos elementos finitos</i>	49
5.1.3	<i>Carregamento e condições de contorno</i>	51
5.2	Calibração	52
6	MODELAGEM TORRE DEGLI SCIRI	55
6.1	Análise Modal Operacional da torre	56
6.2	Desenvolvimento do modelo numérico	58
6.2.1	<i>Geometria</i>	58
6.2.2	<i>Malha e tipo de elemento finito</i>	60
6.2.3	<i>Propriedade dos materiais</i>	64
6.2.4	<i>Carregamento e condições de contorno</i>	65
6.3	Resultados	66
7	CONCLUSÕES	71
	REFERÊNCIAS	73

1 INTRODUÇÃO

A alvenaria é o método de construção mais utilizado na história. Seu uso pode ser encontrado em edifícios de todo o mundo, especialmente aqueles classificados como patrimônio histórico. Estas edificações, sobretudo, desempenham um papel relevante na sociedade contemporânea pois são a representação física de parte da história de suas comunidades e, por vezes, evidenciam, além da vida cotidiana das comunidades passadas, os avanços no desenvolvimento da história (Mesquita *et al.*, 2015). Sua manutenção e reabilitação, portanto, são essenciais não apenas para garantir sua preservação ao longo do tempo, mas também para assegurar a segurança dos visitantes (Martini *et al.*, 2017).

Para a preservação destas edificações, no entanto, é necessária uma compreensão aprofundada da origem dos danos estruturais existentes. No entanto, o comportamento estrutural destas edificações é tipicamente complexo e requerem conhecimento e informações completas e detalhadas sobre seus sistemas estruturais (Altunisik *et al.*, 2017; Ascione *et al.*, 2017; Barbieri *et al.*, 2017; Ceroni *et al.*, 2012; D’Altri; Castellazzi; De Miranda, 2018). Além disso, muitas dessas construções estão localizadas em regiões de moderada a alta sismicidade, tornando essencial uma avaliação criteriosa de sua vulnerabilidade estrutural especialmente devido à sua limitada capacidade de resistência a essas solicitações (Jorquera *et al.*, 2017a, 2017b; Lourenço *et al.*, 2012; Masciotta *et al.*, 2016; Milani; Shehu; Valente, 2018). Esta análise, por muitas vezes, exige o uso de ferramentas mais robustas para determinação dos esforços, tensões e deformações a que a construção está submetida. Estas simulações possibilitam a capacidade de prever danos potenciais sob diferentes cenários de carga, sendo fundamentais para o desenvolvimento de estratégias de conservação e intervenção.

Diante desses desafios, a modelagem numérica tem sido amplamente utilizada na análise estrutural de edificações históricas, facilitando a identificação de fragilidades e a implementação de medidas preventivas. Fato corroborado pelo Boletim Técnico de número 11 do ALCONPAT (Mesquita *et al.*, 2015), no qual destaca a importância dessas simulações como ferramenta essencial para a avaliação e preservação do patrimônio edificado. Para garantir a precisão dessas simulações, no entanto, devem ser incluídos diferentes parâmetros, como a geometria da estrutura e as propriedades da alvenaria. Ao mesmo tempo, o modelo deve possuir um balanço entre custo computacional e capacidade de prever o comportamento (Raka *et al.*, 2015). Nesse sentido, as análises utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) possibilitam a combinação de estratégias de modelagem refinadas e modelos constitutivos de

materiais sofisticados, fornecendo resultados precisos com base em abordagens de micromodelagem e macromodelagem (Betti; Vignoli, 2011; Milani; Valente; Alessandri, 2018a; Sandoval; Valledor; Lopez-Garcia, 2017).

Modelar numericamente a alvenaria é uma tarefa complexa, pois esta possui um comportamento difícil de se avaliar. Isto se deve ao fato de ser composta por dois materiais, tijolos e argamassa, resultando em um comportamento anisotrópico, heterogêneo e com baixa resistência à tração (Camata *et al.*, 2022), isto faz com que este tipo de modelo frequentemente atinja o regime não linear. As possibilidades de combinação desses elementos com diferentes quantidades, qualidades, geometrias e métodos vernaculares resultam em uma grande variação de seu comportamento mecânico e capacidade estrutural. Além disso, existem também as dificuldades de obter as informações da edificação construída (Romero-Sánchez *et al.*, 2023).

Embora diversos estudos tenham explorado a modelagem de estruturas históricas, como torres, pontes, igrejas e castelos (Agelopoulou *et al.*, 2005; Almassri e Safiyeh, 2021; Bartolotti; Smiroldo; Giongo, 2024; D'ambrisi; Mariani; Mezzi, 2012; Hökelekli *et al.*, 2020; Hua; Chun; Zhang, 2024; Tezcan *et al.*, 2021; Torres *et al.*, 2019; Valente; Milani, 2019a), muitos se limitam a abordagens específicas, desconsiderando a variabilidade dos materiais e as condições reais de degradação. Além disso, a calibração experimental dos modelos é frequentemente negligenciada, comprometendo a confiabilidade das previsões.

1.1 Justificativa

De acordo com Clementi *et al.* (2016), o comportamento mecânico de estruturas de alvenaria é um dos assuntos mais desafiadores da engenharia estrutural e é um campo de pesquisa ativo quando se trata do patrimônio histórico. Para descrever seu comportamento, leis constitutivas anisotrópicas não lineares são necessárias, pois o comportamento na tração e compressão são distintos, mesmo para baixos níveis de deformação. Além disto, o comportamento mecânico da alvenaria mostra que a fase não linear é predominante e caracterizada principalmente pela abertura de fissuras e falhas nas conexões entre os elementos estruturais (Mallardo *et al.*, 2008).

Tendo em vista isto, o estudo da modelagem numérica de alvenaria não reforçada utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) é essencial para a ciência, especialmente no contexto da preservação de edificações históricas, principalmente em regiões suscetíveis a eventos sísmicos e outras forças naturais que podem comprometer sua estabilidade estrutural.

A modelagem numérica oferece uma abordagem não invasiva para simular o comportamento estrutural dessas edificações. O uso do MEF proporciona uma análise detalhada dos mecanismos de falha e deformação sob variadas condições de carga, permitindo uma compreensão aprofundada das respostas dessas estruturas. Essa técnica é amplamente utilizada no meio científico principalmente devido aos custos de construção de protótipos de estruturas reais em laboratório. Além disto, as alvenarias históricas apresentam características heterogêneas e propriedades mecânicas que se alteram ao longo do tempo, o que dificulta o uso de métodos analíticos tradicionais.

No que diz respeito à modelagem numérica em elementos finitos, o uso de modelos elásticos tem sido amplamente explorado em estudos de alvenaria devido à sua simplicidade computacional (Brandão; Alberton; Andrew Soeiro, 2018; Maheshwari; Singh; Marques, 2024; Pinto *et al.*, 2019). No entanto, essas análises não consideram a perda de rigidez por danos na alvenaria e assumem comportamentos idênticos para tração e compressão, resultando em previsões imprecisas.

Alguns trabalhos presentes na literatura adotaram modelos constitutivos não lineares que utilizam o critério de escoamento de Von Mises como base para a definição do início da plastificação (Doran *et al.*, 2020; Kumar; Pallav, 2020; Shukla; Kumar; Maiti, 2021; Soulis; Manos, 2019; Vitorino; Corazzi; Doz, 2024). No entanto, esse critério foi originalmente desenvolvido para materiais dúcteis e isotrópicos, como os metais, e não representa adequadamente o comportamento típico da alvenaria, que é um material frágil, anisotrópico e heterogêneo. Assim, a adoção do critério de Von Mises pode comprometer a precisão da modelagem ao não capturar adequadamente os mecanismos de fissuração e ruptura característicos das estruturas em alvenaria.

Nesse contexto, a abordagem que combina a mecânica do dano com a teoria da plasticidade, como o modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP), surge como uma solução mais realista para simular o comportamento da alvenaria histórica, possibilitando resultados mais precisos sobre o comportamento estrutural dessas construções. Isso pode ser de grande ajuda em áreas propensas a desastres naturais, onde a falha estrutural pode resultar em perdas significativas tanto de vidas humanas quanto de bens culturais.

Pesquisas recentes têm aplicado o CDP à modelagem de alvenarias ((Hökelekli *et al.*, 2020; Martínez *et al.*, 2025; Stavroulaki *et al.*, 2023; Valente; Milani, 2019a), No entanto grande parte destes trabalhos não apresentam uma estratégia para calibração dos parâmetros mecânicos. Esta escolha pode levar a inconsistências nos resultados, pois considerações como

perda de rigidez locais, mudança de materiais ou degradação dos elementos devido ao tempo não são consideradas.

Tendo em vista isso, é de grande valia para a precisão dos resultados o desenvolvimento e validação de um modelo numérico utilizando o CDP para simular o comportamento estrutural de edificações históricas em alvenaria. A calibração das propriedades mecânicas através das propriedades modais pode ser uma forma eficiente e não destrutiva de aumentar a fidedignidade do modelo. Tendo em vista isso, este estudo pode contribuir para a ciência ao avançar as técnicas de modelagem computacional de alvenarias históricas.

2 OBJETIVOS

Essa pesquisa tem como objetivo geral desenvolver uma metodologia para modelagem numérica não linear do comportamento estrutural de edificações históricas em alvenaria não reforçada.

2.1 Objetivos específicos

- Validar, a partir de ensaios experimentais da literatura, a aplicação do modelo constitutivo para simular o comportamento de alvenarias;
- Desenvolver um modelo tridimensional não-linear de elementos finitos de uma edificação histórica em alvenaria;
- Calibrar as propriedades mecânicas do modelo utilizando as frequências naturais.

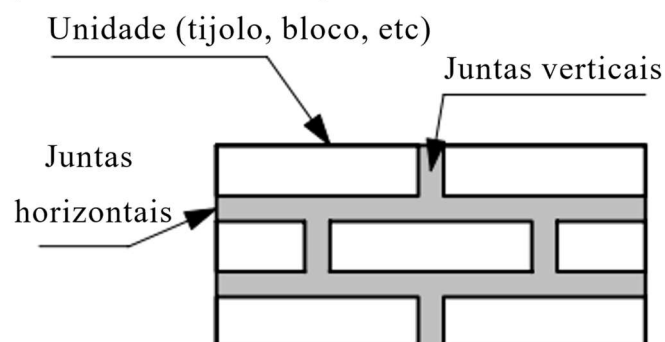
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Modelar o comportamento de edificações em alvenaria exige um vasto conhecimento de técnicas de modelagens computacionais, bem como as leis constitutivas do material. A revisão bibliográfica apresentada neste capítulo reúne as principais abordagens relacionadas à modelagem numérica de alvenarias, seus mecanismos de falha e os métodos mais eficazes para a análise estrutural desses sistemas. Serão discutidas as características dos materiais que compõem a alvenaria, seus modos típicos de ruptura e as diferentes estratégias de modelagem computacional aplicáveis, com foco especial no uso do CDP. Além disso, este capítulo apresenta as recentes aplicações da Análise Modal Operacional (OMA), muito utilizada para a calibração e validação dos modelos numéricos. A integração dessas abordagens fornece uma base para o desenvolvimento de estratégias de conservação e reforço de edificações históricas.

3.1 Alvenaria histórica

A alvenaria é o método construtivo mais antigo da humanidade, sendo seu uso datado de pelo menos 6000 anos. De acordo com Lourenço (2014), este sistema construtivo é heterogêneo e consiste em unidades e juntas. Estas unidades podem ser tijolos, blocos, silhares, adobes, pedras irregulares, entre outros. Já a argamassa pode ser argila, betume, giz, argamassa à base de cal/cimento, cola ou outros. As possibilidades de combinação desses elementos com diferentes quantidades, qualidades e geometrias resultam em uma grande variação de seu comportamento mecânico e capacidade estrutural (Barraza; Andrés; Meskouris, 2012). A Figura 1 mostra uma representação esquemática de uma parede de tijolos cerâmicos.

Figura 1 – Representação esquemática de uma parede de alvenaria de tijolos cerâmicos



Fonte: Adaptada de Lourenço (1996).

O emprego desse método construtivo deve-se a diversas características, mas de acordo com Lourenço (1996), as principais causas são a sua simplicidade, estética, solidez, durabilidade, baixa manutenção, versatilidade, absorção sonora e proteção contra incêndios. Ao longo da história, diversas construções foram realizadas utilizando este método, das quais podem ser elencadas as Pirâmides do Egito, Taj Mahal, Coliseu, Torre de Pisa, Muralhas da China, entre outras diversas construções patrimoniais.

Dentre as principais características da alvenaria, pode-se citar a boa capacidade de resistir e transmitir esforços de compressão, entretanto, possui baixa resistência para esforços de tração. Além disto, os elementos que constituem a alvenaria comumente apresentam comportamento não linear quando submetidos à cargas de tração e geralmente possuem propriedades anisotrópicas. Outra fonte de não linearidade do conjunto está na interface entre os tijolos e a argamassa.

De modo a compreender melhor o comportamento deste material, os tópicos a seguir descrevem as principais características e propriedades dos materiais que constituem a alvenaria, seus modos de falha e os métodos construtivos.

3.1.1 Composição

Como dito anteriormente, a alvenaria é composta por tijolos e argamassa. As propriedades desses materiais podem ser obtidas independentemente por meio de ensaios amplamente descritos na literatura, normatizações (ABNT NBR 13279:2005, ABNT NBR 15270-2:2023, EN 1015-11:2020), ou podem ser realizados no conjunto da alvenaria como um todo, considerando configurações específicas para geometria e materiais utilizados (ABNT NBR 16868-3:2020, EN 1052-1: 1998, EN 1052-2:1999, EN 1053-3:2022).

3.1.1.1 Tijolos ou blocos

De acordo com a ABNT NBR 16868-1:2020, blocos e tijolos são considerados como componentes básicos da alvenaria. A principal diferença entre ambos se dá pela altura, enquanto blocos devem possuir altura igual ou superior a 115 mm, tijolos possuem altura inferior a 115 mm.

As propriedades mecânicas destes elementos podem variar de acordo com a qualidade da argila utilizada (ou concreto no caso dos blocos) ou do processo de manufatura.

Ademais, o comportamento mecânico sob tensões é considerado anisotrópico, o que significa que possui respostas distintas em diferentes direções, além de que possuem resistências à tração e compressão distintas. Normalmente, o comportamento dos tijolos é descrito como elástico-frágil.

Para descrever o comportamento mecânico de tijolos ou blocos, geralmente é feito um teste de compressão simples. Para se ter uma caracterização completa destes elementos, normalmente esses ensaios são realizados considerando diferentes direções (as três direções ortogonais do bloco). A partir deste ensaio obtém-se a curva tensão-deformação do tijolo, para aquela direção, que relaciona a tensão aplicada com a deformação do material, o que possibilita determinar a resistência característica à compressão. Para determinar a resistência à tração dos tijolos, existem ensaios como o "ensaio de resistência à tração uniaxial", o "ensaio de tração por divisão" e a "resistência à tração à flexão". Esses ensaios são amplamente usados em trabalhos científicos e podem ser vistos nos trabalhos de (Barbosa; Hanai, 2009; Bergami, 2008; Grabowski, 2005; Hossain; Ali; Rahman, 1997; Lourenco, 1996). No trabalho realizado por Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019) são apresentadas tabelas com os valores comuns de resistência à compressão e tração dos tijolos de acordo por seu material (Tabelas 1 e 2).

Tabela 1 – Valores de referência recomendados pela New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) para resistência à compressão e tração de unidades de alvenaria e argamassa

Material	Resistência à compressão F_c (MPa)	Resistência à tração F_t (MPa)
Rocha natural	10 - 200	1 - 5
Tijolo de argila	10 - 70	1
Silicato de cálcio	10 - 35	1 - 2
Concreto	10 - 35	3
Concreto leve	3 - 7,5	0,5 - 2
Gypsita	5 - 10	1 - 2
Barro (Argila mole)	2 - 3	0 - 0,33
Argamassa	3 - 25	$(0,25 - 0,33) \times F_c$

Fonte: Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019).

Tabela 2 – Unidades típicas utilizadas em alvenaria antigas

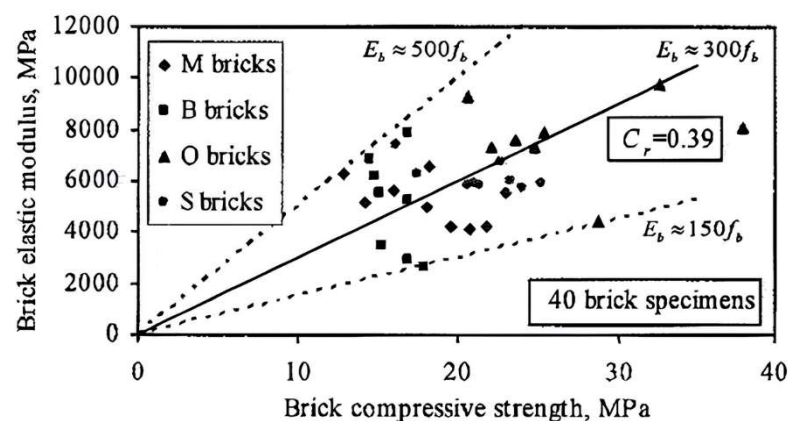
Material	Fc (MPa)
Ígneas (Granito)	40 - 150
Sedimentar (Calcárea)	10 - 100
Metamórficas (Mármore)	30 - 150
Metamórficas (Xisto)	5 - 60
Argila	1,5 - 30
Adobe	0,5 - 3

Fonte: Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019).

Já no que diz respeito ao módulo de elasticidade (E) dos tijolos de argila, (Kaushik *et al.*, 2007) recomendam uma faixa de valores dependendo da resistência à compressão do tijolo (Fc). Esses valores são de acordo com a Equação 1 e mostrados graficamente na Figura 2.

$$150F_c \leq E \leq 500F_c \quad (1)$$

Figura 2 – Relação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade para tijolos



Fonte: Kaushik *et al.* (2007).

3.1.1.2 Argamassa

Os materiais mais comuns usados como argamassa em estruturas de alvenaria são à base de cimento, cal ou uma mistura dos dois. Por isso, possui muitas semelhanças com o concreto, porém as diferenças em sua confecção e a proporção entre os materiais componentes (cimento, areia, cal e gesso) fazem com que o processo de determinação de suas propriedades mecânicas seja complexo.

De acordo com Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019), as propriedades mecânicas das argamassas dependem de vários fatores, incluindo o tipo e a proporção dos constituintes da argamassa, bem como as condições de cura. Além disto, a transferência de umidade entre a argamassa e o tijolo e o nível de degradação também podem afetar significativamente suas propriedades mecânicas. Estes fatores, por muitas vezes, fazem com que suas propriedades variem dentro da mesma estrutura.

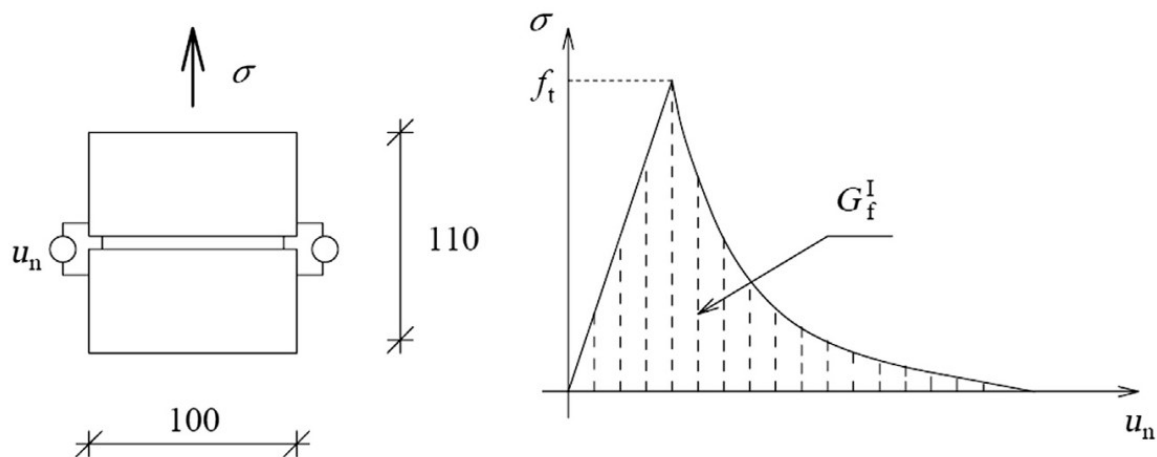
Para descrever o comportamento mecânico da argamassa, diferentes ensaios podem ser usados, sendo o mais importante o ensaio de compressão simples, normatizado pela ABNT NBR 13297:2005, o qual pode ser realizado usando uma amostra cúbica ou cilíndrica. A partir deste ensaio obtém-se a curva tensão-deformação da argamassa e a resistência à compressão característica. Para determinar a resistência à tração da argamassa, diferentes outros ensaios podem ser usados, dentre os quais o principal realizado é o de resistência à tração à flexão, também normatizado pela ABNT NBR 13297:2005.

3.1.1.3 Interface entre tijolo e argamassa

A interface entre as unidades e a argamassa é geralmente o elo mais fraco em estruturas de alvenaria e controla o modo de ruptura em muitos casos. Seu comportamento é altamente dependente das propriedades do tijolo (composição, resistência, tamanho, superfície com ou sem lixamento etc.), propriedades da argamassa (composição, teor de água, condições de cura etc.), mão de obra (condição das juntas etc.) além da distribuição da argamassa sobre a superfície de contato e os consequentes efeitos de borda (Vermelfoort, 2005).

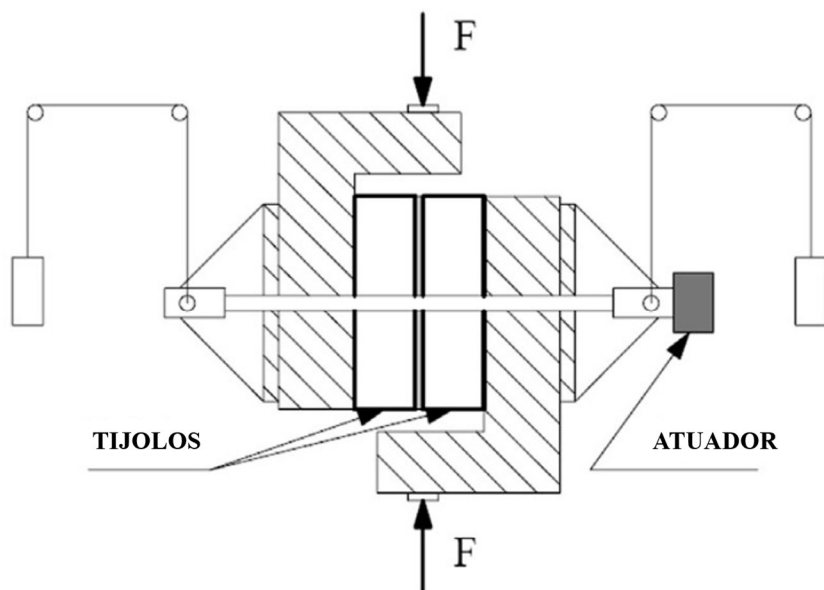
As propriedades mecânicas do contato entre tijolo e argamassa também podem ser estimadas a partir de ensaios. Para determinar o comportamento de tração da interface entre tijolo e argamassa e calcular a energia de ruptura, o "ensaio de aderência à tração" pode ser usado (Figura 3). Além deste, a estimativa do comportamento ao cisalhamento da interface entre tijolo e argamassa é feita usando o ensaio de aderência ao cisalhamento (Figura 4). Neste ensaio, a falha pode ocorrer tanto na interface quanto na argamassa. O principal resultado de ambos os testes é a resistência máxima (tração ou cisalhamento).

Figura 3 – Configuração de ensaio para caracterização do modo I da interface de argamassa-tijolo



Fonte: Lourenço e Rots (1994).

Figura 4 – Ensaio de aderência ao cisalhamento para a interface tijolo-argamassa



Fonte: Lourenço (1996).

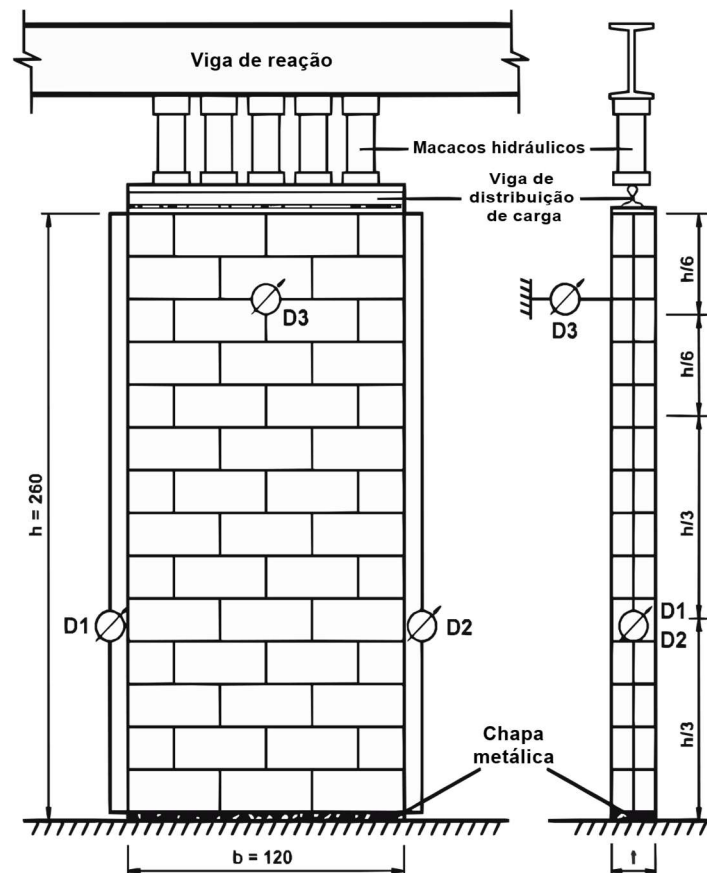
3.1.1.4 Alvenaria

Por muitas vezes é importante levar em consideração as propriedades da alvenaria como um todo, de modo em que as propriedades mecânicas das unidades, amarração dos elementos e a interface entre tijolos e argamassa sejam simplificadas. Nesse caso, alguns ensaios podem ser realizados, dos quais se destacam o ensaio a compressão simples (Figura 5), normatizado pela ABNT NBR 16863-3:2020. É neste ensaio que são obtidas as curvas tensão

x deformação para alvenarias no qual a Figura 6 mostra um diagrama típico de tensão x deformação para um painel de alvenaria.

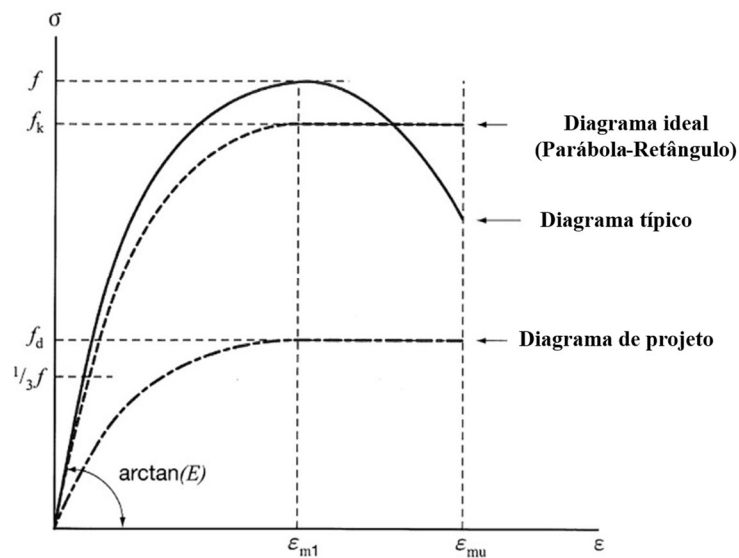
Outro ensaio para estimar propriedades da alvenaria é o ensaio de compressão diagonal em paredes (Figura 7), também normatizado pela ABNT NBR 16863-3:2020. Esta é uma alternativa para investigar como os resultados variam quando a direção da carga em relação às juntas é alterada para avaliar a influência desse parâmetro.

Figura 5 – Esquema do ensaio de compressão simples de parede



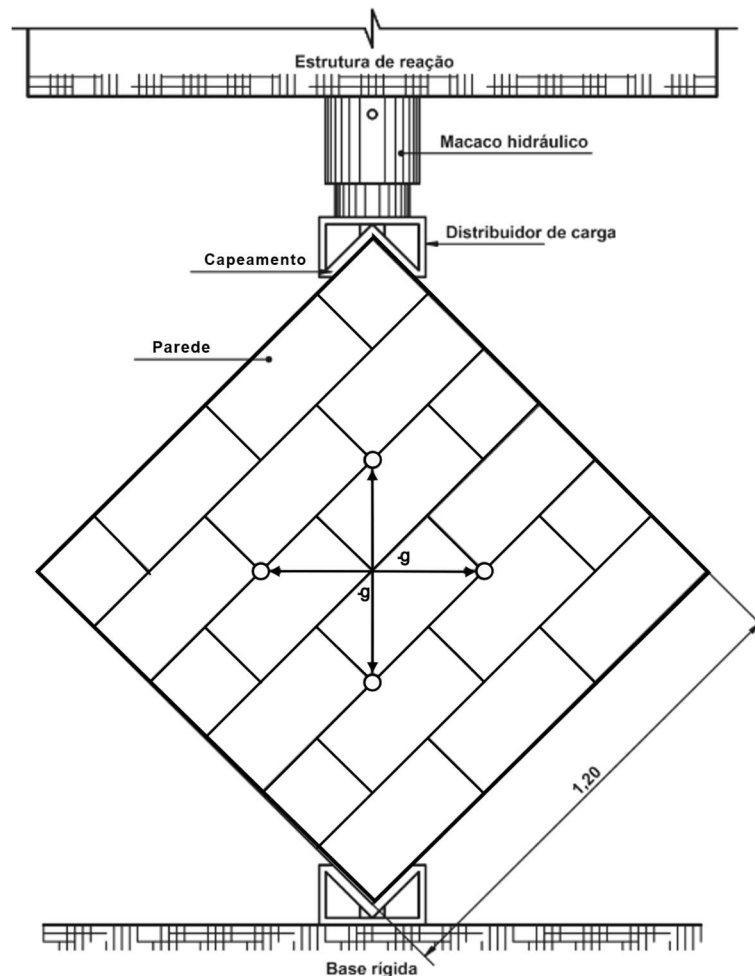
Fonte: ABNT NBR 16868-3:2020.

Figura 6 – Diagrama típico de tensão x deformação retangular parabólico para alvenaria



Fonte: Adaptada de Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019).

Figura 7 – Esquema do ensaio para a determinação da resistência ao cisalhamento de paredes



Fonte: ABNT NBR 16868-3:2020.

De modo a facilitar o processo de determinação do comportamento mecânico das alvenarias, a Itália tem realizado um vasto trabalho de pesquisa e caracterização do material em suas construções típicas, como o “*Norme tecniche per le Costruzioni*” (NTC, 2009), observado na Figura 8. Nesta normatização são catalogadas as propriedades mecânicas de vários tipos de alvenaria, facilitando no processo de caracterização, modelagem e recuperação destas construções. Na literatura, trabalhos como o de Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019) também recomendam parâmetros para modelagem numérica de alvenarias (Tabela 3).

Figura 8 – Valores de referência dos parâmetros mecânicos para diversas tipologias de alvenaria

Tipo de alvenaria	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Alvenaria de pedra desordenada (seixos, pedras errático e irregular)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Alvenaria de blocos grosseiramente talhados, com paramento de espessura limitada e núcleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Alvenaria de pedras rachadas com boa textura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Alvenaria de blocos de pedra macia (tufo, calcarenito, etc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Alvenaria de blocos de pedra esquadriados	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Alvenaria de tijolos maciços e argamassa de cal	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Alvenaria de tijolos semi-cheios com argamassa de cimento (ex.: duplo UNI com furos ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Alvenaria de blocos cerâmicos semi-cheios (percentual de furos < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Alvenaria de blocos cerâmicos semi-cheios, com juntas verticais secas (percentual de furos < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Alvenaria de blocos de concreto ou argila expandida (percentual de furos entre 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Alvenaria de blocos de concreto semi-cheios (furos < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Fonte: Adaptada de NTC (2009).

Tabela 3 – Propriedades mecânicas da alvenaria

Parâmetro	Descrição	Valores recomendados
E	Módulo de elasticidade	300 - 700 F_c
F_c	Resistência à compressão	$0,6 F_b^{0,7} F_m^{0,3}$
F_t	Resistência à tração	10% - 20% F_c
F_v	Resistência à cisalhamento	$F_{vk} = F_{vk0} + 0,4\sigma_d$
G_f^c	Energia de fratura na compressão	$15 + 0,43F_c - 0,0036F_c^2$
G_f^t	Energia de fratura na tração	$0,025(F_c/10)^{0,7}$ ou $0,029 F_t$

Fonte: Adaptado de Ghiassi, Vermelfoort e Lourenço (2019).

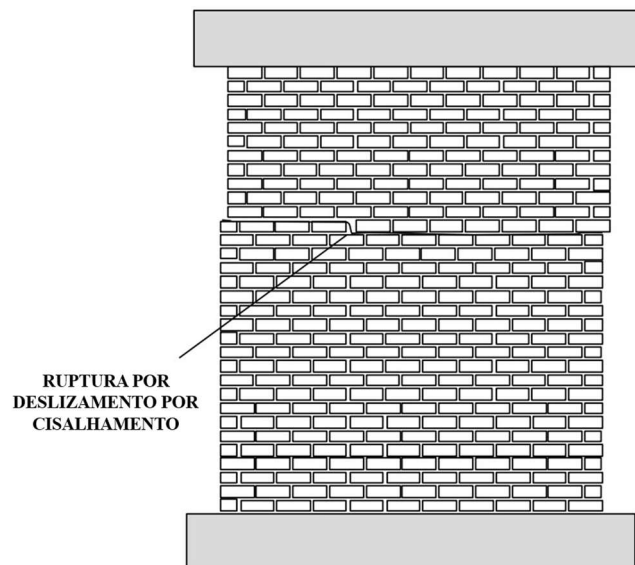
3.1.2 Mecanismos de falha

Painéis de alvenaria, quando submetidos a esforços, geralmente possuem 3 tipos de mecanismos de dano, os quais podem ser ruptura por deslizamento, ruptura por cisalhamento e ruptura por flexão. Neste tópico será abordado como se dá cada mecanismo de dano.

3.1.2.1 Ruptura por escorregamento no cisalhamento

Esse tipo de dano ocorre principalmente em paredes com baixa resistência ao cisalhamento, principalmente nas juntas horizontais, quando submetidas à esforços laterais. A ruptura é caracterizada por uma fissura horizontal nas juntas, como observado na Figura 9.

Figura 9 – Ruptura típica de deslizamento por cisalhamento

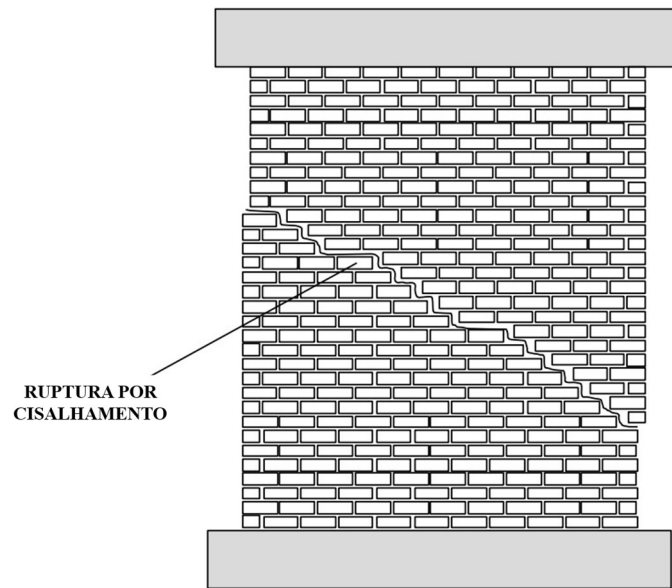


Fonte: Adaptada de Bazarra, Andrés e Meskouris (2012) .

3.1.2.2 Ruptura por cisalhamento

O dano por cisalhamento acontece quando uma parede é carregada com forças verticais e horizontais significativas, sendo este o modo mais comum de ruptura. Esse tipo de ruptura é caracterizada por uma fissura diagonal, que cruza juntas e tijolos ou segue a linha das juntas, como esquematizado na Figura 10.

Figura 10 – Ruptura típica de cisalhamento

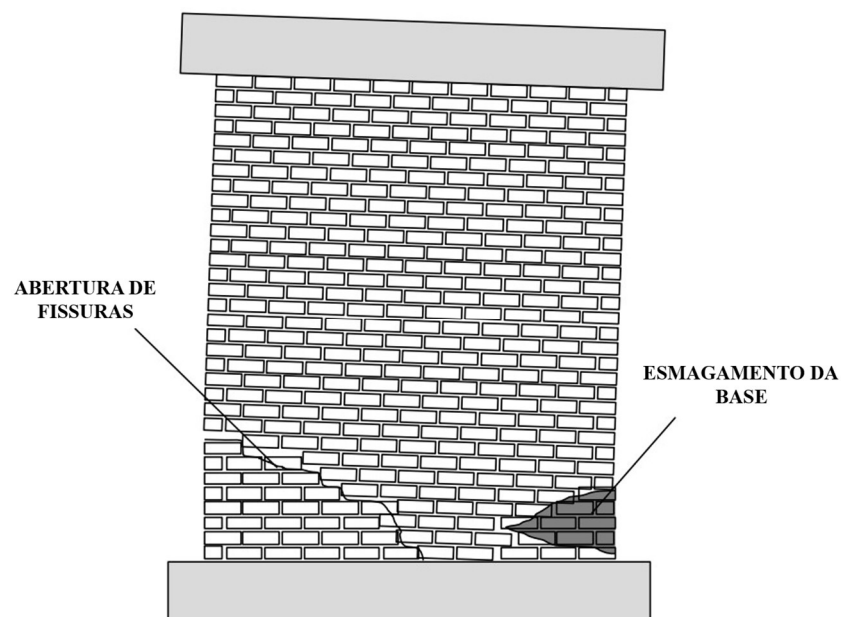


Fonte: Adaptada de Bazarra, Andrés e Meskouris (2012) .

3.1.2.3 Falha por flexão

Quando a alvenaria possui uma alta resistência à cisalhamento, o mecanismo de ruptura que ocorre é por flexão, na qual ocorre o esmagamento da base da parede via compressão e a abertura de fissuras por tração na outra face. A Figura 11 esquematiza esse tipo de ruptura.

Figura 11 – Ruptura típica por flexão



Fonte: Adaptada de Bazarra, Andrés e Meskouris (2012) .

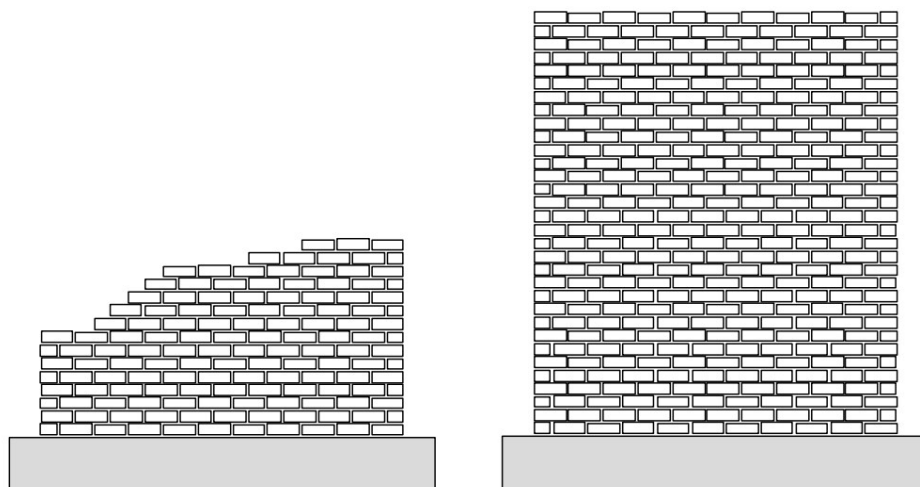
3.1.3 Tipos de construções em alvenaria

As construções em alvenaria variam de acordo com a tipologia da obra, cultura local e tipos de materiais presentes em cada civilização, o que gera diferentes configurações para esse tipo de construção. Essas configurações variam entre alvenaria não reforçada, reforçada e confinada (ou amarrada no Brasil). O tipo de alvenaria para as obras de uma determinada localidade geralmente está relacionada com a atividade sísmica, sendo a construção em alvenaria não reforçada muito utilizada em localidades com baixa atividade sísmica ou construções históricas.

3.1.3.1 Construções em alvenaria não reforçada

A alvenaria não reforçada é um método construtivo ainda típico de países com baixa ou sem demanda sísmica. Este método caracteriza-se por não possuir reforço de aço e não serem utilizadas estruturas de concreto armado (Figura 12). Devido a estas características, as construções executadas nesse método possuem menores custos em relação as demais formas de alvenaria. Este método, no entanto, possui fragilidade devido a cargas cisalhantes, como o efeito de sismos, tornando susceptíveis as edificações realizadas em zonas em que ocorrem esse tipo de eventos naturais. Edificações históricas, em sua maioria, foram executadas em com esse método construtivo, tornando necessário intervenções para torná-las seguras estruturalmente.

Figura 12 – Alvenaria não reforçada

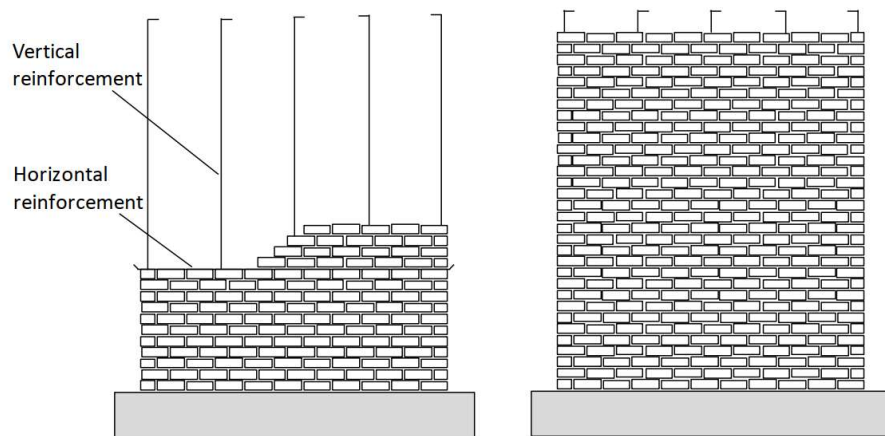


Fonte: Bazarra, Andrés e Meskouris (2012).

3.1.3.2 Alvenaria reforçada

Este método de construção em alvenaria reforça a argamassa com barras de aço. Este reforço é colocado nas juntas horizontais e/ou nos orifícios de tijolo e depois preenchido com argamassa ou graute (Figura 13). A armadura horizontal ajuda a melhorar a resistência a cargas horizontais (ruptura por cisalhamento) e a armadura vertical ajuda a melhorar a resistência à flexão. Este método construtivo é atualmente indicado para construções em alvenaria estrutural. A escolha pelo reforço com as armaduras melhora o comportamento das construções ante a solicitações sísmicas.

Figura 13 – Esquematização das construções em alvenaria reforçada

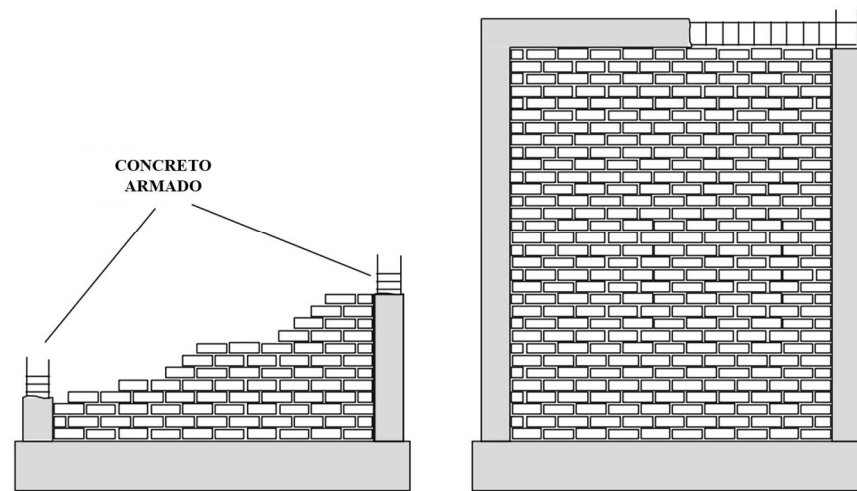


Fonte: Bazarra, Andrés e Meskouris (2012).

3.1.3.3 Alvenaria confinada ou amarrada

A alvenaria confinada, ou no Brasil, denominada alvenaria amarrada, é um sistema construtivo amplamente utilizado em edificações de pequeno e médio porte, caracterizando-se pela utilização de elementos verticais (pilares) e horizontais (vigas) de concreto armado para o confinamento da alvenaria (Figura 14). Normalmente, as normas definem os requisitos para que a área máxima a ser confinada tenha um bom desempenho estrutural. Nos países em que há alta sismicidade, essa técnica construtiva de alvenaria é muito utilizada e, às vezes, obrigatória. Neste tipo de construção, a distribuição da armadura de aço nas interseções entre pilares de tirantes e vigas de ligação é muito importante.

Figura 14 – Exemplo de alvenaria confinada



Fonte: Adaptada de Bazarra, Andrés e Meskouris (2012) .

3.2 Modelo constitutivo para a alvenaria

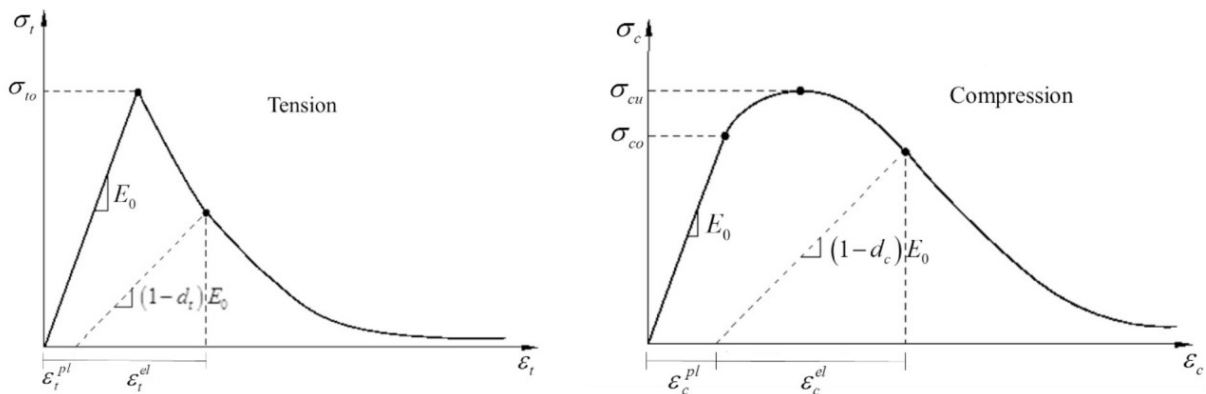
Para simular o comportamento não-linear das alvenarias nesse estudo, será utilizado o CDP (Lee; Fenves, 1998; Lubliner *et al.*, 1989), existente na biblioteca de modelos constitutivos do software ABAQUS (2014). Este modelo constitutivo é adequado para simular materiais frágeis que possuem resistências à tração e compressão distintas, como concreto ou alvenaria. Além disto, une a teoria da plasticidade com a mecânica do dano, sendo capaz de simular a degradação da rigidez e falha do elemento (Lima, 2021), levando como mecanismos de falha a fissuração por tração e o esmagamento por compressão. Na literatura, existem muitos estudos usando este modelo para descrever o comportamento estrutural de estruturas de alvenaria e obtiveram resultados satisfatórios (Bayraktar *et al.*, 2018; Maras *et al.*, 2022; Nohutcu, 2019; Valente; Milani, 2016, 2019b; Xia *et al.*, 2024). Nesta subseção será tratado de suas formulações.

3.2.1 Concrete Damage Plasticity

O CDP assume que a resposta de tração e compressão uniaxial é caracterizada por danos plásticos (Figura 15). Sob tração uniaxial, o gráfico tensão-deformação segue uma relação elástico-linear até que o valor da tensão de ruptura σ_{to} seja alcançado. A tensão de ruptura corresponde ao início da fissuração no material. Além da tensão de ruptura, a formação de microfissuras é representada macroscopicamente pelo processo de *softening*. Sob

compressão uniaxial, a resposta é linear até o valor de σ_{co} , correspondente a tensão de compressão máxima do regime elástico. Este valor é dependente do módulo de elasticidade e a deformação que inicia a não linearidade do material. Já no regime plástico, a resposta é caracterizada pelo endurecimento, aumentando a tensão, seguido pelo processo de *softening*, da deformação além da tensão final σ_{cu} . Este modelo de representação, embora simplificado, consegue representar as principais características mecânicas da alvenaria.

Figura 15 – Representação do comportamento constitutivo da alvenaria à tração e compressão



Fonte: Valente & Milani (2019).

De acordo com Valente & Milani (2019), degradação da rigidez é diferente sob tensões de tração e compressão. Em ambos os casos, o efeito é maior à medida que a deformação plástica aumenta. A degradação da rigidez é caracterizada por duas variáveis de dano, denotadas como d_t e d_c na tração e compressão, respectivamente. Essas variáveis são funções crescentes das deformações plásticas equivalentes: seus valores variam entre zero e um, representando um estado de dano zero e um estado de dano completo. De modo geral, a correlação tensão x deformação pode ser descrita pelas seguintes equações:

$$\begin{cases} \sigma_t = (1 - d_t)E_0(\epsilon_t - \epsilon_t^{pl}) \\ \sigma_c = (1 - d_c)E_0(\epsilon_c - \epsilon_c^{pl}) \end{cases} \quad (2)$$

Nas quais E_0 é o módulo de elasticidade inicial, d_t e d_c são as variáveis de dano escalar na tração e na compressão, exemplificadas na seção 3.2.1.3, ϵ_t e ϵ_c são a deformação total na tração e na compressão, ϵ_t^{pl} e ϵ_c^{pl} são a deformação plástica equivalente na tração e na compressão.

3.2.1.1 Critério de escoamento

Desenvolvida por Lubliner *et al.* (1989) e melhorada por Lee & Fenves (1998), a função de escoamento do CDP considera uma evolução diferente da resistência sob compressão e tração e é descrita como:

$$F = \frac{1}{1 - \alpha'} (q - 3\alpha'p + \beta \langle \sigma_{max} \rangle - \gamma \langle \sigma_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c = 0 \quad (3)$$

$$\alpha' = \frac{\left(\frac{f_{b0}}{f_{c0}}\right) - 1}{2\left(\frac{f_{b0}}{f_{c0}}\right) - 1}; \beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t} (1 - \alpha') - (1 + \alpha'); \gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (4)$$

Nas quais p é a pressão hidrostática; q é a tensão efetiva equivalente de Von Mises que é dada pela tensão dividida por $(1 - d_q)$, sendo d_q a variável de dano; $\left(\frac{f_{b0}}{f_{c0}}\right)$ é a razão entre a tensão de início de não linearidade na compressão biaxial e axial; σ_{max} é a tensão principal efetiva máxima; $\bar{\sigma}_c$ e $\bar{\sigma}_t$ são as tensões de coesão efetivas de compressão e tração respetivamente, definidas como $\bar{\sigma}_c = \sigma_c / (1 - d_c)$ e $\bar{\sigma}_t = \sigma_t / (1 - d_t)$, na qual d_t é a variável de dano na tração, d_c variável de dano na compressão, σ_c e σ_t são as tensões coesivas de compressão e tração, respectivamente e K_c é uma variável plástica definida pela razão entre as tensões desviadoras na tração e compressão uniaxial.

3.2.1.2 Fluxo potencial plástico (G)

O CDP assume uma regra de fluxo potencial plástico não associativo, ou seja, a função que define o potencial plástico não coincide com a função do critério de escoamento. O fluxo potencial plástico é descrito pela função hiperbólica de Drucker-Prager, conforme mostrado na Equação 5.

$$G = \sqrt{(\epsilon f_{t0} \tan \varphi)^2 + q^2} - p \tan \varphi, \quad (5)$$

Onde ϵ é a excentricidade da superfície do potencial plástico; f_{t0} a tensão de tração na falha e φ é o ângulo de dilatação medido no plano desviador ($p - q$) com altas pressões confinantes.

3.2.1.3 Variável de dano plástico (d)

O CDP leva em consideração o efeito do fechamento de fissuras previamente formadas em condições de carregamento cíclico, o que resulta na recuperação da rigidez à compressão. Experimentos na maioria dos materiais frágeis indicam que a rigidez à compressão é recuperada após o fechamento da trinca à medida que a carga muda de tração para compressão. No entanto, a rigidez à tração não é recuperada na mudança de compressão para tração, uma vez que as microfissuras de esmagamento se desenvolvem. Em condições de tensão uniaxial, a perda de rigidez elástica é calculada da seguinte forma:

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (6)$$

Sendo d_c e d_t descritas pelas funções lineares:

$$\begin{cases} d_t = \frac{0,95}{\varepsilon_{tmáx} - \varepsilon_{t0}} (\varepsilon_t - \varepsilon_{t0}) \\ d_c = \frac{0,95}{\varepsilon_{cmáx} - \varepsilon_{c0}} (\varepsilon_c - \varepsilon_{c0}) \end{cases} \quad (7)$$

Na qual, $\varepsilon_{tmáx}$ e $\varepsilon_{cmáx}$ são as deformações máximas de tração e compressão respectivamente, ε_{t0} e ε_{c0} as deformações de pico de tensão e compressão respectivamente, s_t e s_c são funções do estado de tensão e são introduzidas para modelar os efeitos de recuperação de rigidez devido a reversão do estado de tensão. Estes são calculados de acordo com as equações abaixo:

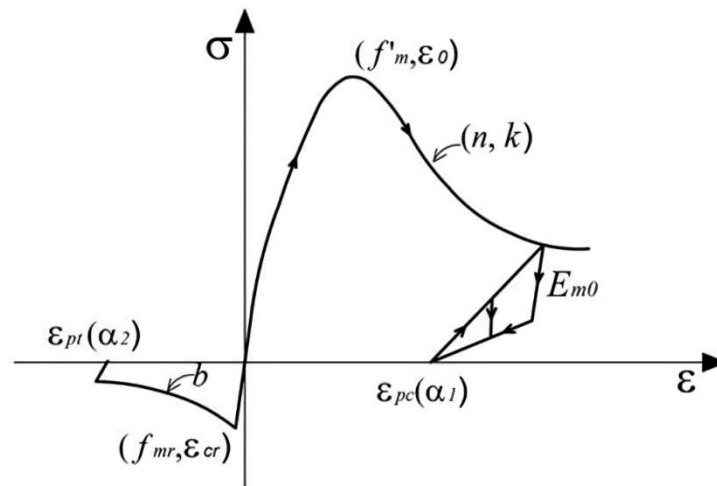
$$\begin{cases} s_t = 1 - w_t H(\sigma) \\ s_c = 1 - w_c (1 - H(\sigma)) \end{cases} \quad (8)$$

Nas quais w_t e w_c são os fatores de peso (assumidos como propriedades do material) que controlam a recuperação da rigidez de tração e compressão após a reversão da carga: eles podem variar de zero, que representa nenhuma recuperação de rigidez, a um, que representa uma recuperação total da rigidez. $H(\sigma)$ é a função peso que é assumida igual a 1 se $\sigma > 0$ e igual a 0 se $\sigma < 0$. A figura 16 ilustra um ciclo de carga uniaxial assumindo o comportamento padrão adotado no ABAQUS, que corresponde a $w_t = 0$ e $w_c = 1$.

3.2.2 Comportamento uniaxial da alvenaria

Para utilização deste modelo na simulação do comportamento da alvenaria, além dos parâmetros plásticos, o *software* exige como dados de entrada as curvas tensão x deformação uniaxiais de compressão e tração da alvenaria e evolução dos parâmetros de dano. De acordo com Raka *et al.* (2015), a lei constitutiva para a alvenaria pode ser baseada no trabalho de Orakcal; Massone; Wallace (2006), ilustrada na Figura 17. Esta lei considera a resistência à tração do material e, portanto, oferece uma descrição mais precisa de comportamento.

Figura 17 – Lei constitutiva uniaxial para alvenaria



Fonte: Orakcal, Massone e Wallace (2006).

3.2.2.1 Comportamento uniaxial de compressão

Para descrever, o comportamento uniaxial à compressão da alvenaria, este modelo baseou-se no trabalho de Thorenfeldt (1987), no qual a curva envelope de compressão foi descrita pela equação 11:

$$\sigma_m = f'_m \frac{n \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_0} \right)}{n - 1 + \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_0} \right)^{nk}} \quad (11)$$

Na qual, f'_m é a resistência à compressão do conjunto alvenaria + argamassa; ε_0 é a deformação de pico durante a compressão; n é o fator de forma compressivo k é o fator de forma compressivo pós-pico. Os valores sugeridos para n e k são encontrados em (Orakcal; Massone; Wallace, 2006).

3.2.2.2 Comportamento uniaxial de tração

Já para o comportamento à tração, sua formulação é baseada no trabalho de Belarbi e Hsu (1994), no qual a resposta da curva de tração é dividida em dois trechos, o primeiro correspondente ao trecho linear elástico, já o segundo corresponde ao trecho de *softening*, no qual o material perde resistência de forma exponencial. As equações 12 e 13 abaixo mostram a formulação utilizada:

$$\varepsilon_m \leq \varepsilon_{cr} \rightarrow \sigma_m = \left(\frac{f_{mr}}{\varepsilon_{cr}} \right) \varepsilon_m \quad (12)$$

$$\varepsilon_m > \varepsilon_{cr} \rightarrow \sigma_m = f_{mr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_c} \right)^b \quad (13)$$

Sendo f_{mr} é a resistência à tração, ε_{cr} é a deformação correspondente ao pico de tensão e b é uma constante utilizada como parâmetro de entrada retirada de Belarbi e Hsu (1994) e descrita em Orakcal, Massone e Wallace (2006).

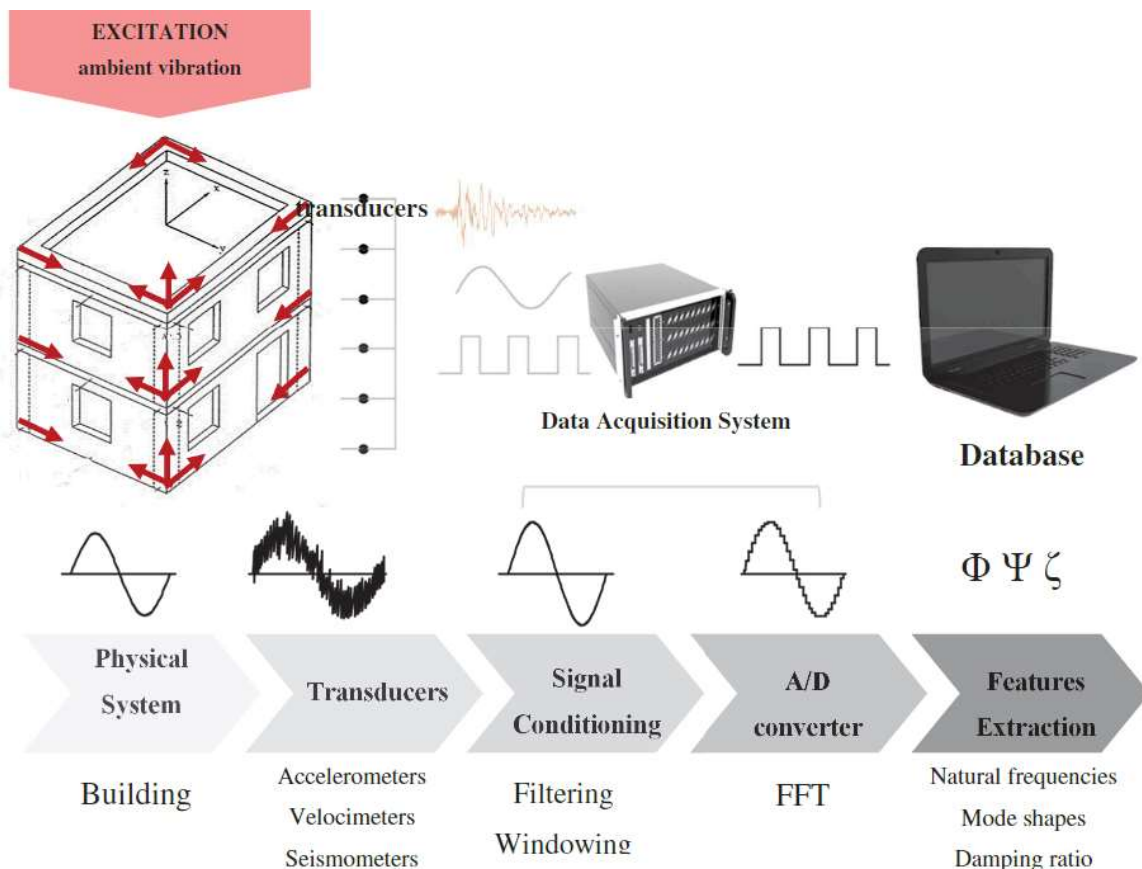
3.3 Análise Modal Operacional

No âmbito da preservação do patrimônio edificado, conseguir monitorar e descrever o comportamento estrutural da edificação de forma não invasiva é de extrema importância. Nesse sentido, o monitoramento da saúde estrutural de qualquer construção, e especialmente das históricas, tornou-se um tema significativo nas últimas quatro décadas (Ceravolo *et al.*, 2019).

Para atingir tal objetivo, a ferramenta mais utilizada na atualidade é a Análise Modal Operacional (OMA), que visa identificar o real comportamento dinâmico da estrutura (Bayraktar *et al.*, 2008; Elyamani *et al.*, 2017; Ramos *et al.*, 2013). Esta análise consiste no registro de históricos temporais, obtidos através de acelerômetros, produzidos apenas por ruídos ambientes (vento, microtremores, tráfego etc.). Estes dispositivos de monitorização são instalados nos pontos mais representativos das estruturas examinadas. Os dados registrados são

posteriormente elaborados, tratados e analisados usando algoritmos apropriados que podem extrair frequências, modos naturais de vibração e taxas de amortecimento. O fluxograma desse tipo de análise pode ser observado na figura 18. Este tipo de operação pode ser utilizado para sanar diferentes necessidades: se realizado por um curto período de tempo, permite a identificação dos parâmetros modais; se utilizado por longos períodos, pode ser aplicado para fins de detecção de danos, pois qualquer tipo de variação nas características dinâmicas identificadas pode ser relacionado a variações elasto-geométricas ou de massa. Esta aplicação no projeto e construção de estruturas foi inicialmente introduzida na década de 1980 e, nos últimos anos, tem visto aplicações bem-sucedidas estendidas a estruturas históricas de alvenaria (Casolo *et al.*, 2013; Formisano *et al.*, 2018, 2021; Giordano *et al.*, 2020; Lorenzoni *et al.*, 2016; Milani *et al.*, 2012; Montabert *et al.*, 2022; Ramos *et al.*, 2013; Salachoris *et al.*, 2024; Torres *et al.*, 2017).

Figura 18 – Fluxograma de monitoramento de vibração ambiente



Fonte: Imposa (2023).

Uma grande utilidade da análise modal operacional está em sua combinação com modelagens numéricas em elementos finitos. Segundo Salachoris *et al.* (2024), esta combinação entre a OMA e modelagem em elementos finitos, se dá atualizando as matrizes que definem o

sistema para minimizar a diferença entre as informações numéricas e experimentais. Esta minimização pode ser executada manualmente, como observado nos trabalhos de Standoli *et al.* (2021a) e Torres *et al.* (2017), ou de modo automatizado, como observado nos trabalhos de (Girardi *et al.*, 2020; Salachoris *et al.*, 2024; Standoli *et al.*, 2021b)).

No contexto deste estudo, a OMA será aplicada para calibrar, de forma manual, o modelo numérico de edificações históricas em alvenaria, integrando dados experimentais executados pela Universidade de Perúgia (UNIPG) e simulações numéricas para avaliar a integridade estrutural.

3.4 Modelagem numérica de alvenarias históricas

A modelagem numérica de estruturas em alvenaria é considerada extremamente complexa Peleteiro (2002). Fatores como a anisotropia do material, dimensão das unidades, espessura das juntas, propriedades das unidades e da argamassa, arranjo das juntas horizontais e verticais além da qualidade da mão-de-obra influenciam nas características mecânicas do conjunto.

Para auxiliar nesse processo, técnicas de modelagem numérica foram criadas para melhor descrever seu comportamento estrutural. Segundo Lourenço (1996), podem ser utilizados três métodos para modelagem computacional do comportamento estrutural das alvenarias, a micromodelagem detalhada, micromodelagem simplificada e a macromodelagem.

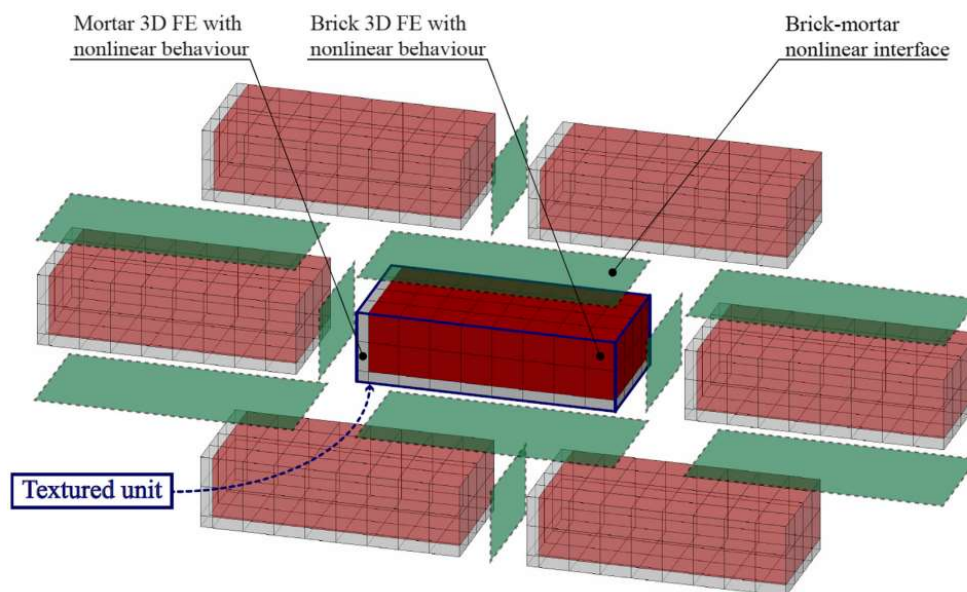
3.4.1 Micromodelagem detalhada

Micromodelagem detalhada, na qual as unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos. Este método, no entanto, exige grande capacidade computacional para ser executado, tornando-se, em algumas situações, inviável para geração de modelos complexos, como edificações inteiras. Neste tipo de modelagem faz-se necessário considerar as características mecânicas das unidades e da argamassa, como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, das propriedades não-lineares (Oliveira, 2014). Apesar do alto custo computacional, esta técnica tem fornecido resultados satisfatórios no que diz respeito à simulação do comportamento das alvenarias.

O trabalho de D'Altri *et al.* (2018), propôs um micromodelo detalhado em 3D para analisar a resposta mecânica de painéis de alvenaria em condições de carregamento dentro e

fora do plano. Como estratégia de modelagem foi adotado um micromodelo do tipo “texturizado”, no qual as unidades texturizadas são compostas por elementos tridimensionais compostos por um tijolo, uma junta horizontal e uma junta vertical. As unidades são unidas por interfaces de espessura zero (Figura 19). Essa abordagem conseguiu diminuir pela metade as interações de interfaces entre blocos e as juntas, diminuindo a demanda computacional e obtendo resultados satisfatórios. Em sua análise, dois cenários de cargas foram simulados numericamente. O primeiro cenário foi uma simulação no estado plano de tensões, no qual paredes de 990 x 1000 mm foram submetidas a cargas verticais e cisalhantes até sua ruptura. Já o segundo cenário trata-se de uma análise de uma parede de 1190 de altura, 795 mm de largura e 53 mm de espessura submetida à flexão biaxial. Para tal simular o comportamento não linear da alvenaria, o CDP foi utilizado utilizados os parâmetros plásticos ϕ igual a 10° , ε assumida como 0,1, f_{b0}/f_{c0} como 1,16 e K_c , igual a $2/3$. Demais propriedades, como curvas uniaxiais de compressão e tração para os materiais, variável de dano plástico e propriedades de interface utilizadas podem ser observadas pela figura 20. Como resultados, este trabalho conseguiu simular numericamente com precisão satisfatória o comportamento dos painéis de alvenaria sob diferentes cenários de cargas. Além disso, forneceu uma tabela com os dados do tempo de processamento necessário para realizar cada análise em um computador equipado com um processador Intel®Core™ i7-6500U CPU @ 2,50 GHz e 16 GB de RAM (Figura 21).

Figura 19 – Abordagem detalhada de micromodelagem adotada no trabalho



Fonte: D’Altri *et al.* (2018).

Figura 20 – Propriedades mecânicas utilizadas para as simulações numéricas

Interfacial mechanical properties					
Tensile behaviour		Shear behaviour			
f_t [MPa]	0.20, 0.12	$\tan \phi$ [\]	0.75, 0.58		
u_k [mm]	0.36	c [MPa]	0.22		
ζ [\]	4.38	δ_k [mm]	0.4		
		ξ [\]	1.1		
		μ [\]	0.75, 0.58		
Mortar mechanical properties					
Young's modulus [MPa]	850, 2300				
Poisson's ratio [\]	0.15				
Tensile uniaxial nonlinear behaviour		Compressive uniaxial nonlinear behaviour			
Stress [MPa]	Inelastic strain	d_t [\]	Stress [MPa]	Inelastic strain	d_c [\]
1.5	0	0	7.8	0	0
0.1	0.002	0.95	8.2	0.002	0
			0.4	0.015	0.95
Brick mechanical properties					
Young's modulus [MPa]	16,700				
Poisson's ratio	0.15				
Tensile uniaxial nonlinear behaviour		Compressive uniaxial nonlinear behaviour			
Stress [MPa]	Inelastic strain	d_t [\]	Stress [MPa]	Inelastic strain	d_c [\]
3.5	0	0	11.0	0	0
0.3	0.002	0.95	11.5	0.001	0
			0.6	0.007	0.95

Fonte: D'Altri *et al.* (2018).

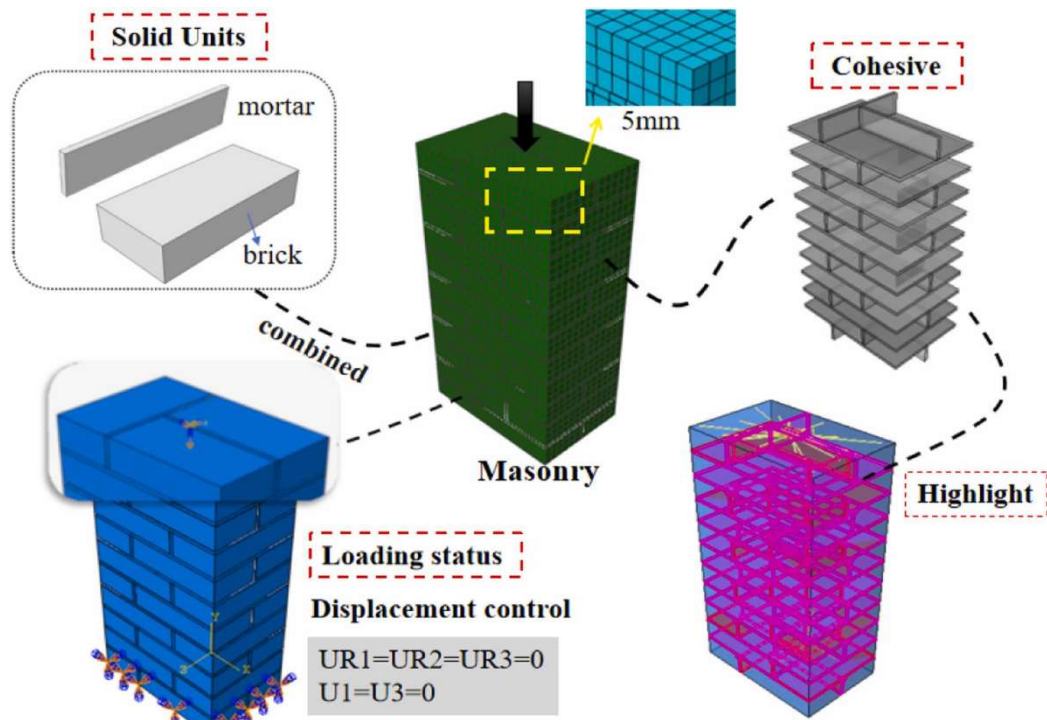
Figura 21 – Tempo de processamento necessário para as análises numéricas

Simulation	Time required ^a (hh:mm:ss)
In-plane coarse mesh ($P_v = 0.30$ MPa)	00:06:33
In-plane coarse mesh ($P_v = 2.12$ MPa)	00:07:18
In-plane fine mesh ($P_v = 2.12$ MPa)	00:23:20
Out-of-plane	00:09:11

Fonte: D'Altri *et al.* (2018).

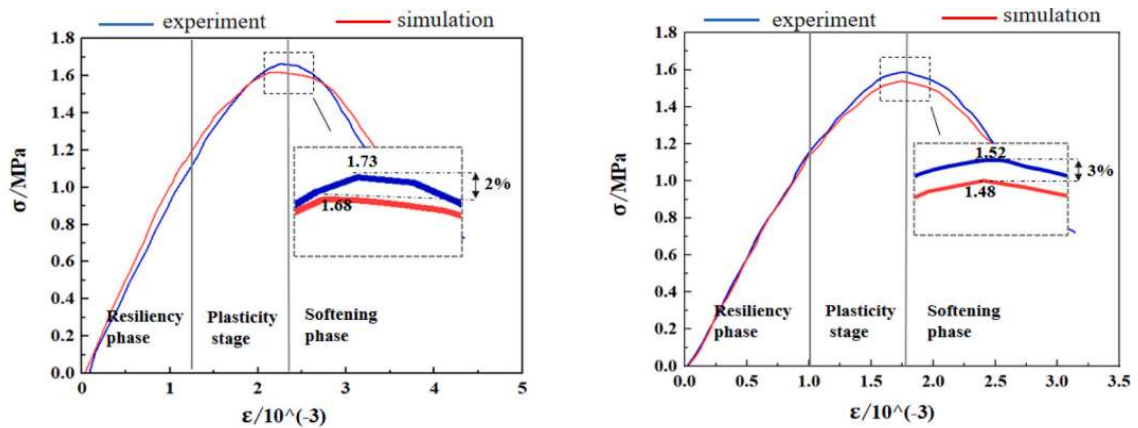
Já no trabalho realizado por (Xia *et al.*, 2024) foram ensaiadas experimentalmente e simuladas numericamente, usando micromodelagem detalhada, prismas de alvenaria. Neste trabalho o software ABAQUS foi utilizado, usando o CDP para descrever o comportamento não linear dos tijolos e argamassas. Para tal, foram utilizados os parâmetros plásticos ϕ igual a 30° , ε assumida como 0,1, f_{b0}/f_{c0} como 1,16 e K_c , igual a $2/3$ e μ igual a 0,001. Já para a interface entre blocos e argamassa, foi assumida uma interação do tipo normal, utilizando um contato do tipo “hard” e tangencial, tipo “penalty”. A figura 22 mostra as principais condições de contorno e propriedades do modelo, como malha de elementos finitos e local de aplicação do controle de deslocamentos. Como principais resultados, o modelo proposto, que considerava o dano de ligação da interface, descreveu com precisão todo o processo de dano durante uma falha mecânica. A Figura 23 mostra os resultados da micromodelagem em comparação ao ensaio experimental.

Figura 22 – Características do modelo



Fonte: Xia *et al.* (2024).

Figura 23 – Curvas tensão-deformação experimental e micromodelo



Fonte: Xia *et al.* (2024).

Outros trabalhos utilizaram essa técnica para modelos em menor escala e obtiveram resultados numéricos que simulavam, de forma eficiente, o comportamento experimental observado, como os trabalhos de Camata *et al.* (2022) e Sarhosis; Lemos (2018). Em todos os trabalhos, entretanto, embora o micromodelo consiga simular de forma precisa comportamento da alvenaria, o esforço computacional necessário para chegar aos resultados é alto, o que pode

tornar esse tipo de técnica inviável para modelagem de estruturas de grande porte e com geometrias complexas.

3.4.2 *Micromodelagem simplificada*

A micromodelagem simplificada surgiu como uma alternativa intermediária entre a macromodelagem e a micromodelagem detalhada. Nela, as unidades são representadas por elementos contínuos e suas dimensões são expandidas, enquanto o comportamento das juntas de argamassa e da interface é considerado nos elementos descontínuos. De acordo com Carvalho (2019), as dimensões das unidades sofrem uma expansão de suas medidas a fim de permanecer as características geométricas reais da estrutura. O efeito de Poisson das argamassas, no entanto, é desprezado nesta técnica. Diversos autores utilizaram essa técnica de modelagem para modelar o comportamento de alvenarias (Al-Ahdal; AbdelRahman; Galal, 2025; Berto *et al.*, 2004; La Mendola *et al.*, 2014; Stavridis; Shing, 2010).

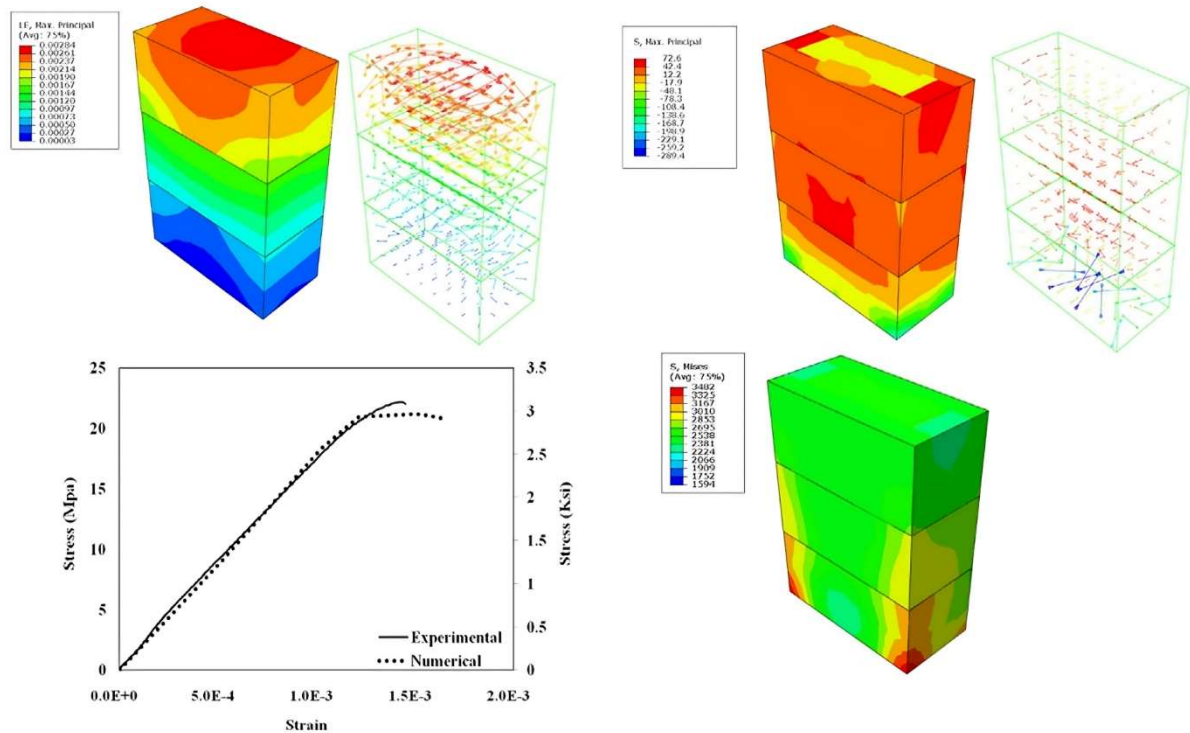
Bolhassani *et al.* (2015), em seu estudo ensaiou experimentalmente e modelou numericamente prismas de blocos de concreto com furos com e sem grauteamento. Para os ensaios experimentais foram realizados os ensaios de compressão simples, cisalhamento simples e cisalhamento diagonal. Após isso, estes dados foram utilizados para calibração do modelo numérico. Para a elaboração do modelo, as juntas foram consideradas como os elementos mais fracos e modeladas com um comportamento de interface elástico-plástico. As interações de interface foram escolhidas para ser do tipo “Coulomb Friction”. Para simular o comportamento não linear da alvenaria, foi utilizado o CDP. Os parâmetros plásticos utilizados foram ϕ igual a 32° para os blocos não grauteados e 34° para os grauteados, ε assumida como 0,1, f_{b0}/f_{c0} como 1,16 e K_c , igual a $2/3$ e μ igual a 0,001. As curvas uniaxiais de compressão e tração usadas para os blocos grauteados e não grauteados estão dispostas na Figura 24. Os resultados mostraram que o modelo foi capaz de reproduzir a resposta experimental. Além disso, o modelo conseguiu estimar fissuras dentro dos tijolos, indicando que o modelo pode ser usado com sucesso para modelar paredes de alvenaria não grauteadas e parcialmente grauteadas, como observado na Figura 25.

Figura 24 – Curvas uniaxiais utilizadas para modelagem da alvenaria

Concrete damage plasticity							
Hollow				Grouted			
Compressive behavior		Tensile behavior		Compressive behavior		Tensile behavior	
Yield stress MPa (psi)	Inelastic strain	Yield stress MPa (psi)	Cracking strain	Yield stress MPa (psi)	Inelastic strain	Yield stress MPa (psi)	Cracking strain
13.8 (2000)	0	0.64 (93)	0	17.4 (2523)	0	1.5 (217)	0
17.2 (2500)	0.00012	0.62 (90)	0.00006	20.7 (3000)	0.0003	1.15 (167)	0.00029
17.9 (2596)	0.00032	0.34 (50)	0.00028	21.6 (3135)	0.0005	0.83 (120)	0.00044
13.8 (2000)	0.00057	0.21 (30)	0.00045	20.9 (3038)	0.0010	0.3 (43)	0.00092
7.6 (1100)	0.00131	0.12 (17)	0.00079	19.6 (2851)	0.0015	0.1 (15)	0.00300
4.4 (640)	0.00191	0.05 (7)	0.00139	15.1 (2191)	0.0029	0.06 (9)	0.00450
2.2 (320)	0.00245	0.03 (5)	0.00299	10.3 (1490)	0.0045	0.05 (7)	0.00530
1 (140)	0.00295	0.02 (3)	0.00349	2.0 (295)	0.0099	–	–

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

Figura 25 – Curvas tensão-deformação do prisma, contornos principais e de deformação de Von Mises para primas grauteados

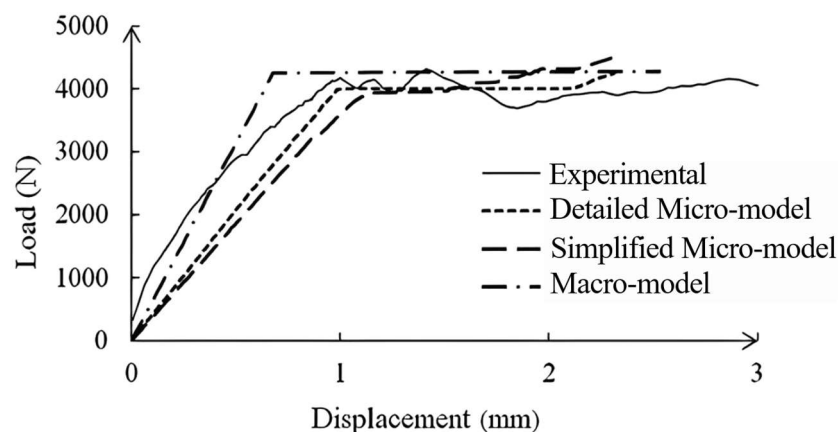


Fonte: Bolhassani *et al.* (2015).

No trabalho realizado por Li e Atamturktur (2014), foram realizados experimentos laboratoriais em um modelo escalado de um domo de alvenaria dos quais serviram para calibrar três modelos numéricos usando dados experimentais. Estes modelos foram elaborados usando as técnicas de micromodelagem detalhada, simples e macromodelagem. Através das simulações, avaliaram a capacidade de cada modelo em prever a resposta estrutural sob diversas condições de carga. Na micromodelagem detalhada foram utilizados 74.826 elementos finitos (35.271 para os tijolos e 39.555 para a argamassa). Já na micromodelagem simplificada foram utilizados 21.564 elementos sólidos para representar os tijolos e 10.080 elementos para representar os

contatos. Na macromodelagem, foram utilizados um total de 32.400 elementos finitos do tipo SOLID 65. Como resultados, os três modelos de elementos finitos alternativos previram a capacidade de carga dentro de 0,25%, 1,26% e 6,53% dos experimentos, respectivamente, para o micromodelo detalhado, micromodelo simplificado e macromodelo. Para a rigidez, o micromodelo simplificado subestimou a rigidez em 20,10%, enquanto o macromodelo superestimou a rigidez em 45,37%. O micromodelo detalhado desviou-se do valor experimental em apenas 6,81%. O micromodelo simplificado teve o menor valor de rigidez entre os três modelos. Isso é esperado porque as interfaces causam descontinuidades que reduzem a rigidez global do modelo. A figura 26 mostra a comparação do gráfico da capacidade de carga entre os 3 modelos com o dado experimental.

Figura 26 – Curva carga x deslocamento de uma análise estática



Fonte: Li; Atamturktur (2014).

Percebe-se por este trabalho, que embora as abordagens em micromodelagem apresentem valores mais próximos do valor experimental, a quantidade de processamento computacional para simulação do mesmo elemento entre as três técnicas aumenta de acordo com o nível de detalhes da modelagem, tendo a micromodelagem detalhada o dobro de elementos que o micromodelo.

Semelhante à micromodelagem detalhada, a abordagem simplificada demonstra resultados expressivos na simulação do comportamento estrutural de alvenarias. No entanto, sua aplicação é predominantemente restrita a modelos de menor escala. Apesar da redução no número de elementos em comparação à modelagem detalhada, as condições de interação entre interfaces mantêm uma demanda computacional elevada, especialmente para simulações em

edificações completas. Dessa forma, o desenvolvimento de um modelo estrutural para análises não lineares, envolvendo múltiplos cenários de carregamento, requer uma estratégia de modelagem compatível com as exigências da simulação, equilibrando precisão e eficiência computacional.

3.4.3 *Macromodelagem*

Na macromodelagem, a argamassa e interface são consideradas dispersas no meio contínuo. Portanto, considera-se a alvenaria como um meio contínuo, com propriedades homogêneas. De acordo com Carvalho (2019), para a realização desta técnica, é necessário a homogeneização da matriz tijolo e argamassa em um material fictício que possui as propriedades mecânicas do conjunto.

Este tipo de técnica é a que proporciona maior praticidade durante o processo, exigindo menos tempo de processamento, gerando economia computacional e a criação de malhas de elementos finitos mais simples. No entanto, impossibilita análises não lineares mais robustas. Segundo Lourenço (2015), esta técnica de modelagem é adotada para análises em larga escala, nas quais a consideração de que o material é contínuo é geralmente adotada. Isso permite a criação de modelos com geometrias mais complexas e para fazer análises do comportamento global da edificação, identificando as principais zonas de vulnerabilidade.

Tal abordagem é adotada neste estudo por ser particularmente adequada para análises sísmicas em larga escala de construções históricas complexas de alvenaria, como mostrado na literatura (Castellazzi *et al.*, 2017; Clementi *et al.*, 2018; Endo *et al.*, 2015; Roca *et al.*, 2010; Valente; Barbieri; Biolzi, 2017). A comparação entre as técnicas pode ser feita pelo quadro 1, na qual embasa o uso de um modelo homogeneizado (macromodelagem) considerando o comportamento não linear para análises globais de edificações.

Quadro 1 – Resumo dos tipos de modelagem de paredes em alvenaria

Modelo	Vantagens	Desvantagens
Modelo discreto com comportamento linear isotrópico	Bons resultados em estruturas submetidas a níveis baixos de tensão.	Não adequado para casos em que as tensões aplicadas são altas e onde é necessária uma análise de redistribuição de tensões.
Modelo homogeneizado com comportamento linear ortotrópico	Adequado para estudo do comportamento global da estrutura. Modelagem mais simples e tempo de processamento menor que o modelo discreto.	Em termos locais, grandes diferenças podem ser encontradas, mesmo numa análise linear. Não é capaz de identificar picos de tensões em regiões localizadas, que o modelo discreto consegue determinar.
Modelo Homogeneizado com comportamento não linear do material	Apresenta bons resultados em termos de comportamento global e determinação da carga de ruptura.	Não é capaz de representar alguns mecanismos básicos de ruptura da alvenaria, como por exemplo, a fissuração nas juntas e unidades e o escorregamento das juntas.
Modelo discreto com comportamento elástico linear para as unidades e elementos de ligação não lineares das juntas	Modelagem apropriada com a vantagem de determinação das características do material através de ensaios uniaxiais.	Não considera a fissuração e a não-linearidade da unidade. Não é capaz de determinar a ruptura da estrutura, quando fortemente influenciada pelas rupturas nas unidades.
Modelo discreto com características de deformação não linear para a unidade e a argamassa, critério para a ruptura da unidade, da argamassa e da junta	A idealização proposta é capaz de representar o comportamento nas estruturas em alvenaria, determinando a carga inicial de fissuração, a carga última e o padrão de ruptura com boa precisão.	São necessários ensaios complexos de caracterização das unidades, da argamassa e de amostras de paredes.
Modelo de fissuras discretas considerando as propriedades não lineares dos materiais	Mais apropriado para a análise de painéis submetidos a forças concentradas.	Apresenta um custo computacional elevado.
Modelo de fissuras espalhadas com a consideração do comportamento não linear dos componentes	Bons resultados na determinação da força última de ruptura e no padrão de ruptura dos painéis. Tempo de processamento mais baixo.	Podem aparecer tensões de travamento e os resultados devem ser analisados com cuidado devido à dependência da dimensão da rede.

Fonte: Adaptado de Peleteiro (2002).

4 METODOLOGIA

Com o intuito de alcançar os objetivos deste estudo, o trabalho será dividido em duas etapas principais. A primeira etapa consistirá na validação do uso do CDP na modelagem não linear de construções históricas em alvenaria não reforçada. Este modelo de elementos finitos será desenvolvido no software ABAQUS, incluindo suas propriedades físicas e condições de carregamento. Para validação, serão utilizados os resultados obtidos no estudo realizado por Magenes, Calvi e Kingsley (1995). Os dados de resposta, como os deslocamentos, tensões de cisalhamento, deformações e força cisalhante na base da parede serão tratados e comparados com os obtidos no estudo experimental e com o trabalho realizado por Camata *et al.* (2022), no qual utilizou da técnica de micromodelagem para simulação numérica deste experimento. Esta etapa permitirá calibrar os parâmetros plásticos e verificar a adequação do modelo CDP para a simulação do comportamento não linear da alvenaria histórica sob diferentes condições de carga.

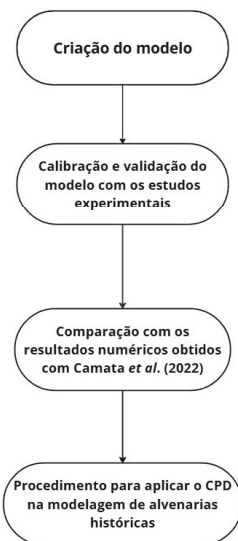
Após a validação, a pesquisa avançará para a segunda etapa, que consistirá na modelagem de uma edificação do centro histórico de Perugia, conhecida como *Torre degli Sciri*, construção de extrema importância para cultura local. Esta construção faz parte de um monitoramento contínuo realizado pela Universidade de Perugia, o qual pode ser visto nos trabalhos de (García-Macías; Ubertini, 2020; Vaiano *et al.*, 2019; Venanzi *et al.*, 2019, 2020). Tendo em vista isto, de modo a colaborar com o seguimento dos estudos e iniciativas de preservação do centro de Perugia, um modelo numérico desta edificação será desenvolvido. Para tal, será desenvolvido um modelo tridimensional não linear em elementos finitos da edificação utilizando o CDP com os parâmetros obtidos na etapa anterior. Como estratégia de modelagem, será adotada a macromodelagem, considerando a alvenaria como um material contínuo e homogêneo.

Dados experimentais colhidos de acelerômetros instalados na edificação foram utilizados para fornecer os principais modos de vibração, os quais serviram para a realização de uma OMA realizada nos trabalhos anteriores. Nesta análise, foram determinadas as frequências naturais da edificação, as quais serão usadas para calibração das propriedades mecânicas do modelo numérico com base nos dados obtidos. Essa abordagem busca não apenas validar a aplicação do como uma ferramenta eficiente para modelagem de alvenarias históricas, mas também contribuir para o aprimoramento de estratégias de reforço e preservação do patrimônio cultural. A integração entre a modelagem numérica e dados experimentais reforça a

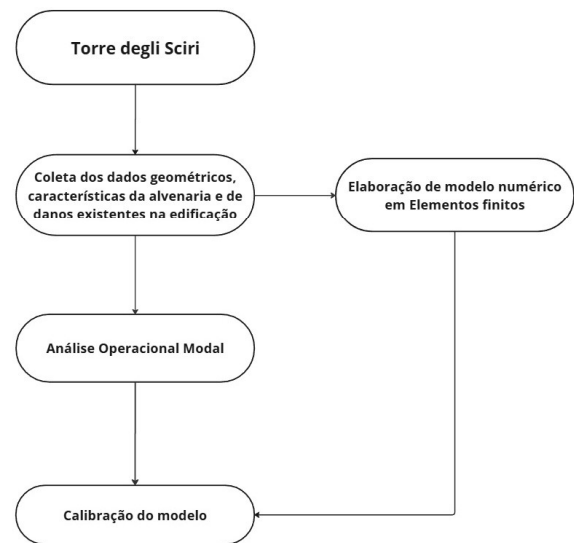
confiabilidade dos resultados e amplia o potencial de aplicação deste método em outras estruturas históricas ao redor do mundo. Em resumo, a metodologia deste trabalho é apresentada na figura 27.

Figura 27 – Resumo metodologia da pesquisa

ETAPA I - VALIDAÇÃO DO CPD



ETAPA II - MODELAGEM DE EDIFICAÇÃO HISTÓRICA

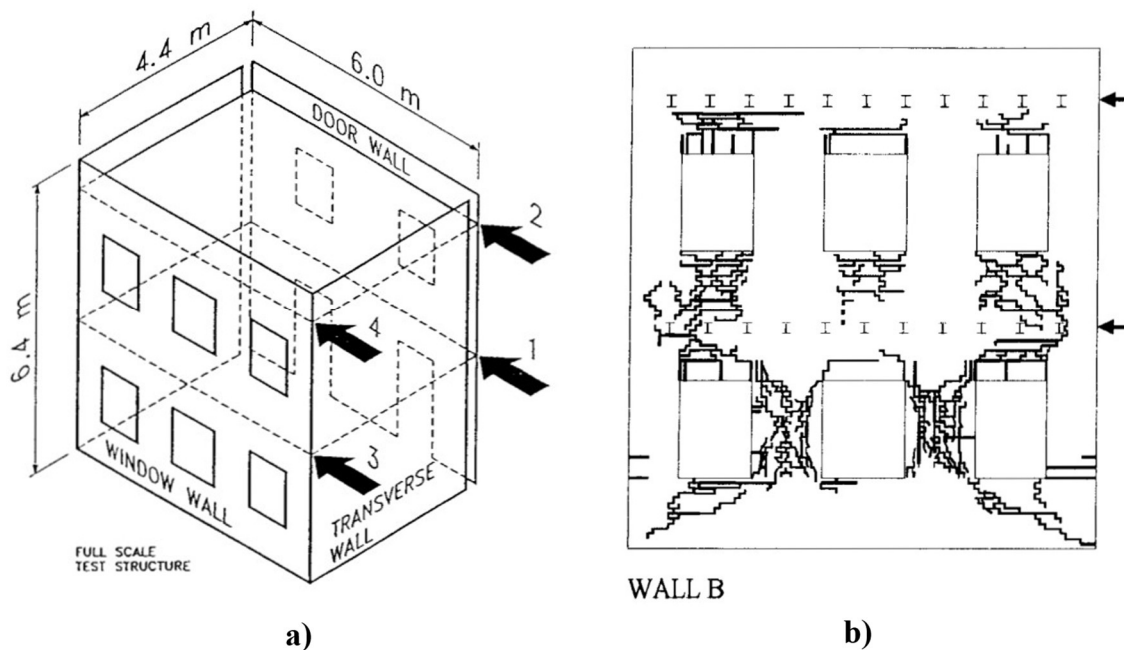


Fonte: Elaborada pelo autor.

5 CALIBRAÇÃO DAS VARIÁVEIS PLÁSTICAS APLICADAS AO CDP – MODELAGEM DO EXPERIMENTO DE MAGENES, CALVI E KINGSLEY (1995)

Neste capítulo, são apresentados os procedimentos adotados para a modelagem do estudo realizado por Magenes, Calvi e Kingsley (1995), no qual um protótipo de alvenaria em tamanho real foi ensaiado na Universidade de Pávia. Neste trabalho, modo a simular cargas sísmicas, um carregamento monotônico cíclico foi aplicado em 4 pontos na estrutura (Figura 28a). Os danos decorrentes do ensaio foram documentados e podem ser observados na Figura 28b.

Figura 28 – a) Local de aplicação das cargas b) Danos observados no final do experimento – Parede B (Parede da janela)



Fonte: Adaptada de Magenes, Calvi e Kingsley (1995).

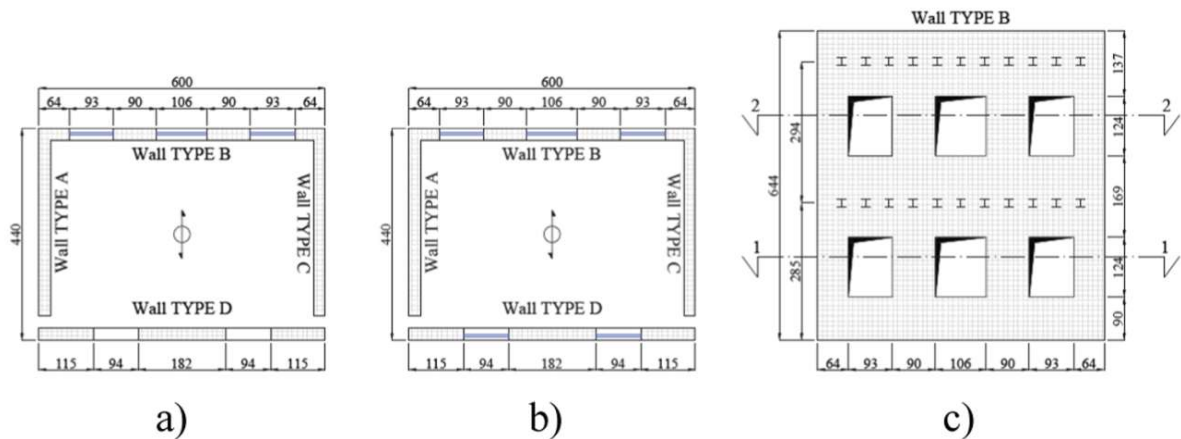
Como resultado dos ensaios, a parede da Janela obteve um valor máximo de força de cisalhamento de cerca de 135 kN na direção positiva para um deslocamento de 10,47 mm do 2º andar e um valor de cerca de 128 kN na direção negativa para um deslocamento horizontal de 11,13 mm. A diferença entre os picos de cisalhamento de base é de 5,47%. Utilizando os dados obtidos experimentalmente, Camata *et al.* (2022), realizou modelagem numérica utilizando a técnica de micromodelagem para simular o comportamento encontrado. De modo

semelhante, este trabalho usará dos dados experimentais para posterior validação da abordagem via macromodelagem utilizando o CDP.

5.1 Geometria do modelo

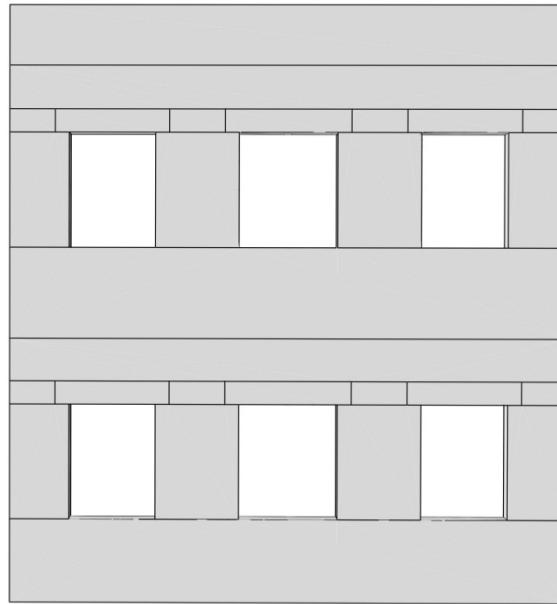
Para a geometria da primeira parte da pesquisa, foi selecionada a parede B (também chamada no experimento de parede da janela), do estudo experimental para a realização das análises (Figuras 29 e 30), que consiste em um painel de alvenaria não reforçada de medidas $6,00\text{ m} \times 6,44\text{ m}$ e uma espessura de uniforme de $0,25\text{ m}$. Esta parede possui seis aberturas, três no térreo e três no primeiro andar. As aberturas estão perfeitamente alinhadas e, com exceção das duas aberturas centrais, as demais apresentam dimensões geométricas de $0,93\text{ m} \times 1,24\text{ m}$ (largura, altura). As duas aberturas centrais são mais largas, com dimensões de $1,06\text{ m} \times 1,24\text{ m}$ (largura, altura). Devido a não haver forças ou deformações no eixo Z (fora do plano), para a elaboração do modelo em elementos finitos, uma simplificação foi realizada e a análise foi realizada no Estado Plano de Tensões (EPT).

Figura 29 – Geometria do Edifício a) Planta baixa primeiro pavimento b) Planta baixa segundo pavimento 2 c) Fachada da parede "tipo B" - A parede da janela



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

Figura 30 – Geometria parede da janela no modelo numérico



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.1 Propriedade dos materiais

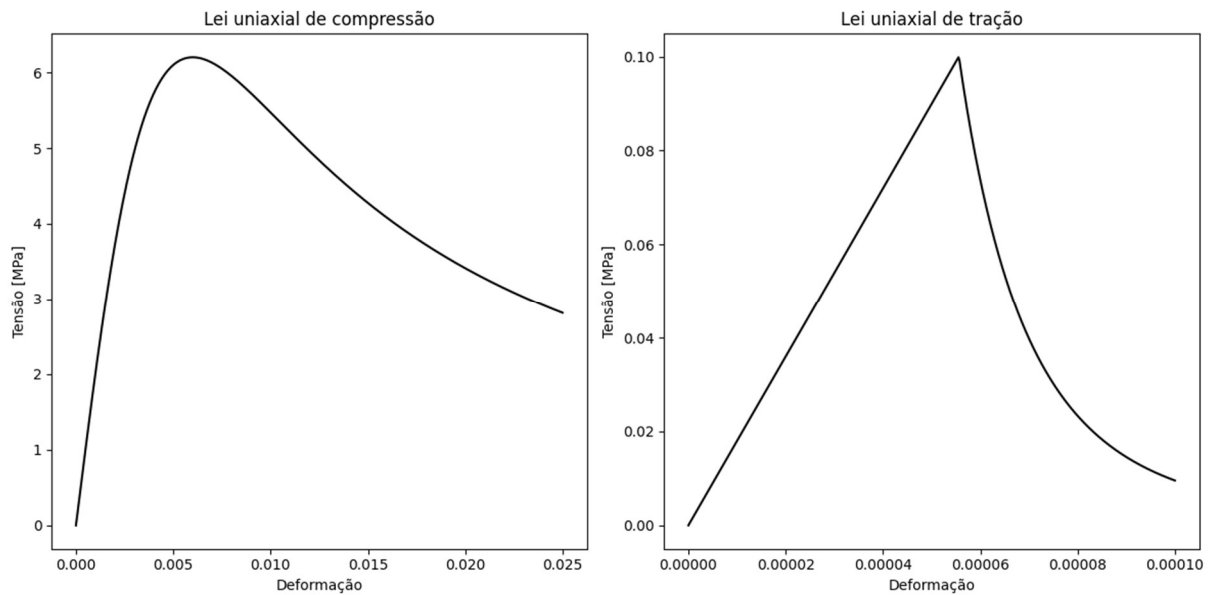
Para representar as propriedades mecânicas da alvenaria, foram adotados parâmetros com base em Camata *et al.* (2022). A resistência à compressão foi definida como 6,2 MPa, enquanto a resistência à tração, de acordo com Rainone *et al.* (2023), para o macromodelo, um melhor ajuste pode ser alcançado usando valores de resistência à tração maiores que o dobro da resistência da argamassa enquanto a energia de fratura é mantida igual à da argamassa. Nesse sentido, foram adotados os valores de resistência à tração de 0,1 MPa, o qual apresentou melhores resultados quanto à simulação do comportamento real. As respectivas deformações de pico de compressão e tração foram ε_0 igual a $6,0 \times 10^{-3}$ e ε_{cr} igual a $5,56 \times 10^{-5}$. O módulo de elasticidade inicial (E_0) foi considerado como 1.800 MPa, acompanhado por uma densidade de 1.800 kg/m³ e um coeficiente de Poisson de 0,2. Quanto às leis constitutivas uniaxiais de compressão e tração, os parâmetros n , k e b foram obtidos do estudo de Raka *et al.* (2015). A Tabela 4 apresenta um resumo das propriedades adotadas no modelo, enquanto a Figura 31 ilustra as curvas geradas a partir desses dados.

Tabela 4 – Propriedades mecânicas e parâmetros utilizados no modelo

f_m (MPa)	ε_0 (-)	f_{mr} (MPa)	ε_{cr} (-)	n (-)	k (-)	b (-)	E_0 (MPa)	γ (Kg/m ³)	ν
6,2	0,006	0,1	5,56E-05	2	1	4	1.800	1.800	0,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 31 – Leis uniaxiais da alvenaria



Fonte: Elaborada pelo autor.

Já no que diz respeito os parâmetros plásticos que serão adotadas no modelo, de acordo com D'Altri *et al.* (2022) e Valente e Milani (2019), para este tipo de modelagem deve-se considerar os seguintes valores para os parâmetros: excentricidade ϵ assumida como 0,1 (Milani; Valente; Alessandri, 2018b); f_{b0}/f_{c0} , considera-se 1,16 (Lubliner *et al.*, 1989); K_c , considerado igual a 2/3 (LUBLINER *et al.*, 1989) e μ considerado igual a 0,002 (Valente; Milani, 2019b), já para o ângulo de dilatação ϕ foi realizado um estudo de sensibilidade para ser obtido o que melhor simule o comportamento deste tipo de alvenaria. As propriedades podem ser observadas na Tabela 5 abaixo:

Tabela 5 – Parâmetros plásticos utilizados no CDP

K_c	ϕ	f_{b0}/f_{c0}	ϵ	μ
0,667	Variável	1,16	0,1	0,002

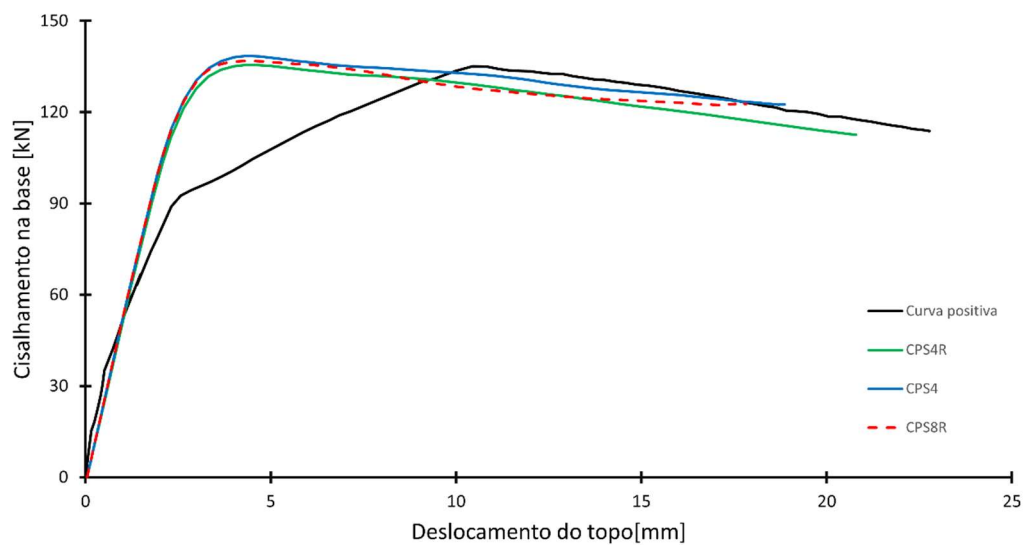
Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.2 Malha e tipo dos elementos finitos

A malha de elementos finitos foi composta por elementos de área quadráticos com tamanho de 5 cm. Para selecionar o tipo de elemento mais adequado, foi realizado um estudo de sensibilidade, no qual foram testadas três opções disponíveis na biblioteca ABAQUS: elementos quadráticos lineares de 4 nós com integração reduzida, elementos quadráticos

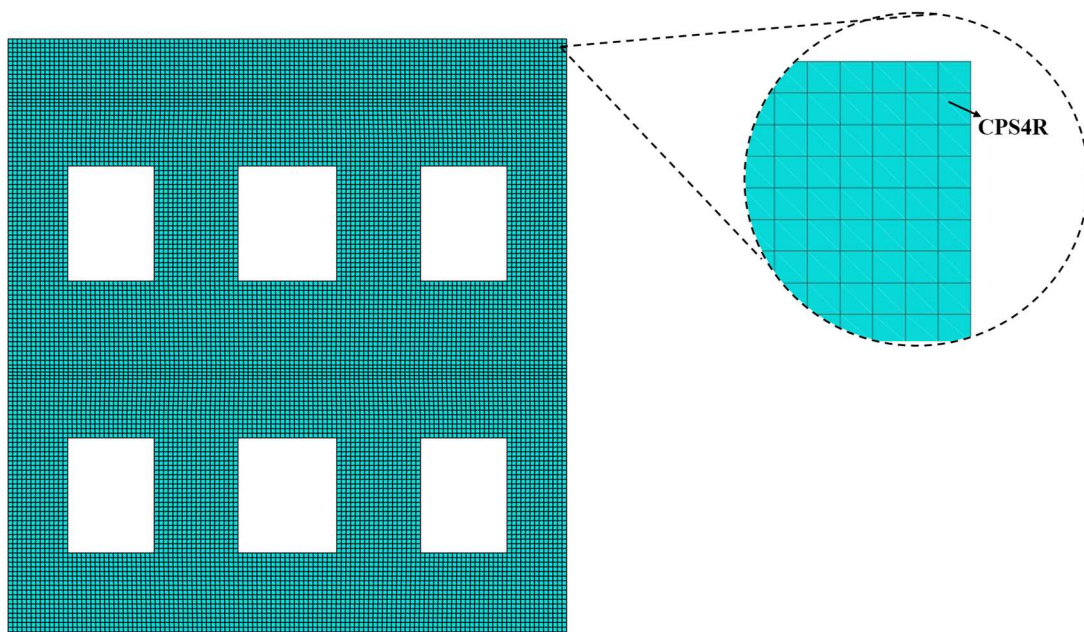
lineares de 4 nós com integração total e elementos de segunda ordem com 8 nós e integração reduzida. Nessa análise, o melhor ajuste ao comportamento da parede foi o elemento de área linear de integração reduzida, como observado na Figura 32. Portanto, o elemento escolhido para esta modelagem foi o CPS4R gerando uma malha de elementos finitos com 19785 elementos e 20424 nós. A malha final pode ser vista na Figura 33.

Figura 32 – Análise de sensibilidade para tipo de elemento finito



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 33 – Malha e tipos de elementos finitos



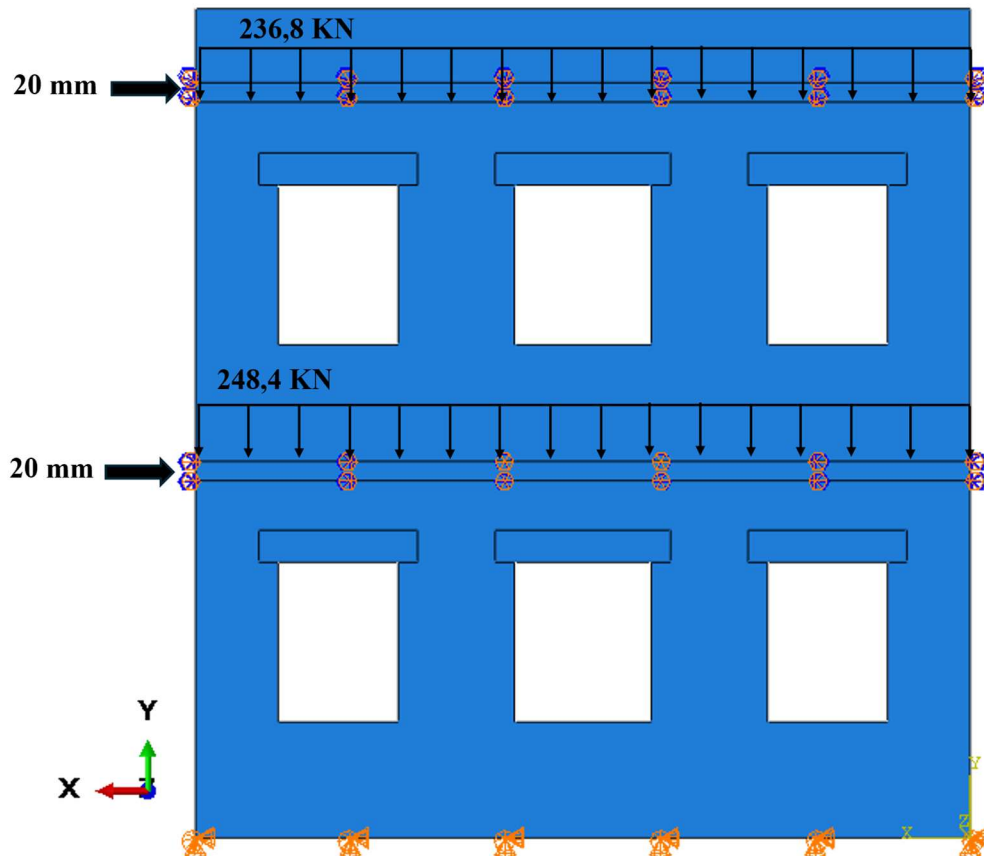
Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.3 Carregamento e condições de contorno

Para a elaboração do modelo no regime elástico-linear, foram consideradas cargas gravitacionais relativas ao peso próprio e as cargas das lajes, representadas como cargas verticais distribuídas entre as paredes B e D. Estas cargas foram obtidas pelo estudo experimental e definidas como 248,4 kN, no primeiro pavimento, e 236,8 kN no segundo pavimento, correspondendo a uma carga aproximada de 10 kN/m² nas lajes. Para o carregamento lateral, foram aplicados dois deslocamentos de 20 mm simulando a curva de carregamento positiva, de modo a chegar na carga de ruptura encontrada no estudo experimental.

No que diz respeito às restrições, o experimento original utilizou pisos confeccionados com vigas de aço de seção I, proporcionando um leve grau de acoplamento entre as paredes longitudinais e simulando uma restrição simples. Para simular apenas a parede B, foi aplicada uma restrição de movimento na direção Z. Além disso, os deslocamentos da base foram restritos nas direções X, Y e Z (Figura 34).

Figura 34 – Cargas e condições de contorno aplicadas no modelo

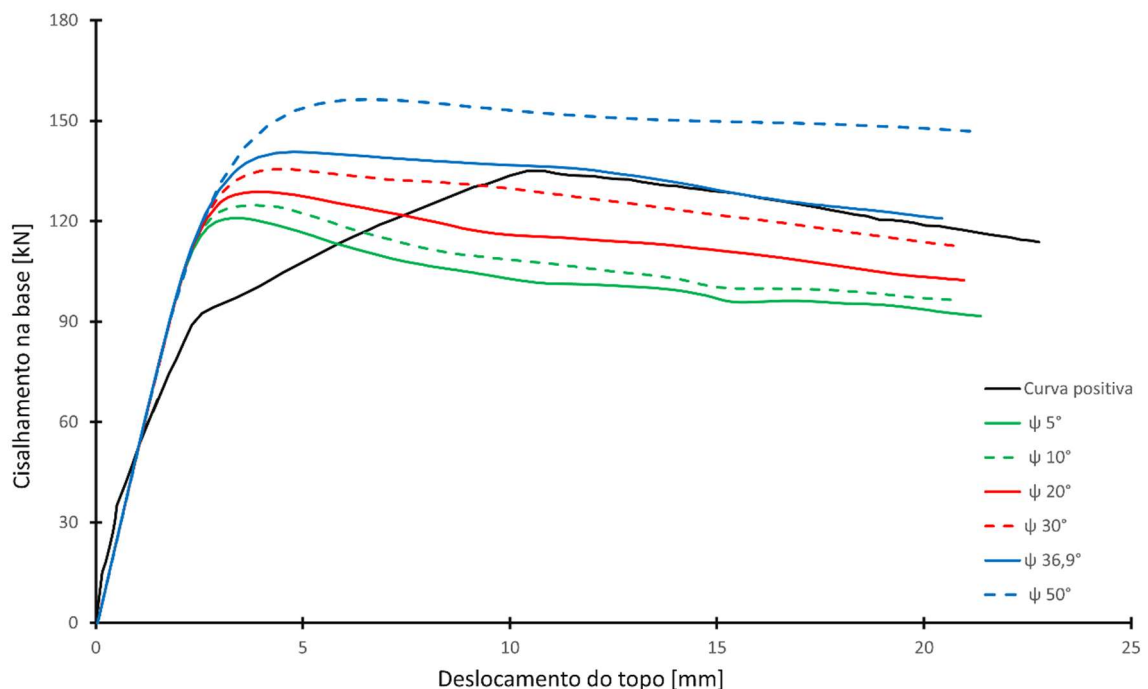


Fonte: Elaborada pelo autor.

5.2 Calibração

Inicialmente, avaliou-se a influência do ângulo de dilatação nas curvas de capacidade. Para isso, foram realizadas análises com ângulos de 5° , 10° , 20° , 30° , $36,9^\circ$ e 50° . Os resultados das curvas de capacidade são mostrados na Figura 35 e seus valores de pico são mostrados na Tabela 6. Observa-se que o ângulo de dilatação exerce influência direta na capacidade resistente do modelo estrutural analisado. Dentre os ângulos testados, o de 30° demonstrou o melhor ajuste ao comportamento experimental, atingindo um valor de cisalhamento de base de 135,51 kN, com um erro absoluto de apenas 0,4% em relação ao valor experimental de 135 kN. Isso indica que esse valor fornece uma representação mais fiel do comportamento real da estrutura para essa concepção de macroelementos, portanto, foi o valor considerado na análise. Além disso, é notável que valores abaixo de 30° tendem a subestimar a resistência, enquanto ângulos maiores que $36,9^\circ$ a superestimam, principalmente 50° , que tem o maior valor de cisalhamento de 156,36 kN e um erro absoluto de 15,8%. No entanto, o modelo numérico apresentou maior rigidez do que o experimental. Isso ocorre principalmente porque o modelo real possui maior capacidade de acomodação em relação ao numérico com macroelementos, assim como a simplificação do macroelemento não possui mecanismos pontuais de ruptura como nas juntas de argamassa.

Figura 35 – Análise de sensibilidade: ângulo de dilatação



Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 6 – Resultados das curvas de capacidade por ângulo de dilatância

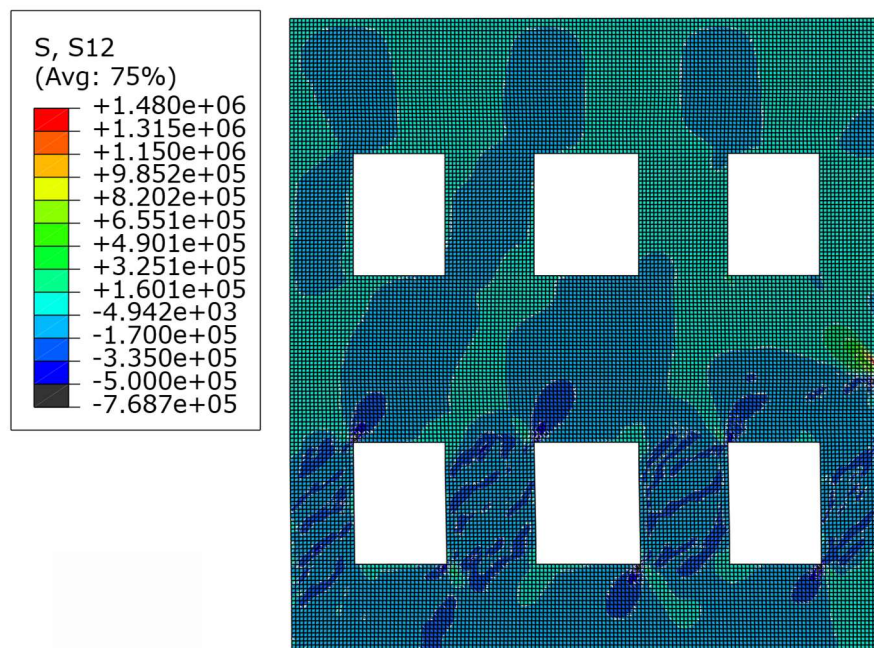
Ângulo de dilatância	φ 5°	φ 10°	φ 20°	φ 30°	φ 36.9°	φ 50°
Cisalhamento máximo [kN]	120,90	124,72	128,74	135,51	140,74	156,36
Deslocamento de topo [mm]	21,37	20,85	20,96	20,79	20,44	21,10
Erro absoluto	-10,4%	-7,6%	-4,6%	0,4%	4,3%	15,8%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Após a calibração das variáveis plásticas do modelo numérico, foi possível obter os campos de tensão e deformação de cisalhamento, conforme ilustrado nas Figuras 36 e 37. A

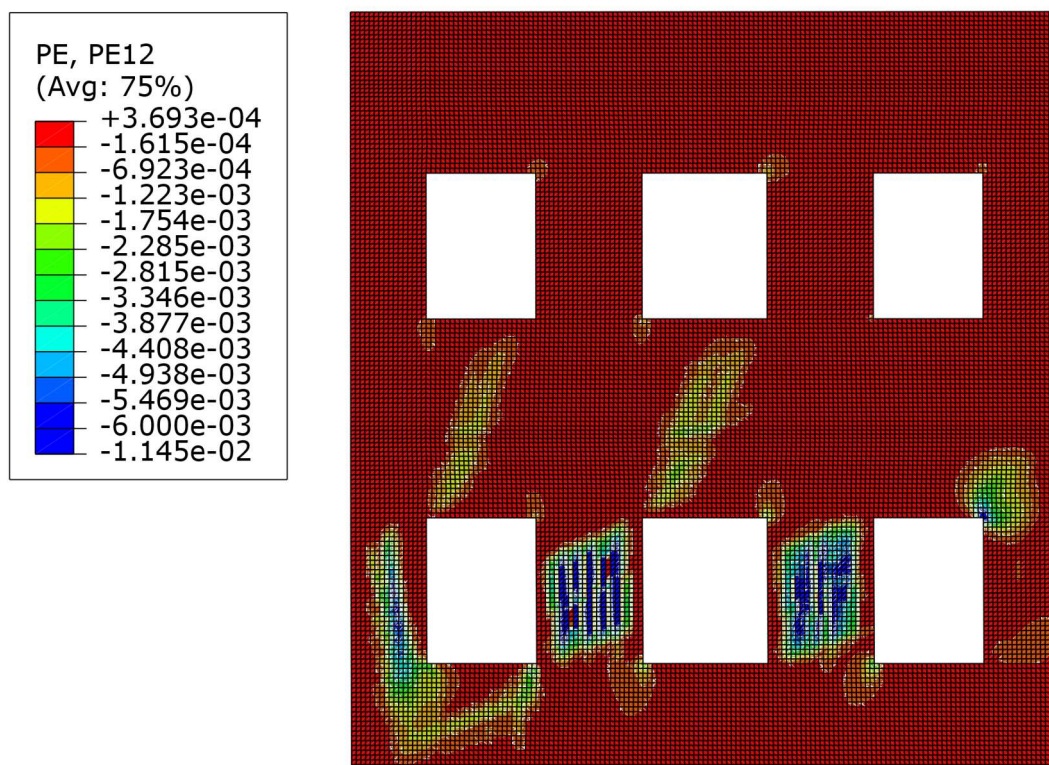
Figura 36 mostra a distribuição das tensões de cisalhamento, concentradas principalmente nas regiões inferiores dos painéis de alvenaria entre as aberturas. A localização e a intensidade dessas tensões mostram correlação com os mecanismos de fissuração observados experimentalmente. Este fenômeno é confirmado pelas deformações plásticas observadas na Figura 37, destacando as concentrações de deformações em áreas coincidentes com altas tensões. Os valores de deformação excedem os limites adotados no modelo associado à formação de fissuras, o que indica a ocorrência de danos estruturais nessas regiões. Esses resultados confirmam que, embora a macromodelagem tenda a subestimar os deslocamentos globais da estrutura, o modelo é capaz de capturar adequadamente os modos de falha e a capacidade resistente. Assim, a abordagem utilizada é válida para representar o comportamento estrutural global e os mecanismos de dano local em sistemas de paredes com aberturas.

Figura 36 – Tensões principais de cisalhamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 37 – Deformações plásticas de cisalhamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

6 MODELAGEM *TORRE DEGLI SCIRI*

A *Torre degli Sciri* é uma edificação histórica em alvenaria que está localizada na *via dei Priori* no centro histórico de Perúgia, Itália. Esta torre foi construída no século XIII e possui 41 m de altura, sendo cercada por outras construções em alvenaria com 17 m de altura em três faces, enquanto a face frontal está livre. De acordo com García-Macías & Ubertini (2020a), foi propriedade da nobre família de Oddi até 1488, quando foi transferida para a família Sciri (que lhe deu o nome atual) após violentas disputas entre clãs nobres que forçaram a família Oddi ao exílio. Em 1680, a torre e o edifício adjacente foram doados à Ordem Terceira Franciscana até 2011, quando o conjunto passou a ser propriedade do Município de Perugia.

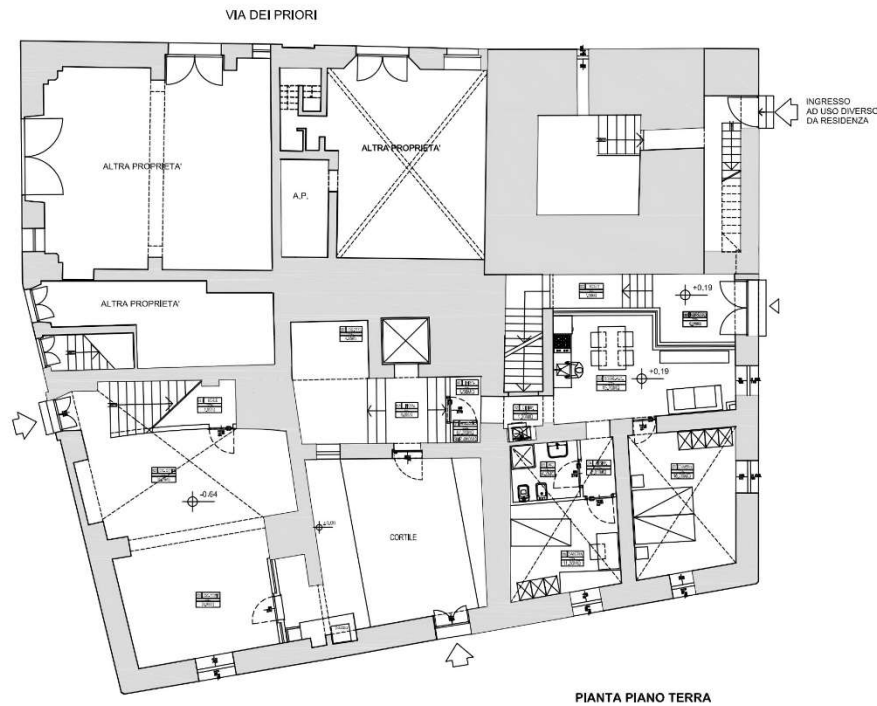
No que diz respeito aos materiais constituintes, a alvenaria é homogênea e regular feita de blocos quadrados de calcário branco. A torre tem uma seção transversal quadrangular (7,15 x 7,35 m) e pode ser dividida idealmente em duas partes estruturais: a parte inferior e a parte superior. A parte inferior, até uma altura de 8,4 m, é caracterizada por paredes de cerca de 2,1 m de espessura com algumas pequenas aberturas e uma laje abobadada de alvenaria de pedra que fica acima das salas de uma antiga capela. A parte superior, com 41 m de altura, possui paredes contínuas delgadas (espessura de 1,6 a 1,4 m) com quatro lajes abobadadas de alvenaria de tijolo de 1,5 m de largura em diferentes alturas. Além disso, uma abóbada de teto de alvenaria de tijolos completa a torre no topo. A Figura 38 mostra uma vista isométrica da edificação, enquanto a Figura 39 mostra a planta baixa do complexo casas + torre no nível do térreo.

Figura 38 – Fotografia Isométrica de drone: *Torre degli Sciri*



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 39 – Planta baixa pavimento térreo

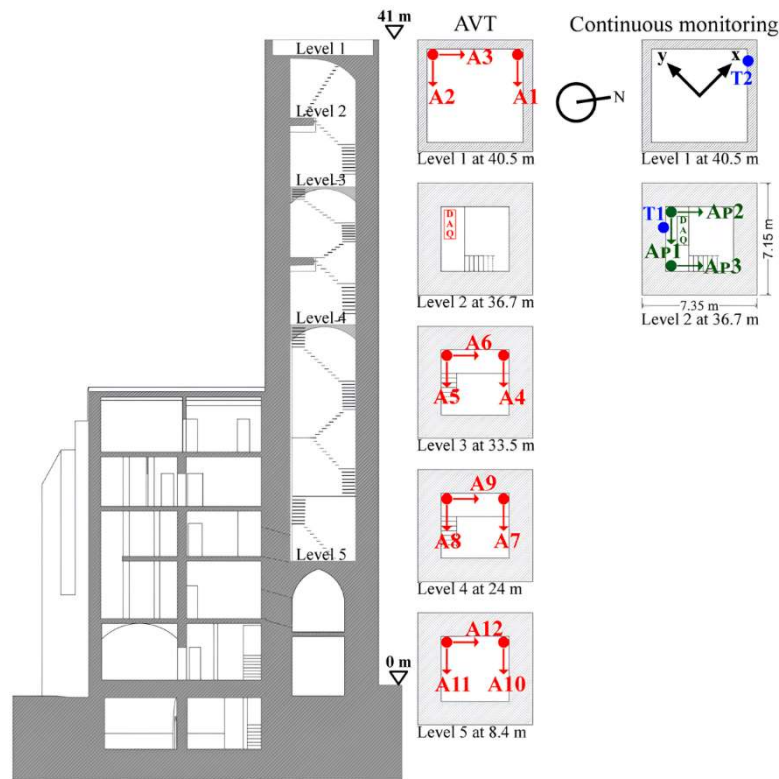


Fonte: Elaborada pelo autor.

6.1 Análise Modal Operacional da torre

De modo a caracterizar de forma não destrutiva a edificação histórica, pesquisadores da Universidade de Perugia realizaram um *Ambient Vibrational Test* (AVT), realizado em maio de 2017. Esta etapa está relatada nos trabalhos de García-Macías & Ubertini, (2020^a); Venanzi *et al.* (2019, 2020). Nestes trabalhos, um total de 12 acelerômetros uniaxiais de alta sensibilidade (10 V/g), modelo PCB 393B12, foram instalados na estrutura para medir microtremores induzidos pelo tráfego e vento (condições operacionais). Os dados foram adquiridos por um sistema de aquisição de dados multicanal (modelo NI CompactDAQ-9184), com módulos de aquisição de dados NI 9234 para acelerômetros (resolução de 24 bits, faixa dinâmica de 102 dB e filtros anti-aliasing). Eles foram registrados em arquivos de 30 minutos de duração com uma frequência de amostragem de 1652 Hz, de forma a cumprir a conhecida regra para o comprimento mínimo dos registros de dados a serem usados para OMA (1000–2000 vezes o período estrutural fundamental). A disposição dos acelerômetros (progressivamente designados por A1, A2, ... A12) é representado na Figura 40. Os sensores foram instalados nos níveis 1, 3, 4 e 5 da torre, enquanto o sistema DAQ foi posicionado no nível 2.

Figura 40 – Layout dos sensores para monitoramento contínuo e AVT



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

Após processados os dados, sete modos de vibração foram identificados na faixa de 0 a 11 Hz (Tabela 7), assumindo material não fissurado com comportamento linear (Breccolotti *et al.* 2008): dois modos de flexão na direção Noroeste (direção x conforme representado na Fig. 2, denotado como Fx1 e Fx2, respectivamente), dois modos de flexão na direção Sudoeste (direção y, denotada como Fy1 e Fy2, respectivamente), um modo de torção, ou seja, Tz1, e, finalmente, dois modos de flexão de ordem superior, Fx3 e Fy3. As 4 primeiras formas modais obtidas são ilustradas na Figura 41.

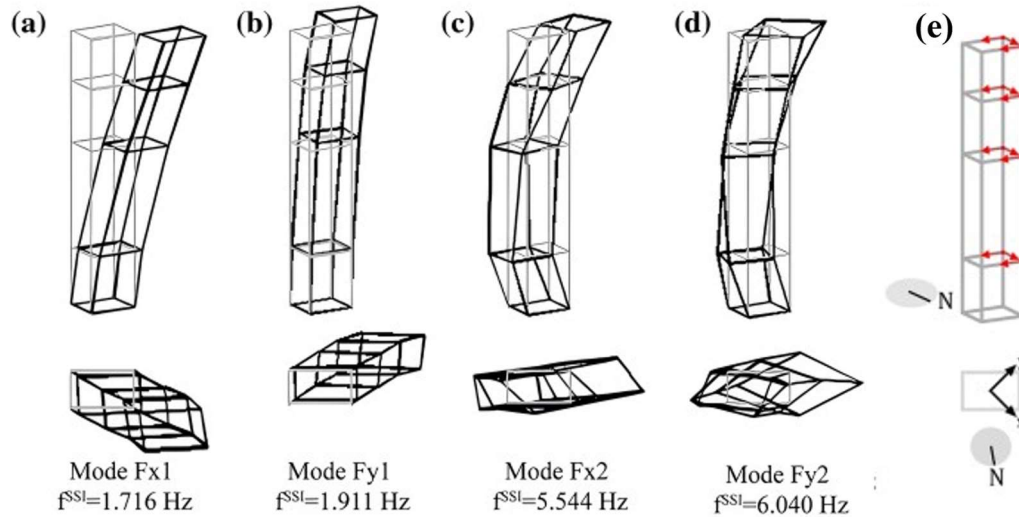
Tabela 7 – Frequências naturais

Modo nº	Tipo de modo	Frequência natural [Hz]
1	Fx1	1,722
2	Fy1	1,925
3	Fx2	5,615
4	Fy2	6,006
5	Tz1	8,399
6	Fx3	9,896

7	Fy3	10,928
---	-----	--------

Fonte: (Venanzi *et al.*, 2020)

Figura 41 - Quatro primeiros modos de vibração obtidos



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

Estes resultados obtidos pela OMA realizada serão utilizados no modelo elaborado, o qual terá suas propriedades mecânicas calibradas de forma manual baseadas em suas propriedades dinâmicas.

6.2 Desenvolvimento do modelo numérico

Para a realização das análises modal e estática, foi necessário a elaboração de um modelo tridimensional da edificação baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Considerando as particularidades das edificações históricas em alvenaria, como a complexidade geométrica e a heterogeneidade dos materiais, o desenvolvimento de um modelo adequado é de grande valia para garantir a confiabilidade dos resultados. Esta seção apresenta as etapas adotadas para a construção do modelo geométrico e sua posterior conversão em um modelo numérico no software ABAQUS, incluindo o levantamento geométrico, a simplificação da geometria, propriedade dos materiais, análise de convergência de malha e condições de contorno utilizadas.

6.2.1 Geometria

Para a obtenção da geometria da edificação, foi realizado um levantamento geométrico detalhado utilizando um Laser Scanner da marca Leica, modelo RTC (Figura 42a), capaz de capturar com alta precisão a forma e os detalhes construtivos da estrutura. Esse levantamento foi complementado por uma campanha de fotogrametria aérea com drone (Figura 42b), possibilitando a cobertura de áreas de difícil acesso e o melhorando a qualidade da nuvem de pontos gerada. A integração entre os dois métodos permitiu a obtenção de um modelo tridimensional com elevada precisão, ideal para análises numéricas mais confiáveis.

Figura 42 – Processo de captura da nuvem de pontos: a) Levantamento utilizando scanner terrestre RTC360; b) Fotogrametria via drone

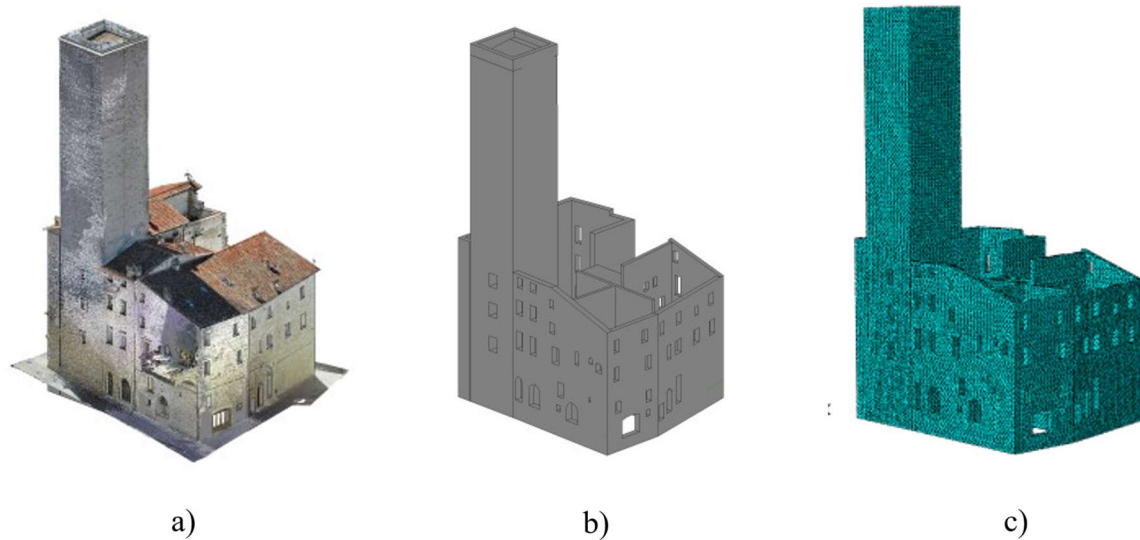


Fonte: Elaborada pelo autor.

A nuvem de pontos foi posteriormente importada para o software Revit®, onde foi vinculada ao projeto para a elaboração do modelo 3D. Nesta etapa, a modelagem tridimensional foi realizada com base na nuvem de pontos, buscando representar com precisão os elementos geométricos principais da edificação. Para reduzir a complexidade computacional da simulação numérica, elementos como paredes internas, lajes e coberturas foram omitidos, sendo substituídos por condições de contorno apropriadas, conforme descrito na Seção 6.2.4. A geometria final foi exportada em formato .SAT e importada diretamente para o software ABAQUS®, onde foi discretizada como uma única parte sólida, deformável e homogênea. Foram realizadas partições estratégicas na geometria, com o objetivo de separar a torre das edificações vizinhas e permitir uma calibração mais precisa dos materiais constituintes. A

Figura 43 apresenta o fluxo de trabalho adotado, desde a aquisição da nuvem de pontos até a geração do modelo em elementos finitos.

Figura 43 – Fluxo de modelagem geométrica da Torre: a) Nuvem de pontos obtida; b) Modelo tridimensional realizado no programa Revit; c) Modelo em elementos finitos



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.2.2 Malha e tipo de elemento finito

Um estudo de convergência de malha foi realizado para a escolha do tipo de elemento finito a ser utilizado no modelo. Devido a geometria complexa do modelo, dois tipos de elementos foram testados, um elemento tetraédrico com 10 nós (C3D10) e um elemento tetraédrico com 4 nós (C3D4). Nesta análise, foram analisadas as frequências naturais obtidas nos 7 primeiros modos de vibração e comparadas com o obtido no estudo de (Venanzi *et al.*, 2020). Nota-se que de modo geral o elemento com 10 nós obteve frequências menores em relação ao elemento com apenas 4 nós. Além disto, pode-se notar que o elemento com 10 nós apresentou resultados mais coerentes principalmente no que diz respeito aos primeiros modos. Neste sentido, o elemento escolhido foi o C3D10.

Tabela 8 – Escolha do tipo de elemento finito.

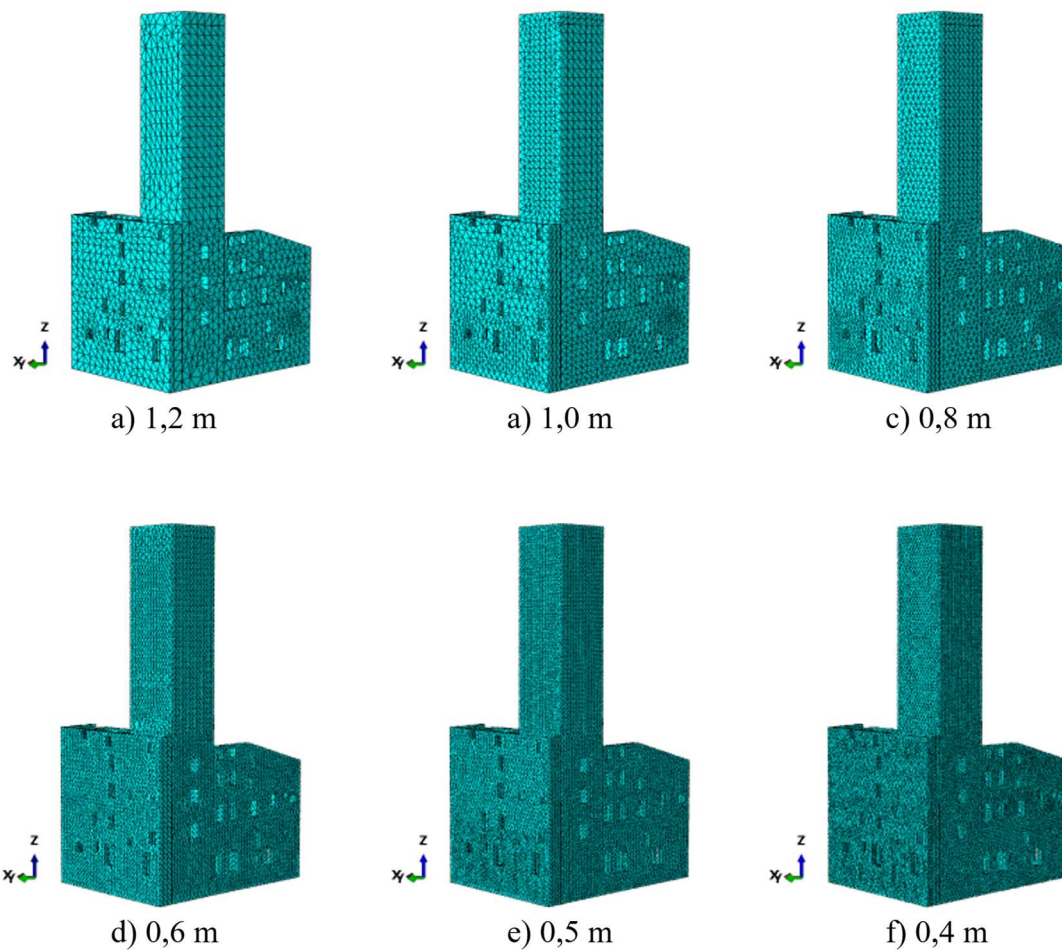
Escolha do elemento finito							
Modo N°	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°
Frequências Naturais [Hz]	1,722	1,925	5,615	6,006	8,399	9,896	10,928
C3D10	1,723	1,847	7,067	7,192	7,301	9,984	10,404

Tipo de	erro %	0,08%	-4,04%	25,86%	19,75%	-13,07%	0,88%	-4,80%
elemento	C3D4	1,838	1,956	7,426	7,567	7,875	10,948	11,335
finito	erro %	6,71%	1,62%	32,25%	25,99%	-6,24%	10,63%	3,73%

Fonte: Elaborada pelo autor.

Já para o processo de convergência da malha envolveu a análise para seis tamanhos de elementos, 1,2 m; 1,0 m; 0,8 m; 0,6 m; 0,5 m; 0,4 m (Figura 44) a fim de analisar a influência do refinamento da malha na precisão dos resultados da frequência natural. Para esta análise foram utilizadas as propriedades iniciais obtidas do trabalho de Venanzi *et al.* (2020). Os resultados estão indicados na Tabela 9 e o estudo correlacionando o erro absoluto na Figura 45. Nota-se que à medida que a malha é refinada, as frequências naturais tendem a diminuir, o que indica que este fator influencia diretamente na acurácia das frequências estimadas, sendo necessário adotar um valor que equilibre precisão e custo computacional. Neste sentido, nota-se que para as primeiras duas frequências naturais, a malha de tamanho 0,8 m apresentou menor erro absoluto, além de apresentar um erro médio menor em relação às outras concepções de malha. Com base nisto, a malha 3 foi escolhida por garantir maior eficiência computacional e sendo o elemento de 0,8 m o escolhido. Deste modo, a configuração final escolhida para esta análise pode ser vista na Figura 46, totalizando 55.865 elementos tetraédricos e 100.140 Nós.

Figura 44 – Modelos tridimensionais para processo de convergência de malha.



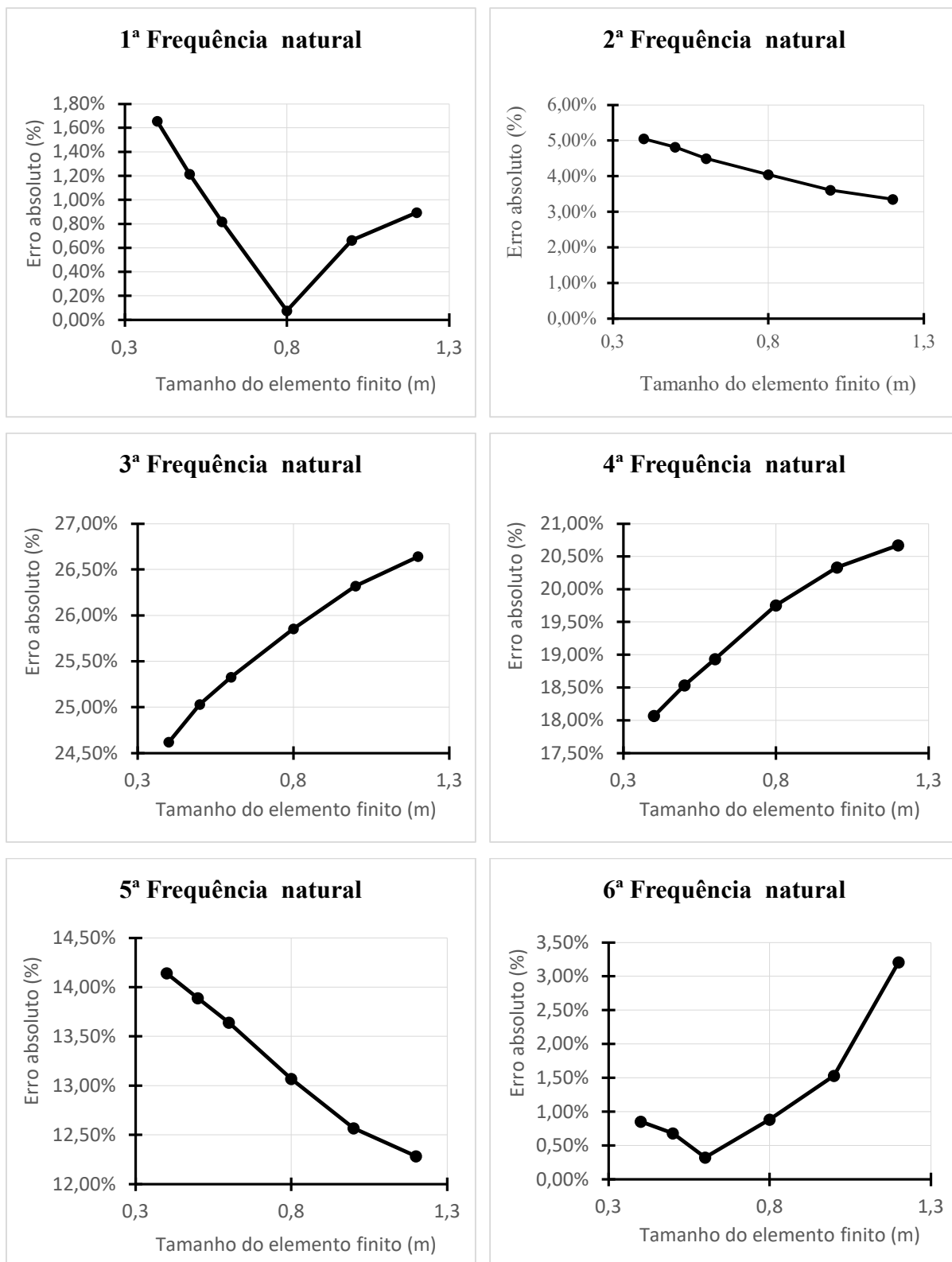
Fonte: Elaborada pelo autor.

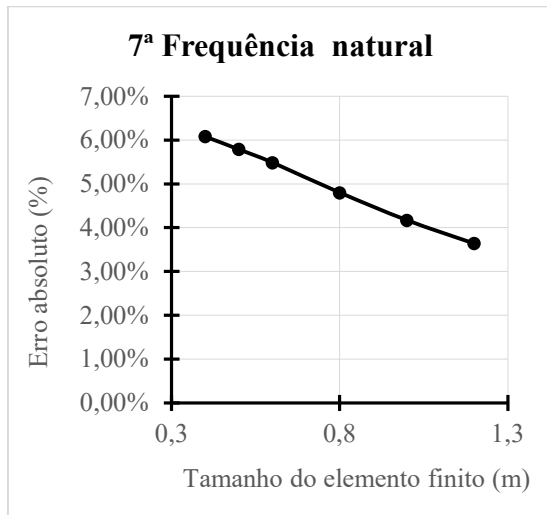
Tabela 9 – Estudo de convergência de malha

Tamanho do elemento	Modos de vibração [Hz]						
	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º
Referência	1,722	1,925	5,615	6,006	8,399	9,896	10,928
1,2 m	1,737	1,860	7,111	7,248	7,367	10,214	10,530
1,0 m	1,733	1,856	7,093	7,227	7,343	10,048	10,472
0,8 m	1,723	1,847	7,067	7,192	7,301	9,984	10,404
0,6 m	1,708	1,838	7,037	7,143	7,253	9,864	10,328
0,5 m	1,701	1,832	7,020	7,119	7,233	9,829	10,295
0,4 m	1,694	1,828	6,997	7,091	7,211	9,812	10,263

Fonte: Elaborada pelo Autor.

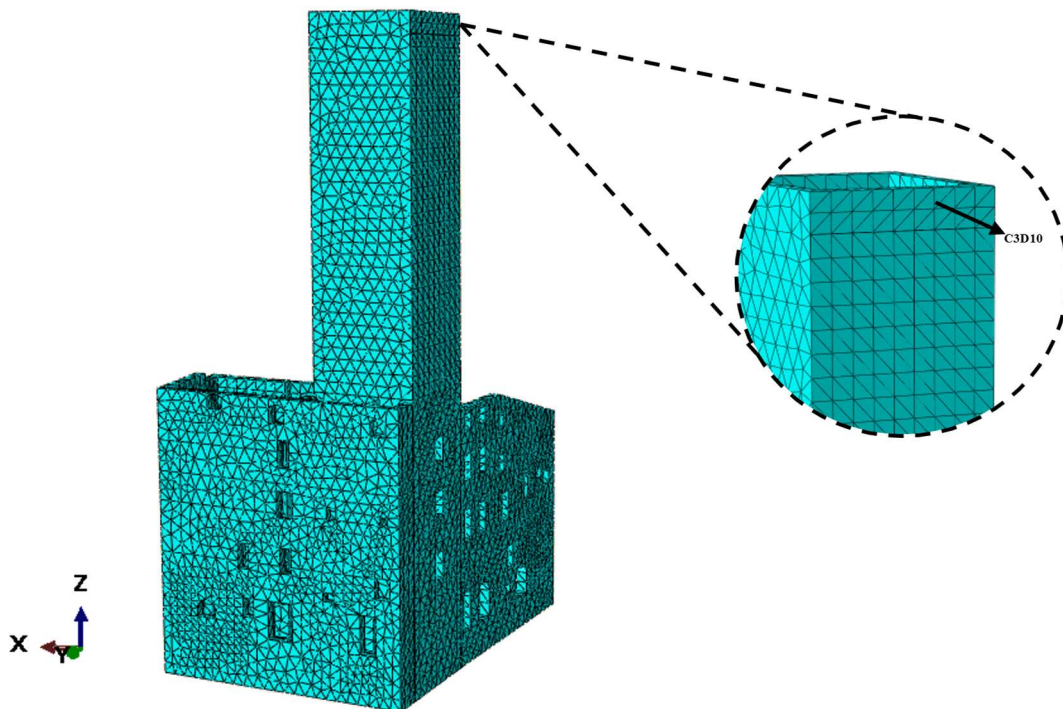
Figura 45 – Comparação do erro absoluto das frequências naturais obtidas.





Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 46 – Configuração final de malha



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.2.3 Propriedade dos materiais

Para representar as propriedades mecânicas da alvenaria, foram adotados parâmetros calculados para alvenaria de pedra quadrada de acordo com a norma técnica italiana (NTC, 2009), conforme explicado em Cavalagli *et al.* (2018), os quais estão resumidos na Tabela 10. Como dito anteriormente, de modo a ter uma melhor calibração dos materiais, a torre

e as edificações laterais foram separadas de modo a possuírem materiais distintos. Todo o processo de calibração foi feito de forma manual e teve como objetivo de validar o modelo pelos dois primeiros modos de vibração, os quais foram mostrados na seção 6.2.3. A Tabela 10 a seguir mostra as propriedades mecânicas iniciais e as finais após a calibração do modelo.

Tabela 10 – Propriedades lineares modelo numérico

		Módulo de Elasticidade [MPa]	Coefficiente de Poisson	Densidade específica [kg/m ³]
Antes da calibração	Alvenaria torre	4.000	0,25	2.200
	Alvenaria entorno	4.032	0,25	2.200
Depois da calibração	Alvenaria torre	6.000	0,25	1.800
	Alvenaria entorno	6.000	0,25	2.000

Fonte: Elaborada pelo autor.

Propriedades não lineares

Embora a análise realizada esteja ainda em seu regime linear, as propriedades não lineares dos materiais foram levantadas de modo a colaborar com os estudos futuros. Os parâmetros plásticos do modelo foram utilizados da calibração anterior (Tabela 11). No que diz respeito ao comportamento à tração e a compressão, a Tabela 12 mostra os valores adotados de acordo com o trabalho de Venanzi *et al.* (2020).

Tabela 11 – Parâmetros plásticos utilizados no CDP

K_c	ϕ	f_{b0}/f_{c0}	ϵ	μ
0,667	30°	1,16	0,1	0,002

Fonte: Elaborada pelo autor.

Tabela 12 - Propriedades não lineares do material

Compressão		Tração			
f_m (MPa)	ϵ_c	f_{mr} (MPa)	ϵ_t	D_t	ϵ_t
3,5	0	0,160	0	0	0
		0,120	0,000175	0,55	0,000175
		0,084	0,000377	0,80	0,000377
		0,016	0,000759	0,90	0,000759

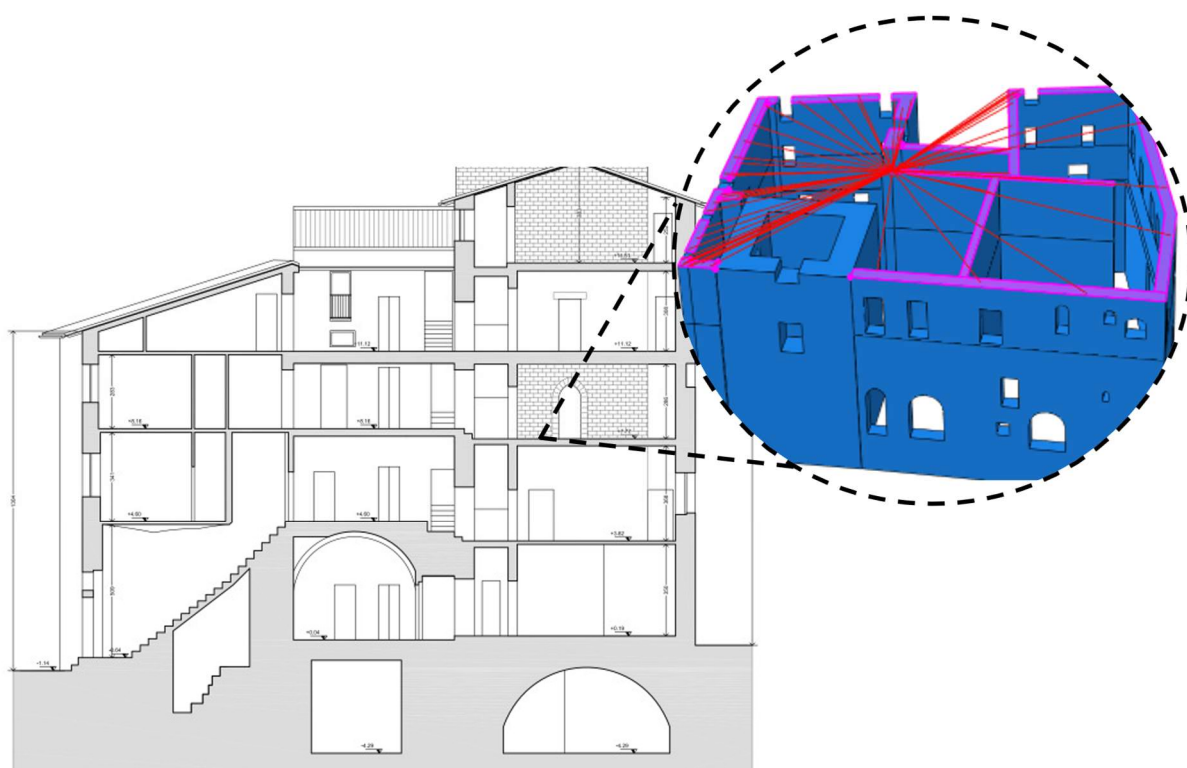
Fonte: Elaborada pelo autor.

6.2.4 Carregamento e condições de contorno

Para os carregamentos, foram consideradas as cargas de peso próprio devido a gravidade. Para as cargas das lajes e paredes omitidas no modelo, uma carga total de 2.119 kN

de carga total por laje e 794,61 kN para os telhados aplicadas nas paredes que recebem suas cargas. De modo a simular a rigidez horizontal oferecida pelas lajes, foi utilizado uma estratégia de restrição dos graus de movimento horizontais utilizando uma restrição do tipo *coupling* utilizando um *reference point* em cada nível de laje, associando o deslocamento de todos os pontos com o deslocamento único nodal, como pode ser visto na Figura 47. Além disto, os deslocamentos na base foram restritos nas direções X, Y e Z representando uma situação de engaste entre a estrutura e suas fundações.

Figura 47 - Condição de contorno do tipo *coupling*



Fonte: Elaborada pelo autor.

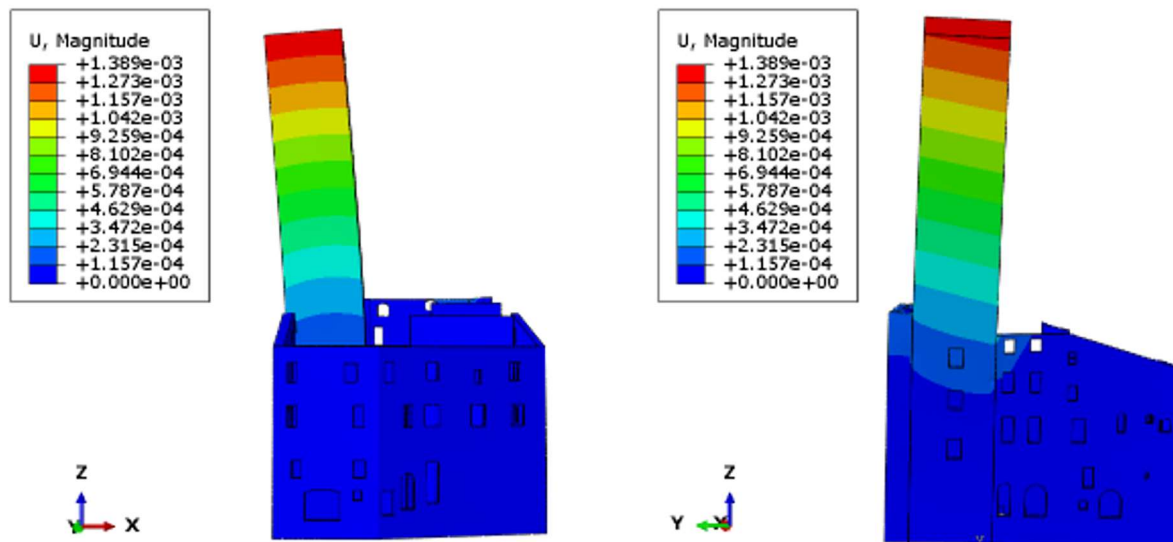
6.3 Resultados

Com base no modelo tridimensional da *Torre degli Sciri* com suas propriedades mecânicas definidas e validadas com base nas características dinâmicas experimentais, as Figuras 48 a 52 mostram as representações gráficas geradas a respeito dos primeiros 5 modos de vibração e os respectivos deslocamentos gerados por eles na estrutura.

Figura 48 – 1º modo de vibração

1º modo

Frequência = 1,723 Hz

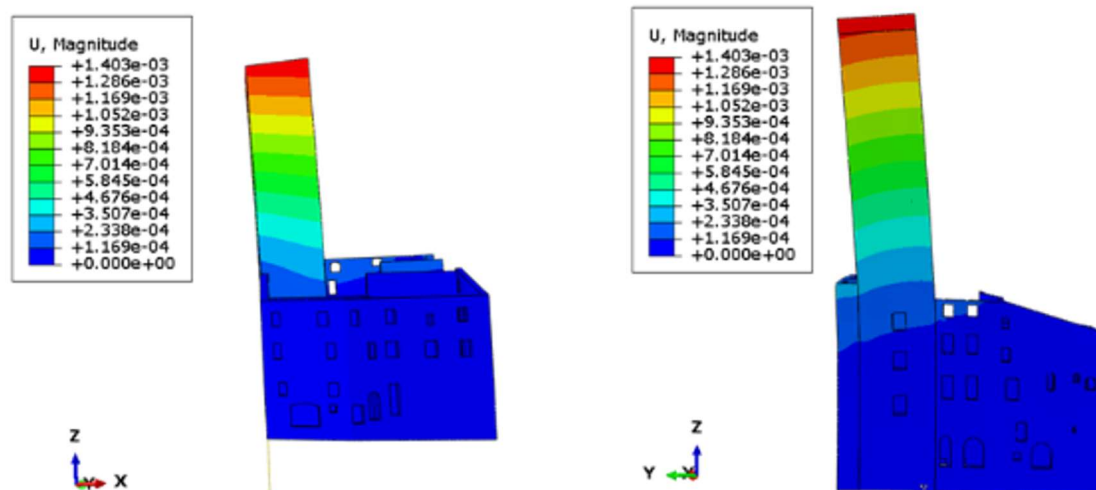


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 49 – 2º modo de vibração

2º modo

Frequência = 1,847 Hz

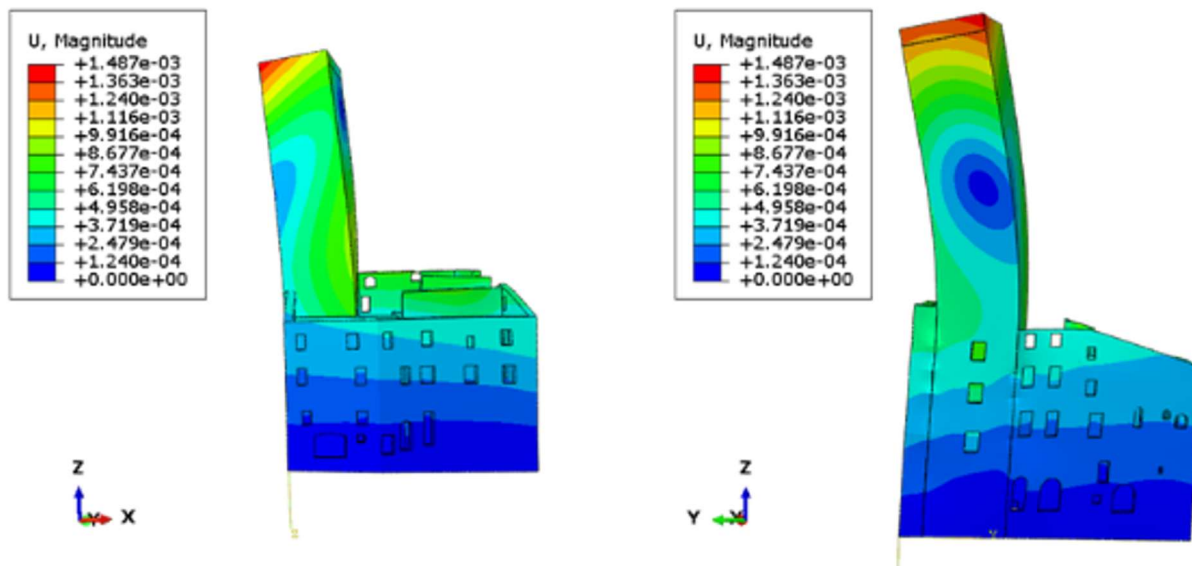


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 50 – 3º modo de vibração

3º modo

Frequência = 7,067 Hz

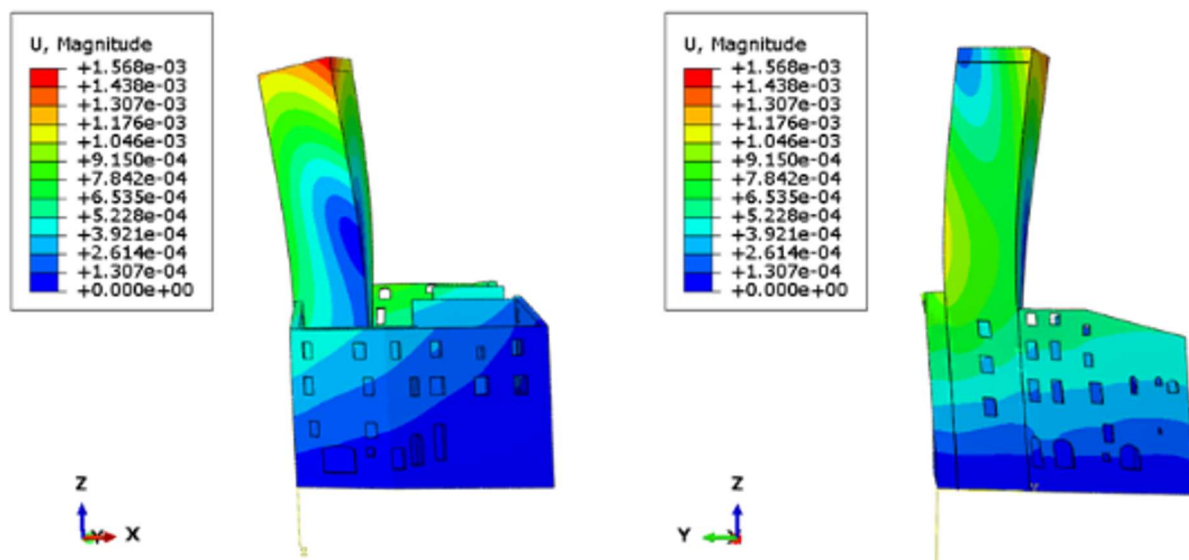


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 51 – 4º modo de vibração

4º modo

Frequência = 7,192 Hz

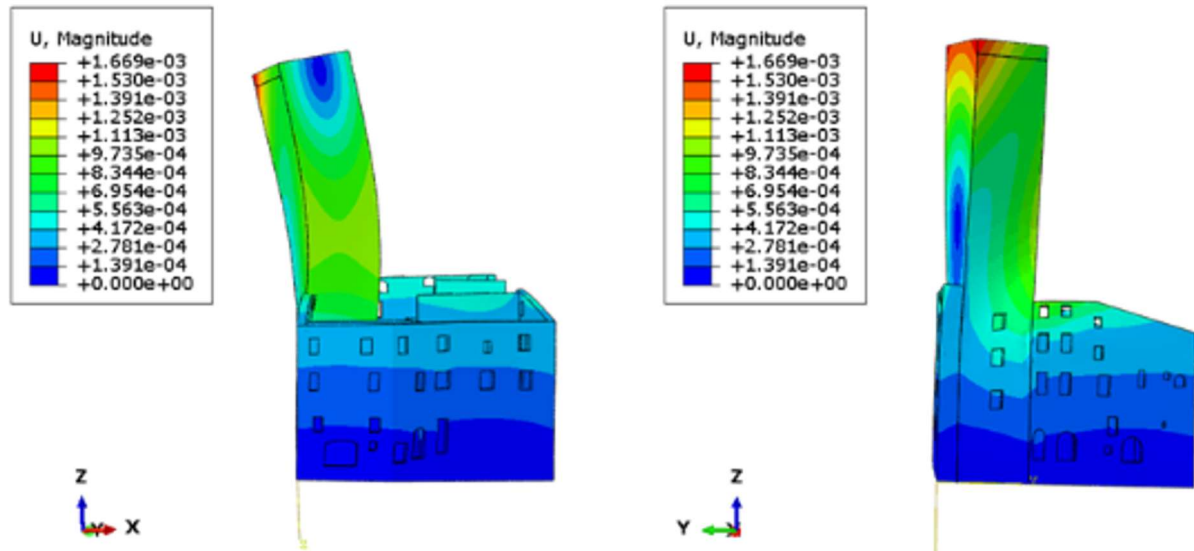


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 52 – 5º modo de vibração

5º modo

Frequência = 7,301 Hz



Fonte: Elaborada pelo autor.

De acordo com os resultados, o primeiro modo de vibração é caracterizado pela flexão na direção X correspondendo a um deslocamento máximo de 1,39mm. Este modo foi o que obteve a frequência natural com adequação com os valores encontrados na OMA realizada, apresentando apenas 0,08% de erro. Já o segundo modo é caracterizado por uma flexão na direção Y, indicado por um deslocamento máximo de 1,4mm. Este modo apresentou erro absoluto de 4,04%. Os demais modos de vibração são caracterizados por uma junção entre flexão e torção, com ênfase no 5º modo sendo classificado como torcional.

Na Tabela 13 abaixo, pode-se observar a relação entre as demais frequências naturais obtidas no modelo e entre a OMA realizada. Nota-se que a partir do terceiro modo, as frequências naturais de vibração se distinguem do observado por Venanzi *et al.* (2020). isso se deve principalmente devido a pouca diferença de rigidez encontrada entre a torre e as construções ao redor. A ausência de lajes e paredes internas no modelo fizeram com que durante a fase de calibração do modelo, a rigidez global da estrutura seja superestimada de modo a obter uma calibração das frequências naturais. O acréscimo de paredes e lajes internas deve causar aumento de rigidez localizada em algumas direções, fazendo com que as propriedades mecânicas do modelo possam ser modificadas.

Tabela 13 – Comparação Frequência natural OMA e modelo FEM

Modo n°	Frequência natural [Hz]	Frequência FEM [Hz]	Erro absoluto
1	1,722	1,723	0,08%
2	1,925	1,847	-4,04%
3	5,615	7,067	25,86%
4	6,006	7,192	19,75%
5	8,399	7,301	-13,07%
6	9,896	9,984	0,88%
7	10,928	10,404	-4,80%

Fonte: Elaborada pelo autor.

7 CONCLUSÕES

O desenvolvimento de um modelo numérico representativo de edificações históricas em alvenaria, considerando suas condições reais de carregamento e complexidades geométricas, constitui um desafio significativo. Isso se deve à natureza heterogênea do material, às singularidades construtivas de cada edificação e à sensibilidade do modelo aos parâmetros constitutivos adotados. Neste contexto, o presente estudo iniciou-se com a calibração dos parâmetros plásticos do modelo *Concrete Damage Plasticity* (CDP) com base em dados experimentais disponíveis na literatura e em micromodelagens, buscando garantir uma representação realista do comportamento não linear da alvenaria.

Os resultados obtidos demonstraram que o ângulo de dilatância é um parâmetro com influência substancial na resposta global do modelo. O valor de 30° apresentou o melhor desempenho, com erro absoluto inferior a 1% em relação ao valor experimental do pico de cisalhamento. Ainda que os modelos apresentem, em geral, rigidez inicial elevada, resultando em deslocamentos inferiores aos verificados experimentalmente, a capacidade resistente simulada foi compatível com os dados reais. As distribuições de tensões de cisalhamento e deformações plásticas confirmaram a capacidade do modelo em identificar regiões críticas de fissuração e concentração de danos, reproduzindo padrões de ruptura observados em ensaios. Dessa forma, conclui-se que a abordagem de macromodelagem empregada, apesar de suas limitações na simulação de deslocamentos, demonstrou boa eficiência na captação dos mecanismos não lineares dominantes do comportamento estrutural.

Para validar a aplicabilidade do modelo calibrado em um caso real, foi desenvolvido o modelo numérico da *Torre degli Sciri*, localizada no centro histórico de Perúgia (Itália). A geometria tridimensional da torre foi construída com base em um levantamento geométrico detalhado, realizado por meio de varredura a laser e complementado com fotogrametria aérea, cujos dados foram processados no software Revit® e posteriormente importados para o ABAQUS®. Após estudos de sensibilidade de malha e escolha do tipo de elemento finito mais adequado, optou-se por elementos sólidos tetraédricos de segunda ordem (C3D10), totalizando uma malha com 55.865 elementos e 100.140 nós.

A caracterização dinâmica da torre foi realizada com base em uma análise operacional modal conduzida pela Universidade de Perúgia, servindo como referência para a calibração do modelo numérico. A comparação entre os resultados experimentais e numéricos evidenciou boa correlação nas duas primeiras frequências naturais e nos modos de vibração

associados. No entanto, foram observadas discrepâncias de até 25% em modos superiores, atribuídas principalmente à simplificação geométrica adotada, que pode ter comprometido a rigidez global do modelo. Essas divergências alertam para a necessidade de cautela na calibração de modelos voltados para análises não lineares, especialmente porque imprecisões no módulo de elasticidade impactam diretamente na resposta em termos de deformações e deslocamentos sob ações sísmicas.

Análises dessa natureza são fundamentais para a compreensão do comportamento estrutural de bens patrimoniais e para a elaboração de estratégias de conservação mais eficazes. Ao fornecer uma base numérica coerente com os dados experimentais, este estudo contribui significativamente para a modelagem de estruturas históricas em alvenaria com comportamento não linear. Como continuidade deste trabalho, propõe-se a inclusão das paredes internas, lajes e demais elementos estruturais relevantes no modelo, com vistas a representar com maior fidelidade a rigidez global da edificação. Recomenda-se, ainda, a realização de uma análise estática não linear do tipo *pushover*, visando à obtenção da curva de capacidade da torre e à avaliação de seus mecanismos de colapso.

REFERÊNCIAS

ABAQUS, User's Manual, Version 6.14-4, Dessault Systèmes Simulia Corp, Providence, RI, USA, 2014.

AGELOPOULOU, H. A.; SFAKIANAKIS, M. G.; HATZIGEORGIOU, G. D.; BESKOS, D. E. Static and dynamic analysis of masonry buildings by a nonlinear 3-D FEM. WIT Transactions on the Built Environment. **Anais.** v. 81, p.545–554, 2005.

AL-AHDAL, A.; ABDELRAHMAN, B.; GALAL, K. Compressive, shear, and tensile behaviours of concrete masonry: Experimental and numerical study. **Construction and Building Materials**, v. 458, 2025.

ALMASSRI, B. M.; SAFIYEH, A. A. Non-linear Pushover Analysis and simulation of progressive collapse mechanisms using FE Models for Nativity Church. **Earthquake and Structures**, v. 21, n. 2, p. 185–204, 2021. Techno-Press.

ALTUNISIK, A. C.; ADANUR, S.; GENC, A. F.; GUNAYDIN, M.; OKUR, F. Y. An Investigation of the Seismic Behaviour of an Ancient Masonry Bastion Using Non-Destructive and Numerical Methods. **Experimental Mechanics**, v. 57, n. 2, p. 245–259, 2017.

ANAS, S. M.; TAHZEEB, R.; AL-DALA'IEN, R. N.; ALAM, M.; SHARIQ, M. Widely Employed Constitutive Material Models in Abaqus FEA Software Suite for Simulations of Structures and Their Materials: A Brief Review. E3S Web of Conferences. **Anais...** v. 497, 2024. EDP Sciences.

ASCIONE, F.; CERONI, F.; DE MASI, R. F.; DE' ROSSI, F.; PECCE, M. R. Historical buildings: Multidisciplinary approach to structural/energy diagnosis and performance assessment. **Applied Energy**, v. 185, p. 1517–1528, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13297:2005 – **Argamassas para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão**. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16863-3:2020 – **Estruturas de alvenaria – Métodos de ensaio – Parte 3: Determinação da resistência à compressão de paredes**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-3:2020 – **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio – Parte 3: Determinação da resistência à compressão de prismas de alvenaria**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279:2005 – **Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação das propriedades no estado fresco e endurecido**. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-2:2023 – **Componentes cerâmicos – Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2023.

BARBIERI, G.; VALENTE, M.; BIOLZI, L.; *et al.* An insight in the late Baroque architecture: An integrated approach for a unique Bibiena church. **Journal of Cultural Heritage**, v. 23, p. 58–67, 2017.

BARBOSA, C. DE S.; HANAI, J. B. Strength and deformability of hollow concrete blocks: correlation of block and cylindrical sample test results. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 2, p. 85–99, 2009. SciELO Brasil.

BARRAZA, J. A. C.; ANDRÉS, J.; MESKOURIS, K. **Numerical model for nonlinear analysis of masonry walls**. Hochschulbibliothek der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2012.

BARTOLOTTI, A.; SMIROLDO, F.; GIONGO, I. Nonlinear dynamic study on existing masonry-infilled concrete frames retrofitted with timber panels. **Structures**, v. 69, 2024. Elsevier Ltd.

BAYRAKTAR, A.; ALTUNIŞIK, A. C.; SEVİM, B.; *et al.* Modal analysis, experimental validation, and calibration of a historical masonry minaret. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 36, n. 6, p. 516–524, 2008.

BAYRAKTAR, A.; HÖKELEKLI, E.; HALIFEOĞLU, F. M.; MOSALLAM, A.; KARADENİZ, H. Vertical strong ground motion effects on seismic damage propagations of historical masonry rectangular minarets. **Engineering Failure Analysis**, v. 91, p. 115–128, 2018. Elsevier Ltd.

BELARBI, A.; HSU, T. T. C. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. **Structural Journal**, v. 91, n. 4, p. 465–474, 1994.

BERGAMI, A. V. Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled rc frames. , 2008. Università degli studi Roma Tre.

BERTO, L.; SAETTA, A.; SCOTTA, R.; VITALIANI, R. Shear behaviour of masonry panel: Parametric FE analyses. **International Journal of Solids and Structures**, v. 41, n. 16–17, p. 4383–4405, 2004.

BETTI, M.; VIGNOLI, A. Numerical assessment of the static and seismic behaviour of the basilica of Santa Maria all’Impruneta (Italy). **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 12, p. 4308–4324, 2011.

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

BRANDÃO, F.; ALBERTON, G.; ANDREW SOEIRO, M. **Análise estática da Igreja de Nossa Senhora das Vitórias**. 2018.

BRECCOLOTTI, Marco; MATERAZZI, Annibale Luigi; VENANZI, Ilaria. Identification of the nonlinear behaviour of a cracked RC beam through the statistical analysis of the dynamic response. **Structural Control and Health Monitoring: The Official Journal of the International Association for Structural Control and Monitoring and of the European Association for the Control of Structures**, v. 15, n. 3, p. 416–435, 2008.

CAMATA, G.; MARANO, C.; SEPE, V.; *et al.* Validation of non-linear equivalent-frame models for irregular masonry walls. **Engineering Structures**, v. 253, 2022. Elsevier Ltd.

CARVALHO, P. R. DE O. **Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio: ênfase no comportamento térmico e termoestrutural**, 2019. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo.

CASOLO, S.; MILANI, G.; UVA, G.; ALESSANDRI, C. Comparative seismic vulnerability analysis on ten masonry towers in the coastal Po Valley in Italy. **Engineering Structures**, v. 49, p. 465–490, 2013.

CASTELLAZZI, G.; D’ALTRI, A. M.; DE MIRANDA, S.; UBERTINI, F. An innovative numerical modeling strategy for the structural analysis of historical monumental buildings. **Engineering Structures**, v. 132, p. 229–248, 2017.

CAVALAGLI, Nicola; COMANDUCCI, Gabriele; UBERTINI, Filippo. Earthquake-induced damage detection in a monumental masonry bell-tower using long-term dynamic monitoring data. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 22, n. sup1, p. 96–119, 2018.

CERAVOLO, R.; DE LUCIA, G.; LENTICCHIA, E.; MIRAGLIA, G. **Seismic structural health monitoring of cultural heritage structures**. 2019.

CERONI, F.; PECCE, M.; SICA, S.; GAROFANO, A. Assessment of seismic vulnerability of a historical masonry building. **Buildings**, v. 2, n. 3, p. 332–358, 2012.

CLEMENTI, F.; GAZZANI, V.; POIANI, M.; ANTONIO MEZZAPELLE, P.; LENCI, S. Seismic Assessment of a Monumental Building through Nonlinear Analyses of a 3D Solid Model. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 22, n. sup1, p. 35–61, 2018.

CLEMENTI, F.; GAZZANI, V.; POIANI, M.; LENCI, S. Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling. **Journal of Building Engineering**, v. 8, p. 29–47, 2016. Elsevier Ltd.

D’ALTRI, A. M.; CANNIZZARO, F.; PETRACCA, M.; TALLEDO, D. A. Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 20, n. 4, p. 1999–2043, 2022. Springer Science and Business Media B.V.

D’ALTRI, A. M.; CASTELLAZZI, G.; DE MIRANDA, S. Collapse investigation of the Arquata del Tronto medieval fortress after the 2016 Central Italy seismic sequence. **Journal of Building Engineering**, v. 18, p. 245–251, 2018.

D’ALTRI, A. M.; DE MIRANDA, S.; CASTELLAZZI, G.; SARHOSIS, V. A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. **Computers and Structures**, v. 206, p. 18–30, 2018.

D’AMBRISI, A.; MARIANI, V.; MEZZI, M. Seismic assessment of a historical masonry tower with nonlinear static and dynamic analyses tuned on ambient vibration tests. **Engineering Structures**, v. 36, p. 210–219, 2012.

DORAN, B.; YUZER, N.; AKTAN, S.; OKTAY, D.; ULUKAYA, S. Numerical Modeling of

Traditional Masonry Walls Strengthened with Grout Injection. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 14, n. 10, p. 1517–1532, 2020.

ELYAMANI, A.; CASELLES, O.; ROCA, P.; CLAPES, J. Dynamic investigation of a large historical cathedral. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 24, n. 3, 2017.

ENDO, Y.; PELÀ, L.; ROCA, P.; DA PORTO, F.; MODENA, C. Comparison of seismic analysis methods applied to a historical church struck by 2009 L'Aquila earthquake. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 13, n. 12, p. 3749–3778, 2015.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1052-1:1998 – **Methods of test for masonry – Part 1: Determination of compressive strength**. Brussels, 1998.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1052-2:1999 – **Methods of test for masonry – Part 2: Determination of flexural strength**. Brussels, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1053-3:2022 – **Methods of test for masonry – Part 3: Determination of initial shear strength**. Brussels, 2022.

FORMISANO, A.; KRSTEVSKA, L.; DI LORENZO, G.; LANDOLFO, R.; TASHKOV, L. Experimental ambient vibration tests and numerical investigation on the Sidoni Palace in Castelnuovo of San Pio (L'Aquila, Italy). **International Journal of Masonry Research and Innovation**, v. 3, n. 3, p. 269–294, 2018.

FORMISANO, A.; DI LORENZO, G.; KRSTEVSKA, L.; LANDOLFO, R. Fem Model Calibration of Experimental Environmental Vibration Tests on Two Churches Hit by L'Aquila Earthquake. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 15, n. 1, p. 113–131, 2021.

GARCÍA-MACÍAS, E.; UBERTINI, F. Automated operational modal analysis and ambient noise deconvolution interferometry for the full structural identification of historic towers: A case study of the Sciri Tower in Perugia, Italy. **Engineering Structures**, v. 215, 2020. Elsevier Ltd.

GHIASSI, B.; VERMELFOORT, A. T.; LOURENÇO, P. B. Masonry mechanical properties. **Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application**. p.239–261, 2019. Elsevier.

GIORDANO, E.; MENDES, N.; MASCIOTTA, M. G.; *et al.* Expeditious damage index for arched structures based on dynamic identification testing. **Construction and Building Materials**, v. 265, 2020.

GIRARDI, M.; PADOVANI, C.; PELLEGRINI, D.; PORCELLI, M.; ROBOL, L. Finite element model updating for structural applications. **Journal of Computational and Applied Mathematics**, v. 370, 2020.

GRABOWSKI, S. D 5.5 Material properties for the tests in WP 7 and 8 and the verification of the design model of WP 4. **Report of WP 5, ESECMaSE Project**, 2005.

HÖKELEKLI, E.; DEMIR, A.; ERCAN, E.; NOHUTÇU, H.; KARABULUT, A. Seismic assessment in a historical masonry minaret by linear and non-linear seismic analyses. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 64, n. 2, p. 438–448, 2020. Budapest

University of Technology and Economics.

HOSSAIN, M. M.; ALI, S. S.; RAHMAN, M. A. Properties of masonry constituents. **Journal of Civil Engineering**, v. 25, n. 2, p. 135–155, 1997.

HUA, Q.; CHUN, Q.; ZHANG, C. Nonlinear seismic analysis of city gate architectural heritages using a sensitive-based model updating method. **Journal of Building Engineering**, v. 89, 2024. Elsevier Ltd.

ITALIA. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. **Norme Tecniche per le Costruzioni – NTC 2009**. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana, Roma, 2009.

JORQUERA, N.; MISSERI, G.; PALAZZI, N.; ROVERO, L.; TONIETTI, U. Structural Characterization and Seismic Performance of San Francisco Church, the Most Ancient Monument in Santiago, Chile. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 11, n. 8, p. 1061–1085, 2017a.

JORQUERA, N.; MISSERI, G.; PALAZZI, N.; ROVERO, L.; TONIETTI, U. Structural Characterization and Seismic Performance of San Francisco Church, the Most Ancient Monument in Santiago, Chile. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 11, n. 8, p. 1061–1085, 2017b.

KAUSHIK, H. B.; DURGESH, ; RAI, C.; JAIN, S. K.; ASCE, M. Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. **JOURNAL OF MATERIALS IN CIVIL ENGINEERING**, p. 728–739, 2007.

KUMAR, A.; PALLAV, K. Experimental and numerical investigation of old masonry wall using a macro-modeling approach. **Open Civil Engineering Journal**, v. 14, n. 1, p. 334–339, 2020.

LEE, J.; FENVES, G. L. PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CYCLIC LOADING OF CONCRETE STRUCTURES. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.

LI, T.; ATAMTURKTUR, S. Fidelity and Robustness of Detailed Micromodeling, Simplified Micromodeling, and Macromodeling Techniques for a Masonry Dome. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 28, n. 3, p. 480–490, 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE).

LIMA, J. M. **ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DO COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM CONECTOR TRELIÇADO**, ago. 2021. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Brasília: Universidade de Brasília .

LORENZONI, F.; CASARIN, F.; CALDON, M.; ISLAMI, K.; MODENA, C. Uncertainty quantification in structural health monitoring: Applications on cultural heritage buildings. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 66–67, p. 268–281, 2016. Academic Press.

LOURENCO, P. B. **Computational Strategy for Masonry Structures**, 1996. Delft: Delft University Press. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/27344834>>. .

LOURENÇO, P. B. Masonry Structures, Overview. **Encyclopedia of Earthquake Engineering**. p.1–9, 2014. Springer Berlin Heidelberg.

LOURENÇO, P. B. Masonry Modeling. **Encyclopedia of Earthquake Engineering**. p.1419–1431, 2015. Springer Berlin Heidelberg.

LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. Analysis of masonry structures with interface elements. **Rep. No. 03-21-22-0**, v. 1, 1994.

LOURENÇO, P. B.; TRUJILLO, A.; MENDES, N.; RAMOS, L. F. Seismic performance of the St. George of the Latins church: Lessons learned from studying masonry ruins. **Engineering Structures**, v. 40, p. 501–518, 2012.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; ONATE, E. **A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE**. 1989.

MAGENES, G.; CALVI, G. M.; KINGSLEY, G. R. **Seismic Testing of a Full-Scale, Two-Story Masonry Building: Test Procedure and Measured Experimental Response From the Report: Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype-Numerical Prediction of the Experiment, Report 3.0-G**. 1995.

MAHESHWARI, R.; SINGH, B. K.; MARQUES, R. Seismic vulnerability assessment and strengthening of an existing typical Indian unreinforced masonry building in a high-risk seismic zone-a comprehensive application. **Innovative Infrastructure Solutions**, v. 9, n. 11, 2024. Springer Science and Business Media Deutschland GmbH.

MALLARDO, V.; MALVEZZI, R.; MILANI, E.; MILANI, G. Seismic vulnerability of historical masonry buildings: A case study in Ferrara. **Engineering Structures**, v. 30, n. 8, p. 2223–2241, 2008.

MARAS, M. M.; ÖZMEN, A.; SAYIN, E.; AYAZ, Y. Seismic Assessment of the Historical Sütlü Minaret Mosque. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 66, n. 2, p. 445–459, 2022. Budapest University of Technology and Economics.

MARTÍNEZ, G.; NÚÑEZ, A.; JARA, J. M.; OLMOS, B. A. Expected seismic performance of the San Agustín church at Morelia, Mexico. **Journal of Building Pathology and Rehabilitation**, v. 10, n. 1, 2025. Springer Nature.

MARTINI, R.; CARVALHO, J.; BARRACA, N.; ARÊDE, A.; VARUM, H. Advances on the use of non-destructive techniques for mechanical characterization of stone masonry: GPR and sonic tests. *Procedia Structural Integrity*. **Anais...** v. 5, p.1108–1115, 2017.

MASCIOTTA, M.-G.; ROQUE, J. C. A.; RAMOS, L. F.; LOURENÇO, P. B. A multidisciplinary approach to assess the health state of heritage structures: The case study of the Church of Monastery of Jerónimos in Lisbon. **Construction and Building Materials**, v. 116, p. 169–187, 2016.

LA MENDOLA, L.; ACCARDI, M.; CUCCHIARA, C.; LICATA, V. Nonlinear FE analysis of out-of-plane behaviour of masonry walls with and without CFRP reinforcement. **Construction and Building Materials**, v. 54, p. 190–196, 2014.

MESQUITA, E.; PAUPÉRIO, E.; COELHO, A. J.; ARÊDE, D. **ALCONPAT-Boletim técnico 11-Characterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas**. 2015.

MILANI, G.; CASOLO, S.; NALIATO, A.; TRALLI, A. Seismic assessment of a medieval masonry tower in Northern Italy by limit, nonlinear static, and full dynamic analyses. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 6, n. 5, p. 489–524, 2012.

MILANI, G.; SHEHU, R.; VALENTE, M. A kinematic limit analysis approach for seismic retrofitting of masonry towers through steel tie-rods. **Engineering Structures**, v. 160, p. 212–228, 2018.

MILANI, G.; VALENTE, M.; ALESSANDRI, C. The narthex of the Church of the Nativity in Bethlehem: A non-linear finite element approach to predict the structural damage. **Computers and Structures**, v. 207, p. 3–18, 2018.

MILANI, GABRIELE; VALENTE, M.; ALESSANDRI, C. The narthex of the Church of the Nativity in Bethlehem: a non-linear finite element approach to predict the structural damage. **Computers & Structures**, v. 207, p. 3–18, 2018. Elsevier.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, N. **Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008**. Circolare, 2009.

MONTABERT, A.; MERCERAT, E. D.; CLÉMENT, J.; *et al.* High resolution operational modal analysis of Sant'Agata del Mugello in light of its building history. **Engineering Structures**, v. 254, 2022. Elsevier Ltd.

NOHUTCU, H. Seismic failure pattern prediction in a historical masonry minaret under different earthquakes. **Advances in Civil Engineering**, v. 2019, 2019. Hindawi Limited.

OLIVEIRA, L. M. F. DE. **Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural**, 2014. Tese de Doutorado., Universidade de São Paulo.

ORAKCAL, K.; MASSONE, L. M.; WALLACE, J. W. **Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled-Shear-Flexural Responses** Kutay Orakcal. Berkeley, 2006.

PELETEIRO, S. C. **CONTRIBUIÇÕES À MODELAGEM NUMÉRICA DE ALVENARIA ESTRUTURAL**, 2002. São Carlos: Universidade de São Paulo.

PEREIRA, J.; CAMPOS HOSPITAL, J.; CRUZ, V.; LOURENCO, P. B. **Experimental Study on Masonry Infill Walls under Blast Loading**. 2014.

PEREIRA, J. M.; CAMPOS, J.; LOURENÇO, P. B. Masonry infill walls under blast loading using confined underwater blast wave generators (WBWG). **Engineering Structures**, v. 92, p. 69–83, 2015. Elsevier Ltd.

PINTO, M. F.; CAROLINE, L.; XAVIER, P.; ANDREW SOEIRO, M. **Análise dinâmica da Igreja Nossa Senhora do Rosário dos Homens Pretos, Aracati, CE**. Fortaleza, 2019.

RAINONE, L. S.; TATEO, V.; CASOLO, S.; UVA, G. About the Use of Concrete Damage Plasticity for Modeling Masonry Post-Elastic Behavior. **Buildings**, v. 13, n. 8, 2023. Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI).

- RAKA, E.; SPACONE, E.; SEPE, V.; CAMATA, G. Advanced frame element for seismic analysis of masonry structures: Model formulation and validation. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 44, n. 14, p. 2489–2506, 2015. John Wiley and Sons Ltd.
- RAMOS, L. F.; AGUILAR, R.; LOURENÇO, P. B.; MOREIRA, S. Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 35, n. 1–2, p. 1–15, 2013.
- ROCA, P.; CERVERA, M.; GARIUP, G.; PELA', L. Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. **Archives of Computational Methods in Engineering**, v. 17, n. 3, p. 299–325, 2010.
- ROMERO-SÁNCHEZ, E.; MORALES-ESTEBAN, A.; BENTO, R.; NAVARRO-CASAS, J. Numerical modelling for the seismic assessment of complex masonry heritage buildings: the case study of the Giralda tower. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 21, n. 9, p. 4669–4701, 2023. Springer Science and Business Media B.V.
- SALACHORIS, G. P.; STANDOLI, G.; BETTI, M.; MILANI, G.; CLEMENTI, F. Evolutionary numerical model for cultural heritage structures via genetic algorithms: a case study in central Italy. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 22, n. 7, p. 3591–3625, 2024. Springer Science and Business Media B.V.
- SANDOVAL, C.; VALLEDOR, R.; LOPEZ-GARCIA, D. Numerical assessment of accumulated seismic damage in a historic masonry building. A case study. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 11, n. 8, p. 1177–1194, 2017.
- SARHOSIS, V.; LEMOS, J. V. A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages. **Computers and Structures**, v. 206, p. 66–81, 2018.
- SHUKLA, A. K.; KUMAR, S.; MAITI, P. R. Failure Analysis of Unconfined Brick Masonry with Experimental Verification. **Journal of Failure Analysis and Prevention**, v. 21, n. 2, p. 419–428, 2021.
- SOULIS, V. J.; MANOS, G. C. Numerical Simulation and Failure Analysis of St. Konstantinos Church, after the Kozani Earthquake. **International Journal of Civil Engineering**, v. 17, n. 7, p. 949–967, 2019.
- STANDOLI, G.; GIORDANO, E.; MILANI, G.; CLEMENTI, F. Model Updating of Historical Belfries Based on OMA Identification Techniques. **International Journal of Architectural Heritage**, v. 15, n. 1, p. 132–156, 2021. Bellwether Publishing, Ltd.
- STANDOLI, G.; SALACHORIS, G. P.; MASCIOTTA, M. G.; CLEMENTI, F. Modal-based FE model updating via genetic algorithms: Exploiting artificial intelligence to build realistic numerical models of historical structures. **Construction and Building Materials**, v. 303, 2021.
- STAVRIDIS, A.; SHING, P. B. Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, n. 3, p. 285–296, 2010.
- STAVROULAKI, M. E.; KASAMPALI, A.; CHARALAMBIDI, B.; *et al.* Linear and Nonlinear Earthquake Analysis for Strength Evaluation of Masonry Monument of Neoria. **Buildings**, v. 13, n. 9, 2023. Multidisciplinary Digital Publishing Institute (MDPI).

TEZCAN, S.; PANDO, M. A.; AGUILAR, R.; *et al.* Preliminary nonlinear static and dynamic analysis of the main pyramid of Huaca de la Luna, Peru. *COMPADYN Proceedings. Anais...* . v. 2021-June, 2021.

THORENFELDT, E. Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. *Symposium Proceedings, Utilization of High-Strength Concrete, Norway, 1987. Anais...* , 1987.

TORRES, W.; ALMAZÁN, J. L.; SANDOVAL, C.; BOROSCHEK, R. Operational modal analysis and FE model updating of the Metropolitan Cathedral of Santiago, Chile. *Engineering Structures*, v. 143, p. 169–188, 2017. Elsevier Ltd.

TORRES, W.; ALMAZÁN, J. L.; SANDOVAL, C.; BOROSCHEK, R. Seismic assessment of irregular masonry macro-elements through a nonlinear framed model: a case study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 17, n. 9, p. 4937–4960, 2019. Springer Netherlands.

VAIANO, G.; VENANZI, I.; FORMISANO, A.; UBERTINI, F. Seismic behaviour of isolate and aggregate masonry towers: The case study of the sciri tower in Perugia. *COMPADYN Proceedings. Anais...* . v. 1, p.1441–1459, 2019. National Technical University of Athens.

VALENTE, M.; BARBIERI, G.; BIOLZI, L. Seismic assessment of two masonry Baroque churches damaged by the 2012 Emilia earthquake. *Engineering Failure Analysis*, v. 79, p. 773–802, 2017.

VALENTE, M.; MILANI, G. Seismic assessment of historical masonry towers by means of simplified approaches and standard FEM. *Construction and Building Materials*, v. 108, p. 74–104, 2016. Elsevier Ltd.

VALENTE, M.; MILANI, G. Seismic assessment of historical masonry structures through advanced nonlinear dynamic simulations: Applications to castles, churches, and palaces. *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application*. p.163–200, 2019. Elsevier.

VALENTE, MARCO; MILANI, G. Earthquake-induced damage assessment and partial failure mechanisms of an Italian Medieval castle. *Engineering Failure Analysis*, v. 99, p. 292–309, 2019. Elsevier Ltd.

VENANZI, I.; KITA, A.; CAVALAGLI, N.; IERIMONTI, L.; UBERTINI, F. **CONTINUOUS OMA FOR DAMAGE DETECTION AND LOCALIZATION IN THE SCIRI TOWER IN PERUGIA, ITALY.** 2019.

VENANZI, I.; KITA, A.; CAVALAGLI, N.; IERIMONTI, L.; UBERTINI, F. Earthquake-induced damage localization in an historic masonry tower through long-term dynamic monitoring and FE model calibration. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 18, n. 5, p. 2247–2274, 2020. Springer.

VERMELTFOORT, A. T. Brick-mortar interaction in masonry under compression. , 2005.

VITORINO, S.; CORAZZI, R.; DOZ, G. Seismic performance assessment of the historical Cathedral of Santa Maria del Fiore Dome by numerical analysis. *Engineering Failure Analysis*, v. 165, p. 108734, 2024. Elsevier.

XIA, Q.; LIU, T.; LI, Y.; XIONG, Y.; MA, Y. Simulation and multi-dimensional damage evolution analysis of detailed micro-model representing ancient brick masonry compressive behavior. **Construction and Building Materials**, v. 457, 2024.