



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



MATHEUS FELIPE DE OLIVEIRA LEMOS

**CONSIDERAÇÃO DO CISALHAMENTO ADICIONAL EM
PILARES DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO DEVIDO ÀS
ALVENARIAS DE PREENCHIMENTO SUBMETIDOS A
AÇÕES SÍSMICAS.**

Uberlândia, 2025

MATHEUS FELIPE DE OLIVEIRA LEMOS

**CONSIDERAÇÃO DO CISALHAMENTO ADICIONAL EM
PILARES DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO DEVIDO ÀS
ALVENARIAS DE PREENCHIMENTO SUBMETIDOS A
AÇÕES SÍSMICAS**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva.

Uberlândia, 2025

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

L557
2025

Lemos, Matheus Felipe de Oliveira, 1998-
Consideração do cisalhamento adicional em pilares de
edifícios de concreto devido às alvenarias de
preenchimento submetidos a ações sísmicas [recurso
eletrônico] / Matheus Felipe de Oliveira Lemos. - 2025.

Orientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2025.175>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. Alva, Gerson Moacyr
Sisniegas, 1975-, (Orient.). II. Universidade Federal de
Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:

Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 317, PPGEC				
Data:	25 de fevereiro de 2025	Hora de início:	14h	Hora de encerramento:	17h
Matrícula do Discente:	12312ECV015				
Nome do Discente:	Matheus Felipe de Oliveira Lemos				
Título do Trabalho:	Consideração do cisalhamento adicional em pilares de edifícios de concreto devido às alvenarias de preenchimento submetidos a ações sísmicas				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Comportamento dinâmico de edifícios frente a ações de sismos e de vento considerando a influência das alvenarias de preenchimento				

Reuniu-se, em sessão pública por webconferência e na Sala de Reuniões, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: João Kaminski Junior - UFSM, Gregório Sandro Vieira - UFU e Gerson Moacyr Sisniegas Alva, orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Gerson Moacyr Sisniegas Alva, apresentou a Comissão Examinadora e o candidato, agradeceu a presença do público, e concedeu ao discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação do Discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Gerson Moacyr Sisnegas Alva, Professor(a) do Magistério Superior**, em 25/02/2025, às 17:17, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gregorio Sandro Vieira, Professor(a) do Magistério Superior**, em 25/02/2025, às 19:50, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **João Kaminski Junior, Usuário Externo**, em 28/02/2025, às 06:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **6103680** e o código CRC **A41AD78B**.

Referência: Processo nº 23117.009687/2025-01

SEI nº 6103680

Dedico primeiramente a Deus, cuja orientação e força foram essenciais durante todo o percurso. Agradeço aos meus pais, Arioval Lemos e Ana Paula, e à minha família pelo amor e apoio incondicional. Um agradecimento especial ao meu amor, Clélia Beatriz, por sua paciência e incentivo contínuo, que foram uma fonte de inspiração e amor.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha profunda gratidão a todos que contribuíram para a realização deste trabalho.

Agradeço ao meu orientador, Gerson Moacyr, por sua orientação valiosa, paciência e dedicação. Suas sugestões e feedback foram fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa.

Sou igualmente grato ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de pesquisa concedida, sem a qual este trabalho não teria sido possível.

Agradeço à Faculdade de Engenharia Civil da UFU (FECIV) e ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil (PPGEC), por proporcionar um ambiente acadêmico enriquecedor e apoiar minha formação durante todo o processo.

Por fim, agradeço a todos os amigos e colegas que, de alguma forma, contribuíram para esta jornada. Sem o apoio e o encorajamento de cada um de vocês, este trabalho não teria sido possível.

Muito obrigado a todos.

RESUMO

A consideração da alvenaria de preenchimento na análise estrutural em estruturas de concreto armado submetidas a ações sísmicas ainda necessita de avanços para que seja aplicada em projetos estruturais. Em especial, os modelos estruturais devem permitir a obtenção da força cortante adicional em pilares devido a interação entre alvenaria e estrutura. Este estudo teve como objetivo central a realização de uma análise comparativa de modelos simplificados destinados à determinação da força cortante máxima em pilares em edifícios de concreto submetidos a ações sísmicas, considerando-se a interação alvenaria-estrutura. Os modelos avaliados incluem o modelo proposto por Basha e Kaushik (2019), o desenvolvido por Trapani *et al.* (2023) e o modelo da diagonal dupla estudado por Crisafulli e Carr (2007). Empregando um pórtico de andar único como estudo de caso, a eficácia desses modelos é examinada em relação à sua capacidade de capturar os esforços solicitantes nos pilares. Além disso, é apresentado um exemplo prático envolvendo um pórtico de 4 andares. Os resultados foram sintetizados em gráficos comparativos, visando fornecer uma compreensão abrangente dos modelos para sua aplicação em modelos estruturais, especialmente em situações que envolvem ações sísmicas.

Palavras-chave: Sismos – Alvenaria de Preenchimento – Modelo de Diagonais Equivalentes – Análise estrutural – Edifícios de concreto.

ABSTRACT

The consideration of infill masonry in the structural analysis of reinforced concrete structures subjected to seismic actions still requires advancements for its application in structural design. Specifically, structural models must enable the determination of the additional shear force in columns due to the interaction between masonry and the structure. This study aimed to conduct a comparative analysis of simplified models designed to determine the maximum shear force in columns of concrete buildings subjected to seismic actions, taking into account the masonry-structure interaction. The evaluated models include the one proposed by Basha and Kaushik (2019), the model developed by Trapani *et al.* (2023), and the double diagonal model studied by Crisafulli and Carr (2007). Utilizing a single-story frame as a case study, the effectiveness of these models is examined in terms of their ability to capture the forces acting on the columns. Additionally, a practical example involving a four-story frame is presented. The results are presented in comparative graphs to provide a comprehensive understanding of the models for their application in structural designs, particularly in scenarios involving seismic actions.

Keywords: Seismic loads – Masonry Infilled Frames – Equivalent Struts Model – Structural analysis – Concrete Buildings

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Falha de colunas por cisalhamento devido as ações sísmicas	14
Figura 2 - Força cortante adicional devida a interação alvenaria e estrutura.	14
Figura 3 - Mapa de Zoneamento Sísmico do Brasil.	19
Figura 4 - Distribuição vertical da Força Horizontal (H).	26
Figura 5 - Modos de vibração de um edifício de concreto com alvenarias de preenchimento.	28
Figura 6 - Ruptura dos Cantos (CC) e Ruptura da diagonal de compressão (DC).	31
Figura 7 – Ruptura do pórtico (FF), Ruptura por cisalhamento da alvenaria (SS) e Fissuração diagonal (DK).	32
Figura 8 - Modelo de única diagonal equivalente centrada.	33
Figura 9 - Dimensões do pórtico preenchido e dos comprimentos de contato.	36
Figura 10 - Representação da diagonal resultante para dimensionamento dos pilares do pórtico.	37
Figura 11 - Esquema para consideração do efeito ortotrópico da alvenaria.	39
Figura 12 - Falha por cisalhamento de pilar devido a interação estrutura e alvenaria.	41
Figura 13 - Carga cíclica e deformação obtidos nos pórticos BF, IF-FB1 e IF-B2.	43
Figura 14 - Ensaios dos pórticos BF, IF-FB1 e IF-FB2	43
Figura 15 - Modelos de pórtico: sem alvenaria e com alvenaria.	44
Figura 16 - Modelo proposto por Basha e Kaushik (2019)	45
Figura 17 – Protótipos experimentais utilizados por Trapani <i>et al.</i> (2023) para a proposta de aperfeiçoamento do modelo de diagonal única.	47
Figura 18 - Modelo proposto por Trapani <i>et al.</i> (2023).....	48
Figura 19 - Representação do diagrama de esforço cortante obtido considerando força adicional pelo modelo de Trapani <i>et al.</i> (2023).	49
Figura 20 - Modelos com uma, duas e três diagonais equivalentes.	51
Figura 21 - Comprimentos de contato entre alvenaria e pórtico.	52
Figura 22 - Modelo de duas diagonais investigado por Galvão (2022).	53
Figura 23 - Modelo de três diagonais investigado por Galvão (2022).	53
Figura 24 - Três abordagens para consideração da alvenaria na análise MEF.	54
Figura 25 - Pórtico de concreto preenchido com alvenaria – 1 pavimento.	57
Figura 26 – Modelo de uma diagonal equivalente no software FTOOL.....	57
Figura 27 - Edifício com sistema estrutural convencional de concreto armado.....	60

Figura 28 - Modelo de única diagonal centrada.	62
Figura 29 - Modelo de diagonal dupla.	62
Figura 30 - Modelo de três diagonais	63
Figura 31 - Modelo de Basha e Kaushik (2019).....	63
Figura 32 - Modelo Trapani <i>et al.</i> (2023).....	64
Figura 33 - Forças sísmicas no pórtico B (Regular): modelo MEF (ANSYS).....	64
Figura 34 - Modelo de única diagonal centrada sem alvenarias no primeiro andar.....	65
Figura 35 - Forças sísmicas no pórtico B (Irregular): modelo MEF (ANSYS).	66
Figura 36 - Deslocamentos na direção X do pórtico B: modelo MEF (unidades em mm).	75
Figura 37 - Deformações principais de compressão e tração do pórtico B: modelo MEF.....	75
Figura 38 - Pressão de contato entre a alvenaria e o pórtico de concreto: modelo MEF (em MPa).	76
Figura 39 - Comprimentos de contato obtidos por diferentes modelos (Pav 1 - Pilar P4 - Barlavento).	80
Figura 40 - Deslocamentos na direção X do pórtico B com distribuição irregular da alvenaria: MEF (unidades em mm).....	84
Figura 41 - Deformações principais de compressão e tração do pórtico B com distribuição irregular das alvenarias: modelo MEF.	84
Figura 42 - Pressão de contato entre a alvenaria e o pórtico de concreto com distribuição irregular das alvenarias: modelo MEF (em MPa).	85

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Espectro de Resposta em Aceleração (El Centro - NS 1940).....	27
Gráfico 2 - Espectro de Resposta de Projeto e Sismos Artificiais.....	29
Gráfico 3 - Comparação dos esforços nos pilares de barlavento e sotavento obtidos por diferentes modelos de consideração da alvenaria para o pórtico S1A.	47
Gráfico 4 - Força cortante máxima nos pilares (kN) para os modelos com blocos de concreto.	67
Gráfico 5 - Força cortante máxima nos pilares (kN) para os modelos com blocos cerâmicos.	68
Gráfico 6 - Momento fletor máximo nos pilares (kN.m) obtido nos modelos com blocos de concreto.	69
Gráfico 7 – Momento fletores máximos nos pilares (kN.m) obtido nos modelos com blocos cerâmicos.	70
Gráfico 8 - Diagrama de força cortante (kN) no pilar P4 - distribuição regular das alvenarias	72
Gráfico 9 - Deslocamento horizontal do pórtico B para os modelos analisados.....	77
Gráfico 10 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P4.....	78
Gráfico 11 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P6.....	78
Gráfico 12 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P5.....	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Aceleração sísmica horizontal característica para Zonas sísmicas	20
Tabela 2 - Classes do Terreno.	20
Tabela 3 - Fatores de amplificação sísmica do solo.	23
Tabela 4 - Coeficientes de projeto para os sistemas sismo resistentes.....	23
Tabela 5 - Fator de utilização para diferentes edificações.....	24
Tabela 6 - Expressões de diferentes autores para o cálculo da largura da diagonal equivalente.	34
Tabela 7 - Largura Equivalente para os diferentes tipos de modelos.....	36
Tabela 8 - Tensão de escoamento das barras de aço dos pórticos IF-FB1 e IF-FB2.....	42
Tabela 9 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk}).	55
Tabela 10 - Modelos escolhidos para análise e suas propriedades mecânicas.	58
Tabela 11 – Larguras da diagonal equivalente e excentricidades das diagonais para os modelos para pórtico de 1 andar.	59
Tabela 12 - Comprimentos de contato do modelo de Basha e Kaushik (2019) para o pórtico de 1 andar.	59
Tabela 13 - Combinações de ações adotadas para o pré-dimensionamento do pórtico B.....	61
Tabela 14 - Forças sísmicas (kN) na direção Y pelo método das forças estáticas equivalentes.	61
Tabela 15 – Forças cortantes máximas nos pilares (kN) do pórtico B - distribuição regular das alvenarias.....	71
Tabela 16 – Momentos fletores máximos nos pilares (kN.m) do pórtico B - distribuição regular das alvenarias.....	73
Tabela 17 - Forças cortantes máximas nos pilares (kN) do pórtico B - distribuição irregular das alvenarias.	81
Tabela 18 - Momentos fletores máximos nos pilares (kN.m) do pórtico B - distribuição irregular das alvenarias.....	82
Tabela 19 – Forças cortantes máximas (kN) entre os modelos MEF.....	86
Tabela 20 - Momentos fletores máximos (kN.m) entre os modelos MEF.	86

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.1.1	<i>Objetivo geral.....</i>	<i>16</i>
1.1.2	<i>Objetivos específicos</i>	<i>16</i>
1.2	JUSTIFICATIVA.....	16
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
2.1	AÇÕES SÍSMICAS EM EDIFÍCIOS	18
2.1.1	<i>Método das Forças Horizontais Equivalentes (MFHE)</i>	<i>22</i>
2.1.2	<i>Modelo Espectral (ME).....</i>	<i>26</i>
2.1.3	<i>Modelo Histórico de Acelerações no Tempo (MHAT).....</i>	<i>28</i>
2.2	ALVENARIAS DE PREENCHIMENTO EM PÓRTICOS DE EDIFÍCIOS	30
2.2.1	<i>Recomendações da NBR 16868-1 (2020).....</i>	<i>37</i>
2.2.2	<i>Correção ortotrópica da alvenaria.</i>	<i>38</i>
2.3	ESFORÇOS ADICIONAIS NOS PILARES DECORRENTES DO CONTATO ALVENARIA – PÓRTICO.....	40
2.3.1	<i>Modelo de Basha e Kaushik (2019).</i>	<i>41</i>
2.3.2	<i>Modelo de Trapani et al. (2023).</i>	<i>46</i>
2.3.3	<i>Modelo de múltiplas diagonais equivalentes.</i>	<i>50</i>
2.3.4	<i>Modelos MEF com simulação do problema de contato.....</i>	<i>53</i>
3	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	56
3.1	PÓRTICO PREENCHIDO DE 1 PAVIMENTO.....	56
3.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO REGULAR DAS ALVENARIAS.....	59
3.3	PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO IRREGULAR DAS ALVENARIAS.....	65
4	RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.	67
4.1	PÓRTICO PREENCHIDO DE 1 PAVIMENTO.....	67
4.1.1	<i>Forças cortantes máximas nos pilares.....</i>	<i>67</i>
4.1.2	<i>Momentos fletores máximas nos pilares</i>	<i>69</i>

4.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO REGULAR DAS ALVENARIAS.....	70
4.2.1	<i>Forças cortantes máximas nos pilares.....</i>	70
4.2.2	<i>Momentos fletores máximos nos pilares</i>	73
4.2.3	<i>Modelo MEF – deslocamentos, deformações principais e pressões de contato....</i>	74
4.3	PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO IRREGULAR DAS ALVENARIAS.....	80
4.3.1	<i>Forças cortantes máximas nos pilares.....</i>	80
4.3.2	<i>Momentos fletores máximos nos pilares</i>	82
4.3.3	<i>Modelo MEF – deslocamentos, deformações principais e pressões de contato....</i>	83
4.3.4	<i>Efeito da distribuição irregular das alvenarias na vertical.....</i>	85
5	CONCLUSÕES	87

1 INTRODUÇÃO

Reconhecidamente, a análise estrutural é etapa crucial do projeto de um edifício, pois nela são obtidos os esforços solicitantes e os deslocamentos necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais no Estado Limite Último e para as verificações do Estado Limite de Serviço, respectivamente.

Os avanços nas ferramentas de cálculo e o desenvolvimento de pesquisas científicas nas últimas duas décadas vêm auxiliando tanto projetistas quanto empresas que se dedicam ao desenvolvimento de sistemas computacionais aplicados ao cálculo estrutural. Tais avanços vêm permitindo a modelagem de estruturas de uma forma mais fiel à realidade construtiva das edificações, tendo reflexos positivos na segurança e, em muitos casos, também na economia de materiais.

A interação entre alvenaria e estrutura tem sido objeto de estudo de diversos pesquisadores ao longo dos anos. Em todo o mundo, vários experimentos têm sido conduzidos para avaliar os parâmetros que influenciam a participação da alvenaria como um elemento que desempenha crucial importância no comportamento estrutural.

A alvenaria é amplamente utilizada nas construções em concreto armado no Brasil, principalmente como vedação, com o objetivo de proteger a edificação contra intempéries, como chuva, vento e variações térmicas, assegurando o conforto e a durabilidade da estrutura. No entanto, em projetos convencionais de estruturas de concreto armado, a alvenaria é geralmente considerada apenas como uma carga sobre os elementos estruturais, sem ser reconhecida como um componente que contribui para o enrijecimento e a resistência estrutural da edificação.

Diversos pesquisadores ao redor do mundo têm explorado o potencial da alvenaria quando integrada às estruturas de concreto armado. Algumas dessas pesquisas propõem formulações específicas para considerar a alvenaria como um elemento participante no comportamento estrutural. Os modelos propostos variam amplamente, desde representações baseadas em barras articuladas e múltiplas barras até configurações mais complexas em modelos 2D e/ou 3D, que

buscam capturar com maior precisão a rigidez e a contribuição da alvenaria para o desempenho global das estruturas.

Asteris *et al.* (2013) destacam que a razão para negligenciar a existência da alvenaria nos projetos estruturais é, em parte, resultado do conhecimento limitada sobre o comportamento de materiais quase frágeis, como a alvenaria de vedação, e da falta de resultados experimentais e analíticos conclusivos que sustentem um procedimento de projeto confiável para esse tipo de estrutura. Ademais, devido ao grande número de parâmetros interativos, a consideração da parede de alvenaria nas etapas de análise e projeto apresenta desafios de modelagem, uma vez que os muitos modos de falha possíveis precisam ser avaliados com um alto grau de incerteza. Por isso, não é surpreendente que, apesar de mais de seis décadas de pesquisas experimentais extensivas, ainda não tenha surgido um consenso que leve a uma abordagem unificada para o projeto de sistemas de pórticos preenchidos.

De acordo com Crisafulli e Carr (2007), as estruturas de concreto armado preenchidas com alvenaria constituem uma parte significativa das estruturas de alto risco em várias regiões com alta atividade sísmica. Em diversas regiões de diferentes países, ainda são amplamente utilizadas com o principal sistema construtivo para edifícios de pequeno e médio porte. Portanto, é essencial desenvolver modelos de análise confiáveis para esses sistemas de pórticos preenchidos com alvenaria, a fim de evitar possíveis colapsos estruturais e a perda de vidas humanas.

Segundo Trapani *et al.* (2023), durante um terremoto, a alvenaria confinada pelo pórtico exerce uma rigidez significativa, o que pode ter tanto efeitos favoráveis quanto adversos diante das ações sísmicas. A alvenaria preenchida transfere um aumento de esforço para a região de contato entre o pilar e a viga, sujeitando-os a uma força de cisalhamento adicional. Como resultado, é possível que ocorram falhas por cisalhamento nas extremidades dos pilares e nas juntas viga-coluna (nós de pórtico). A Figura 1 apresenta as consequências do comportamento das estruturas preenchidas com alvenaria quando submetidas a ações sísmicas.

Um dos principais problemas encontrados nesta interação ocorre quando há incidência de ações horizontais como ventos ou ações sísmicas, que geram esforços nas alvenarias e nos pórticos, principalmente na face lateral dos pilares que confinam a alvenaria.

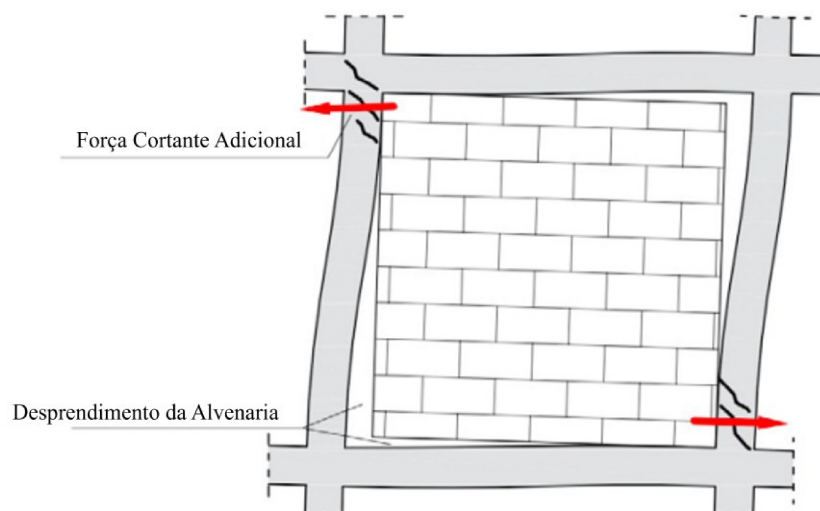
Figura 1 - Falha de colunas por cisalhamento devido as ações sísmicas



Fonte: CAVALERI *et al.* (2017)

Na Figura 2, observa-se o surgimento de um esforço cortante máximo crítico no pilar, o que pode levar ao colapso por cisalhamento, caso não seja previsto um reforço de armadura transversal nesta região. A determinação deste esforço geralmente requer a aplicação do Método dos Elementos Finitos. No entanto, a viabilidade desse modelo para os projetistas pode ser inviável devido ao custo computacional associado. Como resultado, diversos autores propõem alternativas para a determinação desse valor máximo, visando superar as limitações computacionais.

Figura 2 - Força cortante adicional devida a interação alvenaria e estrutura.



Fonte: Adaptado de Trapani *et al.* (2023).

De acordo com os estudos de Milanesi *et al.* (2018) foram observadas diferenças significativas na distribuição das forças internas em vigas e pilares entre o pórtico vazio e o preenchido, com o preenchimento gerando uma força adicional de cisalhamento ao longo do comprimento de contato dos pilares de concreto armado. Dessa forma, negligenciar a existência da alvenaria não é alternativa correta, principalmente em regiões sísmicas, visto que o esforço cortante nos pilares pode ser maior do que aquele em que não se considera a alvenaria.

No Brasil, a norma técnica ABNT NBR 16868:2020 Parte 1: Projeto, em seu Anexo D, aborda o conceito de alvenaria participante e propõe um modelo simplificado (macromodelo) para representar a alvenaria como parte do sistema de contraventamento. A norma sugere a utilização de uma diagonal equivalente única centrada, levando em consideração as propriedades geométricas e mecânicas do pórtico e da alvenaria. A norma menciona que os elementos do pórtico e suas conexões devem ser projetadas para resistir às forças de cisalhamento adicionais introduzidas pela ação da diagonal comprimida. A força cortante transferida pela diagonal equivalente da alvenaria participante deve ser somada aos esforços nos pilares.

Percebe-se a necessidade de mais estudos sobre modelos simplificados que possam representar adequadamente o comportamento estrutural de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria, permitindo a estimativa do esforço cortante máximo no pilar em procedimentos de projeto. Desta forma, o objetivo deste trabalho é avaliar modelos simplificados apresentados por diferentes autores para obtenção da força cortante máxima nos pilares decorrentes da interação alvenaria-pórtico e comparar seus resultados com os advindos do Método dos Elementos Finitos (MEF), a fim de avaliar a capacidade desses modelos para a aplicação em projetos estruturais.

1.1 OBJETIVOS

A seguir estão expostos o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho.

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo central da pesquisa é realizar um estudo comparativo de diferentes modelos estruturais para a obtenção dos esforços de cisalhamento adicionais em pilares de concreto armado devido à interação alvenaria-estrutura sob ações sísmicas, para a aplicação em projetos.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos consistem em:

- Avaliar a eficiência de modelos simplificados para o cálculo de esforços de estruturas de concreto armado preenchidas com alvenaria submetidas a ação sísmica, tendo-se como referência modelos baseados no MEF, com simulação do problema de contato alvenaria-pórtico.
- Por meio de simulações numéricas, demonstrar as diferenças observadas na análise estrutural para edifício sem a consideração das alvenarias, um edifício com alvenarias regularmente distribuídas ao longo de todo o pórtico, e um edifício com alvenarias distribuídas de forma irregular na vertical (com alvenaria em todo edifício, exceto no primeiro pavimento).

1.2 JUSTIFICATIVA

As principais justificativas para o desenvolvimento desta pesquisa estão relacionadas à necessidade de otimizar a modelagem estrutural de edifícios de concreto armado preenchidos com alvenaria. Embora modelos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) sejam capazes de representar satisfatoriamente esses sistemas estruturais, eles apresentam um alto custo computacional em termos de tempo de processamento.

Diante disso, há uma demanda por modelos simplificados, capazes de capturar e prever falhas locais em pilares de concreto armado, especialmente quando sujeitos a forças cortantes adicionais devido à presença da alvenaria.

Um dos desafios enfrentados na prática de projetos está na variabilidade de modelos existentes que consideram a presença da alvenaria e na dificuldade de definir qual modelo adotar, dada a ampla disponibilidade de materiais e do comportamento da alvenaria. Isso faz com que muitos projetistas acabem não considerando a alvenaria nos projetos estruturais, apesar das evidências de sua influência no comportamento global das edificações, principalmente em regiões sujeitas a ações sísmicas.

Apesar da percepção comum de que o Brasil não é afetado por terremotos, diversas regiões do país experimentam vibrações sísmicas. Em algumas dessas áreas, a consideração das ações sísmicas nos projetos estruturais é obrigatória, conforme estabelece a norma ABNT NBR 15421. Dessa forma, aprofundar o entendimento sobre a interação entre alvenaria e estrutura de concreto armado torna-se essencial para garantir maior segurança e eficiência nos projetos estruturais.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está organizado da seguinte maneira:

- Capítulo 1: apresentação do tema, dos objetivos e da justificativa do trabalho;
- Capítulo 2: revisão bibliográfica, apresentando informações, pesquisas e códigos normativos relacionados ao tema;
- Capítulo 3: descrição dos procedimentos e metodologia para as simulações numéricas com os modelos simplificados e com os modelos do MEF;
- Capítulo 4: Simulações e exemplos numéricos de edifícios, apresentando resultados obtidos em simulações prévias;
- Capítulo 5: Conclusão dos estudos apresentados;
- Referências.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta o estudo da literatura relevante para o trabalho, expondo o estado da arte relacionado ao tema. Estão incluídos os estudos iniciais que foram desenvolvidos a respeito de ações sísmicas em edifícios, alvenarias de preenchimento em pórticos de edifícios e esforços adicionais nos pilares decorrentes do contato alvenaria-pórtico, sendo as considerações obtidas por trabalhos nacionais e internacionais, além de recomendações de diferentes códigos normativos a respeito do assunto.

2.1 AÇÕES SÍSMICAS EM EDIFÍCIOS

As ações sísmicas exercem um impacto substancial nas construções, particularmente nas estruturas de concreto armado. Durante um terremoto, os movimentos do solo produzem tensões internas nas estruturas de concreto armado, provocando deformações nos pilares, vigas, alvenarias e outros elementos. Esses efeitos podem gerar uma variedade de falhas estruturais ao longo da edificação, comprometendo sua integridade e durabilidade.

De acordo com Santos *et al.* (2010), o território brasileiro apresenta baixa atividade sísmica, característica de região tectônica intra-placas. Entretanto, os efeitos dos sismos não podem ser simplesmente desconsiderados em projetos de engenharia. Além disso, ainda não existe uma análise completa da sismicidade do território brasileiro.

Rodrigues (2006) identifica as principais causas de falhas em estruturas de concreto armado sujeitas a ações sísmicas como sendo a quantidade insuficiente e o detalhamento inadequado dos estribos, problemas de aderência, ancoragem e transpasse, baixa capacidade de resistência ao cisalhamento e à flexão, resistência inadequada dos nós estruturais, desconsideração da influência das paredes de alvenaria no comportamento sísmico, e mudanças abruptas nas propriedades e características geométricas da estrutura ou de seus elementos.

As consequências dos terremotos vão além dos danos diretos às estruturas. Danos secundários também são comuns, incluindo rupturas de tubulações de água, gás e fios elétricos, o que pode resultar em incêndios e perda de serviços básicos. Além disso, os deslizamentos de terra

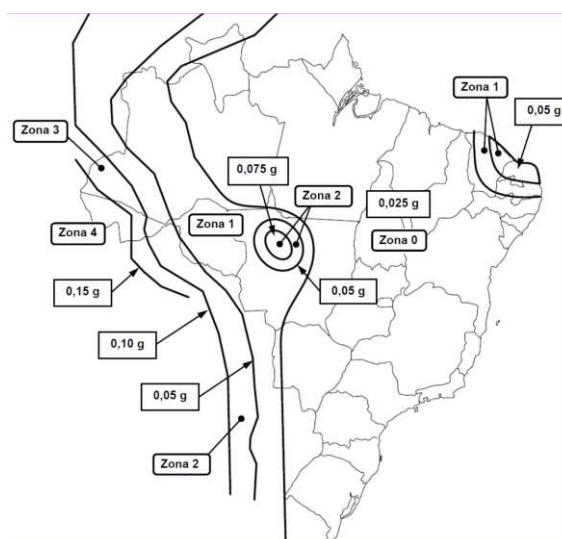
causados por sismos podem afetar vastas áreas, agravando os danos tanto às construções quanto ao ambiente ao redor.

Para enfrentar esses desafios, as estruturas de concreto armado são projetadas e construídas com medidas específicas de mitigação sísmica. Isso envolve o uso de técnicas de engenharia, bem como o adequado dimensionamento de elementos estruturais, os quais devem ser capazes de resistir às forças sísmicas.

A norma brasileira atual que traz recomendações no cálculo das ações sísmicas é a ABNT NBR 15421 (2023) – Projeto de estruturas resistentes a sismos, a qual trata da verificação de segurança nas estruturas usuais da construção civil para as ações sísmicas. Nessa norma, observa-se que o comportamento de uma estrutura sob as ações sísmicas depende, entre outros fatores, do sistema básico sísmo-resistente, da categoria sísmica em que a estrutura se enquadra e do nível de detalhamento considerado, relativamente à ductibilidade estrutural.

De acordo com a ABNT 15421 (2023), as ações sísmicas são as ações resultantes dos deslocamentos sísmicos no solo, os quais geram esforços e deformações em estruturas. No Brasil, essas ações são consideradas excepcionais, devido à sua baixa probabilidade de ocorrência, uma vez que tem período de retorno de 475 anos.

Figura 3 - Mapa de Zoneamento Sísmico do Brasil.



Fonte: ABNT 15421 (2023).

O Brasil é subdividido em zonas sísmicas conforme estabelecido pela ABNT 15421 (2023), identificadas como zonas 0, 1, 2, 3 e 4, baseadas na aceleração sísmica horizontal característica, conforme a Tabela 1. Essas zonas são delineadas no mapa de zoneamento sísmico, apresentado na Figura 3 da ABNT 15421 (2023).

Tabela 1 - Aceleração sísmica horizontal característica para Zonas sísmicas

Zona Sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g < a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g < a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g < a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: ABNT 15421 (2023).

Para levar em conta as características do terreno de fundação, o mesmo deve ser categorizado em uma das classes indicadas na Tabela 2, denominadas Classe A, B, C, D e E. Esses parâmetros são essenciais para o cálculo das ações sísmicas que afetam os edifícios.

Tabela 2 - Classes do Terreno.

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		$\bar{V}_s$	$\bar{N}$
A	Rocha sã	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 370 \text{ m/s}$	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$	$50 \geq \bar{N} \geq 15$
E	Solo mole	$\bar{V}_s \leq 180 \text{ m/s}$	$\bar{N} \leq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo que exija avaliação específica, como: a. solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; b. turfa ou argilas muito orgânicas; c. argilas muito plásticas; d. estratos muito espessos ($\geq 35 \text{ m}$) de argila mole ou média.	

Fonte: ABNT 15421 (2023).

A classe de terreno pode ser definida por meio do ensaio de sondagem (SPT), obtendo-se o número médio de golpes pelo ensaio SPT avaliados nos últimos 30 m superiores do terreno. Na tabela 2, $\bar{N}$ é o número médio de golpes no ensaio SPT, ensaio esse realizado de acordo com a ABNT NBR 6484 (2020). Outra forma de obter a classe de terreno é por meio da velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{V_s}$.

Sobre os modelos de cálculo das ações dinâmicas, são três os abordados pela NBR 15421 para a obtenção das ações sísmicas: o Método das Forças Horizontais Equivalentes (MFHE), o Método Espectral (ME) e o Método com Histórico de Acelerações no Tempo (MHAT).

O MFHE emprega forças estáticas aplicadas horizontalmente na estrutura e equivalentes às forças dinâmicas geradas pelo sismo, sendo aplicadas ao longo da altura do edifício. Consiste em um modelo simplificado, em que os efeitos das ações sísmicas estão concentrados no primeiro modo de vibração, e que é mais recomendado para edifícios regulares, sem grandes descontinuidades de massa e de rigidez na altura, segundo a literatura especializada.

Já o ME utiliza o espectro de resposta de projeto. Esse espectro depende das classes do terreno, da própria aceleração do solo e dos períodos naturais da estrutura. Por meio desse modelo, é possível calcular as forças dinâmicas atuantes em mais de um modo de vibração.

Por fim, o MHAT é um modelo que utiliza dados sísmicos históricos da região onde será construída a edificação. Caso esses dados não estejam disponíveis, podem ser gerados sismos artificiais por meio de acelerogramas que simulam a situação de terremoto. A estrutura é então submetida à aceleração da base, e os esforços resultantes em toda a edificação são analisados, devendo-se extrair as respostas máximas (análise de envoltória). Independente de se empregar ou acelerogramas de sismos reais ou acelerogramas artificiais, ambos devem ser compatíveis com o espectro de projeto de norma. Este modelo é considerado o mais preciso dos três, porém é mais sofisticado e requer um maior esforço computacional para sua execução.

A escolha do método de cálculo das ações sísmicas depende da disponibilidade de dados, da complexidade da estrutura e da precisão desejada na análise. Cada método possui suas vantagens e limitações, sendo crucial selecionar o mais adequado para cada situação específica.

No trabalho recente de Alva *et al.* (2023), ao comparar diferentes métodos de avaliação sísmica em estruturas simétricas e sem irregularidades, foi observado que o Método das Forças Horizontais Equivalentes se destacou por sua abordagem conservadora, evidenciando uma tendência a estimar valores mais elevados tanto para a força sísmica total na base quanto para os deslocamentos horizontais na estrutura. Por outro lado, o Método Espectral demonstrou resultados comparáveis aos obtidos por meio de históricos de acelerações, tanto em relação à força sísmica total na base quanto aos deslocamentos horizontais.

2.1.1 Método das Forças Horizontais Equivalentes (MFHE)

De acordo com a ABNT NBR 15421 (2023), a análise sísmica pode ser feita por meio do Método das forças horizontais equivalentes, que consiste na aplicação de forças estáticas que substituem e equivalem aos efeitos dinâmicos das ações sísmicas. Deste modo, a força horizontal total da estrutura é calculada em uma dada direção, e determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$H = C_s * W \quad (1)$$

Na qual: C_s é o coeficiente de resposta sísmica e W é o peso efetivo da estrutura. O coeficiente de resposta sísmica, cujo valor mínimo é 0,01, pode ser determinado pela seguinte equação:

$$C_s = \frac{2,5 * \left(\frac{a_{gs0}}{g} \right)}{\frac{R}{T}} \leq \frac{\left(\frac{a_{gs1}}{g} \right)}{T \left(\frac{R}{T} \right)} \quad (2)$$

Na qual: a_{gs0} e a_{gs1} são a aceleração espectral para o período de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, considerando o efeito da amplificação sísmica no solo.

$$a_{gs0} = C_a * a_g \quad a_{gs1} = C_v * 0,75 * a_g \quad (3)$$

Em que, C_a e C_v são os fatores de amplificação sísmica do solo para os períodos de 0,0 s e 1,0 s, respectivamente, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 - Fatores de amplificação sísmica do solo.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: ABNT 15421 (2023).

O coeficiente de modificação de resposta R é obtido pela Tabela 4, de acordo com o sistema estrutural. O fator de importância de utilização I é obtido com a Tabela 5 a partir da utilização da edificação.

Tabela 4 - Coeficientes de projeto para os sistemas sismo resistentes.

Sistema básico sismorresistente	Coeficiente de modificação da resposta R	Coeficiente de sobre-resistência Ω_0	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto por pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas de alvenaria estrutural com detalhamento usual	1,5	2,5	1,25
Pórticos em estruturas mistas de aço e concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de pilares em balanço	2,5	2	2,5

Fonte: ABNT 15421 (2023).

Tabela 5 - Fator de utilização para diferentes edificações.

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator /
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III	1,0
II	Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana, no caso de ruptura, incluindo, mas não se limitando ao seguinte: — estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área — estruturas para educação pré-escolar, com capacidade superior a 150 ocupantes — estruturas para escolas primárias ou secundárias, com mais de 250 ocupantes — estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos, com mais de 500 ocupantes — instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações para tratamento de emergência ou cirurgias — instituições penitenciárias — quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes — instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III — instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III	1,25
III	Estruturas especificadas como essenciais, incluindo, mas não se limitando, ao seguinte: — instituições de saúde com instalações para tratamento de emergência ou cirurgias — prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais, e garagens para veículos de emergência — centros de coordenação, comunicação e operação de emergência, e outras instalações necessárias para a resposta em emergência — instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III — torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência — estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo — estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional — instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal	1,50

Fonte: ABNT 15421 (2023).

O período natural fundamental T pode ser calculado a partir do período fundamental aproximado T_a , conforme Equação 4.

$$T_a = C_T * h_n^x \quad (4)$$

Na Equação 4, os coeficientes C_T (Coeficientes de período da estrutura) e x , podem ser definidos da seguinte forma:

- Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são totalmente resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação, quando submetidos a ação sísmica: $C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$.
- Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são totalmente resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação, quando submetidos a ação sísmica. Pode se considerar $C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$.
- Para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças. Pode se utilizar $C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$.
- Para todas as outras estruturas. Pode se utilizar $C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$.
- h_n é a altura, expressa em metros (m), da estrutura acima da base.

O fator C_{vx} é especificado para cada pavimento da estrutura e é utilizado para distribuir a força horizontal total na base H entre os diferentes andares. Para obter a força F_x aplicada em cada pavimento x , o fator C_{vx} deve ser multiplicado pela força horizontal total na base H . A equação 5 apresenta o cálculo do fator C_{vx} .

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (5)$$

Em que:

C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical.

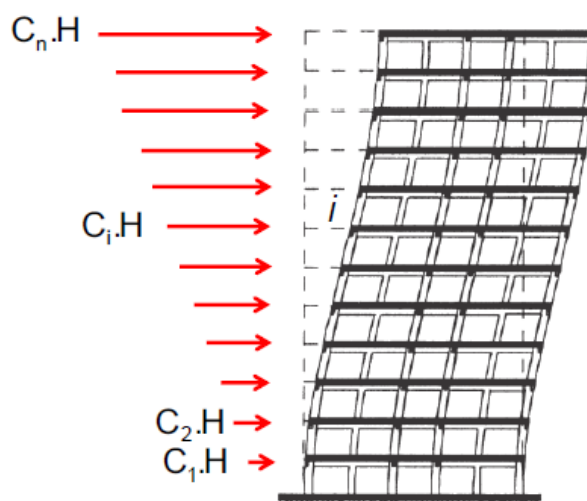
w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total correspondente às elevações i ou x .

h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x .

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T .

O expoente de distribuição pode ser definido como $k = 1$ para estruturas com período inferior a 0,5 segundos. Para estruturas com períodos entre 0,5 e 2,5 segundos, k é calculado como $(T+1,5/2)$, onde T é o período natural. Para estruturas com período superior a 2,5 segundos, $k = 2$.

Figura 4 - Distribuição vertical da Força Horizontal (H).



Fonte: ALVA (2023).

2.1.2 Modelo Espectral (ME)

O modelo espectral, também conhecido como Response Spectrum Analysis (RSA), é um modelo amplamente utilizado em análise sísmica de edificações. Conceitualmente, o modelo é uma simplificação da análise dinâmica transiente, ou seja, da análise de histórico de aceleração no tempo (MHAT). O modelo emprega a superposição modal e o conceito de espectro de resposta. (FRAGIADAKIS, 2013).

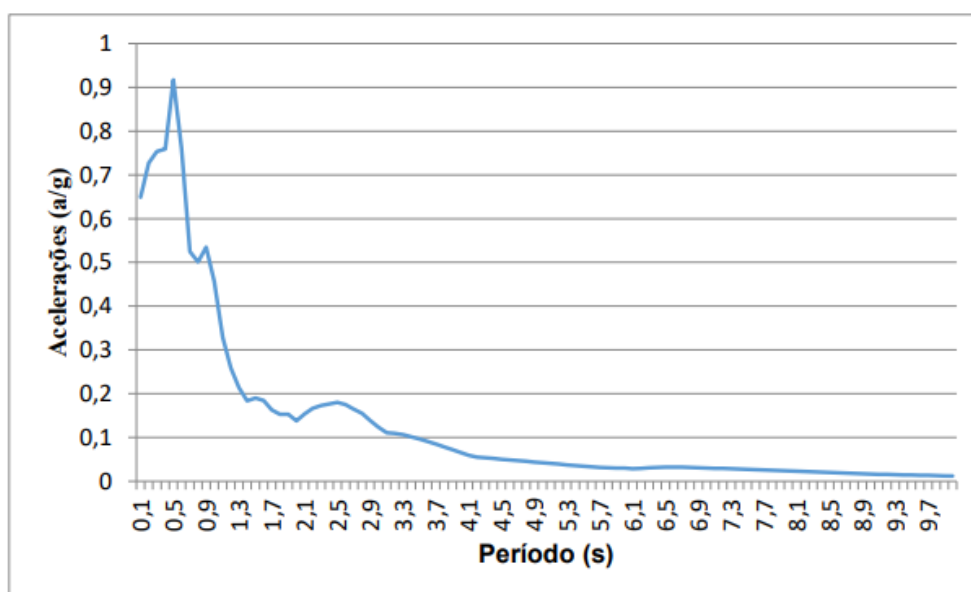
O modelo espectral fornece estimativas rápidas da resposta máxima sem a necessidade de realizar a análise de história de resposta, enquanto a análise de histórico temporal requer a solução da equação diferencial do movimento ao longo do tempo.

De acordo com Brito (2017), os espectros de respostas propostos pelas normas de projeto dependem da sismicidade do local, das propriedades do solo, da importância da estrutura e

também, em normas mais avançadas, da ductibilidade do sistema resistente a carregamentos laterais e do estado limite em consideração.

O espectro de resposta consiste na representação das respostas máximas de um oscilador de um grau de liberdade frente à uma determinada aceleração de base sísmica, para uma determinada razão de amortecimento. Para a integração da equação do movimento de 1GDL pode-se utilizar, dentre os diversos métodos de integração numérica, o método de Newmark. O gráfico 1 apresenta o espectro de resposta do El Centro – NS (Norte e Sul) obtido por modelagem em Excel com programação em Virtual Basic (VBA), utilizando o método de Newmark.

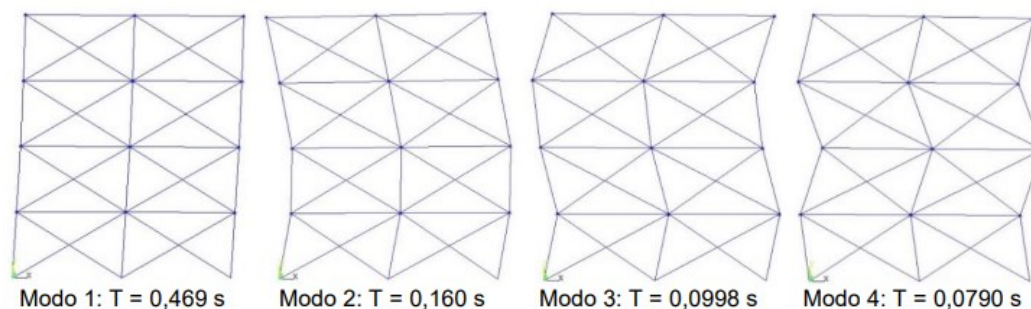
Gráfico 1 - Espectro de Resposta em Aceleração (El Centro - NS 1940).



Fonte: Elaboração Própria.

No caso de múltiplos graus de liberdade é possível extrair, a partir do espectro de resposta para 1GDL, os deslocamentos, as velocidades e as acelerações da estrutura de um pórtico ou edifício, para cada modo de vibração (período). Dessa forma, para a utilização do modelo espectral, é necessário realizar uma análise modal. A título de exemplo, a Figura 5 mostra os quatro primeiros modos de vibração do edifício investigado por Alva, Pinheiro e Kaminski Junior (2023).

Figura 5 - Modos de vibração de um edifício de concreto com alvenarias de preenchimento.



Fonte: Alva, Pinheiro e Kaminski Junior (2023).

A ABNT NBR 15421 especifica que o número mínimo de modos de vibração a ser considerado na análise espectral deve ser suficiente para capturar ao menos 90% da massa efetiva em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise. Além disso, todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R . As respostas obtidas em termos de deslocamentos absolutos e relativos devem ser multiplicadas pelo fator C_d/R , sendo C_d o coeficiente de amplificação de deslocamentos.

A ABNT NBR 15421 especifica que a força horizontal total na base da estrutura (H) deve ser determinada em cada uma das duas direções horizontais, pelo método das forças horizontais equivalentes. Se a força horizontal total na base H_t , determinada pelo processo espectral em uma direção, for inferior a $0,85H$, todas as forças elásticas obtidas nesta direção devem ser multiplicadas por $0,85H/H_t$.

2.1.3 Modelo Histórico de Acelerações no Tempo (MHAT).

O modelo com históricos de aceleração no tempo também é conhecido como Response History Analysis (RHA). Para a obtenção do histórico de respostas da estrutura é necessário a resolução da equação do movimento, podendo-se empregar o modelo da integração direta. Uma das vantagens do modelo com históricos de acelerações é que este permite a realização de análise não linear da estrutura.

Os acelerogramas podem ser de registros reais ou gerados artificialmente. Devido à baixa quantidade de registros disponíveis em alguns locais, a solução é a geração de acelerogramas

artificiais compatíveis com um espectro de resposta de norma, que procura caracterizar a sismicidade do local. (Brito, 2017).

Um dos métodos utilizados para a geração do sismo artificial é o proposto por Shinozuka e Jan (1972), no qual a aceleração sísmica do solo pode ser obtida pelas Equações (6) e (7):

$$a(t) = I(t) \sum_{i=1}^n A_i \sin(w_i t + \theta_i) \quad (6)$$

$$A_i = \sqrt{2G(\omega_i)\Delta\omega} \quad (7)$$

Nas quais:

$a(t)$ é o acelerograma definido.

n é o número de harmônicos.

$I(t)$ é a função envoltória que define o acelerograma como estacionário.

θ_i são os ângulos de fase gerados aleatoriamente.

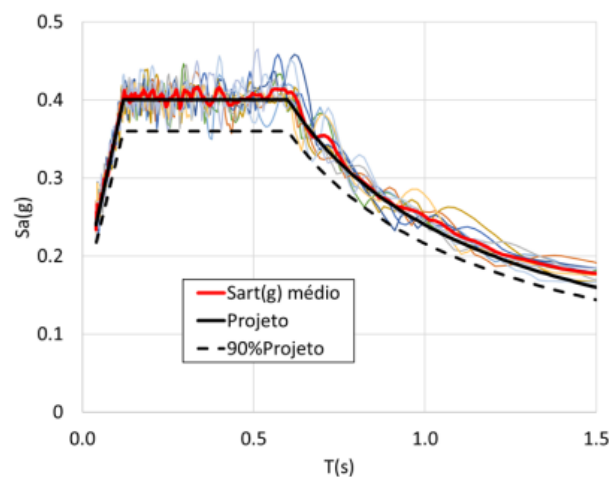
w_i é cada uma das frequências consideradas na série harmônica.

A_i é a amplitude do harmônico i , obtida a partir da função densidade espectral de potência.

$G(\omega)$ é um incremento de frequência angular empregado em $\Delta\omega$.

O Gráfico 2 mostra a geração dos sismos artificiais apresentado em Alva, Pinheiro e Kaminski Junior (2023). A geração dos sismos artificiais necessita de procedimentos de cálculo computacionais, os quais são inviáveis em cálculo manual.

Gráfico 2 - Espectro de Resposta de Projeto e Sismos Artificiais.



Fonte: Alva, Pinheiro e Kaminski Junior (2023).

A ABNT NBR 15421 (2023) define alguns requisitos para os acelerogramas. As análises consistem na aplicação simultânea de um conjunto de acelerogramas, independentes entre si, nas direções ortogonais relevantes para cada problema. Pelo menos três conjuntos de acelerogramas devem ser considerados na análise.

Os acelerogramas a serem aplicados devem ser afetados em um fator de escala, de forma que os espectros de resposta na direção considerada, para o amortecimento de 5%, tenham valores médios não inferiores aos do espectro de projeto para uma faixa entre $0,2T$ e $1,5T$, sendo T o período fundamental da estrutura nesta direção.

Para cada acelerograma analisado, as respostas obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R . Todas as respostas em termos de deslocamentos absolutos e relativos devem ser multiplicadas pelo fator C_d/R .

A força horizontal total na base da estrutura H deve ser determinada pelo modelo das forças horizontais equivalentes. Se a força horizontal máxima na base H_t , obtida com um determinado acelerograma, for inferior a H , todas as forças elásticas obtidas nesta direção, com este acelerograma, devem ser multiplicadas por H/H_t . Esta correção não se aplica aos deslocamentos absolutos e relativos. Os efeitos finais na estrutura correspondem à envoltória dos efeitos máximos de cada conjunto de acelerogramas.

2.2 ALVENARIAS DE PREENCHIMENTO EM PÓRTICOS DE EDIFÍCIOS

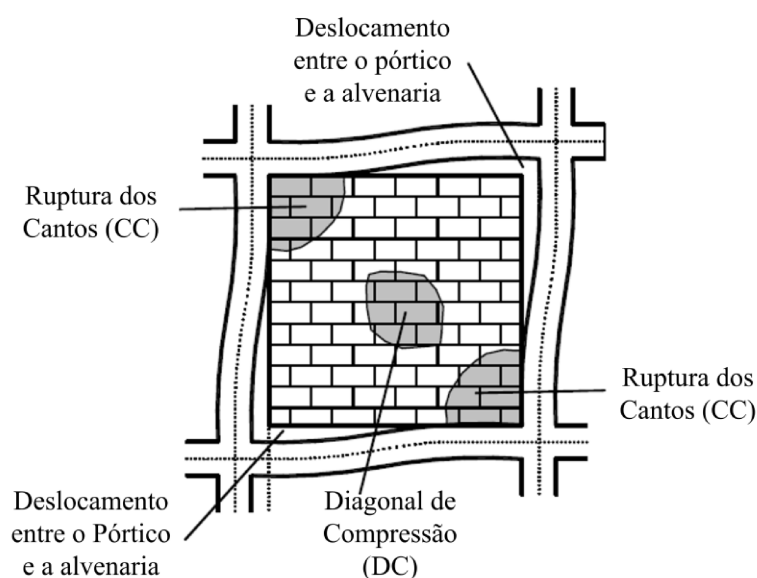
As alvenarias de preenchimento em pórticos de concreto armado são conhecidas por afetar a resistência e a rigidez das estruturas. Em áreas sísmicas, ignorar a interação alvenaria e estrutura nem sempre é seguro, porque, sob forças horizontais as paredes de preenchimento aumentam significativamente a rigidez do sistema estrutural ao agir como um contraventamento diagonal, resultando em uma possível mudança na demanda sísmica devido à redução significativa no período natural do sistema estrutural. (EL-DAKHAKHNI *et al.* 2003).

A modelagem do comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria participante é complexa porque essas estruturas exibem uma resposta altamente não linear, causada pela interação entre estrutura e alvenaria. Isso resulta em vários modos de ruptura, cada um dos quais

possui uma força de ruptura diferente e, portanto, uma capacidade última distinta. (ASTERIS *et al.* 2013).

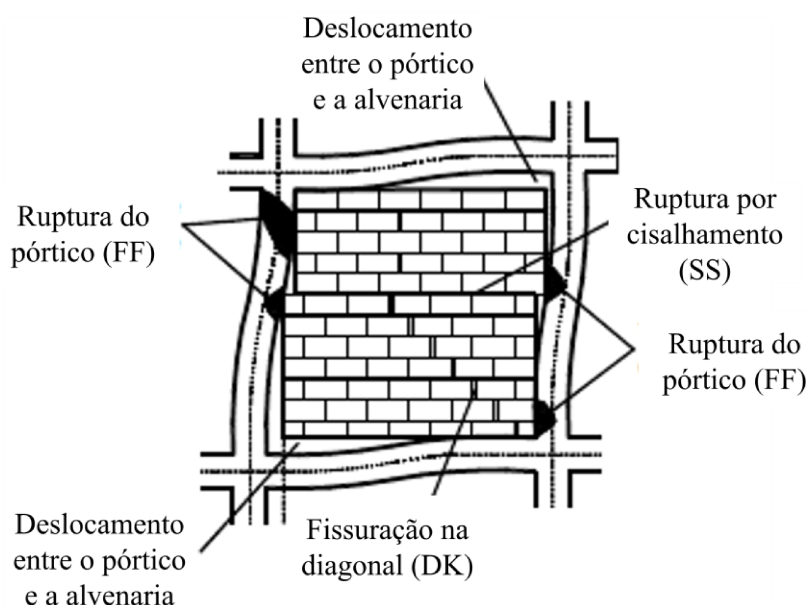
Em forças horizontais moderadas, a alvenaria de preenchimento age como um contraventamento diagonal, e se separa do pórtico nas quinas de regiões contrárias ao contraventamento. À medida que a força horizontal aumenta, ocorre falha no pórtico ou na alvenaria. O modo de falha do pórtico resulta da tração no pilar de barlavento ou do cisalhamento dos pilares ou vigas indicados na Figura 7. No entanto, se a resistência do pórtico for suficiente para prevenir sua falha por um desses modos, a carga crescente eventualmente causará falha na alvenaria como indica a Figura 6. (ASTERIS *et al.* 2013).

Figura 6 - Ruptura dos Cantos (CC) e Ruptura da diagonal de compressão (DC).



Fonte: Adaptado de Asteris *et al.* (2013).

Figura 7 – Ruptura do pórtico (FF), Ruptura por cisalhamento da alvenaria (SS) e Fissuração diagonal (DK).



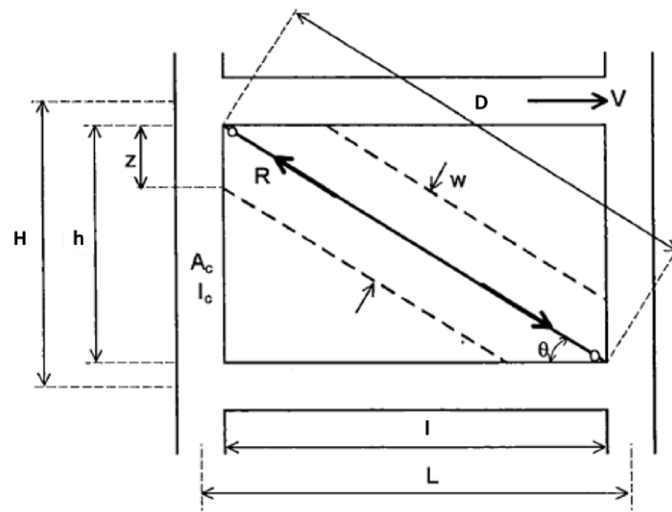
Fonte: Adaptado de Asteris *et al.* (2013).

Em outras situações mais comuns, a força horizontal aplicada ao pórtico em cantos superiores é resistida por uma treliça formada pelo pilar e pela alvenaria representada pela diagonal equivalente que conecta o canto carregado e o canto inferior. Se a alvenaria de preenchimento possuir grande rigidez, inicialmente haverá fissuração ao longo da diagonal de compressão e depois o esmagamento dos cantos carregados, que poderão levar ao colapso, o que pode ser visto na Figura 7. (ASTERIS *et al.* 2013).

A primeira proposição de adotar uma diagonal equivalente para representar a presença de uma alvenaria em um sistema de pórticos foi feita por Polyakov (1960), que sugeriu modelar os pórticos preenchidos com diagonais equivalentes. Posteriormente, Holmes (1961) modificou essa abordagem substituindo a alvenaria de preenchimento por um elemento de barra articulada diagonal, feita do mesmo material e com a mesma espessura da parede de alvenaria. A largura da diagonal equivalente w (Figura 8) pode ser calculada em função do comprimento dessa diagonal (d):

$$w = \frac{d}{3} \quad (8)$$

Figura 8 - Modelo de única diagonal equivalente centrada.



Fonte: Adaptado de Crisafulli (1997).

Stafford-Smith (1966) foi um dos desenvolvedores mais ativos do modelo de uma diagonal equivalente e conduziu uma grande série de testes utilizando estruturas de aço preenchidas com alvenaria. Com base nesses resultados e considerando também resultados analíticos, Stafford-Smith propôs diferentes gráficos para calcular a largura equivalente, w . Nas primeiras investigações, constatou-se que a razão w/d variava de 0,10 a 0,25, dependendo do valor relativo do comprimento e da altura do painel (d é o comprimento da diagonal). Posteriormente, Stafford-Smith incluiu informações experimentais adicionais, que foram resumidas em gráficos considerando o parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pórtico λ_H . (CRISAFULLI, 1997).

$$\lambda_H = \sqrt[4]{\frac{E_a t \sin 2\theta}{4EIh}} H \quad (9)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{l}\right) \quad (10)$$

Nas Equações 9 e 10, E_a é o módulo de elasticidade da alvenaria de preenchimento, EI é a rigidez à flexão do pilar, t é a espessura da alvenaria, H é a altura da coluna medida a partir do centro das vigas, h é a altura da alvenaria, e θ é o ângulo obtido entre altura e o comprimento da alvenaria, sendo l o comprimento da alvenaria.

Mainstone and Weeks (1970) e Mainstone (1974) realizaram uma série de experimentos e propuseram uma equação analítica para calcular a largura equivalente w . Essa formula está incorporada na FEMA-274 e na FEMA-306, pois tem sido amplamente aceita e popular entre os pesquisadores (ASTERIS *et al.* 2013).

$$w = 0,175\lambda_H^{-0,4}D \quad (11)$$

Tabela 6 - Expressões de diferentes autores para o cálculo da largura da diagonal equivalente.

Autores	Expressões analíticas
Mainstone (1974)	$w = 0,175 * (\lambda_H)^{-0,4} * D$
Hendry (1981)	$w = \frac{\sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2}}{2} \quad \alpha_H = \frac{\pi}{2 * \lambda_p} \leq h \quad \alpha_L = \frac{\pi}{\lambda_v} \leq l$
Liau e Kwan (1984)	$w = \frac{0,95 * \text{sen}(2\theta)}{2 * \sqrt{\lambda_H}} * D$
Decanini e Fantin (1987): não fissurado	$\lambda_H \leq 7,85 \quad \lambda_H > 7,85$ $w = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) * D \quad w = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) * D$
Decanini e Fantin (1987): fissurado	$\lambda_H \leq 7,85 \quad \lambda_H > 7,85$ $w = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) * D \quad w = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) * D$
Paulay e Priestley (1992)	$w = \frac{D}{4}$
Durrani e Luo (1994)	$w = \gamma * \text{sen}(2\theta) * D$ $\gamma = 0,32 * \sqrt{\text{sen}(2\theta)} * \left(\frac{H^4 * E_a * t}{m * E_p * I_p * h}\right)^{-0,1}$ $m = 6 * \left(\frac{1 + 6 * E_v * I_v * H}{\pi * E_p * I_p * L}\right)$
Chrysostomou e Asteris (2012)	$w = 0,27 * (\lambda_H)^{-0,4} * D$
Montandon (2018)	$w = 0,51 * (\lambda_H)^{-0,3} * h$

Fonte: Adaptado de Queiroz (2020).

Várias formulações foram propostas por pesquisadores para calcular a largura equivalente w , tais como as indicadas na Tabela 6. Em todos os casos, há diferenças consideráveis entre os valores obtidos. A equação mais conhecida em pesquisas internacionais e adotada por diretrizes técnicas é a proposta por Mainstone (1974). Comparada a outras fórmulas propostas, a expressão de Mainstone (1974) é a mais conservadora, representando um limite inferior da largura equivalente calculada. (ASTERIS *et al.*, 2013). Os parâmetros da Tabela 6 estão definidos a seguir:

D – Comprimento da diagonal da parede

E_a – Módulo de elasticidade da parede de alvenaria

E_p – Módulo de elasticidade do pilar

E_v – Módulo de elasticidade da viga

H – Distância entre os eixos das vigas (distância entre andares)

h – Altura da parede

I_p – Momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

I_v – Momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

L – Comprimento da viga entre os eixos dos pilares (vão teórico da viga)

l – Comprimento da parede

t – Espessura da parede

w – Largura da diagonal equivalente

α_H – Comprimento de contato entre o pilar e a parede

α_L – Comprimento de contato entre a viga e a parede

θ – Ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal

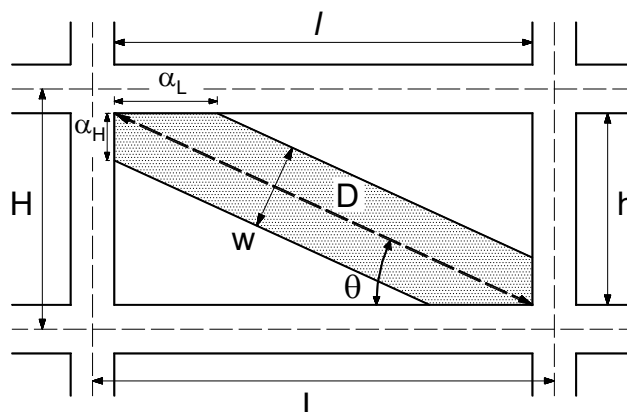
λ_H – parâmetro adimensional que expressa a rigidez relativa do pilar com a parede

λ_p – parâmetro de rigidez relativa do pilar com a parede

λ_v – parâmetro de rigidez relativa da viga com a parede

A figura 9 apresenta o pórtico preenchido com alvenaria representada pelo diagonal equivalente de largura W e os comprimentos de contato entre α_H (contato pilar e parede) e α_L (contato viga e parede).

Figura 9 - Dimensões do pórtico preenchido e dos comprimentos de contato.



Fonte: Adaptado de Silva (2014).

De acordo com Alva e Queiroz (2021), que analisaram diferentes expressões para a largura da diagonal equivalente na modelagem de pórticos com alvenaria participante, constatou-se uma grande variação nos resultados ao aplicar diversas fórmulas encontradas na literatura. Os autores observaram que o aumento da resistência dos blocos de alvenaria faz com que a largura da diagonal equivalente na modelagem em elementos finitos se aproxime dos valores obtidos pela expressão de Mainstone (1974). A Tabela 7 apresenta os resultados obtidos pelos autores para a mesma configuração de pórtico e alvenaria.

Tabela 7 - Largura Equivalente para os diferentes tipos de modelos.

Expressão	Largura (cm)
Mainstone	74,08
Hendry	225,98
Liauw e Kwan	137,53
Decanini e Fantin	179,68
Paulay e Priestley	152,18
Durrani e Luo	93
Chrysostomou e Asteris	114,3
CSA 304 e ANBT NBR 16868-1	152,18

Fonte: Alva e Queiroz (2021)

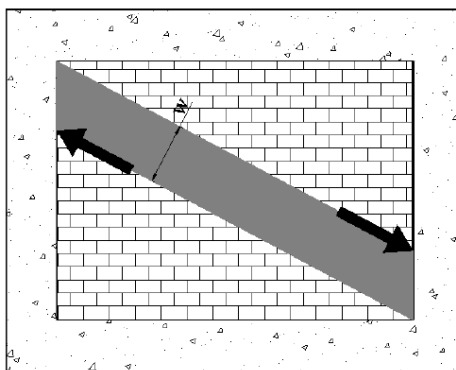
2.2.1 Recomendações da NBR 16868-1 (2020)

A ABNT NBR 16868-1 (2020) é a norma brasileira que estabelece os requisitos para o projeto de estruturas de alvenaria, além de abordar à análise de desempenho estrutural de elementos de alvenaria inseridos em outros sistemas estruturais. A norma inclui um anexo para destacar a “alvenaria participante”, definida como alvenaria estrutural construída dentro de um pórtico e dimensionada para atuar como parte do sistema de contraventamento da estrutura.

Segundo a referida norma brasileira, a alvenaria participante pode ser considerada usando o modelo de barra diagonal equivalente. Para o uso deste modelo, não são permitidas aberturas ou espaços vazios entre o painel de alvenaria e o pórtico, a menos que sejam realizados ensaios experimentais ou investigações especiais. Além disso, as paredes participantes devem ser projetadas para resistir a todas as cargas verticais transferidas a elas pelo pórtico.

A ABNT NBR 16868-1 (2020) também destaca que os elementos do pórtico e as suas ligações devem ser projetados para resistir às forças de cisalhamento adicionais introduzidas pela ação da diagonal comprimida. Os elementos de pilar, viga ou laje em contato com a alvenaria participante devem ser dimensionados considerando os esforços de força cortante e momento fletor obtidos no modelo considerando a diagonal equivalente, majorados por um fator adicional igual a 1,1. Especialmente, a força cortante transferida da diagonal da alvenaria participante deve ser somada aos esforços dos pilares. A Figura 10 representa a formação da diagonal comprimida no pórtico de concreto com largura equivalente w .

Figura 10 - Representação da diagonal resultante para dimensionamento dos pilares do pórtico.



Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020).

A largura da diagonal comprimida segundo a norma brasileira ABNT NBR 16868-1 (2020) é dada pela seguinte equação.

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \leq \frac{D}{4} \quad (12)$$

Em que α_h é o comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida, α_L é o comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida. Tais comprimentos de contato são obtidos pelas Equações 13 e 14.

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left(\sqrt[4]{\frac{4E_p I_p h}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \right) \quad (13)$$

$$\alpha_L = \pi \left(\sqrt[4]{\frac{4E_p I_v h}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \right) \quad (14)$$

Nas quais:

E_a e E_p são os módulos de elasticidade do material da parede de alvenaria e do pórtico, respectivamente.

h e l são a altura e o comprimento da parede participante, respectivamente.

t_{ap} equivale a duas vezes a soma da espessura das paredes longitudinais do bloco para o caso de bloco vazado não totalmente grauteado; ou, é a espessura da parede para o caso de tijolo maciço ou bloco vazado totalmente grauteado.

I_p e I_v são momentos de inércia do pilar e da viga do pórtico, respectivamente.

θ é a $\tan^{-1}(h/l)$, expressa em graus.

2.2.2 Correção ortotrópica da alvenaria.

A investigação sobre o comportamento da alvenaria como componente estrutural tem sido foco de inúmeros estudos. A simulação numérica desse sistema é especialmente desafiadora devido a diversos fatores influentes, como a umidade, a composição da argamassa, as dimensões e formatos dos blocos, além da orientação das tensões nas juntas horizontais e verticais e os

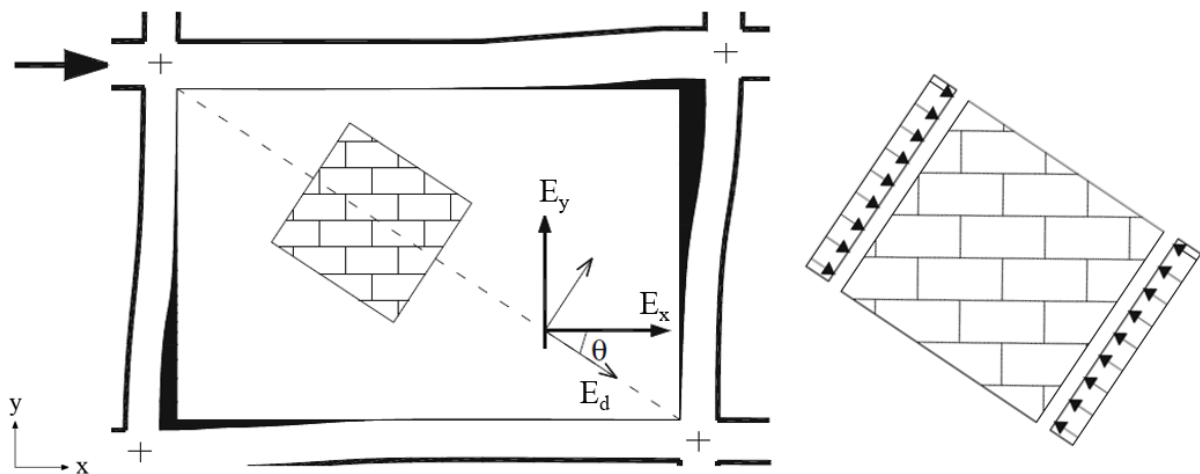
modelos construtivos. Esses aspectos contribuem para a complexidade ortotrópica da alvenaria, tornando sua avaliação e modelagem um processo altamente complicado.

No campo da modelagem numérica, a alvenaria é frequentemente tratada como um material isotrópico. Essa abordagem foi adotada por Montandon (2018) e Queiroz (2020) em suas pesquisas, ambos fundamentados por estudos que apoiam essa simplificação.

Alguns estudos, como o de Cavaleri *et al.* (2013) e Galvão (2022), consideraram o efeito ortotrópico da alvenaria. Cavaleri *et al.* (2013) realizaram experimentos para determinar as propriedades mecânicas das alvenarias utilizadas nos modelos de diagonal equivalente. Os autores empregaram uma expressão para calcular o módulo de elasticidade da alvenaria na direção diagonal (Figura 11), em que E_d depende dos módulos de elasticidade E_x e E_y do ângulo de inclinação da diagonal em relação à horizontal (θ), bem como o módulo de elasticidade transversal (G) e o coeficiente de Poisson (ν), ambos relativos ao plano xy :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{E_x} (\cos \theta)^4 + \left[\frac{1}{G} + \frac{2\nu}{E_x} \right] (\sin \theta \cos \theta) + \frac{1}{E_y} (\sin \theta)^4 \quad (15)$$

Figura 11 - Esquema para consideração do efeito ortotrópico da alvenaria.



Fonte: Adaptado de Cavaleri *et al.* (2013).

Após uma série de experimentos realizados por Cavaleri *et al.* (2013), foi observado que, ao comparar a rigidez das estruturas com alvenaria obtida por meio da equação 15 com a rigidez avaliada usando os parâmetros isotrópicos, podem surgir diferenças substanciais, especialmente no caso de alvenarias com forte anisotropia. Esse resultado sugere que a abordagem proposta deve ser limitada a alvenarias cujo comportamento não seja isotrópico.

Deve-se observar que a alvenaria não é um material homogêneo devido às diferentes características da argamassa e dos componentes. Portanto, a suposição de um comportamento ortotrópico homogêneo deve ser considerada uma boa aproximação entre um modelo muito complexo que simula as propriedades físicas/mecânicas reais da alvenaria e a suposição excessivamente simplificada de um material homogêneo isotrópico. (CAVALERI *et al.* 2005).

2.3 ESFORÇOS ADICIONAIS NOS PILARES DECORRENTES DO CONTATO ALVENARIA – PÓRTICO.

O modelo de uma diagonal equivalente é simples e capaz de representar a influência da alvenaria de preenchimento de modo global. Esse modelo, no entanto, não consegue descrever os efeitos locais resultantes da interação entre a alvenaria e a estrutura circundante. Como resultado, os momentos de flexão e as forças de cisalhamento nos elementos estruturais não são realistas e a localização de possíveis deformações plásticas não podem ser adequadamente previstas. Por essas razões, o modelo de diagonal única tem sido modificado por diferentes pesquisadores. (CRISAFULLI, 1997).

De acordo com Milanesi *et al.* (2018), efeitos prejudiciais nos pilares de estruturas de concreto armado preenchidas com alvenaria podem surgir devido à interação entre a alvenaria e a estrutura na região de contato entre os elementos. Esses efeitos são particularmente preocupantes quando a alvenaria possui alta resistência e rigidez, ou quando está localizada apenas de um lado da coluna. Especificamente, forças adicionais de cisalhamento podem ser impostas nas extremidades dos pilares na região de contato com a alvenaria devido à ativação de forças compressivas diagonais, possivelmente causando danos locais ou falhas por cisalhamento.

Edifícios de concreto armado com alvenaria de preenchimento são comumente construídos em muitos países. Embora a alvenaria contribua com grande resistência e rigidez lateral para o edifício, sua influência no comportamento sob força lateral depende muito de sua distribuição no edifício. Um exemplo em que a influência da distribuição da alvenaria é maior, são os edifícios com piso térreo aberto (pilotis), no qual as paredes de alvenaria estão presentes em todos os andares, exceto no piso térreo. (CHOUDHURY e KAUSHIK, 2018).

As paredes de alvenaria em estruturas aporticadas contribuem significativamente para a resposta sob ações sísmicas. Com especial atenção às estruturas de concreto armado, sabe-se que as modificações nas forças internas causadas pela interação entre o pórtico e a alvenaria de preenchimento podem não ser suportadas pelo pórtico devido às forças de cisalhamento adicionais que surgem nas extremidades das vigas e colunas. Tais forças adicionais podem levar à ativação de mecanismos de colapso frágeis (Figura 12) e, portanto, sua previsão é fundamental, especialmente para estruturas em que desconsideram as ações sísmicas. (CAVALERI e TRAPANI, 2014).

Figura 12 - Falha por cisalhamento de pilar devido a interação estrutura e alvenaria.



Fonte: Cavaleri e Trapani (2014).

2.3.1 Modelo de Basha e Kaushik (2019).

O modelo proposto por Basha e Kaushik (2019) visa aprimorar o modelo de diagonal única (centrada) equivalente, empregando-se a expressão de Mainstone (1974). Nessa abordagem, a força normal obtida na diagonal equivalente é decomposta na direção horizontal, sendo então distribuída uniformemente na região de contato entre o pilar e a alvenaria. O objetivo desse modelo é corrigir a principal dificuldade associada à interação entre alvenaria e o pórtico de

concreto armado com modelos de diagonais únicas centradas, que é a captura da força cortante máxima solicitante na região de contato.

Basha e Kaushik (2019) conduziram um experimento para determinar os efeitos locais que a alvenaria exerce em pórticos de concreto de armado. O experimento consistiu em 3 pórticos, sendo BF (pórtico sem preenchimento), IF-FB1 (Pórtico totalmente preenchido pela alvenaria com barras de aço menos resistentes) e IF-FB2 (Pórtico totalmente preenchido pela alvenaria, porém com barras de aço mais resistentes). A principal diferença entre IF-FB1 e IF-FB2 foi a diferença da tensão de escoamento para as barras de aço (vide Tabela 8).

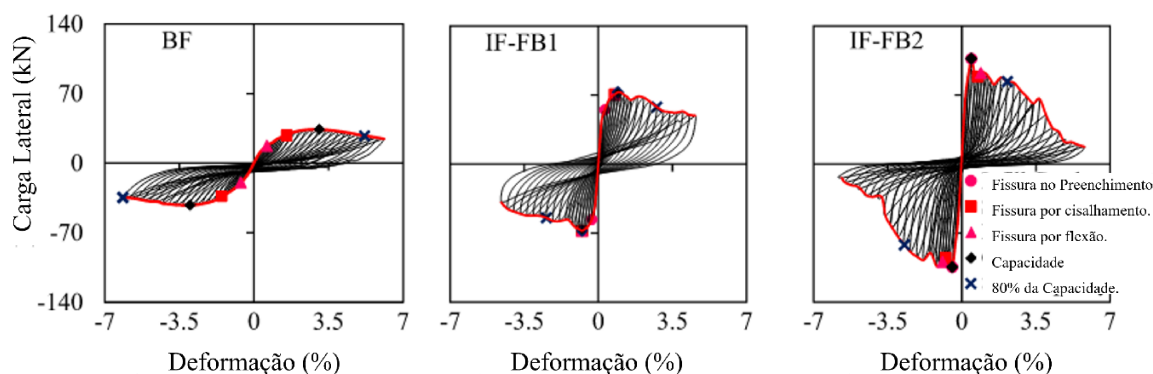
Tabela 8 - Tensão de escoamento das barras de aço dos pórticos IF-FB1 e IF-FB2.

fy (MPa)	
Pórtico IF-FB1	265 (6 ϕ)
	460 (8 ϕ)
	460 (12 ϕ)
Pórtico IF-FB2	520 (6 ϕ)
	530 (8 ϕ)
	530 (12 ϕ)

Fonte: Basha e Kaushik (2019).

Após a aplicação da carga cíclica, conforme ilustrado nas Figuras 13 e 14, os testes demonstraram que os pórticos (IF-FB1 e IF-FB2) apresentaram desempenho significativamente superior ao pórtico BF, com maior rigidez (7-9 vezes), capacidade de carga lateral (1,6-2,5 vezes) e dissipação de energia (1,4-1,7 vezes). Entre os pórticos preenchidos, IF-FB2 destacou-se por sua maior capacidade resistente, atribuída à contribuição plena da alvenaria, que levou à formação de fissuras diagonais e uma biela compressiva. Já no IF-FB1, a contribuição da alvenaria foi mais gradual, com a formação de fissuras de deslizamento nas juntas de assentamento e fissuras diagonais em degrau, resultando em um comportamento estrutural menos eficiente em comparação ao IF-FB2.

Figura 13 - Carga cíclica e deformação obtidos nos pórticos BF, IF-FB1 e IF-B2.



Fonte: Adaptado de Basha e Kaushik (2019).

Figura 14 - Ensaio dos pórticos BF, IF-FB1 e IF-FB2



BF

IF-FB1

IF-FB2

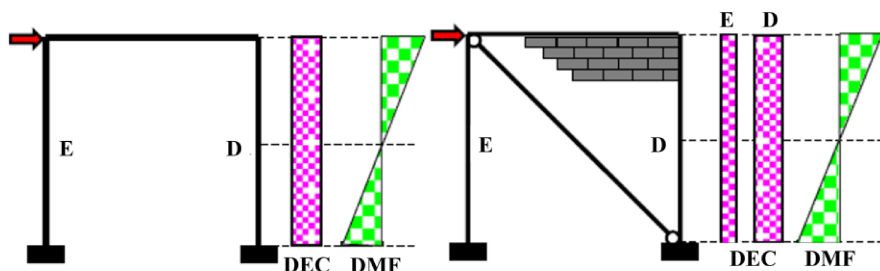
Fonte: Basha e Kaushik (2019).

No caso de IF-FB2, a capacidade da alvenaria foi alcançada e logo após isso houve uma transferência abrupta de força da alvenaria de preenchimento para os pilares (que não foram projetados para tal força). Isso pode ter levado a uma degradação significativa na capacidade de IF-FB2 após atingir a carga máxima, mesmo com o uso de barras de reforço de alta resistência. (BASHA e KAUSHIK, 2019).

A alvenaria de vedação em IF-FB1 permaneceu íntegra na estrutura de concreto armado circundante até o final do teste, embora tenha tido algum deslocamento fora do plano. Outros parâmetros influenciaram nos resultados dos pórticos, tais como a qualidade da mão de obra envolvida na construção das alvenarias de preenchimento e também dos pórticos, o que é muitas vezes difícil de prever. (BASHA e KAUSHIK, 2019).

Basha e Kaushik (2019) explicam que, nos pórticos sob forças horizontais, a modelagem simplificada com uma diagonal equivalente, bem como a modelagem sem a presença de alvenaria, conduz a diagramas de força cortante e momento fletor nos pilares com variação constante e linear, respectivamente, conforme ilustrado na Figura 15.

Figura 15 - Modelos de pórtico: sem alvenaria e com alvenaria.

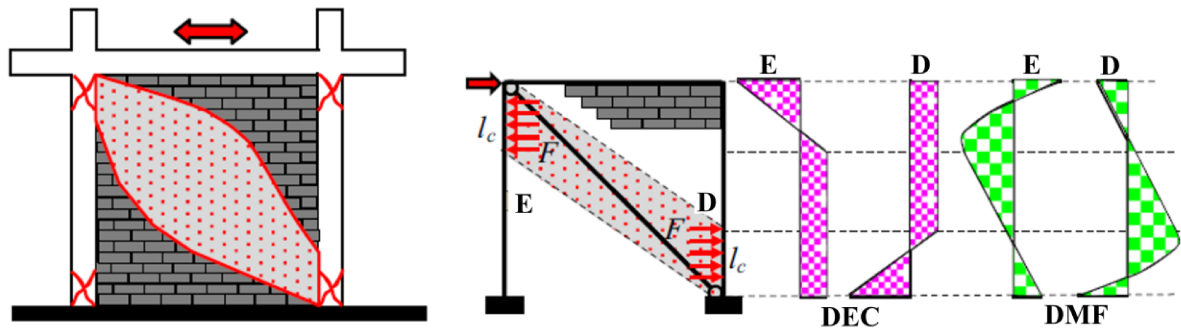


Fonte: Basha e Kaushik (2019).

No entanto, Basha e Kaushik (2019) afirmam que outras pesquisas experimentais revelam que a alvenaria de preenchimento influencia a distribuição de forças ao longo do comprimento de contato entre pilar e parede, levando a uma variação linear na força cortante e uma variação parabólica no momento fletor nos pilares ao longo desse comprimento. Com base na rigidez e resistência relativas da alvenaria em relação ao pórtico envolvente, também foi deduzido que a presença de uma alvenaria mais resistente e rígida resulta em maiores forças cortantes nos pilares, aumentando assim a probabilidade de falha por cisalhamento nesses elementos.

Em seus estudos, Basha e Kaushik (2019) enfatizam a necessidade de aprimorar o modelo de única diagonal equivalente para uma previsão mais precisa do cisalhamento dos pilares sob ações sísmicas, considerando a interação entre o pórtico e a alvenaria. Os autores propõem uma abordagem que envolve estimar a resposta global por meio da análise de pórticos com diagonais únicas equivalentes adaptados. Para capturar os efeitos locais da interação com a alvenaria, sugerem a aplicação adicional de forças de cisalhamento no pórtico, distribuídas uniformemente ao longo do comprimento de contato do pilar l_c , conforme ilustrado na Figura 16.

Figura 16 - Modelo proposto por Basha e Kaushik (2019)



Fonte: Basha e Kaushik (2019).

Basha e Kaushik (2019) indicam que a força horizontal (F) a ser distribuída ao longo de um comprimento de contato entre alvenaria e a estrutura (l_c) é a força componente horizontal da força normal que surge na diagonal equivalente, cuja largura é calculada pela expressão de Mainstone (1974). O comprimento de contato é obtido por:

$$l_c = \frac{w_s}{\cos \theta_c} \quad (16)$$

Na qual:

w_s a largura da diagonal equivalente obtida pela expressão de Mainstone (1974);

θ_c é o ângulo da diagonal excêntrica em relação à horizontal, o qual pode ser obtido a partir da resolução da Equação (17):

$$\tan \theta_c = \frac{h - \left(\frac{w_s}{\cos \theta_c} \right)}{l} \quad (17)$$

h é a altura da alvenaria.

l é o comprimento da alvenaria;

O contato entre a viga e a alvenaria foi desprezado no estudo de Basha e Kaushik (2019).

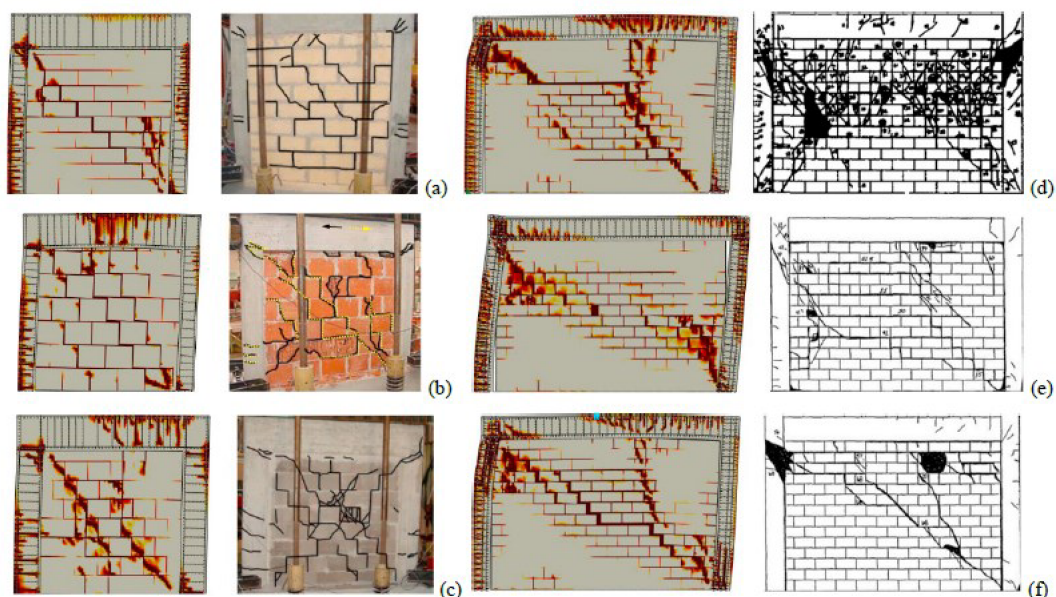
2.3.2 Modelo de Trapani *et al.* (2023).

Trapani *et al.* (2023) afirmam que as alvenarias confinadas em estruturas de pórticos influenciam na resposta da estrutura tanto em escala global quanto local. Os efeitos globais incluem a modificação da resistência, rigidez, ductilidade e modos de colapso. Por outro lado, também ocorrem interações locais entre a alvenaria e os elementos do pórtico. Estudos experimentais e numéricos mostraram que as paredes de alvenaria, quando sujeitas a forças laterais, se desconectam parcialmente do pórtico, resultando na concentração da transferência de força nas extremidades dos pilares, o que produz um aumento da força cortante solicitante nas extremidades dos pilares. A força cortante adicional de cisalhamento afeta especialmente as extremidades dos pilares e as ligações viga-pilar, comprometendo o desempenho estrutural.

O modelo proposto por Trapani *et al.* (2023) visa compensar as limitações do modelo da diagonal equivalente única nos cantos e apresenta semelhanças com o modelo de Basha e Kaushik (2019). A distinção principal entre os dois modelos reside na decomposição da força normal da diagonal equivalente. Enquanto o modelo de Basha e Kaushik (2019) restringe essa decomposição à direção horizontal, o modelo de Trapani *et al.* (2023) considera tanto a direção vertical quanto a horizontal na região de contato entre a alvenaria, o pilar e a viga.

Trapani *et al.* (2023) selecionaram pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria (diferentes tipos de alvenaria) investigados por Mehrabi e Shing (1996) e por Cavaleri e Trapani (2014), perfazendo um total de 6 pórticos (Vide Figura 17). Estes foram simulados com micromodelagem (Micro-model), com o auxílio do programa OpenSees/STKO, com o modelo convencional de uma diagonal única (Macro-model) e com o modelo proposto por Trapani *et al.* (2023) (Macro-model + Eq (5)).

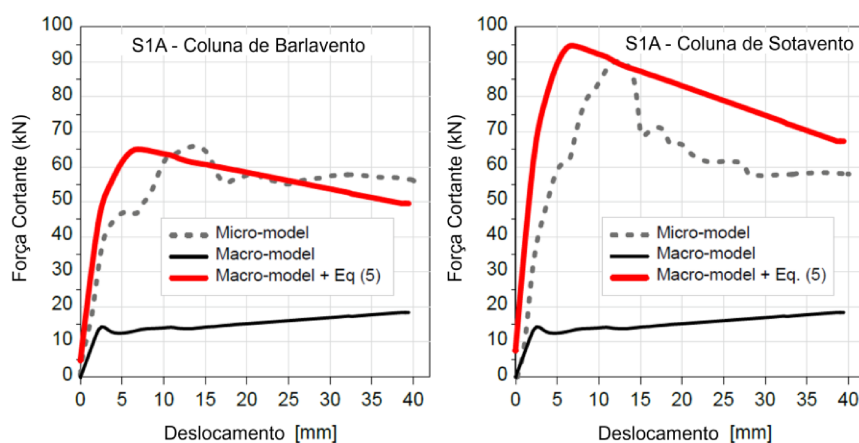
Figura 17 – Protótipos experimentais utilizados por Trapani *et al.* (2023) para a proposta de aperfeiçoamento do modelo de diagonal única.



Fonte: Trapani *et al.* (2023).

O gráfico 3 apresenta os esforços atuantes nos pilares do pórtico S1A, indicado no item (a) da Figura 17. Esse pórtico possui uma extensão de alvenaria de 2032 mm, uma altura de alvenaria de 1422 mm e uma relação l/h de 1,43. Foi aplicada uma força horizontal de 200 kN ao pórtico.

Gráfico 3 - Comparação dos esforços nos pilares de barlavento e sotavento obtidos por diferentes modelos de consideração da alvenaria para o pórtico S1A.

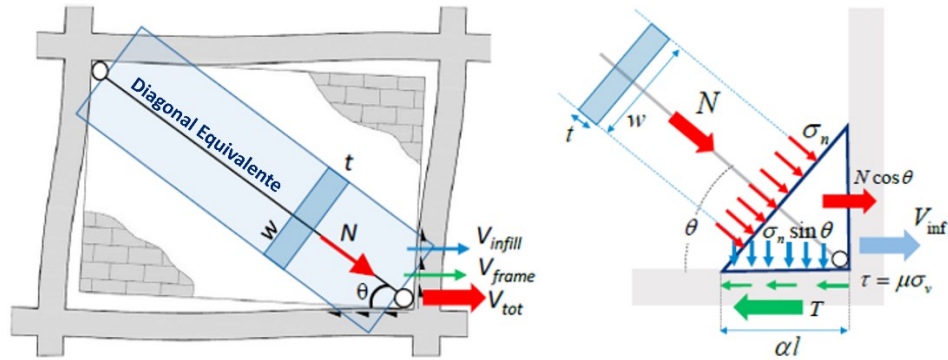


Fonte: Trapani *et al.* (2023).

Percebe-se que o ajuste no modelo de uma única diagonal proposta por Trapani *et al.* (2023) – Macro-model + Eq (5) – conseguiu se aproximar do modelo mais refinado (Micro-Model), o qual empregou o Método dos Elementos Finitos.

O modelo de Trapani *et al.* (2023) incorpora a consideração da força de atrito entre a alvenaria e o pórtico, sendo necessário determinar o coeficiente de atrito entre alvenaria e pórtico, aspecto que não é abordado no modelo de Basha e Kaushik (2019). A Figura 18 ilustra uma esquematização do referido modelo.

Figura 18 - Modelo proposto por Trapani *et al.* (2023).



Fonte: Trapani *et al.* (2023).

De acordo com Trapani *et al.* (2023), o modelo convencional de diagonal equivalente única nos cantos não permite a obtenção da força cortante adicional devida a interação entre o pórtico e alvenaria participante. No entanto, é possível considerar essa força cortante total solicitante ($V_{d,tot}$) nos pilares como uma soma entre a força cortante resistida pelo pórtico ($V_{d,frame}$) e uma força adicional devido à interação alvenaria e pórtico ($V_{d,inf}$):

$$V_{dtot} = V_{d,frame} + V_{d,inf} \quad (18)$$

A força cortante ($V_{d,inf}$) é o termo desconhecido. No entanto, pode ser assumida como sendo composta por duas componentes: a parcela horizontal da força axial que atua na diagonal equivalente, e também uma força que surge do atrito entre alvenaria e o pórtico na direção oposta:

$$V_{d,inf} = N \cos \theta - T \quad (19)$$

A força de atrito (T) é calculada pelo produto da tensão normal vertical (σ_v) que surge devido à ação da diagonal equivalente multiplicada pelo coeficiente de atrito (μ), pela espessura da parede (t) e pelo comprimento de contato (αl):

$$T = \mu \sigma_v t \alpha l \quad (20)$$

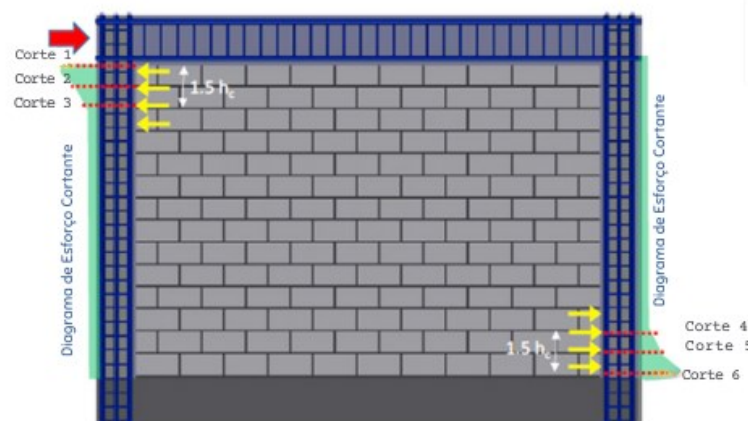
$$\sigma_n = N/(wt) \quad (21)$$

$$\sigma_v = \sigma_n \sin \theta \quad (22)$$

O comprimento de contato considerado no modelo de Trapani *et al.* (2023) é assumido como sendo $\alpha l = 0,30l$ e $0,4l$ para uma relação de $l/h = 1$, e $\alpha l = 0,25l$ e $0,3l$ para uma relação de $l/h = 1,5$ para a região de barlavento e sotavento, respectivamente.

Outra diferença do modelo de Trapani *et al.* (2023) em comparação com os outros modelos é que a força máxima obtida na modelagem não é adotada como a força solicitante máxima para o cálculo da armadura transversal nos pilares. O modelo adota uma média em uma região de contato do pilar com a alvenaria definida como sendo 1,5 vezes a maior dimensão da seção do pilar (Figura 19). Logo, a força cortante total induzida pelo sismo para o cálculo da armadura transversal será a média dos 3 valores obtidos na região de $1,5 h_c$, sendo h_c é maior dimensão da seção transversal do pilar.

Figura 19 - Representação do diagrama de esforço cortante obtido considerando força adicional pelo modelo de Trapani *et al.* (2023).



Fonte: Trapani *et al.* (2023).

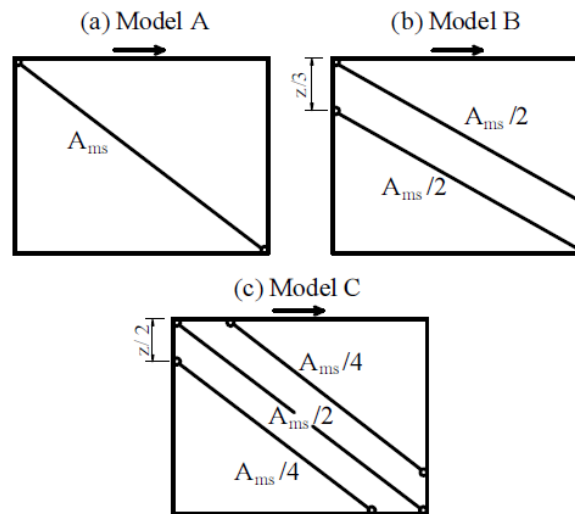
2.3.3 Modelo de múltiplas diagonais equivalentes.

Conforme Asteris *et al.* (2013), ficou evidente ao longo dos anos que o modelo convencional de diagonal equivalente única não conseguia representar adequadamente o complexo comportamento da interação entre alvenaria e estrutura. Diversos pesquisadores observaram que os momentos fletores e os esforços cortantes nos elementos estruturais não eram precisos quando se utilizava o modelo de diagonal única, conectando-a aos cantos do pórtico. Por essa razão, foram propostos macromodelos mais complexos, com mais de uma diagonal equivalente, para capturar melhor essa interação.

Segundo Rigão (2022), os modelos de múltiplas diagonais são mais apropriados para avaliar os efeitos locais, como as alterações no momento fletor e no cisalhamento das vigas e pilares causados pela interação entre a alvenaria e o pórtico de contorno. Ainda destaca que esses efeitos podem ser mais precisamente analisados com modelos mais sofisticados, como mesomodelos ou micromodelos via Método dos Elementos Finitos (MEF), que detalham melhor a transferência de esforços entre a alvenaria e os elementos de contorno. Devido aos custos e dificuldades operacionais para realizar ensaios em estruturas com alvenaria, a modelagem numérica refinada com o auxílio do MEF se mostra uma ferramenta eficaz para esses estudos. No entanto, a correta modelagem do comportamento da alvenaria é complexa, pois este sistema apresenta comportamento anisotrópico e depende do conhecimento das propriedades dos blocos, argamassas, além da interação entre esses materiais.

Assim como diversos autores, Crisafulli e Carr (2007) exploraram a viabilidade de empregar múltiplas diagonais equivalentes (duas ou três) como alternativa à diagonal única (Figura 19). No caso dos modelos de duas diagonais, essas estão confinadas a áreas de contato entre o pilar e a alvenaria. Ao contrário da abordagem como única diagonal, o modelo da dupla diagonal destaca-se pela capacidade de obter a força cortante máxima no pilar. A largura da diagonal equivalente w pode ser calculada pela expressão de Mainstone (1974) ou por outra da literatura especializada.

Figura 20 - Modelos com uma, duas e três diagonais equivalentes.

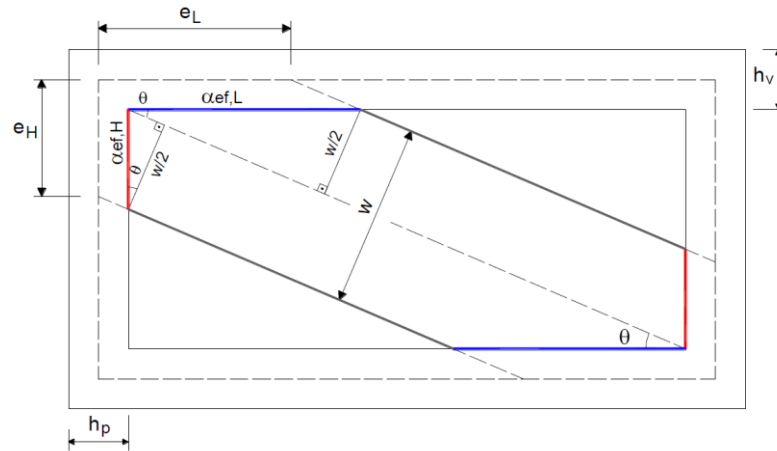


Fonte: Crisafulli e Carr (2007).

Segundo Crisafulli e Carr (2007), o modelo A (Figura 20) subestima o diagrama de momento fletor do pórtico porque as forças horizontais são principalmente resistidas por um mecanismo de treliça. Por outro lado, o modelo B resulta em valores maiores no diagrama de momento fletor do pórtico do que aqueles correspondentes ao modelo de elementos finitos. Uma melhor aproximação é obtida com o modelo C, embora algumas diferenças surjam nas extremidades de ambos os pilares. As forças axiais máximas nos elementos da estrutura são aproximadamente iguais em todos os modelos.

Dando sequência as pesquisas de Montandon (2018) e Queiroz (2020), Galvão (2022) fez uma investigação sobre os modelos de duas e três diagonais estudados por Crisafulli e Carr (2007), realizando adaptações nesses modelos (Figura 20, 21, 22 e 23). Utilizando o conceito de comprimento efetivo de contato entre alvenaria e pilar proposto por Stafford-Smith e Carter (1969), considera-se o pórtico formado por uma diagonal equivalente de largura (w) e ângulo de inclinação (θ).

Figura 21 - Comprimentos de contato entre alvenaria e pórtico.



Fonte: Galvão (2022).

Galvão (2022) propôs que os comprimentos de contato efetivos (entre a parede e o pilar e entre a parede e a viga, conforme Figura 21) sejam calculados a partir da largura da diagonal equivalente w (obtida com alguma expressão escolhida a partir da literatura):

$$\alpha_{efH} = \frac{w}{2 \cos \theta} \quad (23)$$

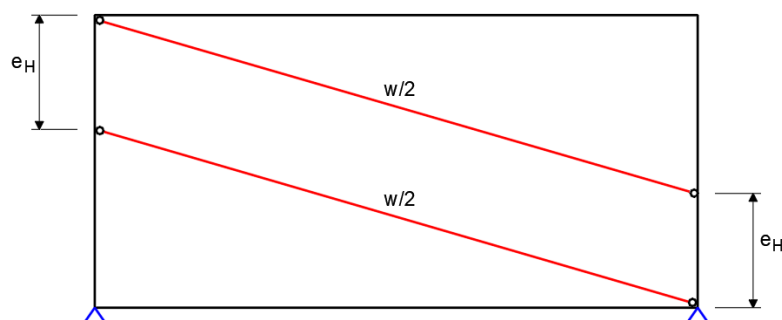
$$\alpha_{efL} = \frac{w}{2 \sin \theta} \text{ ou } \frac{\alpha_{efH}}{\tan \theta} \quad (24)$$

As excentricidades e_H (pilar) e e_L (viga) são determinadas por meio de considerações geométricas, e também dependem das alturas das seções transversais do pilar e da viga (Figura 21):

$$e_H = \frac{h_v}{2} + \alpha_{efH} - \frac{h_p}{2} \tan \theta \quad (25)$$

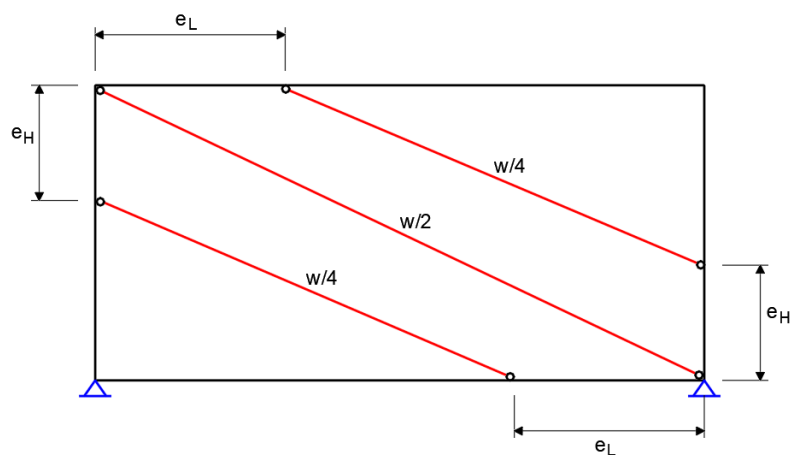
$$e_L = \frac{h_p}{2} + \alpha_{efL} - \frac{h_v}{2 \tan \theta} \quad (26)$$

Figura 22 - Modelo de duas diagonais investigado por Galvão (2022).



Fonte: Galvão (2022).

Figura 23 - Modelo de três diagonais investigado por Galvão (2022).



Fonte: Galvão (2022).

Segundo Galvão (2022), ao comparar os modelos com uma, duas e três diagonais, observou-se que os modelos de duas diagonais forneceram resultados mais próximos aos dos modelos de referência (obtidos via MEF) para a obtenção da força cortante máxima no pilar. Em contrapartida, os modelos com duas diagonais apresentam maiores deslocamentos horizontais, resultando em valores superiores aos obtidos pelo MEF.

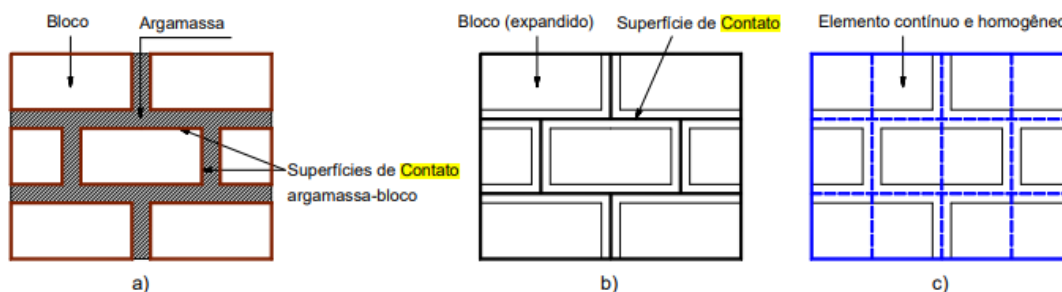
2.3.4 Modelos MEF com simulação do problema de contato

A micromodelagem por meio do Método dos Elementos Finitos é uma das abordagens mais precisas para avaliar o comportamento da interação entre alvenaria-pórtico. No entanto, a modelagem dos elementos pode se tornar complexa se certas hipóteses de simplificação não forem adotadas. Existem três abordagens principais de modelagem: a micromodelagem detalhada, micromodelagem simplificada e a mesomodelagem.

Na micromodelagem detalhada, as juntas de argamassa são simuladas como elementos contínuos, e a conexão entre o bloco e a argamassa é tratada como um elemento de interface ou contato. Tanto os elementos contínuos quanto os elementos de contato podem ser descritos por relações tensão-deformação não lineares. Neste caso, a alvenaria é definida em três componentes: blocos, argamassa e interface bloco-argamassa.

Por outro lado, a micromodelagem simplificada é uma aproximação onde os blocos são modelados como elementos contínuos, enquanto as juntas de argamassa e a interface com os blocos são representadas por um único elemento, geralmente com espessura nula. A mesomodelagem considera que a argamassa, bloco, interface bloco-argamassa como um único elemento homogêneo contínuo. A Figura 24 ilustra as diferentes abordagens na consideração da alvenaria: a) micromodelagem detalhada; b) micromodelagem simplificada e c) mesomodelagem.

Figura 24 - Três abordagens para consideração da alvenaria na análise MEF.



Fonte: Rigão (2022).

Em pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria submetido a ações horizontais pode-se observar a perda de contato entre a parede e o pórtico. Tanto na micromodelagem quanto na mesomodelagem, pode-se considerar a interação entre o pórtico e a parede de alvenaria simulando-se o problema de contato entre as duas superfícies. No programa ANSYS, o contato entre os elementos pode ocorrer entre pontos (nós), entre superfícies ou entre pontos e superfícies. Um desafio significativo no contato é a intensidade da penetração entre superfícies, que depende do fator de rigidez de contato (FKN). Quanto maior o valor de FKN, menor a penetração, mas isso pode resultar em um maior número de iterações para alcançar a convergência da solução.

A penetração entre corpos não existe fisicamente; portanto, uma penetração excessiva pode levar a resultados que não representam adequadamente o comportamento real de pórticos preenchidos com alvenaria. Além disso, o atrito entre o pórtico de concreto e a parede de alvenaria deve ser considerado.

O cisalhamento entre a superfície do pórtico e a parede pode ser simulado com o critério de Coulomb, conforme a Equação 27:

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma \quad (27)$$

em que

τ é a tensão de cisalhamento mobilizada;

τ_0 é a coesão;

μ é coeficiente de atrito entre a parede o pórtico de concreto;

σ é a pressão de contato entre a parede e o pórtico de concreto.

Embora não trate especificamente do contato pórtico-alvenaria, nesta pesquisa tais coeficientes foram estimados a partir das recomendações da ABNT NBR 16868-1 (2020), conforme a Tabela 9, seguindo procedimento de pesquisas anteriores como Silva (2014), Montandon (2018), Rigão (2022) e Galvão (2022).

Tabela 9 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento em juntas horizontais de paredes (f_{vk}).

Resistência média a compressão da argamassa (f_a)	f_{vk} MPa
Entre 1,5 e 3,4 MPa	$0,10 + 0,5 \sigma \leq 1,0$
Entre 3,5 e 7,0 MPa	$0,15 + 0,5 \sigma \leq 1,4$
Acima de 7,0 MPa	$0,35 + 0,5 \sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT NBR 16868-1 (2020).

Conforme Galvão (2022), nas simulações numéricas com o programa ANSYS, pode-se assumir para a máxima tensão resistente ao cisalhamento (f_{vmax}) o limite superior especificado na Tabela 9.

3 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Este capítulo tem como objetivo detalhar os procedimentos adotados para o desenvolvimento dos modelos numéricos de pórticos preenchidos analisados neste estudo. Foram simulados pórticos de concreto preenchidos com alvenaria com um andar e um vão (item 3.1) e de quatro andares e dois vãos, com distribuição regular das alvenarias (item 3.2) e distribuição irregular das mesmas na vertical, caracterizando a irregularidade de *soft-story* (item 3.3). Em todas as simulações numéricas deste trabalho, os materiais foram considerados com comportamento elástico-linear.

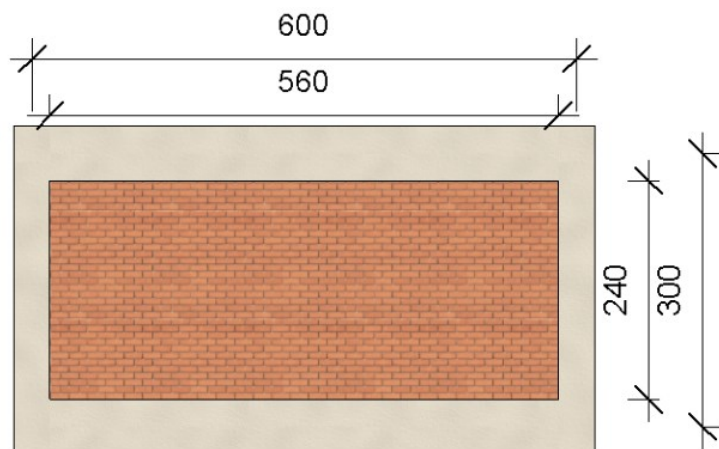
3.1 PÓRTICO PREENCHIDO DE 1 PAVIMENTO.

Com o objetivo de obter os valores de força cortante e momento fletor máximos nos pilares, foram escolhidos 6 modelos de pórticos preenchidos da dissertação de Galvão (2022), ilustrados na Figura 25 e Figura 26, os quais possuem as seguintes características em comum:

- Vão teórico da viga igual a 6 metros.
- Distância entre andares de 3 metros.
- Seção transversal dos pilares 19x40 (cm).
- Seção transversal das vigas 19x60 (cm).
- Espessura da parede igual a 19 cm.
- Concreto C25 com módulo de elasticidade longitudinal de 28 GPa.
- Coeficiente de Poisson 0,20 para concreto
- Força horizontal aplicada de 300 kN.

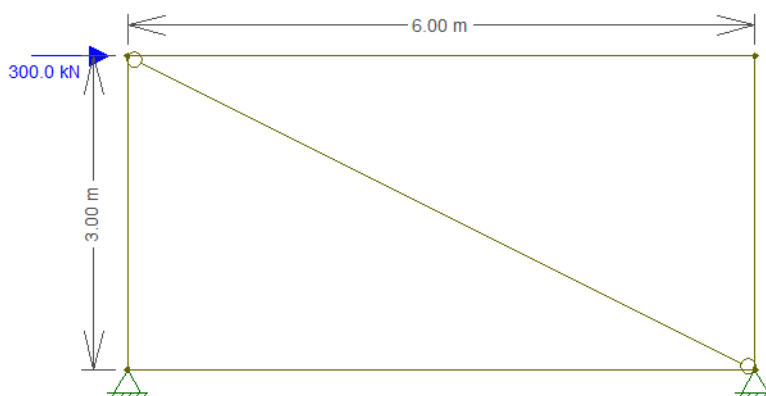
Os modelos estruturais empregados foram: i) modelo de diagonal equivalente única centrada; ii) modelo de Basha e Kaushik (2019); iii) modelo de Trapani *et al.* (2023); iv) modelo de duas diagonais; v) modelo de três diagonais. Para isso foi utilizado o programa FTOOL, voltado para análise de estrutural de pórticos planos.

Figura 25 - Pórtico de concreto preenchido com alvenaria – 1 pavimento.



Fonte: Elaboração Própria.

Figura 26 – Modelo de uma diagonal equivalente no software FTOOL.



Fonte: Elaboração Própria.

Dos modelos investigados por Galvão (2022), foram escolhidos os seguintes: BVC04P40V60 (bloco vazado de concreto, resistência característica à compressão simples de 4 MPa), BVC14P40V60 (bloco vazado de concreto, resistência característica à compressão simples de 14 MPa), BVC24P40V60 (bloco vazado de concreto, resistência característica à compressão simples de 24 MPa), BCPV04P40V60 (bloco cerâmico de parede vazada, resistência característica à compressão simples de 4 MPa), BCPM10P40V60 (bloco cerâmico de parede maciça, resistência característica à compressão simples de 10 MPa), e BCPM18P40V60 (bloco cerâmico de parede maciça, resistência característica à compressão simples de 18 MPa). A Tabela 10 contém as propriedades mecânicas dos referidos modelos.

Tabela 10 - Modelos escolhidos para análise e suas propriedades mecânicas.

Modelo	E_x (MPa)	E_y (MPa)	ν	μ	$f_{v, \text{máx}}$ (MPa)	τ_0 (MPa)	f_{bk} (MPa)	E_d (MPa)
BVC04P40V60	1792	2560	0,2	0,5	1,4	0,15	4	1995
BVC14P40V60	5488	7840	0,2	0,5	1,7	0,35	14	6109
BVC24P040V60	7560	10800	0,2	0,5	1,7	0,35	24	8415
BCPV04P40V60	840	1200	0,15	0,5	1,4	0,15	4	931
BCPM10P40V60	2520	3600	0,15	0,5	1,7	0,35	10	2793
BCPM18P40V60	4536	6480	0,15	0,5	1,7	0,35	18	5027

Fonte: Galvão (2022).

Na Tabela 10:

 E_y é o módulo de elasticidade da alvenaria perpendicular às juntas; E_x é o módulo de elasticidade da alvenaria paralelo às juntas; ν é o coeficiente de Poisson da alvenaria; μ é o coeficiente de atrito entre bloco e argamassa; $f_{v, \text{máx}}$ é a máxima tensão resistente ao cisalhamento entre a superfície do pórtilco e a parede. τ_0 é a coesão entre a superfície do pórtilco e a parede. f_{bk} é a resistência à compressão característica do bloco; E_d é o módulo de elasticidade da alvenaria na direção da diagonal equivalente.

Para cada um dos modelos escolhidos é necessário calcular a largura da diagonal equivalente (w) e, no caso de mais de uma diagonal, também os comprimentos de contato entre a alvenaria e os elementos do pórtilco (viga e pilar) e as excentricidades e_H e e_L das diagonais. Na Tabela 11, a largura da diagonal equivalente w foi calculada com a expressão de Mainstone (1974) e as excentricidades pelas expressões 25 e 26 referentes ao modelo de duas diagonais e três diagonais.

Tabela 11 – Larguras da diagonal equivalente e excentricidades das diagonais para os modelos para pórtico de 1 andar.

Modelos	w (cm)	e_H (cm)	e_L (cm)
BVC04P40V60	66,96	57,85	34,99
BVC14P40V60	59,83	54,00	26,00
BVC24P040V60	57,98	52,97	23,60
BCPV04P40V60	72,23	60,72	41,69
BCPM10P40V60	64,72	56,63	32,15
BCPM18P40V60	61,02	54,62	27,46

Fonte: Galvão (2022).

Os comprimentos de contato entre a alvenaria e a estrutura, obtidos pela expressão 16, do modelo de Basha e Kaushik (2019) estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Comprimentos de contato do modelo de Basha e Kaushik (2019) para o pórtico de 1 andar.

Modelo	l_c (cm)
BVC04P40V60	69,86
BVC14P40V60	62,72
BVC24P040V60	60,81
BCPV04P40V60	75,15
BCPM10P40V60	67,71
BCPM18P40V60	63,97

Fonte: Elaboração Própria.

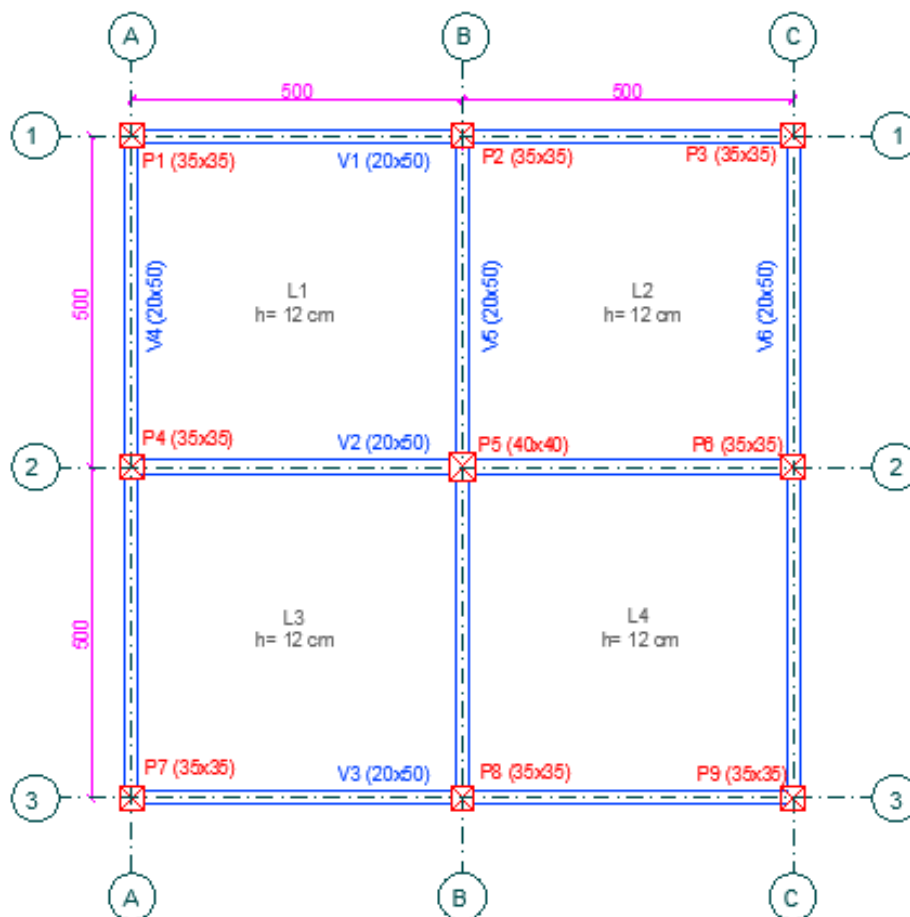
No modelo de Trapani *et al.* (2023) o comprimento de contato foi obtido através da relação l/h (relação entre comprimento e altura entre eixos do pórtico), interpolando-se os valores referenciados na bibliografia para os pilares a barlavento e a sotavento. Para todos os modelos de alvenaria apresentados na tabela 10, os comprimentos de contato a barlavento e sotavento foram, respectivamente, 93,52 cm e 74,48 cm.

3.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO REGULAR DAS ALVENARIAS

O exemplo envolve um pórtico de quatro andares projetado para resistir as ações sísmicas de acordo com a ABNT NBR 15421 (2023). Este pórtico identificado, como B (Figura 27), faz

parte de um edifício com estrutura convencional de concreto armado e alvenaria de blocos cerâmicos.

Figura 27 - Edifício com sistema estrutural convencional de concreto armado.



Fonte: Elaboração própria

Cada andar possui altura de 3 metros entre os pisos acabados. As cargas aplicadas incluem 4 kN/m² como carga permanente de laje (incluindo pisos e revestimentos), 2 kN/m² como carga variável e 6,50 kN/m de alvenaria distribuída em todas as vigas dos pavimentos. O modelo das forças estáticas equivalentes foi utilizado para calcular as ações sísmicas sobre a estrutura. A alvenaria adotada para o pórtico de 4 andares foi a mesma do modelo BCPV04P40V60 (Bloco cerâmico de parede vazada, resistência de característica à compressão simples de 4 MPa), cujos parâmetros mecânicos encontram-se na Tabela 10.

Foram realizadas duas Combinações Últimas Normais e uma Combinação Última Excepcional para fins de pré-dimensionamento das seções da estrutura sem consideração da contribuição das alvenarias de preenchimento conforme indicado na Tabela 13. A combinação de ações mais crítica foi a Excepcional.

Tabela 13 - Combinações de ações adotadas para o pré-dimensionamento do pórtico B.

Combinação	γ_g	γ_q	w_0
Sobrecarga é a ação variável principal	1,4	1,4	0,7
Vento é a ação variável principal	1,4	1,4	0,6
Combinação última excepcional	1,2	1	

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 14 indica as forças horizontais sísmicas no edifício na direção Y, as quais foram obtidas pelo método das forças horizontais equivalentes. O pórtico analisado neste trabalho é o pórtico B da Figura 27. A distribuição das forças sísmicas nos pórticos foi feita em função da rigidez lateral dos mesmos.

Considerou-se para os cálculos das forças sísmicas: edifício localizado na cidade de Rio Branco-AC; categoria de utilização da estrutura II (Fator I = 1,25); Zona Sísmica 3; Categoria Sísmica C; estrutura formada por pórticos de concreto com detalhamento usual ($R = 3$ e $C_d = 2,5$); e classe de terreno D.

Tabela 14 - Forças sísmicas (kN) na direção Y pelo método das forças estáticas equivalentes.

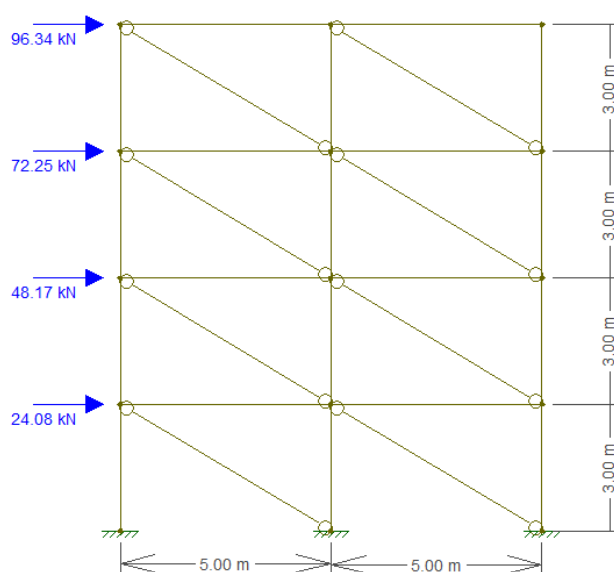
Pavimento	Altura (m)	Total	Pórtico B
1	3	65,97	24,08
2	6	131,94	48,17
3	9	197,91	72,25
4	12	263,89	96,34

Fonte: Elaboração própria

Após o pré-dimensionamento das seções, realizou-se a análise do pórtico B sob o carregamento horizontal característico da ação sísmica, incluindo-se na modelagem as alvenarias de

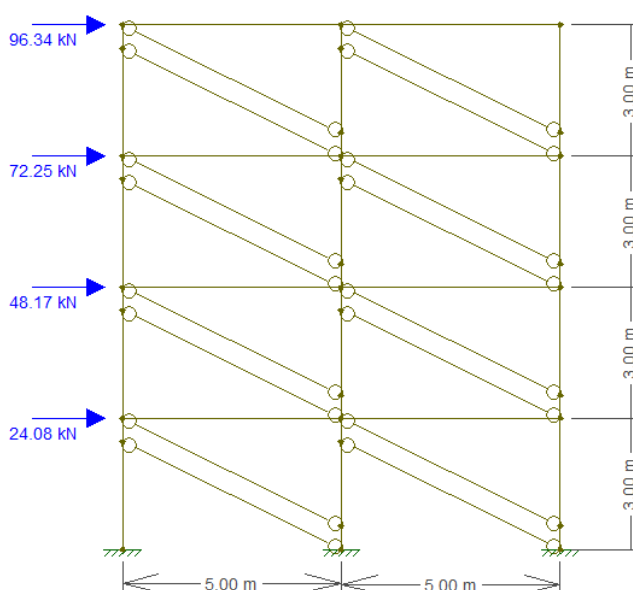
preenchimento. Os modelos estruturais empregados foram: i) modelo de diagonal equivalente única centrada; ii) modelo de duas diagonais; iii) modelo de três diagonais; iv) modelo de Basha e Kaushik (2019); iii) modelo de Trapani *et al.* (2023); iv) modelo de duas diagonais; v) e vi) modelo MEF com simulação do problema de contato alvenaria-pórtico. As Figuras 28 a 31 ilustram os modelos e a estrutura do pórtico B, processados com o auxílio do programa FTOOL.

Figura 28 - Modelo de única diagonal centrada.



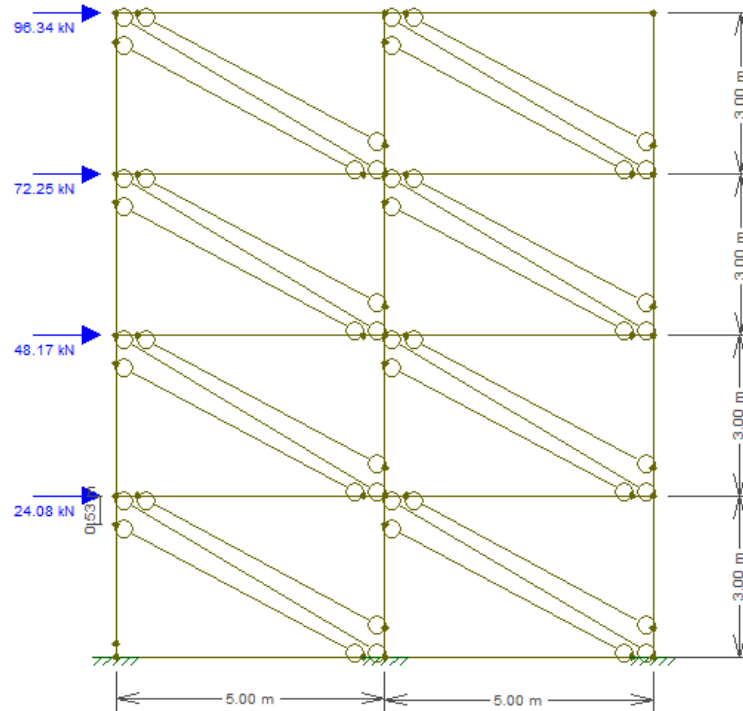
Fonte: Elaboração própria.

Figura 29 - Modelo de diagonal dupla.



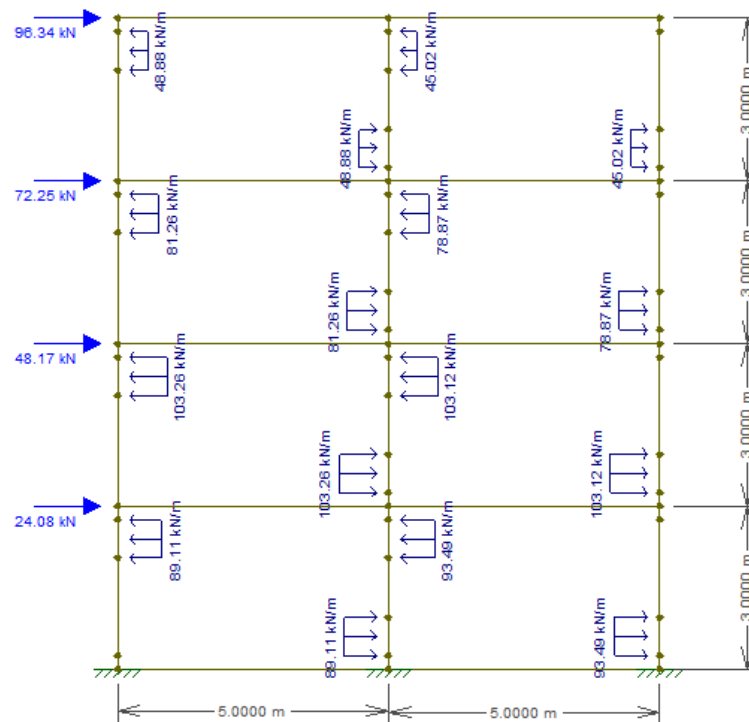
Fonte: Elaboração própria.

Figura 30 - Modelo de três diagonais



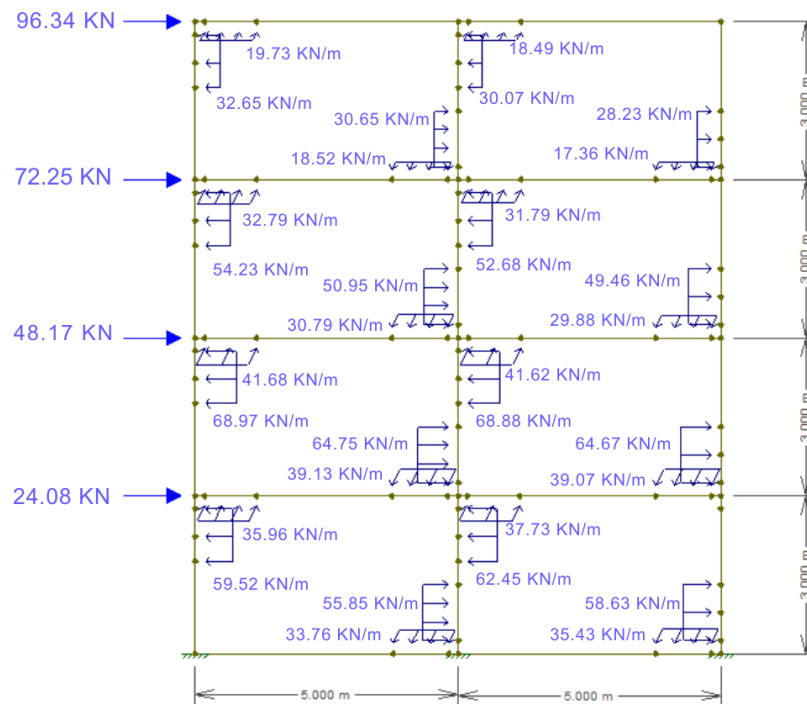
Fonte: Elaboração própria.

Figura 31 - Modelo de Basha e Kaushik (2019).



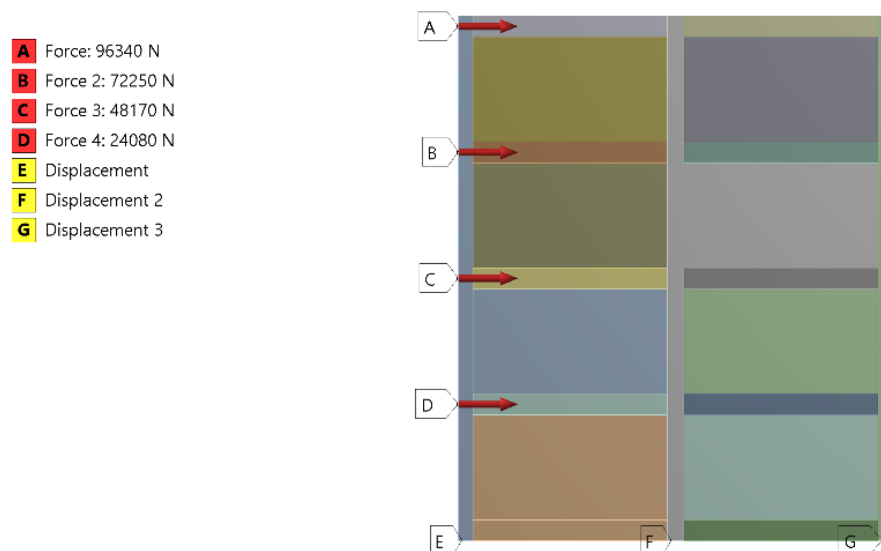
Fonte: Elaboração própria.

Figura 32 - Modelo Trapani *et al.* (2023).



Fonte: Elaboração própria.

Figura 33 - Forças sísmicas no pórtico B (Regular): modelo MEF (ANSYS).



Fonte: Elaboração própria.

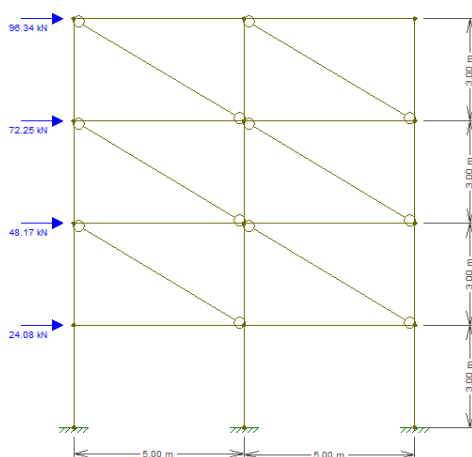
O modelo MEF foi processado com o auxílio do programa ANSYS 2019 R3. A Figura 33 apresenta o modelo MEF com as forças sísmicas da Tabela 14. Os nós E, F e G tiveram seus deslocamentos e rotações restringidos, simulando engates nas bases dos pilares.

Os elementos do pórtico e a alvenaria foram simulados pelo elemento finito SOLID186. A alvenaria foi considerada como um elemento homogêneo e contínuo, sendo assim, uma micromodelagem simplificada. O contato entre a alvenaria e o pórtico foi simulado pelo par de contato CONTACT 174 e TARGET 170. A coesão e o atrito entre as superfícies foram considerados com o critério de Coulomb, conforme a Equação 27. Os parâmetros do programa ANSYS referentes a este critério foram extraídos das recomendações da ABNT NBR 16868-1 (2020), a saber: $COHE=0,15$ MPa (coesão); $MU=0,5$ (coeficiente de atrito) e $TAUMAX=1,40$ MPa (máxima tensão de cisalhamento resistente). A malha empregada para o modelo de elementos finitos foi de 0,10 m.

3.3 PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO IRREGULAR DAS ALVENARIAS.

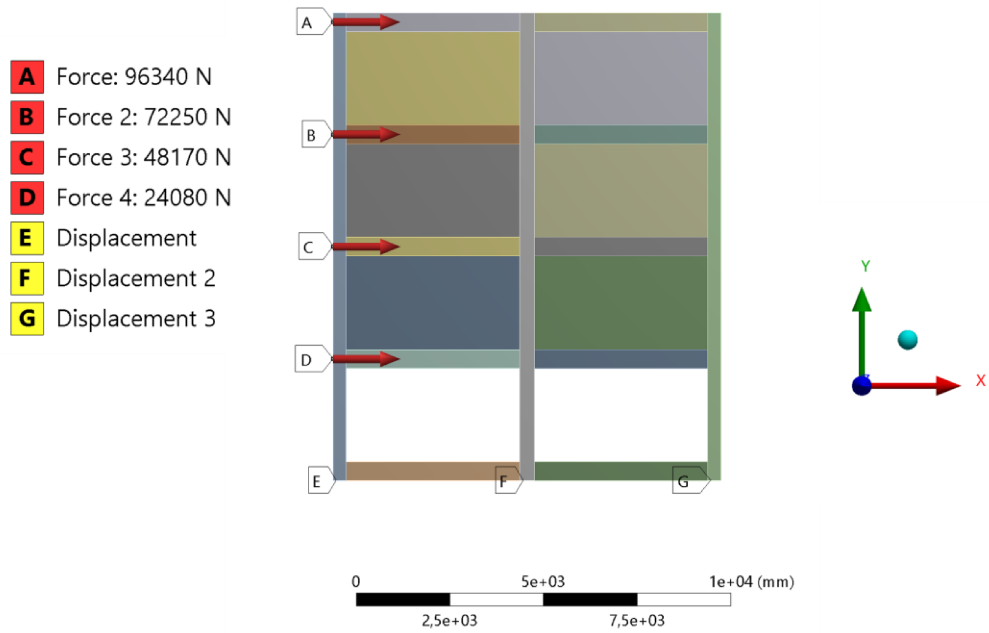
Neste exemplo, o pórtico de concreto e as características mecânicas das alvenarias são os mesmos do exemplo 3.2; porém, no primeiro pavimento, não foi considerada a presença de alvenaria. Dessa forma, o pórtico apresenta uma distribuição irregular de alvenaria na vertical (caracterizando irregularidade de *soft-story*), representando uma edificação com pilotis. A Figura 34 ilustra o modelo de única diagonal equivalente para este exemplo. A análise foi conduzida utilizando os mesmos modelos estruturais do exemplo 3.2 incluindo a modelagem via MEF (Figura 35).

Figura 34 - Modelo de única diagonal centrada sem alvenarias no primeiro andar.



Fonte: Elaboração própria

Figura 35 - Forças sísmicas no pórtico B (Irregular): modelo MEF (ANSYS).



Fonte: Elaboração própria.

4 RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.

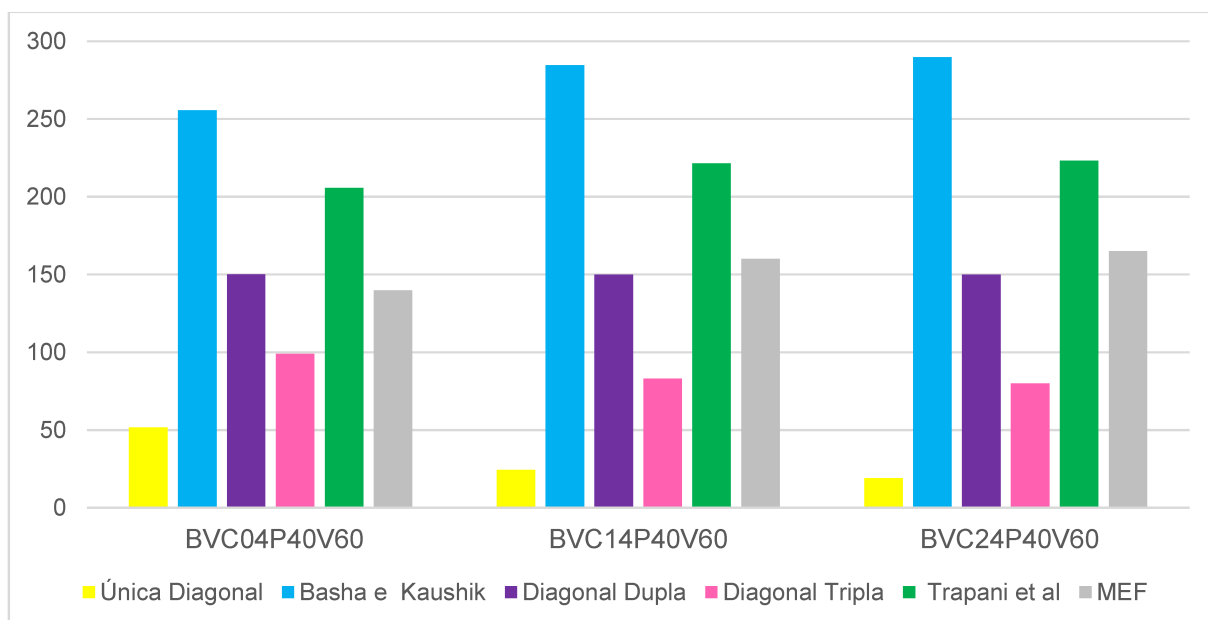
4.1 PÓRTICO PREENCHIDO DE 1 PAVIMENTO

4.1.1 Forças cortantes máximas nos pilares

Para o modelo BVC04P40V60 obteve-se as seguintes forças cortantes máximas solicitantes nos pilares: 59,70 kN ao empregar o modelo de diagonal equivalente única; 150,12 kN com o modelo de duas diagonais, 98,98 kN na diagonal tripla, 255,67 kN utilizando o modelo de Basha e Kaushik (2019) e 205,72 kN com o modelo de Trapani *et al.* (2023). De acordo com a dissertação de Galvão (2022), a máxima força cortante obtida pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) para este modelo foi de 140 kN.

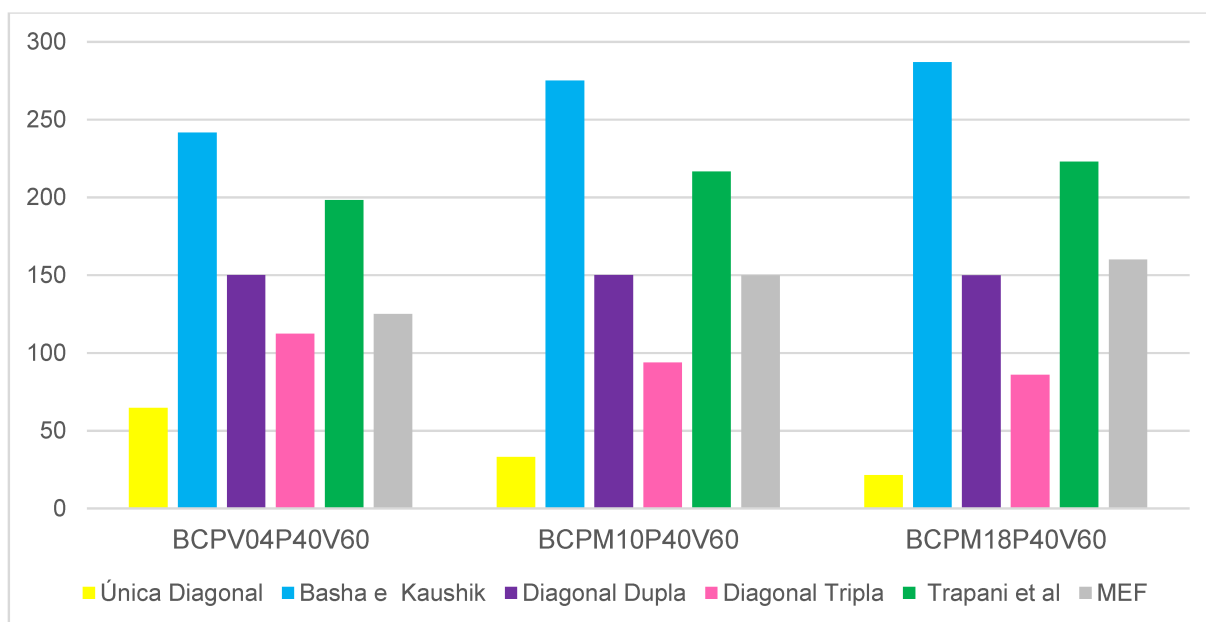
Nos Gráficos 4 e 5 estão reunidos os resultados de força cortante nos pilares de todos os pórticos escolhidos, segundo os diferentes modelos estruturais empregados.

Gráfico 4 - Força cortante máxima nos pilares (kN) para os modelos com blocos de concreto.



Fonte: Elaboração Própria.

Gráfico 5 - Força cortante máxima nos pilares (kN) para os modelos com blocos cerâmicos.



Fonte: Elaboração Própria.

Pelos Gráficos 4 e 5, observa-se que a força cortante determinada pelo modelo de diagonal única centrada conduziu a valores significativamente inferiores aos do modelo MEF (modelo de referência), cerca de 48% a 88% menores. Isso confirma que esse modelo não consegue capturar adequadamente a força cortante máxima no pilar decorrente da interação entre a estrutura e a alvenaria. Percebe-se também que quanto maior a rigidez da alvenaria, maiores são as diferenças de forças cortantes máximas entre o modelo de diagonal única centrada e o modelo MEF.

Percebe-se que o modelo de duas diagonais apresenta melhores resultados em comparação com o modelo de diagonal única centrada e o modelo com três diagonais. Em média, os valores obtidos pelo modelo de duas diagonais foram cerca de 3% a 20% superiores aos do MEF. Já o modelo de três diagonais apresentou valores 10% a 30% inferiores em relação ao MEF. Isso é evidenciado pelo fato de os valores de força cortante obtidos para o modelo de duas diagonais serem mais próximos dos valores do MEF do que os obtidos para os outros dois modelos.

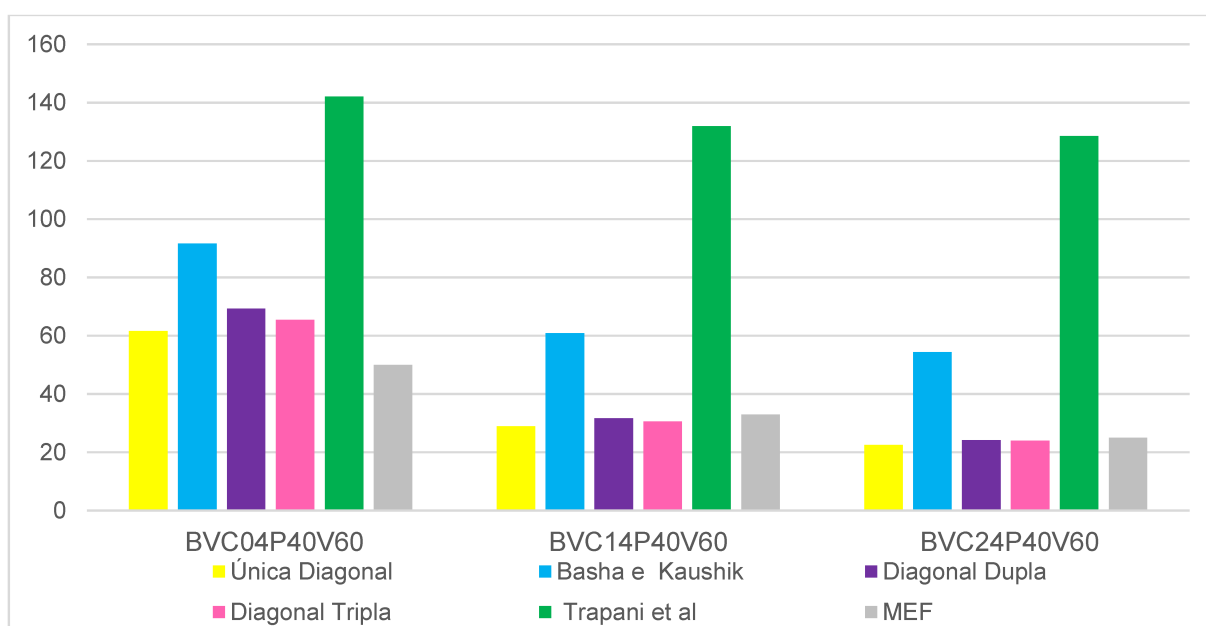
O modelo proposto por Basha e Kaushik (2019) apresentou valores de força cortante máxima significativamente superiores aos dos demais modelos, incluindo o modelo MEF, com diferenças que variaram entre 75% e 115% acima dos valores do MEF, sendo, portanto, o mais conservador. Em contrapartida, o modelo de Trapani *et al.* (2023) forneceu resultados mais

próximos aos do MEF, com variações entre 5% e 25% acima, demonstrando uma boa concordância com os valores do modelo de referência. Tanto o modelo de Basha e Kaushik (2019) quanto o modelo de Trapani *et al.* (2023) mostraram-se mais conservadores quando comparados ao modelo MEF.

4.1.2 Momentos fletores máximas nos pilares

Nos Gráficos 6 e 7 estão reunidos os resultados de momento fletor nos pilares de todos os pórticos escolhidos, segundo os diferentes modelos estruturais empregados.

Gráfico 6 - Momento fletor máximo nos pilares (kN.m) obtido nos modelos com blocos de concreto.



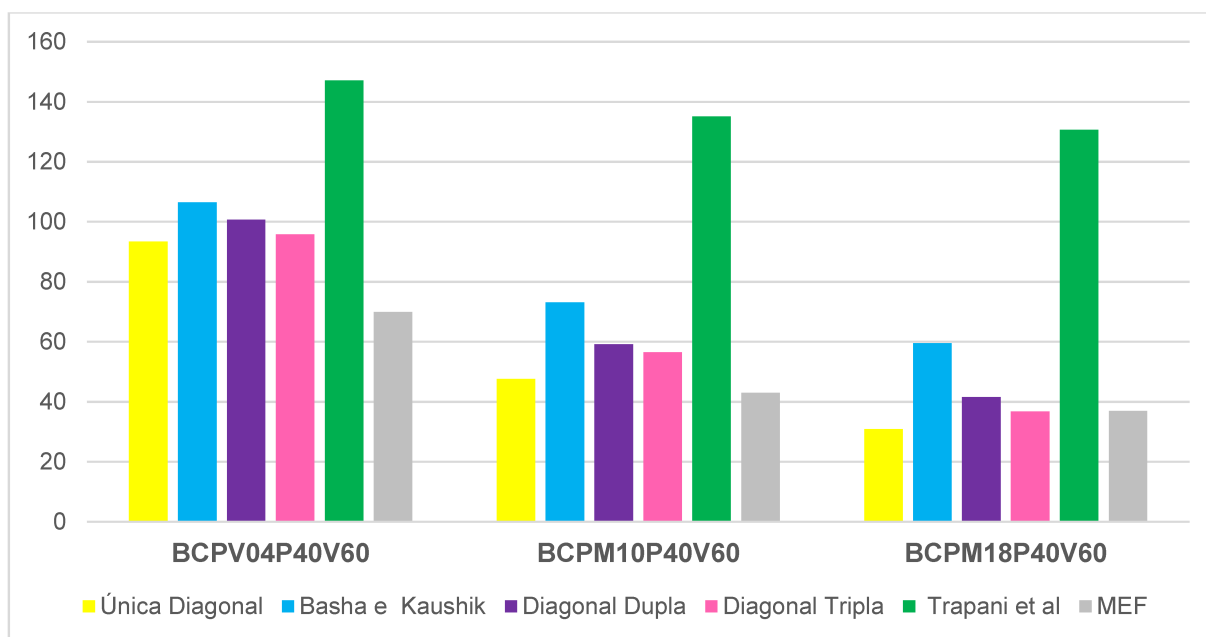
Fonte: Elaboração Própria.

Pelos dados apresentados no Gráfico 6 e 7, observa-se que o momento fletor determinado pelo modelo de diagonal única centrada apresentou variações em relação ao modelo MEF, sendo em alguns casos superiores e, em outros, inferiores. As diferenças variaram entre 10 % menores e 33 % maiores, dependendo das características da alvenaria.

A análise comparativa dos modelos de duas diagonais e três diagonais com o MEF demonstrou que ambos modelos obtiveram os melhores resultados na previsão dos momentos fletores em comparação aos demais modelos. Os valores obtidos pelo modelo de duas diagonais

apresentaram um desvio em relação ao MEF que variou entre 4% abaixo e 43% acima, enquanto o modelo de três diagonais variou em uma faixa de 4% abaixo e 36% acima.

Gráfico 7 – Momento fletores máximos nos pilares (kN.m) obtido nos modelos com blocos cerâmicos.



Fonte: Elaboração Própria.

O modelo proposto por Trapani *et al.* (2023) apresentou valores de momento fletor significativamente superiores aos do MEF, com diferenças que variaram entre 82% e 212% acima, evidenciando ser o mais conservador. Por outro lado, o modelo de Basha e Kaushik (2019) apresentou valores entre 90% e 194% superiores aos do MEF. Os esforços de momento fletor do MEF para os modelos foram obtidos na dissertação de GALVÃO (2022).

4.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO REGULAR DAS ALVENARIAS.

4.2.1 Forças cortantes máximas nos pilares

A Tabela 15 apresenta os valores máximos de esforços cortantes nos pilares do pórtico B para os diferentes modelos estruturais empregados. Percebe-se pela Tabela 15 que os valores de

força cortante máxima variam consideravelmente entre os diferentes pilares e entre os modelos estruturais.

Tabela 15 – Forças cortantes máximas nos pilares (kN) do pórtico B - distribuição regular das alvenarias

Pilar	Pav.	Sem Alvenaria	Única diagonal	Dupla diagonal	Tripla Diagonal	Basha e Kaushik (2019)	Di Trapani et al (2023)	MEF
P4	1	63,19	31,16	58,18	44,20	92,12	83,87	85,03
	2	55,02	21,36	54,95	37,89	91,15	80,69	87,38
	3	42,94	16,75	42,83	29,71	70,48	62,71	57,32
	4	24,27	9,35	24,40	17,08	39,74	35,99	38,65
P5	1	114,82	58,19	87,13	72,68	118,23	117,23	102,52
	2	106,85	41,23	72,43	56,43	107,66	107,79	88,72
	3	82,86	31,87	55,85	43,58	82,60	83,04	67,66
	4	48,01	17,71	31,82	24,61	49,64	47,77	37,26
P6	1	62,83	33,27	65,34	49,60	96,31	87,22	91,72
	2	54,89	20,55	53,49	36,62	90,64	80,69	78,46
	3	42,79	16,30	41,88	28,63	71,06	62,90	59,43
	4	24,06	8,48	23,55	15,52	41,38	36,14	31,90

Fonte: Elaboração Própria.

Na avaliação dos pilares extremos (P4 e P6), nota-se uma diminuição significativa nos esforços cortantes ao aplicar o método de uma diagonal, em comparação ao Método dos Elementos Finitos (MEF). Essa diminuição oscila entre 63% e 76%, sugerindo que a inclusão de uma diagonal tende a subestimar os esforços cortantes.

Continuando a análise dos pilares extremos (P4 e P6), os modelos com dupla diagonal e tripla diagonal apresentaram valores superiores aos do modelo de única diagonal, mas inferiores aos do modelo de referência MEF. O método de duas diagonais trouxe uma redução entre 25% e 37%, enquanto o método de três diagonais resultou em uma diminuição variando entre 46% e 56%.

O modelo Trapani *et al.* (2023) apresentou maior proximidade com os resultados do MEF, apresentando discrepâncias de apenas 7% abaixo a 13% acima. Por sua vez, o modelo de Basha e Kaushik (2019) forneceu resultados mais conservadores que o modelo Trapani *et al.* (2023), com variações de 2% a 29% acima do modelo MEF.

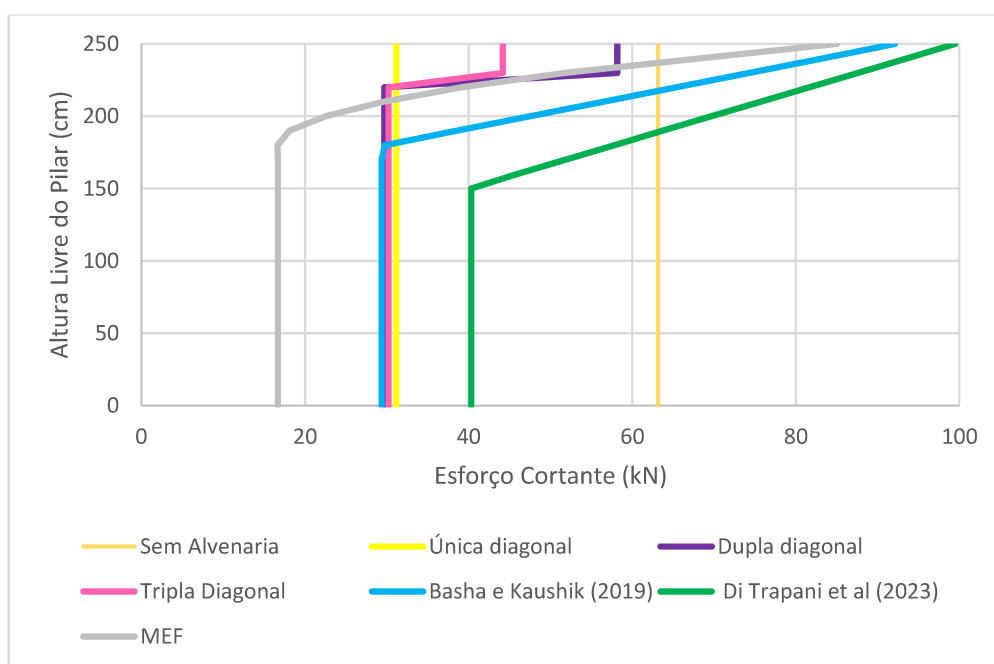
A desconsideração da alvenaria nem sempre conduz a resultados a favor da segurança. É o que se percebe na Tabela 15 especificamente nos pilares de extremidade P4 e P6, onde o modelo MEF (que considera a interação alvenaria pórtico) forneceu em média valores 43,5% superiores ao modelo sem alvenaria, com máxima diferença em torno de 60%.

Ao analisar o pilar central (P5) e comparar os métodos de diagonal única, dupla, tripla, Basha e Kaushik (2019) e Trapani *et al.* (2023) com os resultados do MEF, observou-se que os resultados foram semelhantes em termos quantitativos aos pilares de extremidade. Entretanto, o método MEF apresentou valores inferiores a análise que desconsidera a presença de alvenaria.

Essas observações mostram que a escolha do modelo estrutural tem um impacto significativo na obtenção das forças cortantes máximas nos pilares. Para projetos em zonas sísmicas, modelos conservadores como Trapani *et al.* (2023) e Basha e Kaushik (2019) podem ser uma alternativa para a estimativa desse esforço para dimensionamento em projeto.

O Gráfico 8 apresenta a comparação dos diagramas de esforços cortantes no pilar P4 ao longo de sua altura livre, considerando diferentes modelos estruturais, incluindo-se o modelo sem alvenaria.

Gráfico 8 - Diagrama de força cortante (kN) no pilar P4 - distribuição regular das alvenarias



Fonte: Elaboração Própria.

Observa-se que o modelo com única diagonal e o modelo sem alvenaria exibem um comportamento uniforme ao longo da altura livre do pilar. Por outro lado, os modelos com dupla e tripla diagonal conduzem a dois trechos retangulares no diagrama de força cortante, sendo maiores na região de contato entre a alvenaria e o pilar. Já o modelo MEF, bem como os modelos propostos por Trapani *et al.* (2023) e Basha e Kaushik (2019) conduzem a um diagrama triangular na região de contato entre o pilar e alvenaria.

No geral, a presença da alvenaria na análise provoca uma diferença significativa nos valores do esforço cortante nos pilares, especialmente nas seções dos mesmos em contato com a alvenaria.

4.2.2 Momentos fletores máximos nos pilares

A Tabela 16 apresenta os valores máximos de momentos fletores nos pilares do pórtico B para os diferentes modelos estruturais empregados.

Tabela 16 – Momentos fletores máximos nos pilares (kN.m) do pórtico B - distribuição regular das alvenarias

Pilar	Pav.	Sem Alvenaria	Única diagonal	Dupla diagonal	Tripla Diagonal	Basha e Kaushik (2019)	Di Trapani <i>et al</i> (2023)	MEF
P4	1	105,1	50,6	51,4	50,2	57,0	77,4	27,6
	2	70,1	28,2	33,1	30,4	44,5	65,5	20,2
	3	60,8	23,8	27,6	25,5	37,2	55,3	16,7
	4	39,3	15,2	16,3	15,9	21,1	34,4	10,6
P5	1	184,2	91,0	97,7	93	114	153,0	52,7
	2	135,1	53,9	57,6	55,3	71,6	108,3	32,3
	3	114,8	44,4	47,7	45,5	60,5	91,0	26,9
	4	74,8	27,8	30,4	28,6	39,5	59,2	16,5
P6	1	104,5	53,5	60,3	56,1	73,7	97,2	35,5
	2	70,0	27,7	26,8	26,9	30,0	46,4	13,5
	3	60,6	23,3	23,3	22,9	27,5	41,0	11,8
	4	39,0	14,0	15,5	14,2	20,1	27,7	6,75

Fonte: Elaboração Própria.

Ao comparar os momentos fletores obtidos para cada modelo estrutural, podemos observar tendências significativas. O modelo sem alvenaria sistematicamente conduz a maiores valores de momento fletores. Por exemplo, no pilar P4, pavimento 1, o valor do momento fletor para o

modelo sem alvenaria é 105,1 kN.m, enquanto o modelo MEF fornece um momento fletor de 27,63 kN.m, demonstrando a grande redução proporcionada pela participação da alvenaria frente às forças sísmicas.

No pilar central P5, o modelo sem alvenaria resulta nos maiores momentos fletores em todos os pavimentos, em relação aos demais modelos estruturais.

Os valores do momento fletor para o modelo com diagonal única apresentaram uma média de 68% superior em comparação aos calculados pelo MEF. Apesar disso, esse modelo gerou resultados mais alinhados com os do MEF. No que diz respeito aos métodos de dupla e tripla diagonal, observou-se uma superestimação que variou de 4% a 129% no caso da dupla e de 50% a 110% na tripla.

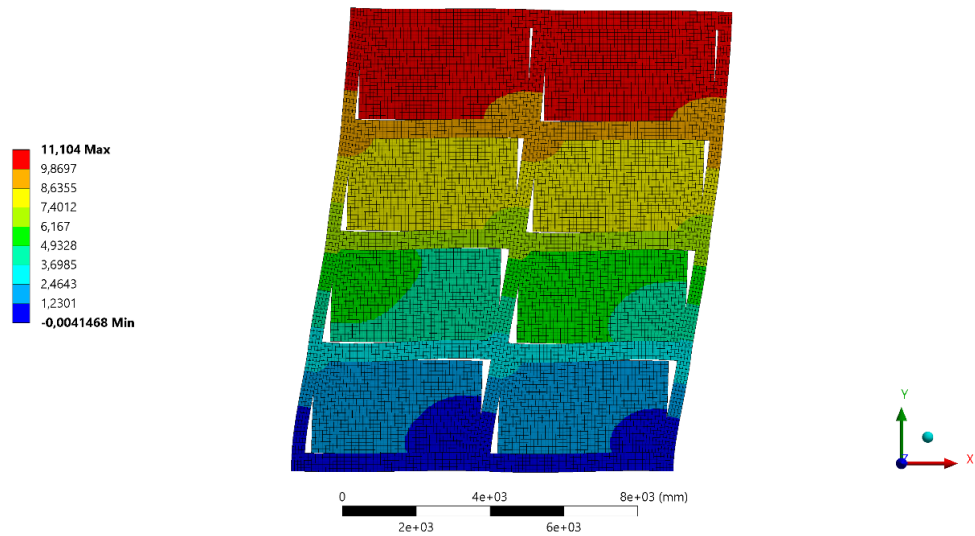
Os modelos de Trapani *et al.* (2023) e de Basha e Kaushik (2019) conduziram a momentos fletores significativamente maiores que os do MEF, sendo o modelo de Trapani *et al.* (2023) o que mais superestimou os valores.

Observa-se na Tabela 16 que há diferenças significativas entre os modelos estruturais. Quando a presença da alvenaria é desconsiderada, os momentos fletores aumentam consideravelmente, de 4 a 6 vezes mais do que no modelo MEF. Isso demonstra que a alvenaria desempenha um papel crucial no enrijecimento do pórtico de concreto armado.

4.2.3 Modelo MEF – deslocamentos, deformações principais e pressões de contato.

Na Figura 36 apresentam-se os deslocamentos da estrutura na direção X. Nota-se que surge um desprendimento da alvenaria nas quinas de encontro, comportamento bem similar ao apresentado na Figura 6. A Figura 36 descreve um deslocamento máximo no topo de 11,10 mm em relação a base indeslocável.

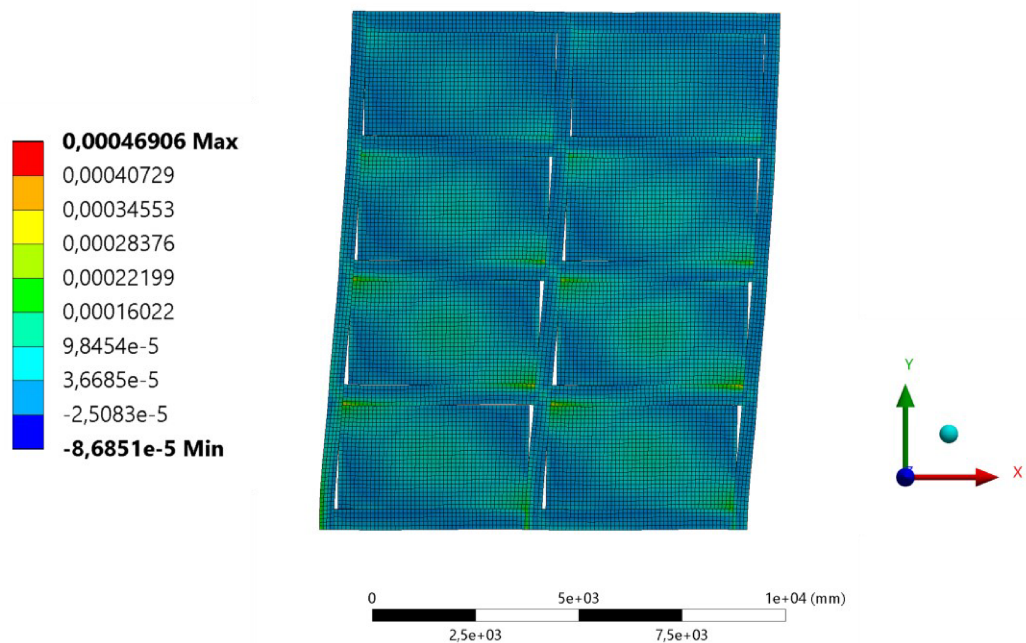
Figura 36 - Deslocamentos na direção X do pórtico B: modelo MEF (unidades em mm).



Fonte: Elaboração Própria.

A Figura 37 apresenta as deformações principais de compressão e tração. Observa-se a formação de bielas de compressão diagonais, as quais dão origem aos modelos com diagonais equivalentes.

Figura 37 - Deformações principais de compressão e tração do pórtico B: modelo MEF.



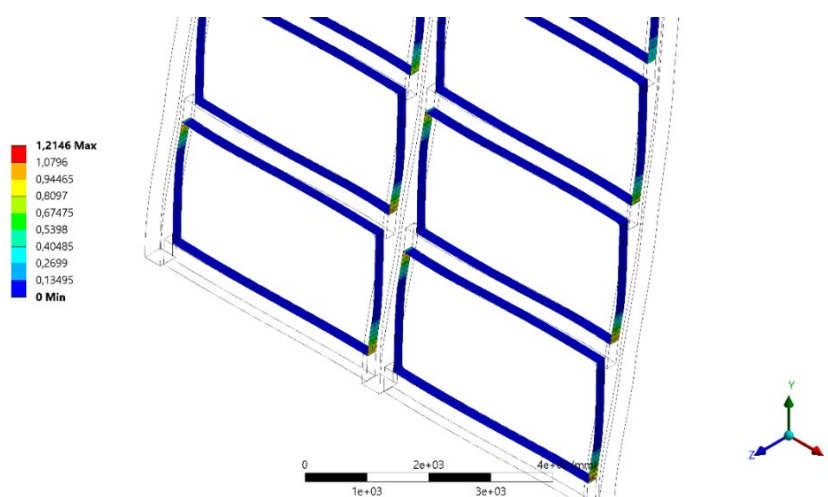
Fonte: Elaboração Própria.

A análise da Figura 37 revela que, nos dois primeiros pavimentos, as alvenarias estão submetidas a maiores deformações em comparação com os dois últimos pavimentos. Essa diferença está alinhada com a distribuição de esforços cortantes e momentos fletores nos pilares com os modelos de pórtico que incluem as alvenarias.

Além disso, nota-se a concentração de deformações mais intensas na região de encontro entre o pilar e a alvenaria (nas quinas submetidas à compressão), enquanto há um alívio nas regiões onde ocorre o desprendimento da alvenaria.

A Figura 38 mostra o surgimento da pressão de contato na interface entre o pilar e a alvenaria. Esse efeito explica o aumento dos esforços cortantes nas extremidades dos pilares, especialmente quando submetidos a ações horizontais, como as provocadas por sismos. A pressão de contato máxima registrada foi de 1,21 MPa nas regiões de contato entre o pórtico e a alvenaria.

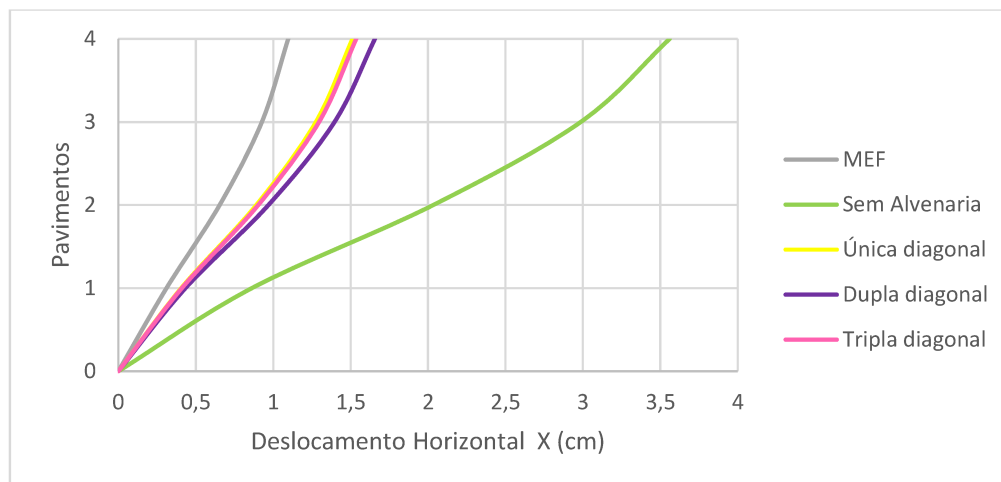
Figura 38 - Pressão de contato entre a alvenaria e o pórtico de concreto: modelo MEF (em MPa).



Fonte: Elaboração Própria.

Para fins de análise global, apresentam-se no Gráfico 9 os deslocamentos horizontais dos andares (eixo das vigas) obtidos com o modelo MEF, com o modelo de pórtico sem alvenaria, e com o modelo de pórtico com uma, duas e três diagonais equivalentes.

Gráfico 9 - Deslocamento horizontal do pórtico B para os modelos analisados.



Fonte: Elaboração Própria.

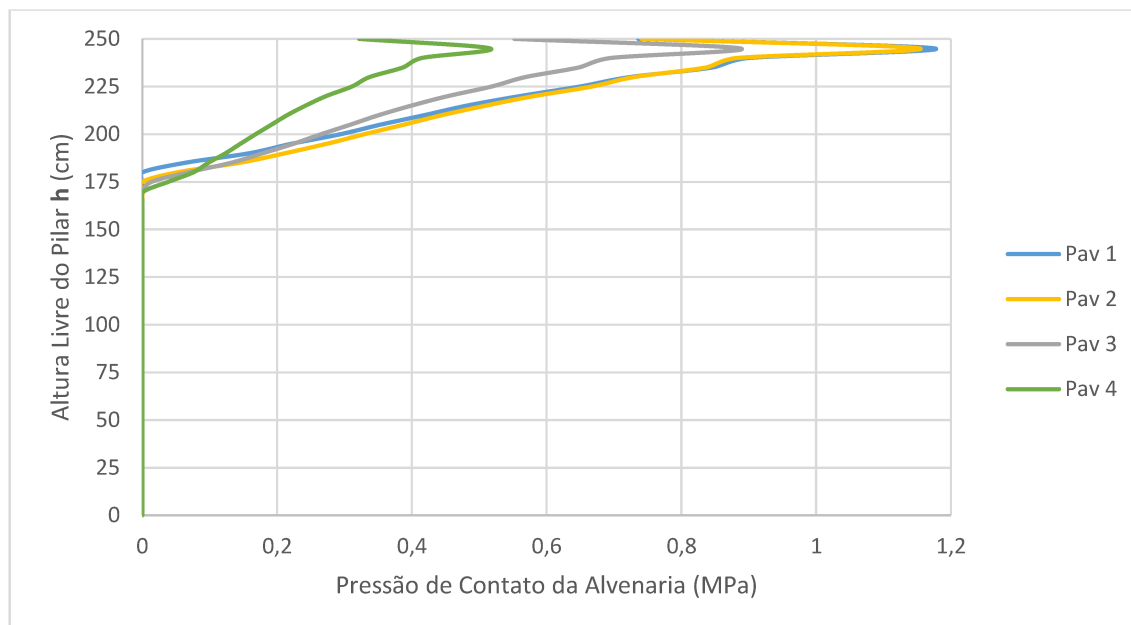
De acordo com a Gráfico 9, o modelo de única diagonal equivalente com o uso da expressão de Mainstone (1974) forneceram resultados mais conservadores em relação ao modelo MEF, porém melhores que o modelo com duas diagonais e três diagonais e substancialmente melhores que o modelo sem alvenarias para a avaliação da rigidez global do edifício.

A presença da alvenaria contribui significativamente para o aumento da rigidez global do pórtico de concreto armado. Na análise MEF, o pórtico deslocou 11,10 mm no último andar, enquanto, sem a presença da alvenaria, o deslocamento alcançou 35,6 mm.

Os Gráficos 10 e 11 exibem o diagrama de pressão de contato entre alvenaria-pilar ao longo da altura livre dos pilares de extremidade P4 e P6, respectivamente para diferentes pavimentos.

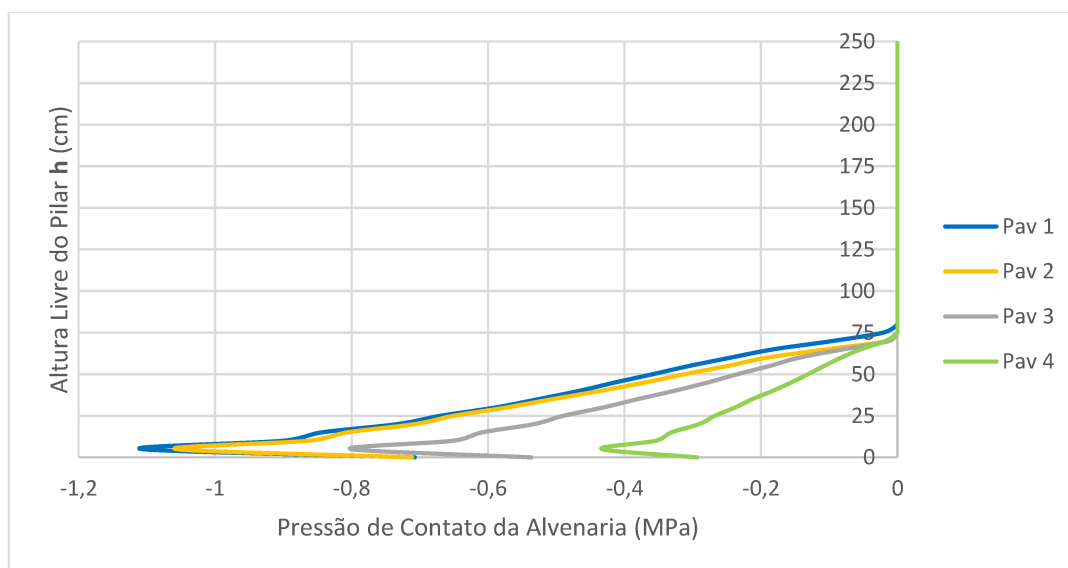
Observa-se que os valores máximos de pressão de contato ocorrem ligeiramente abaixo ou ligeiramente acima das extremidades livres dos pilares P4 e P6. Além disso, no comprimento de contato, observa-se que a distribuição da pressão de contato é aproximadamente triangular, diminuindo gradativamente em direção aos pavimentos superiores.

Gráfico 10 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P4.



Fonte: Elaboração Própria.

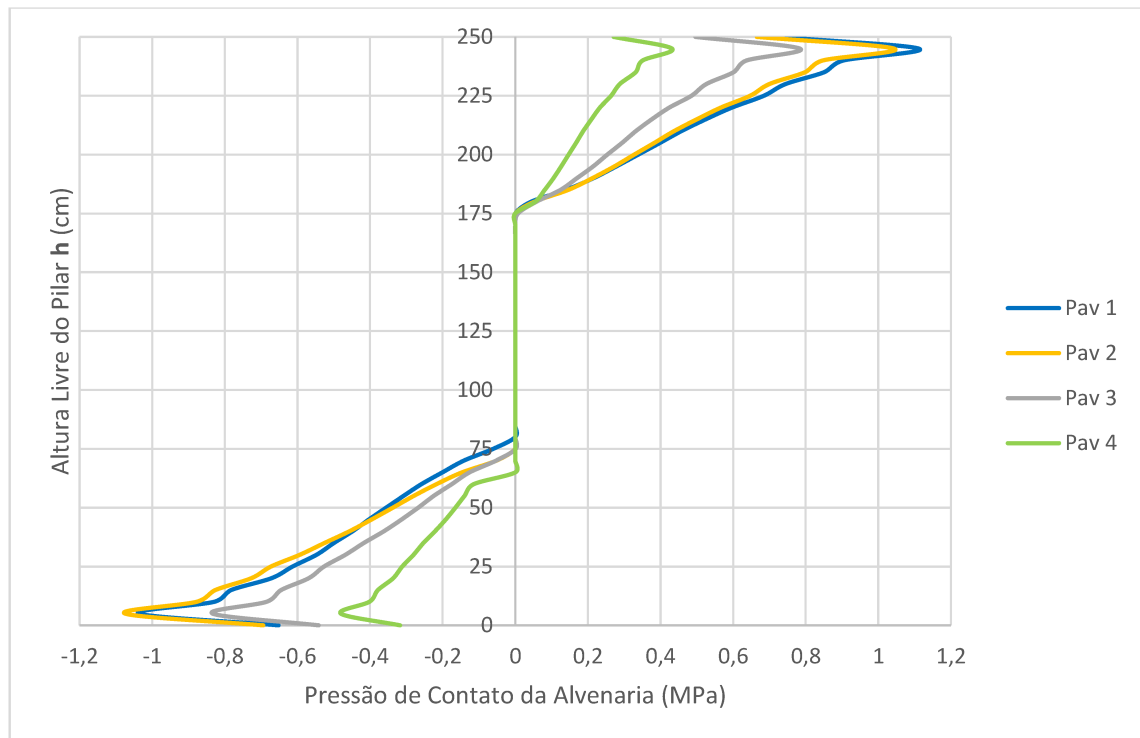
Gráfico 11 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P6.



Fonte: Elaboração Própria.

Da mesma forma, apresenta-se no Gráfico 12, o diagrama de pressão de contato ao longo da altura livre do pilar P5. Devido à sua posição central no pórtico, a pressão de contato é observada em ambas extremidades do pilar, ocorrendo tanto na parte superior quanto na parte inferior. A distribuição de pressões aproximadamente triangular no comprimento de contato também foi observada.

Gráfico 12 - Pressão de contato alvenaria-pórtico ao longo da altura livre do pilar P5.



Fonte: Elaboração Própria.

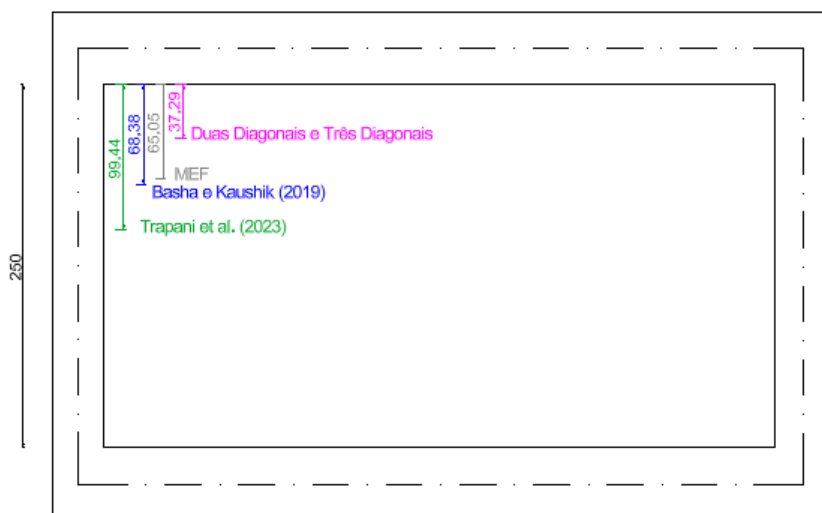
Pelos Gráficos 10, 11 e 12 percebe-se que os comprimentos de contato obtidos para os diferentes pavimentos apresentaram variações relativamente pequenas, situando-se entre 65 e 80 cm. Esse intervalo reflete a interação entre a alvenaria e o pilar, resultando em uma distribuição de pressão nessa faixa de comprimento.

Tanto o modelo de Trapani *et al.* (2023) quanto o de Basha e Kaushik (2019) incorporam as pressões de contato por distribuir a força normal da diagonal equivalente ao longo de um comprimento de contato específico de cada modelo.

Para fins de comparação e exemplificação, são apresentados na Figura 39 os comprimentos de contato obtidos nos modelos de duas, de três diagonais, de Trapani *et al.* (2023), de Basha e Kaushik (2019) e também no modelo MEF, referentes ao pilar P1 no primeiro pavimento.

O valor do comprimento de contato entre alvenaria e o pilar obtido pelo modelo de duas e três diagonais obteve o menor valor de comprimento 37,29 cm (α_{efH} , de acordo com a Equação 23).

Figura 39 - Comprimentos de contato obtidos por diferentes modelos (Pav 1 - Pilar P4 - Barlavento).



Fonte: Elaboração Própria.

O comprimento de contato calculado por Basha e Kaushik (2019) foi de 68,38 cm, conforme a Equação 16, enquanto o de Trapani *et al.* (2023) foi de 99,94 cm, baseado na relação l/h conforme o item 2.3.2. Entre os dois modelos, o comprimento estimado por Basha e Kaushik (2019) demonstrou maior proximidade ao comprimento de contato determinado na análise do pórtico utilizando o modelo MEF.

4.3 PÓRTICO PREENCHIDO COM 4 PAVIMENTOS COM DISTRIBUIÇÃO IRREGULAR DAS ALVENARIAS

4.3.1 Forças cortantes máximas nos pilares

A Tabela 17 apresenta as forças cortantes máximas nos pilares para o pórtico B com distribuição irregular de alvenaria, ausência de alvenaria no primeiro pavimento, considerando os diferentes modelos estruturais empregados.

Tabela 17 - Forças cortantes máximas nos pilares (kN) do pórtico B - distribuição irregular das alvenarias.

Pilar	Pav.	Sem Alvenaria	Única diagonal	Dupla diagonal	Tripla Diagonal	Basha e Kaushik (2019)	Di Trapani et al (2023)	MEF
P4	1	63,19	63,17	64,61	63,56	66,37	64,39	56,06
	2	55,02	16,67	55,11	35,55	95,32	80,47	85,24
	3	42,94	17,04	42,86	29,88	70,12	60,54	56,61
	4	24,27	9,27	24,35	17,01	39,73	34,72	36,68
P5	1	114,82	113,66	113,69	113,66	113,9	114,43	113,77
	2	106,85	35,52	71,67	53,18	109,29	106,58	82,63
	3	82,86	31,84	55,67	43,47	84,04	83,08	65,69
	4	48,01	17,73	31,86	24,64	49,61	49,00	36,03
P6	1	62,83	64,01	62,54	63,63	60,57	62,03	64,28
	2	54,89	17,05	51,93	34,16	92,87	80,25	74,44
	3	42,79	16,25	42,03	28,63	71,49	61,8	56,14
	4	24,06	8,53	23,56	15,57	41,36	35,11	30,47

Fonte: Elaboração Própria.

Nos três últimos pavimentos dos pilares de extremidade (P4 e P6), notou-se uma discrepância significativa entre as forças cortantes calculadas pelo modelo de Elementos Finitos (MEF) e aquelas obtidas através de modelos simplificados que utilizam diagonais equivalentes. Observou-se uma redução de 69% a 80%, o que sugere que o modelo de única diagonal subestima consideravelmente os esforços cortantes máximos.

Os esforços cortantes obtidos pelos modelos com dupla e tripla diagonal, ao serem analisados nos pilares extremos (P4 e P6), mostram-se intermediários entre os valores do modelo de única diagonal e do MEF. O modelo com duas diagonais apresentou reduções nos esforços cortantes entre 22% e 36% em relação ao MEF, enquanto o modelo com três diagonais apresentou diminuições mais acentuadas, variando de 47% a 58%. Esses resultados evidenciam que, embora os modelos de múltiplas diagonais aproximem-se mais do comportamento previsto pelo MEF, ainda apresentam discrepâncias significativas, subestimando os esforços cortantes máximos.

Os modelos de Di Trapani *et al.* (2023) e Basha e Kaushik (2019) apresentaram boa aproximação em relação aos valores do MEF, destacando-se nos pilares extremos (P4 e P6) nos pavimentos 2,3 e 4. O modelo de Di Trapani *et al.* (2023) demonstrou variações moderadas, com resultados entre 5% abaixo e 10% acima do MEF. Já o modelo de Basha e Kaushik (2019)

revelou-se mais conservador, com diferenças que variaram de 8% a 35% acima. Esses resultados evidenciaram que, embora ambos os modelos se aproximem do comportamento estrutural previsto pelo MEF, o segundo adota estimativas mais cautelosas.

No pilar central P5, o modelo de diagonal única apresentou uma redução significativa nos esforços cortantes, variando entre 50% e 57% nos pavimentos superiores (2, 3 e 4), em comparação aos resultados obtidos pelo MEF. Já os modelos com duas diagonais e três diagonais mostraram maior precisão, com reduções aproximadas de 11% e 35%, respectivamente em relação ao MEF. Por outro lado, o modelo de Basha e Kaushik (2019) superestimou os esforços cortantes em aproximadamente 27% a 37%, enquanto o modelo de Di Trapani *et al.* (2023) apresentou superestimativas semelhantes, variando entre 26% e 35%.

4.3.2 Momentos fletores máximos nos pilares

A Tabela 18 apresenta os valores máximos de momentos fletores nos pilares do pórtico B para os diferentes modelos estruturais empregados.

Tabela 18 - Momentos fletores máximos nos pilares (kN.m) do pórtico B - distribuição irregular das alvenarias

Pilar	Pav.	Sem Alvenaria	Única diagonal	Dupla diagonal	Tripla Diagonal	Basha e Kaushik (2019)	Di Trapani <i>et al</i> (2023)	MEF
P4	1	105,10	95,80	97,94	96,28	101,07	102,41	80,57
	2	70,10	27,70	33,73	30,35	44,86	66,51	19,65
	3	60,80	23,90	27,60	25,58	37,15	55,27	16,87
	4	39,30	15,20	16,30	15,83	21,14	34,39	9,60
P5	1	184,20	168,40	170,28	168,70	173,57	178,50	139,22
	2	135,10	54,80	59,46	58,48	71,35	109,15	30,88
	3	114,80	44,40	47,66	45,47	60,42	90,93	26,52
	4	74,80	27,80	30,40	28,59	39,50	59,15	15,80
P6	1	104,50	97,10	97,15	97,02	97,54	101,16	82,62
	2	70,00	28,60	27,52	27,72	28,56	45,74	11,92
	3	60,60	23,20	23,39	22,86	27,72	41,04	11,16
	4	39,00	14,10	15,51	14,20	20,11	27,68	6,31

Fonte: Elaboração Própria.

Para o pilar de extremidade P4, os modelos simplificados de diagonal única, dupla e tripla superestimaram os momentos fletores em média 40%, 57% e 48%, respectivamente, quando comparados aos do modelo MEF. Os modelos de Basha e Kaushik (2019) e Di Trapani *et al.* (2023) apresentaram superestimações ainda maiores, de 98% e 188%, respectivamente.

Para o pilar central P5, os modelos simplificados de diagonal única, dupla e tripla superestimaram os momentos fletores em média 60%, 71% e 65%, respectivamente, quando comparados aos do modelo MEF. Para os modelos de Basha e Kaushik (2019) e Di Trapani *et al.* (2023), as superestimativas foram de 108% e 199%, respectivamente.

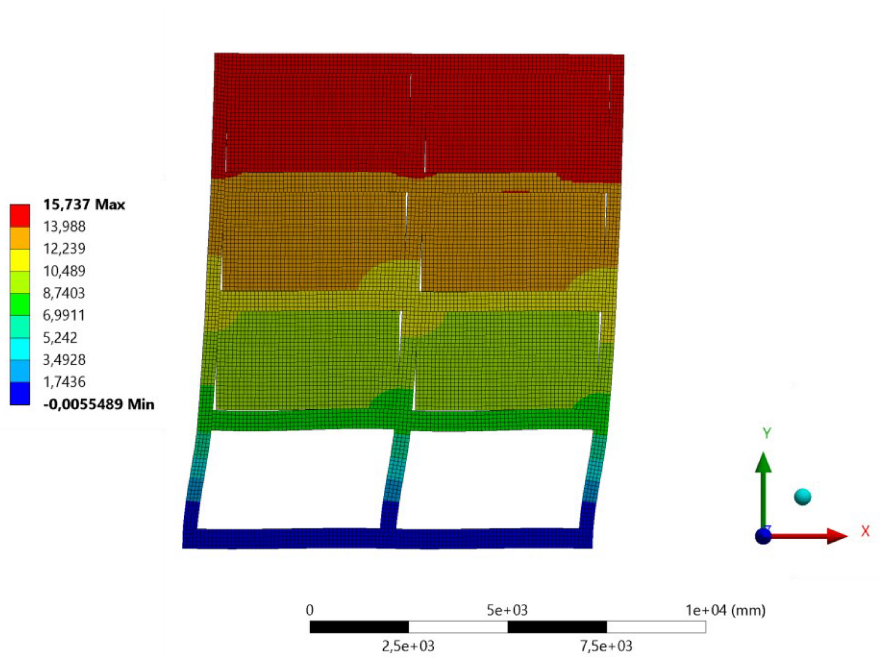
Esses resultados destacam as limitações dos modelos simplificados na obtenção dos máximos momentos fletores nos pilares. Por fim, os resultados obtidos no modelo sem alvenaria foram superiores a todos os outros modelos estruturais que consideraram a presença da alvenaria na absorção das forças sísmicas.

4.3.3 Modelo MEF – deslocamentos, deformações principais e pressões de contato.

A Figura 40 ilustra a deformada do pórtico preenchido analisado na direção horizontal. A comparação com a Figura 36 indica que a irregularidade na distribuição das alvenarias (ausência das mesmas no primeiro andar) levou a um aumento de 40% do deslocamento horizontal máximo da estrutura (15,15 mm em comparação com 11,10 mm).

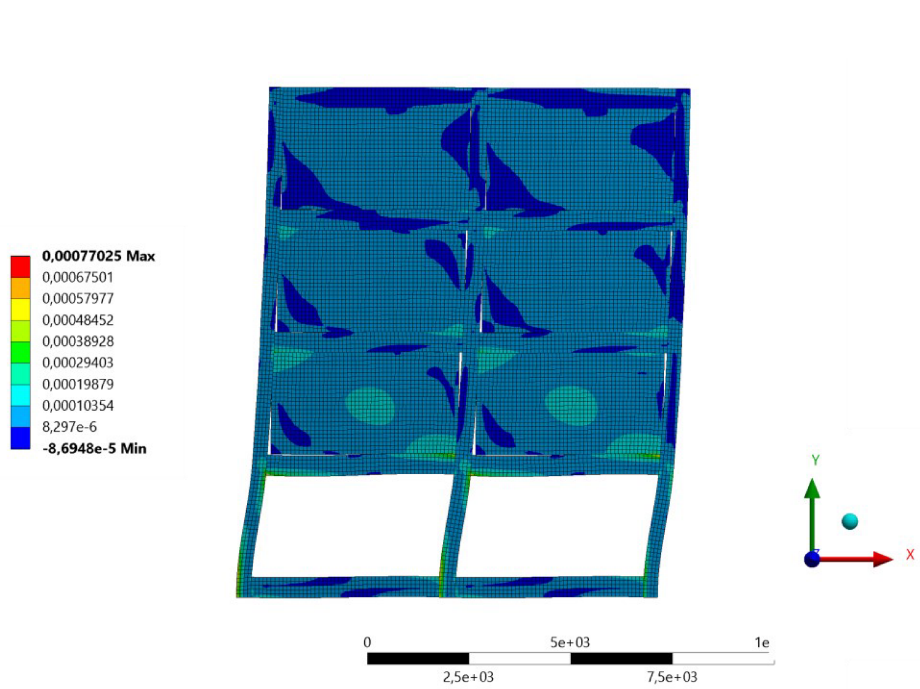
Na Figura 41 são apresentadas as deformações principais de compressão e tração do pórtico analisado via modelo MEF. Para as alvenarias, tais deformações foram mais significativas no segundo pavimento enquanto que, para os pilares, as maiores deformações principais de compressão e tração foram no primeiro pavimento.

Figura 40 - Deslocamentos na direção X do pórtico B com distribuição irregular da alvenaria:
MEF (unidades em mm).



Fonte: Elaboração Própria.

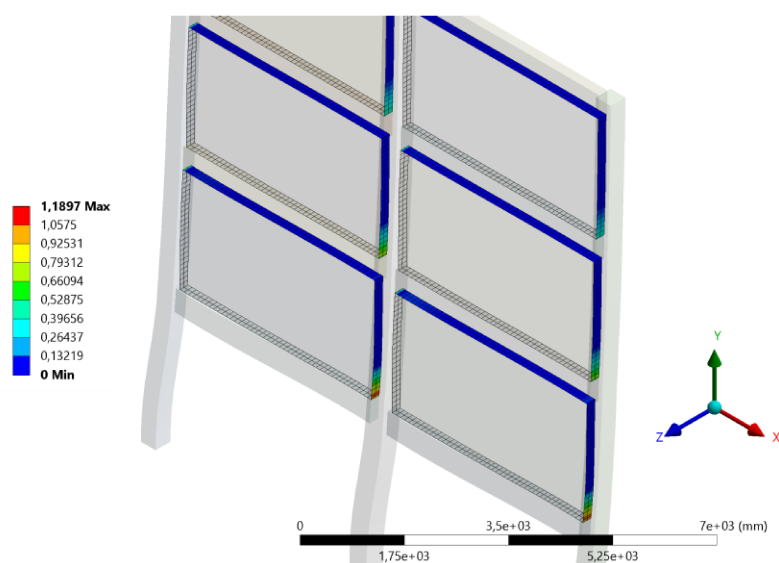
Figura 41 - Deformações principais de compressão e tração do pórtico B com distribuição irregular das alvenarias: modelo MEF.



Fonte: Elaboração Própria.

Na Figura 42 ilustra-se a pressão de contato alvenaria-pilar para o pórtico analisado. Em relação ao pórtico com as alvenarias distribuídas regularmente em todos os andares, as diferenças foram pequenas: a máxima pressão registrada foi de 1,21 MPa na distribuição regular (Figura 38) e de 1,18 MPa na distribuição irregular (Figura 42).

Figura 42 - Pressão de contato entre a alvenaria e o pórtico de concreto com distribuição irregular das alvenarias: modelo MEF (em MPa).



Fonte: Elaboração Própria.

4.3.4 Efeito da distribuição irregular das alvenarias na vertical

Com o intuito de avaliar o efeito da irregularidade vertical causada pela ausência das alvenarias no primeiro andar, são apresentadas nas Tabelas 18 e 19 um comparativo de esforços solicitantes entre o modelo MEF com alvenarias em todos os andares (regular) e o modelo MEF com alvenarias somente a partir do segundo andar (irregular).

Com base nos resultados da Tabela 19, observa-se que, as maiores diferenças de força cortante entre os modelos estão no primeiro pavimento. Para o pilar P5, a máxima força cortante do modelo com distribuição irregular da alvenaria foi 1,11 vezes maior que o modelo sem a presença de irregularidade. Nos pavimentos superiores, as diferenças foram menos expressivas entre os dois modelos, com as relações variando de 0,93 a 0,99.

Tabela 19 – Forças cortantes máximas (kN) entre os modelos MEF.

Pilar	Pav.	Regular	Irregular	Irregular/Regular
P4	1	85,03	56,06	0,66
	2	87,38	85,24	0,98
	3	57,32	56,61	0,99
	4	38,65	36,68	0,95
P5	1	102,52	113,77	1,11
	2	88,72	82,63	0,93
	3	67,66	65,69	0,97
	4	37,26	36,03	0,97
P6	1	91,72	64,28	0,70
	2	78,46	74,44	0,95
	3	59,43	56,14	0,94
	4	31,90	30,47	0,96

Fonte: Elaboração Própria.

Tabela 20 - Momentos fletores máximos (kN.m) entre os modelos MEF.

Pilar	Pav.	Regular	Irregular	Irregular/Regular
P4	1	27,63	80,57	2,92
	2	20,22	19,65	0,97
	3	16,77	16,87	1,01
	4	10,57	9,60	0,91
P5	1	52,73	139,22	2,64
	2	32,34	30,88	0,95
	3	26,86	26,52	0,99
	4	16,49	15,80	0,96
P6	1	35,5	82,62	2,33
	2	13,58	11,92	0,88
	3	11,88	11,16	0,94
	4	6,75	6,31	0,93

Fonte: Elaboração Própria.

Pela análise dos resultados da Tabela 20, observa-se que no primeiro pavimento os momentos fletores nos pilares do modelo com distribuição irregular das alvenarias são significativamente maiores (de 2,33 a 2,92) aos momentos do modelo com distribuição regular.-Nos pavimentos superiores, a influência da irregularidade diminui. Em conclusão, a análise comparativa entre os modelos com distribuição regular e irregular das alvenarias evidencia a importância de avaliar detalhadamente os efeitos dessa configuração no comportamento estrutural e, obviamente, incluir as alvenarias no modelo estrutural como elemento que participa da absorção das forças sísmicas.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se um estudo comparativo de diferentes modelos estruturais para a consideração do cisalhamento adicional em pilares de concreto armado devido à interação alvenaria-estrutura sob ações horizontais sísmicas, para aplicações em projetos. Foram utilizados como referência modelos via MEF que consideraram o problema de contato entre parede e pórtico. Em todas as análises, tanto as de modelos MEF quanto as de modelos simplificados de diagonais equivalentes, os materiais foram considerados elástico-lineares. Os modelos simplificados empregaram a expressão de Mainstone (1974) para a determinação da largura da diagonal equivalente.

Com base nas simulações numéricas realizadas neste trabalho, as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- A desconsideração das alvenarias de preenchimento em pórticos nem sempre é um procedimento à favor da segurança, uma vez que pode subestimar as forças cortantes máximas nos pilares decorrentes da interação alvenaria-pórtico.
- O modelo clássico de única diagonal centrada pode oferecer resultados que são satisfatórios em termos de deslocamentos globais da estrutura. Em relação aos outros modelos, conseguiu uma aproximação mais precisa dos momentos fletores, contudo, superestimou-os em cerca de 48%. O método de única diagonal centrada não é recomendável para o dimensionamento dos pilares ao cortante, pois apresenta resultados significativamente inferiores para a força cortante máxima, cerca de 67% abaixo dos valores do MEF, uma vez que não leva em conta a interação entre alvenaria e estrutura.
- Os resultados para os modelos de múltiplas diagonais, dupla e tripla, foram intermediários em comparação com o método de uma única diagonal e o modelo MEF. No que diz respeito aos esforços cortantes, modelos de dupla geralmente subestima em torno de 17%, enquanto o modelo de tripla subestima em cerca de 42%. No que diz respeito aos momentos de flexão, os métodos costumam aumentar consideravelmente em média cerca de 61% para o modelo de dupla e 53% para o modelo de tripla.
- Para o projeto estrutural, ajustes no modelo de diagonal única centrada podem resultar em estimativas mais precisas da força cortante máxima nos pilares, conforme sugerido nos modelos de Basha e Kaushik (2019) e de Trapani *et al.* (2023). No que diz respeito aos esforços cortantes, o modelo de Basha e Kaushik (2019) resultou numa superestimação média de 38%,

enquanto o modelo de Trapani *et al.* (2023) resultou numa superestimação de cerca de 20%. Em relação aos momentos fletores, o modelo de Basha e Kauskik (2019) e Trapani *et al.* (2023) superestimaram significativamente os valores, em média, em cerca de 109% e 234%, respectivamente.

- No que se refere à irregularidade vertical das paredes, os esforços cortantes tendem a ser mais intensos no primeiro pavimento para esse caso específico, especialmente no pilar central, enquanto nos pilares de extremidade os valores foram semelhantes. Contudo, os pórticos com distribuição irregular de alvenaria se deslocam mais do que os de distribuição regular. Além disso, os momentos fletores nos pilares do primeiro pavimento aumentam significativamente, quase 3 vezes mais.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar simulações numéricas adicionais com outras expressões para a largura da diagonal equivalente, necessárias para avaliar melhor a eficiência do modelo de duas diagonais, três diagonais, Basha e Kaushik (2019) e Trapani *et al.* (2023).
- Investigar o comportamento de estruturas com alvenaria de enchimento sujeitas as ações dinâmicas, visto que no trabalho foram adotadas forças sísmicas estáticas.
- Incluir análises experimentais e a calibração dos parâmetros dos modelos utilizados na análise estrutural.
- Avaliar principalmente os métodos que incorporam a pressão de contato nos componentes do pórtico, como os propostos por Basha e Kaushik (2019) e Trapani *et al.* (2023), uma vez que esses modelos podem atingir valores mais próximos do MEF, especialmente no que diz respeito aos efeitos de cisalhamento dos pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, G.M.S; PINHEIRO, M.A.S; JUNIOR, J.K. Análise sísmica de edifícios de concreto armado empregando-se os diferentes modelos recomendados pela ABNT NBR 15421. 64º Congresso Brasileiro do CBC2023. Outubro. 2023. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952021000300015>
- ALVA, G.M.S; QUEIROZ, L.F.Q. Análise das expressões da largura da diagonal equivalente para a modelagem de pórticos preenchidos com alvenaria participante. Revista Matéria. V.26.N.03. Uberlândia, MG, 2021. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620210003.13022>
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismo - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16868-1: Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASTERIS, P. G.; COTSOVOS, D. M.; CHRYSOSTOMOU, C. Z.; MOHEBHKAH, A.; AL-CHAAR, G. K. Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures*, v. 56, p. 1905-1921, Nov. 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.010>.
- BASHA, S. H.; KAUSHIK, H.B. A novel macromodel for prediction of shear failure in columns of masonry infilled RC frames under earthquake loading. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v.17, p.2219-2244, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.034>.
- BRITO, R. C. Acelerogramas artificiais de sismos aplicados a edificações. 77 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- CAVALERI, L.; FAILLA, A.; MENDOLA, L.; PAPIA, M. Experimental and analytical response of masonry elements under eccentric vertical loads, v. 47, p. 239-262, 2013. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0058-9>.
- CAVALERI, L.; PAPIA, M.; MACALUSO, G.; DI TRAPANI, F.; COLAJANNI, P. Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and Structures*, v. 47, p. 239-262, 2013. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0058-9>
- CAVALERI, L., TRAPANI, F., ASTERIS, P.G., SARHOSIS, V. Influence of column shear failure on pushover based assessment of masonry infilled reinforced concrete framed structures: A case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume (98-112), 2017. DOI:10.1016/j.soildyn.2017.05.032
- CAVALERI, L.; TRAPANI, F. Prediction of the additional shear action on frame members due to infills. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 13, n. 5, p. 1425-1454, 2014. DOI: 10.1007/s10518-014-9668-z.
- CHOUDHURY, T.; KAUSHIK, H. B. Seismic fragility of open ground storey RC frames with wall openings for vulnerability assessment. **Engineering Structures**, v. 155, p. 345-357, 2018.

CHRYSTOSTOMOU, C. Z.; ASTERIS, P. G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, Aug, p.385-402, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.057>

CRISAFULLI, F. J. Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures With Masonry Infills. 1997. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departament of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 1997.

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v.40, p.69-77, 2007. DOI: 10.5459/bnzsee.40.2.69-77.

DECANINI, L. D.; FANTIN, G. E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.

DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. *Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.

EL-DAKHAKHNI, W. W; ELGAALY, M; HAMID, A. A. Three-strut model for concrete masonry-infilled frames. *J. Struct. Eng.*, 129(2), 177–185. 2003. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177).

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 274: **NEHPR commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings**. Washington, DC. 1997.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: **Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings**: Basic procedures manual., Washington, DC. 1997.

FRAGIADAKIS, M. Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Springer, Berlin, Heidelberg, 2013. DOI:10.1007/978-3-642-36197-5_133-1.

GALVÃO, L. F. Contribuições à análise numérica de edificios com alvenarias participantes. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2022. <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.150>

HENDRY, A.W. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981. <https://doi.org/10.1007/978-1-349-81439-8>.

HOLMES, M. Steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proc.*, 19(4), 473–478. 1961. *Journal of Sound and Vibration*, v.25, n.1, p.111-128, 1972. <https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290>

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(84\)90070-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90070-1).

MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames, Building Research Station, Garston, UK. 1974.

MAINSTONE, R.J; WEEKS, G.A. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. Building Research Establishment, Watford, England. 1970.

MILANESI, R. R.; MORANDI, P.; MAGENES, G. Local effects on RC frames induced by AAC masonry infills through FEM simulation of in-plane tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, v. 16, n. 9, p. 4211-4237, set. 2018. DOI: 10.1007/s10518-018-0353-5.

MONTANDON, G. A. **Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado**. 2018. 95 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018. <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2018.1123>

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, New York, 1992. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>

POLYAKOV, S. V. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loading in the plane of the wall. Translation in earthquake engineering, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), San Francisco, 36–42. 1960.

QUEIROZ, L. F. **Alvenarias participantes: consideração e efeitos em edifícios de concreto sob ações horizontais**. 2020. 86 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020.

RIGÃO, O.A. Modelagem de Pórticos em Concreto Armado Preenchidos com Alvenaria Participante. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, UFSM, RS, Santa Maria, 2022.

RODRIGUES, H.F.P. Comportamento Sísmico de Edifícios irregulares de betão armado. Proposta de Doutoramento (Engenharia Civil) - Universidade de Aveiro - Portugal - 2006.

SANTOS, S.H.C.; LIMA, S.S.; SILVA, F.C.M. Risco Sísmico na Região Nordeste do Brasil. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*. Volume 3. Número 3. setembro, 2010.

SHINOZUKA, M.; JAIN, C. M. Digital simulation of random processes and its applications. 1972.

SILVA, L. R. Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 2014. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

SMITH, B.S. Behaviour of the square infilled frames. *J Struct Div Proc ASCE* 91(ST1):381–403. 1966.

STAFFORD-SMITH, B.; CARTER, C. A method of analysis for infilled frames. Proceedings. 1969. <https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290>

TRAPANI, F. D.; BOGATKINA, V.; PETRACCA, M.; CAMATA, G. Evaluation of the additional shear demand due to frame-infill interaction. Procedia Structural Integrity, v.44, p. 496-503, 2023. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.01.065>.