ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDOS COM ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS DE ENCAIXE

PEDRO HENRIQUE LIMA SANTIAGO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MAIO, 2026

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDOS COM ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS DE ENCAIXE

PEDRO HENRIQUE LIMA SANTIAGO

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil."

Orientador: Prof. DSc. Niander Aguiar Cerqueira

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MAIO, 2026

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDOS COM ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS DE ENCAIXE

PEDRO HENRIQUE LIMA SANTIAGO

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil."

Aprovada em maio de 2026

Comissão Examinadora:

Documento assinado digitalmente
gov.br GINES ARTURO SANTOS FALCON
Data: 27/08/2026 08:47:01-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Dsc. Gines Arturo Santos Fálcon (UENF/LECIV)

Documento assinado digitalmente
gov.br SERGIO LUIS GONZALEZ GARCIA
Data: 27/08/2026 09:07:07-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Dsc. Sergio Luis Gozalez Garcia (UENF/LECIV)

Documento assinado digitalmente
gov.br ANDRE LUIS CHRISTOFORO
Data: 27/08/2026 07:06:42-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Dsc. André Luis Christóforo (UFSCAR)

Documento assinado digitalmente
gov.br NIANDER AGUIAR CERQUEIRA
Data: 26/08/2026 19:07:23-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Prof. Dsc. Niander Aguiar Cerqueira (Orientador – UENF/LECIV)

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MAIO, 2026

Dedico esta vitória a Deus, aos meus pais, minha irmã e minha futura esposa que sempre me apoiaram.

AGRADECIMENTOS

A Deus, em primeiro lugar, por ser a fonte inesgotável de força, sabedoria e graça em minha vida. Agradeço por ter me sustentado nos momentos de maior cansaço, por guiar os meus passos e por iluminar a minha mente durante toda esta exigente jornada acadêmica, permitindo-me chegar até aqui com saúde e determinação.

Ao meu orientador, professor Niander, pela paciência, confiança e pelos valiosos ensinamentos que foram fundamentais para a condução e conclusão desta dissertação. Estendo a minha gratidão aos demais professores, técnicos e colegas da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), pela essencial colaboração, pelo ambiente de aprendizado e por todo o suporte estrutural e intelectual oferecido ao longo da pesquisa.

À minha família, que é a base de tudo o que sou. Agradeço pelo amor incondicional, pelos princípios e valores transmitidos, pelo incentivo constante à educação e por compreenderem as minhas ausências ao longo desses anos de imersão nos estudos. Cada vitória minha é, sem dúvida alguma, o reflexo direto do apoio e do sacrifício de vocês.

À minha futura esposa, Jhennifer, por ser meu porto seguro e minha incentivadora. Obrigado por estar sempre ao meu lado, pela paciência nos dias de estresse, pelas palavras de encorajamento quando o cansaço batia e por sonhar este sonho comigo. O seu amor, carinho e companheirismo foram essenciais para que eu pudesse finalizar mais esta etapa de forma serena.

Aos meus irmãos da Igreja Cristã Maranata, pelas orações incessantes, pelo cuidado, assistência e fundamental apoio espiritual. O convívio fraterno e as intercessões de vocês fortaleceram a minha fé e renovaram as minhas forças diariamente.

A todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho, o meu muito obrigado.

RESUMO

A presente pesquisa tem como objetivo analisar numericamente a influência do uso de blocos de encaixe como alvenaria colaborante na estabilidade póticos de concreto armado. O estudo busca avaliar a viabilidade desse sistema construtivo em comparação com a alvenaria convencional, com ênfase na melhoria da resistência estrutural e na redução de deformações. A metodologia envolve a aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF) por meio do *software* Ansys®, permitindo simulações numéricas que reproduzem o comportamento estrutural das alvenarias sob diferentes condições de carga e contato (*bonded* e *frictional*). Além disso, foram comparados modelos de pórticos vazio, preenchido com alvenaria convencional e alvenaria com blocos de encaixe para análises lineares e não-lineares. Os resultados demonstraram que a alvenaria de blocos de encaixe influencia significativamente o comportamento estrutural, aumentando a rigidez e alterando a distribuição de esforços; na deformação houve divergência de 75,1% e suporte de carga horizontal de 41,4%. A macromodelagem representou adequadamente a resposta global, enquanto a micromodelagem permitiu identificar efeitos locais com potencial para otimização de custos e sustentabilidade na Construção Civil. Conclui-se que esse sistema é viável, apresentando bom desempenho mecânico e potencial para maior eficiência construtiva.

Palavras chave: Alvenaria participante, blocos de encaixe, pórtico de concreto armado, Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

This research aims to numerically analyze the influence of interlocking blocks used as infill masonry on the stability of reinforced concrete frames. The study seeks to evaluate the feasibility of this construction system compared to conventional masonry, with an emphasis on improving structural strength and reducing deformations. The methodology involves applying the Finite Element Method (FEM) using Ansys® software, enabling numerical simulations that reproduce the structural behavior of masonry under different loading and contact conditions (bonded and frictional). Furthermore, empty frame models, frames infilled with conventional masonry, and frames infilled with interlocking blocks were compared for linear and non-linear analyses. The results demonstrated that interlocking block masonry significantly influences structural behavior, increasing stiffness and altering force distribution, showing a 75,1% discrepancy in deformation and 41,4% in horizontal load support capability. Macro-modeling adequately represented the global response, whereas micro-modeling allowed for the identification of local effects, offering potential for cost optimization and sustainability in Civil Engineering. It is concluded that this system is feasible, demonstrating good mechanical performance and potential for greater constructive efficiency.

Keywords: Participating masonry, interlocking blocks, reinforced concrete frame, Finite Element Method.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS....8
LISTA DE TABELAS....12
LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS, SIGLAS E UNIDADES....13
1 INTRODUÇÃO....14
1.1 Considerações Iniciais....14
1.2 Objetivos....16
1.2.1 Objetivo Geral....16
1.2.2 Objetivos Específicos....16
1.3 Justificativas....17
1.4 Estrutura E Organização Do Trabalho....18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA....20
2.1 Análise De Dados....20
2.2 Alvenaria De Vedação....24
2.3 Alvenaria Estrutural....26
2.4 Alvenaria De Bloco De Encaixe....27
2.5 Alvenaria Participante....29
2.6 Modos De Ruptura E Falha Em Alvenaria Colaborante....30
2.7 Comportamento Dos Pórticos Preenchidos....31
2.8 Biela Diagonal Equivalente....34
2.9 Estabilidade Global....39
2.9.1 Efeito De 2ª Ordem....40
2.10 Modelagem Numérica De Estruturas....42
2.10.1 Método Dos Elementos Finitos....43
2.10.2 Software ANSYS....45
2.11 Síntese E Conclusões Da Revisão Bibliográfica....46
3 MATERIAIS E MÉTODOS....49
3.1 Geometria Dos Modelos....49
3.2 Concreto Simples....50

3.3 Armadura De Aço 52
3.4 Concreto Armado 54
3.5 Alvenaria Convencional 55
3.6 Alvenaria Com Blocos Cerâmicos De Encaixe 56
3.7 Interface Pórtico-Alvenaria 58
3.8 Interface Aço-Concreto 62
3.9 Modelagem Numérica 63
3.10 Análise Linear - Macromodelagem 69
3.10.1 Pórtico Vazio (Linear) 69
3.10.2 Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Linear) 71
3.10.3 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Linear) 72
3.11 Análise Não-Linear - Macromodelagem 74
3.11.1 Pórtico Vazio (Não-Linear) 74
3.11.2 Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Não-Linear) 77
3.11.3 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Não-Linear) 80
3.12 Análise Não-Linear - Micromodelagem 82
3.12.1 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Não-Linear) 82
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 86
4.1 Validação Do Pórtico Preenchido Com o De Pitanga (2016) 86
4.2 Análise Linear Do Pórtico Simples 87
4.3 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Bonded) 90
4.4 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Frictional) 93
4.5 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded) 95
4.6 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional) 97
4.7 Síntese Da Análise Linear (Bonded) 99
4.8 Síntese Da Análise Linear (Frictional) 101

4.9 Síntese Da Análise Linear Geral 102
4.10 Análise Não-Linear Do Pórtico Simples 104
4.11 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Bonded) 110
4.12 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Frictional) 115
4.13 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded) 120
4.14 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional) 126
4.15 Síntese Da Análise Não-Linear (Bonded) 130
4.16 Síntese Da Análise Não-Linear (Frictional) 132
4.17 Síntese Da Análise Não-Linear Geral 134
4.18 Micromodelagem Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded) 136
4.19 Micromodelagem Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional) 146
4.20 Síntese Da Micromodelagem Não-Linear 155
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS 158
5.1 Sugestões Para Trabalhos Futuros 160
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 161
7 APÊNDICE A – SCRIPT DE COMANDO MACRO LINEAR 170
8 APÊNDICE B – SCRIPT DE SAÍDA MACRO LINEAR 174
9 APÊNDICE C – SCRIPT DE COMANDO MACRO NÃO-LINEAR 176
10 APÊNDICE D – SCRIPT DE SAÍDA MACRO NÃO-LINEAR 179
11 APÊNDICE E – SCRIPT DE SAÍDA MICRO NÃO-LINEAR 190

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma para revisão bibliográfica sistemática. 20
Figura 2 - Resultados da pesquisa pela Scopus. 21
Figura 3 - Resultados da pesquisa pela Scopus. 22
Figura 4 - Resultados da pesquisa pela Scopus. 23
Figura 5 - Estágios do comportamento do pórtico preenchido. 33
Figura 6 - Comportamento do pórtico com e sem alvenaria. 33
Figura 7 - Diagonal equivalente. 35
Figura 8 - Diagonal equivalente. 35
Figura 9 - Ruptura do painel no pórtico. 36
Figura 10 - Diagonal equivalente. 37
Figura 11 - Diagonal equivalente. 38
Figura 12 - Estabilidade global e efeitos de 2ª ordem. 39
Figura 13 - Efeitos de 1ª ordem. 40
Figura 14 - Efeitos de 2ª ordem. 41
Figura 15 - Efeitos globais de 2ª ordem. 42
Figura 16 - Detalhamento técnico do pórtico de concreto preenchido com alvenaria. ..50
Figura 17 - SOLID186 geometria sólida estrutural. 51
Figura 18 - BEAM188 geometria sólida estrutural. 53
Figura 19 - Modelagem computacional do bloco e meio-bloco cerâmico de encaixe. ..57
Figura 20 - TARGE170 geometria estrutural. 59
Figura 21 - CONTA174 geometria estrutural. 60
Figura 22 - Detalhamento do pórtico e distribuição das cargas. 65
Figura 23 - Exemplo de micromodelagem (a) e macromodelagem (b) de parede aporticada de blocos e meio-blocos. 66
Figura 24 - Total deformação macro linear do pórtico simples. 87
Figura 25 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico simples. 89
Figura 26 - Tensão normal macro linear do pórtico simples. 89
Figura 27 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 91
Figura 28 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 92
Figura 29 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 92
Figura 30 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 93
Figura 31 - Tensão máxima principal macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 94
Figura 32 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria convencional. 95

Figura 33 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 95
Figura 34 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 96
Figura 35 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 97
Figura 36 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 97
Figura 37 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 98
Figura 38 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria estrutural. 99
Figura 39 - Total deformação macro não-linear pórtico simples. 104
Figura 40 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico simples. 105
Figura 41 - Tensão normal macro não-linear pórtico simples. 106
Figura 42 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico simples. 106
Figura 43 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico simples. 107
Figura 44 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico simples. 108
Figura 45 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico simples. 109
Figura 46 - Força de convergência macro não-linear pórtico simples. 109
Figura 47 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 110
Figura 48 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 111
Figura 49 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 112
Figura 50 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 112
Figura 51 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 113
Figura 52 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 114
Figura 53 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 114
Figura 54 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 115
Figura 55 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 116
Figura 56 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 117
Figura 57 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 118
Figura 58 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 118

Figura 59 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 119
Figura 60 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 119
Figura 61 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria convencional. 120
Figura 62 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 121
Figura 63 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 122
Figura 64 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 123
Figura 65 - Deformações principais elásticas máximas macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 123
Figura 66 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 124
Figura 67 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 125
Figura 68 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 126
Figura 69 - Deformação total macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 126
Figura 70 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 127
Figura 71 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 128
Figura 72 - Deformação elástica máxima principal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 128
Figura 73 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 129
Figura 74 - Tensões mínimas principais macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 129
Figura 75 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 130
Figura 76 - Curvas força x deslocamento. 132
Figura 77 - Total deformação micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 136
Figura 78 - Tensões principais máximas micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 138
Figura 79 - Tensão normal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 139
Figura 80 - Tensão elástica máxima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 140

Figura 81 - Deformação plástica equivalente micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 141
Figura 82 - Tensão mínima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 142
Figura 83 - Deslizamento relativo micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. .143
Figura 84 - Tensão de atrito micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 143
Figura 85 - Status de contato micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 144
Figura 86 - Gráfico força x deslocamento micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (bonded). 145
Figura 87 - Força de convergência micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 146
Figura 88 - Total deformação micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 147
Figura 89 - Tensão máxima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 148
Figura 90 - Tensão normal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 149
Figura 91 - Deformação máxima principal elástica micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 150
Figura 92 - Tensão mínima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 150
Figura 93 - Deslizamento relativo micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. .151
Figura 94 - Tensões de atrito micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 152
Figura 95 - Status de contato micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 153
Figura 96 - Gráfico força x deslocamento micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (frictional). 154
Figura 97 - Força de convergência micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 155

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados da pesquisa pelo Portal Periódicos da CAPES. 23
Tabela 2 - Síntese da revisão bibliográfica. 48
Tabela 3 - Propriedades do concreto simples. 52
Tabela 4 - Propriedades do aço. 54
Tabela 5 - Propriedades da alvenaria convencional. 56
Tabela 6 - Propriedades mecânicas utilizadas para pequenas paredes. 58
Tabela 7 - Propriedades mecânicas utilizadas na micromodelagem. 58
Tabela 8 - Características lineares do concreto implementadas no ANSYS. 69
Tabela 9 - Características lineares do aço implementadas no ANSYS. 69
Tabela 10 - Características lineares da alvenaria convencional implementadas no ANSYS. 72
Tabela 11 - Características lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS. 73
Tabela 12 - Características não-lineares do concreto implementadas no ANSYS. 76
Tabela 13 - Características não-lineares do aço implementadas no ANSYS. 76
Tabela 14 - Características não-lineares da alvenaria convencional implementadas no ANSYS. 79
Tabela 15 - Características não-lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS. 80
Tabela 16 - Características (micro) não-lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS. 83
Tabela 17 - Síntese da macromodelagem linear (bonded). 99
Tabela 18 - Síntese da macromodelagem linear (frictional). 101
Tabela 19 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (bonded). 131
Tabela 20 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (frictional). 133
Tabela 21 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 134
Tabela 22 - Síntese micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural. 156

LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS, SIGLAS E UNIDADES

UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro
LECIV	Laboratório de Engenharia Civil
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
MEF	Método dos Elementos Finitos
MDE	Modelo de Diagonal Equivalente
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
Weff	Largura da Diagonal Comprimida Efetiva
FKN	Fator de Rigidez Normal de Contato
FTOLN	Fator de Tolerância à Penetração

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Historicamente, no projeto de estruturas reticuladas de concreto armado ou aço, os painéis de alvenaria são frequentemente considerados apenas como elementos de vedação arquitetônica, tendo sua contribuição para a rigidez e resistência global da edificação negligenciada. Essa simplificação, embora facilite a rotina de cálculo, ignora o fenômeno da interação pórtico-alvenaria. Quando submetidos a ações horizontais, a alvenaria confinada atua como um contraventamento natural por meio da formação de uma biela diagonal de compressão, alterando significativamente a distribuição de esforços, os deslocamentos globais e os modos de falha da estrutura. Paralelamente a esse cenário, a evolução da indústria da construção civil tem impulsionado o desenvolvimento de novos componentes, como os blocos cerâmicos de encaixe. Estes blocos, concebidos para otimizar o processo construtivo e dispensar ou reduzir o uso de argamassa nas juntas, promovem um intertravamento mecânico que altera a resposta micromecânica do painel frente a solicitações de cisalhamento.

A alvenaria participante segundo a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), “é a alvenaria estrutural construída dentro de um pórtico, intencionalmente dimensionada e construída como parte do sistema de contraventamento”. Nesse contexto, há diversos estudos sobre o efeito da alvenaria participante no pórtico – em concreto armado e estrutura em aço – no âmbito nacional e internacional. Por certo, os autores que trataram desse assunto comprovaram através de análises numéricas e protótipos que há uma participação ativa dessas alvenarias, em especial, para conter as cargas horizontais e abalos sismos, respectivamente. No mercado há grande quantidade de materiais disponíveis para serem utilizados. Dessa forma, torna-se necessário o estudo relacionado ao tipo de preenchimento dos painéis no pórtico.

A evolução da construção de edifícios altos no Brasil vivenciou uma transformação radical ao longo da última década, deslocando o eixo histórico dos tradicionais centros financeiros, como São Paulo, para novos polos imobiliários voltados ao alto luxo. Por esses edifícios serem muito altos e

esbeltos, eles sofrem grandes deslocamentos laterais devido ao vento. E com isso, a alvenaria como contraventamento se torna uma solução para contribuir com o enriquecimento desses edifícios. Esse salto vertical só se tornou possível graças a avanços tecnológicos diretos na engenharia civil e estrutural brasileira, que hoje domina o uso de simulações aerodinâmicas rigorosas em túnel de vento, fundações de altíssima complexidade e sistemas avançados de amortecimento e contraventamento.

O diferencial dos blocos de encaixe reside no seu intertravamento geométrico, que atua como uma restrição mecânica adicional aos movimentos relativos entre as unidades. Diferente da alvenaria convencional, onde a transferência de esforços de cisalhamento depende majoritariamente da aderência e do atrito na interface argamassada, os blocos de encaixe promovem uma chave de cisalhamento natural. Esse mecanismo modifica os caminhos preferenciais de tensões no painel, otimizando a formação da biela comprimida e elevando a rigidez lateral do sistema pórtico-alvenaria mesmo em estados de deformação onde a aderência química da argamassa já teria sido superada.

Whitney; Anderson; Cohen (1955), desenvolveram estudos sobre projetos de construção resistentes a explosões atômicas. Polyakov (1956), falou sobre a alvenaria em edifícios estruturado com análise do conceito da barra diagonal equivalente. Holmes (1961), analisou estrutura de aço com alvenaria e enchimento com concreto. Stafford Smith (1962 e 1966), desenvolveu sobre a rigidez lateral de pórticos preenchidos e o comportamento de pórticos quadrados preenchidos, respectivamente. Stafford Smith e Riddington (1977 e 1978), utilizaram o Método dos Elementos Finitos para análise de pórticos preenchidos sujeitos a cargas com as devidas recomendações normativas e para o projeto de pórticos de aço preenchidos com alvenaria para estrutura de reforço. Saneinejad e Hobbs (1995), discorrem sobre a elasticidade e inelasticidade de pórticos preenchidos.

No âmbito nacional, Fonseca (1999), realizou a análise numérica experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria. Alvarenga (2002), prosseguiu com os estudos de Fonseca, com o estudo teórico experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. Moreira (2002), analisou a sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Santos (2007), verificou a influência da

alvenaria (interna e externa) no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Pitanga (2016) contribuiu ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos, a partir do Método dos Elementos Finitos, pelo programa computacional ANSYS.

Nesse contexto, estabelece-se como hipótese central desta pesquisa que os painéis de alvenaria constituídos por blocos cerâmicos de encaixe sem junta vertical argamassada são capazes de prover uma contribuição de rigidez lateral e redução de deslocamentos ao pórtico de concreto armado equivalente à da alvenaria convencional. Através da utilização das análises numéricas permite avaliar comparativamente o comportamento mecânico dos diferentes sistemas de preenchimento, contribuindo, assim, para construções com alto desempenho tecnológico e excelente custo-benefício.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar numericamente o comportamento de pórticos preenchidos com blocos de encaixe como alvenaria colaborante, por meio do Método dos Elementos Finitos utilizando o *software* ANSYS.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do projeto de pesquisa são:

- Investigar numericamente a influência dos blocos de encaixe na rigidez, distribuição de tensões e deslocamentos de pórticos preenchidos sob ações laterais;
- Comparar o comportamento estrutural dos modelos vazios e preenchidos quanto à rigidez, deslocamento e capacidade resistente;
- Avaliar um modelo numérico para simular o comportamento das alvenarias colaborantes de blocos de encaixe;
- Validar os modelos numéricos com base nos resultados experimentais e numéricos apresentados por Pitanga (2016) e Cerqueira (2017).

1.3 Justificativas

A crescente busca por sistemas construtivos mais eficientes, racionalizados e com melhor desempenho estrutural tem impulsionado o desenvolvimento de soluções capazes de otimizar simultaneamente produtividade, consumo de materiais e resposta mecânica das edificações. Nesse contexto, a interação entre pórticos de concreto armado e painéis de alvenaria tem recebido atenção significativa, especialmente devido à influência da alvenaria no enrijecimento lateral das estruturas e na redistribuição dos esforços internos sob ações horizontais.

Embora, na prática corrente de projeto, as alvenarias sejam frequentemente tratadas apenas como elementos de vedação, diversos estudos experimentais e numéricos demonstram que sua presença altera significativamente o comportamento global dos sistemas aporticados, promovendo aumento de rigidez, redução de deslocamentos laterais e modificação dos mecanismos resistentes da estrutura. Dessa forma, a consideração da alvenaria como elemento colaborante representa uma abordagem potencialmente relevante para a compreensão mais realista do comportamento estrutural de edificações em concreto armado.

Paralelamente, observa-se o avanço de sistemas construtivos baseados em blocos cerâmicos de encaixe, caracterizados pelo intertravamento geométrico entre unidades e pela redução ou eliminação de juntas verticais de argamassa. Além das vantagens executivas e de racionalização construtiva, esse tipo de configuração pode modificar os mecanismos de transferência de esforços no painel de alvenaria, influenciando diretamente a formação da diagonal comprimida, a distribuição de tensões e a interação mecânica entre painel e pórtico estrutural.

Entretanto, apesar da existência de diversos estudos relacionados a pórticos preenchidos com alvenaria convencional, ainda são limitadas as investigações envolvendo alvenarias de blocos cerâmicos de encaixe associadas à modelagem numérica não-linear física, especialmente considerando diferentes condições de interface entre painel e estrutura, como modelos *bonded* e *frictional*. Além disso, poucos trabalhos exploram simultaneamente abordagens de macro e micromodelagem para avaliação

comparativa do comportamento estrutural desses sistemas.

Nesse cenário, a utilização do Método dos Elementos Finitos por meio do *software* ANSYS possibilita investigar com elevado nível de detalhamento fenômenos complexos associados à interação pórtico-alvenaria, incluindo redistribuição de tensões, formação de regiões comprimidas, deslizamento relativo nas interfaces e evolução das deformações em regime linear e não linear. A adoção de diferentes estratégias de modelagem permite ampliar a compreensão dos mecanismos resistentes envolvidos e avaliar a influência dos blocos de encaixe no comportamento estrutural dos pórticos preenchidos.

Dessa forma, o presente trabalho se justifica pela necessidade de aprofundar o conhecimento acerca do comportamento mecânico de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos de encaixe, contribuindo para o desenvolvimento de modelos numéricos mais representativos e para a avaliação da influência desse sistema no enrijecimento estrutural e na resposta mecânica dos pórticos de concreto armado. Além do potencial técnico-científico, a pesquisa apresenta relevância prática para a Engenharia Civil ao investigar uma solução construtiva associada à racionalização executiva e melhoria do desempenho estrutural dos sistemas aporticados.

1.4 Estrutura E Organização Do Trabalho

O texto está estruturado no seguinte formato:

No primeiro capítulo apresenta-se as considerações iniciais, discorrendo sobre a temática, os objetivos e justificativas da presente pesquisa.

No segundo capítulo trata-se da revisão bibliográfica, em que são apresentados trabalhos anteriores com temas relacionados à análise numérica de alvenarias participantes colaborantes com a estabilidade global de edifícios de grande porte.

O terceiro capítulo aborda os materiais e metodologias necessárias para obter respostas satisfatórias dos objetivos – geral e específicos.

O quarto capítulo expõe os resultados obtidos da modelagem numérica da estrutura pelo *software* ANSYS, com a validação e as devidas comparações do comportamento dos pórticos entre ambos modelos do pórtico vazio, pórtico preenchido com alvenaria convencional e o pórtico preenchido com a alvenaria

de blocos de encaixe.

O quinto capítulo é composto pelas conclusões da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

Ao final do presente trabalho discorrem todas as referências bibliográficas, apontando os autores, tipos de trabalhos e titulação dos recursos que foram utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa.

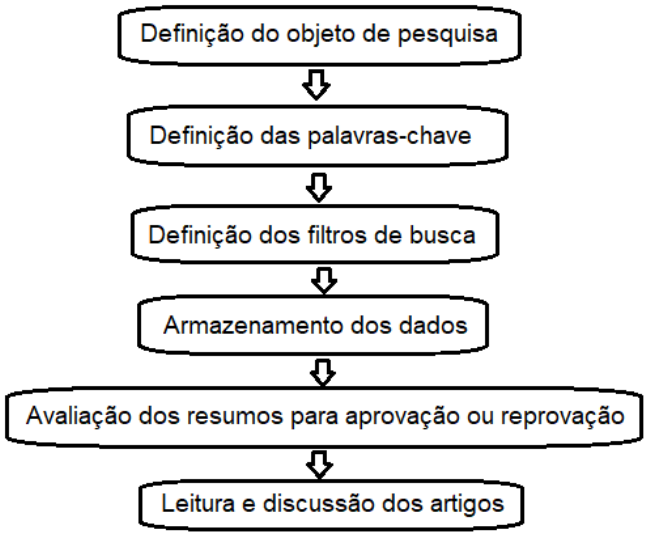
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O levantamento bibliográfico é fundamental para compreender como a pesquisa contribuirá para o meio acadêmico. A essência desta presente revisão é a análise e comparação das alvenarias – blocos de encaixe e tijolos convencionais – em relação a melhor influência na estabilidade de pórticos em concreto armado, visto que esse contribui para enrijecer o pórtico.

2.1 Análise De Dados

A escolha deste tema baseia-se na oportunidade de expandir e divulgar os conhecimentos sobre a utilização dos pórticos preenchidos. O modelo de revisão adotado foi através da revisão sistemática indicado no fluxograma da Figura 01.

Figura 1 - Fluxograma para revisão bibliográfica sistemática.



Fonte: Autor (2026).

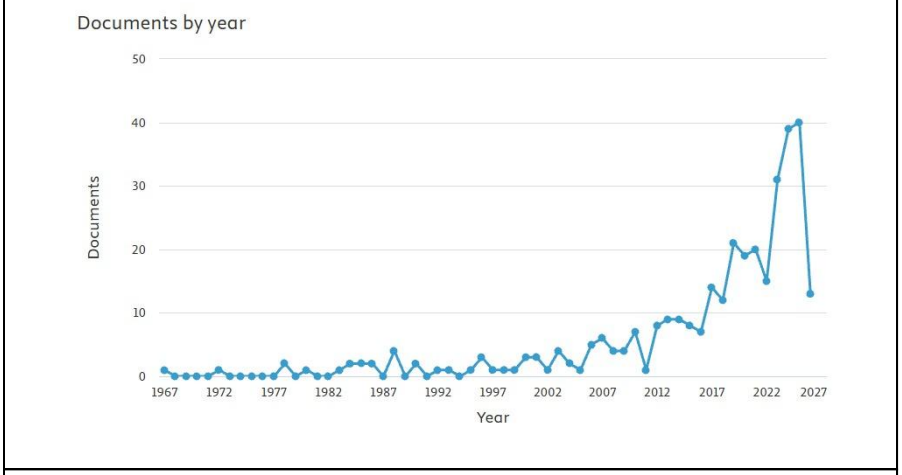
Primeiramente, definiu-se o objeto de pesquisa, que neste caso é a verificação do sistema mais benéfico relacionado a estabilidade de pórticos preenchidos. Essa escolha foi motivada pelo fato de contribuir com economia, segurança e funcionalidade na execução de obras dentro da Engenharia Civil. Sequencialmente, foram utilizados como palavras-chave, principalmente, bloco de encaixe em que se permite a dispensação de argamassa, alvenaria

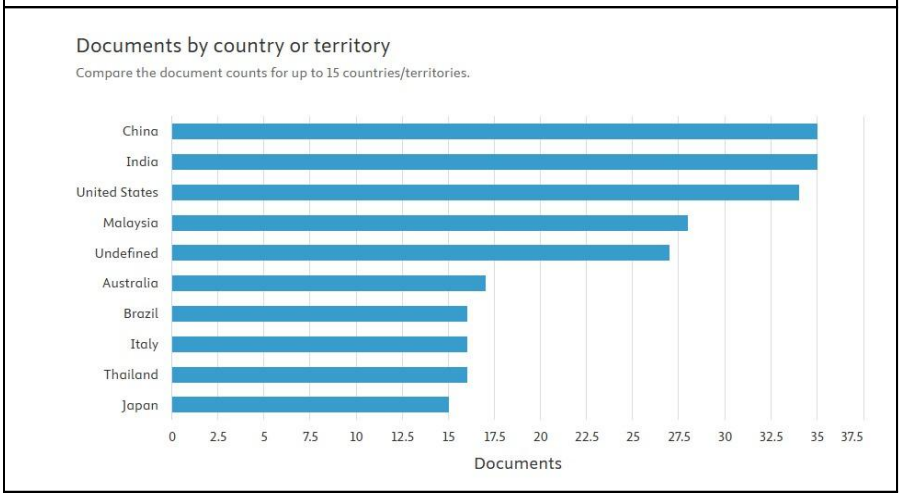
participante que consiste na contribuição para suportar os esforços, pórticos preenchidos que compreende no conjunto dos elementos estruturais (pilares e vigas) com o painel, ANSYS no qual é um *software* de elementos finitos para utilização nas engenharias, diagonal equivalente é a forma representativa de um painel na modelagem numérica e estabilidade global que deve ser atendida pelas estruturas devido à segurança aos usuários do local, palavras e expressões que norteiam todo o projeto.

Todas as palavras foram utilizadas nas bases de dados do Scopus e Periódicos da CAPES, com a utilização de filtros, palavras-chave, para leitura dos artigos encontrados. As Figuras 02, 03, 04 e Tabela 01 mostram as palavras utilizadas, a quantidade de material encontrado, os gráficos da evolução com o passar dos anos e o quantitativo dos estudos realizados em cada país.

Figura 2 - Resultados da pesquisa pela Scopus.

Interlocking block OR participating OR filled portal	333

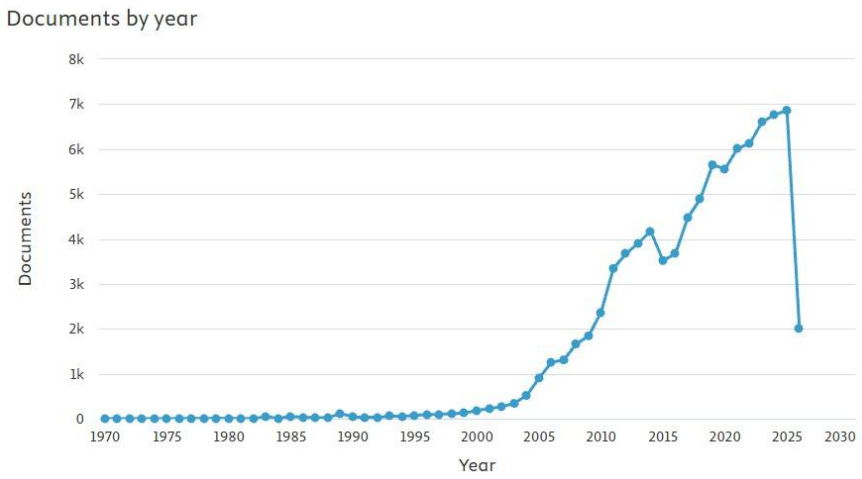


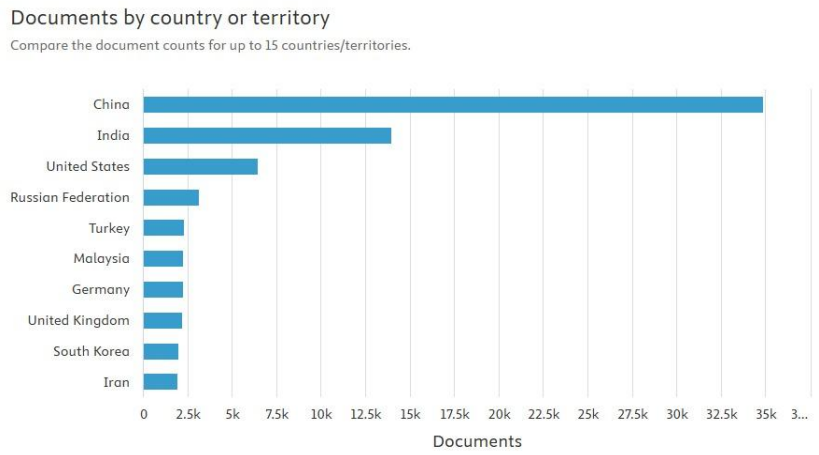


Fonte: Adaptado, Scopus (2026).

Figura 3 - Resultados da pesquisa pela Scopus.

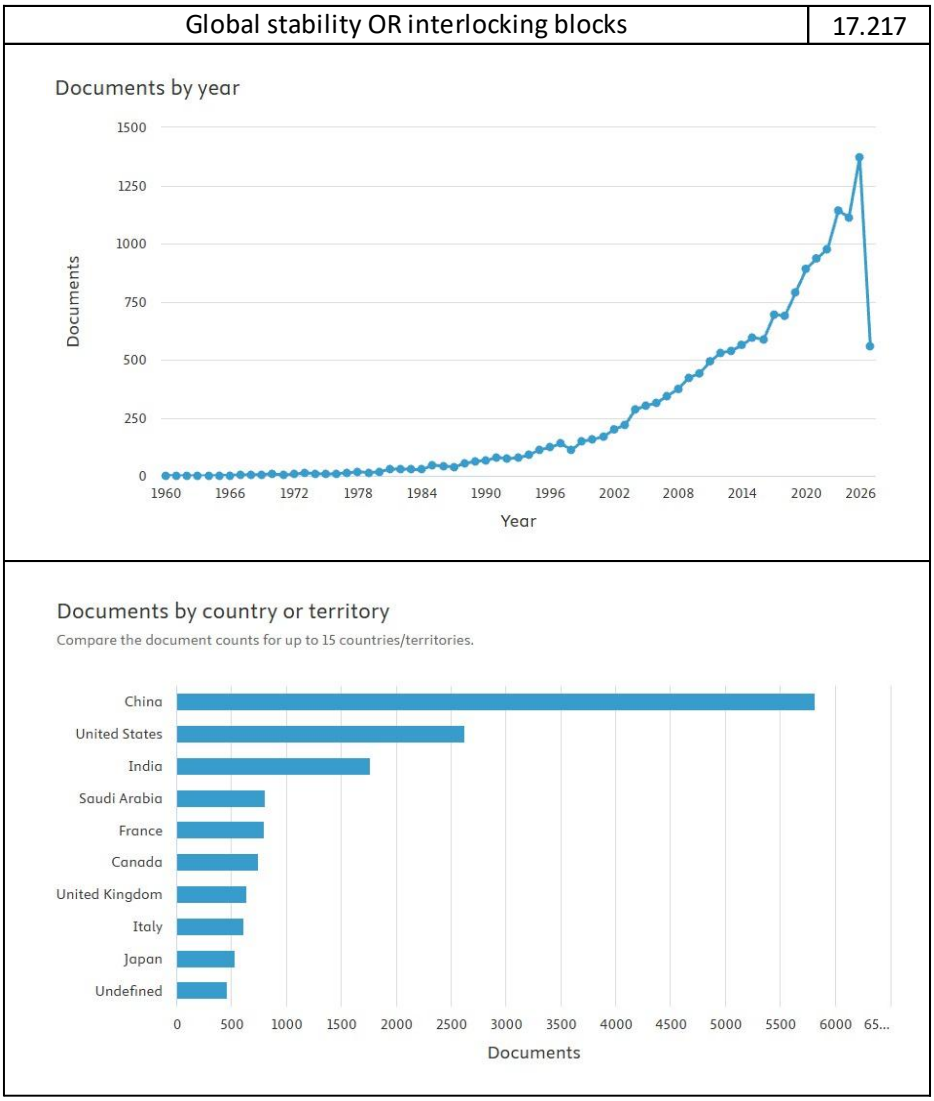
Ansys OR equivalent diagonal	89.141





Fonte: Adaptado, Scopus (2026).

Figura 4 - Resultados da pesquisa pela Scopus.



Fonte: Adaptado, Scopus (2026).

Tabela 1 - Resultados da pesquisa pelo Portal Periódicos da CAPES.

Palavra-Chave	**Periódicos CAPES**
Blocos de Encaixe	6
Estabilidade Global	457
Alvenaria Participante	10
Filled Portico	10
Global Stability	90.471
Fitting Block	3.905
Participating Masonry	21

Fonte: Autor, 2026.

Com isso, o tipo de painel de preenchimento dos pórticos e a estabilidade global foram estabelecidos como o problema central da pesquisa. Pois as análises dos resultados que serão obtidos determinarão as vantagens e desvantagens dos materiais (blocos de encaixe e tijolos convencionais) utilizados e como ocorrem as rupturas.

2.2 Alvenaria De Vedação

De acordo com a norma NBR 15270-1 (ABNT, 2017), “na alvenaria de vedação não se admite ser participante da estrutura”. Thomaz, E. *et al* (2009), afirmam que a alvenaria de vedação é projetada para separar ambientes e preencher pórticos em concreto armado, aço ou outras estruturas. Portanto, devem suportar apenas o próprio peso e cargas de uso, como quadros de parede, televisão, ar condicionado, etc. Devem ter resistência suficiente às cargas laterais estáticas e dinâmicas causadas, por exemplo, pelo vento, impactos acidentais, etc.

Moreira (2002) define que as funções da alvenaria nas estruturas prediais vão muito além de simplesmente vedar ou mesmo dividir espaços. Os estudos sugerem que podem ser considerados elementos estruturais, principalmente quando se trata de solicitações de serviços.

Conforme Ramalho e Correa (2003), a alvenaria é um sistema construtivo muito tradicional que tem sido amplamente utilizado desde o início da atividade humana para construir estruturas para diversos fins. Utilizando diferentes peças de materiais que transcendem o tempo, atravessando séculos e séculos, tornando-se, até hoje, monumentos de grande significado histórico.

Embora a resistência mecânica da alvenaria de vedação não seja considerada importante, ela desempenha um papel importante, principalmente quando o prazo de retirada das escoras é incompatível com o tempo de sua execução em projeto. Se as paredes forem restringidas entre elementos estruturais, acabam por ser carregadas pelos efeitos da deformação dos pórticos (Santos, 2007).

Para Araújo (2009) não se deve esquecer que as paredes de alvenaria de vedação não são incluídas nos cálculos, mas contribuem muito para a rigidez da

estrutura. Isto resulta em uma margem de segurança adicional relacionada com a imobilidade horizontal da estrutura.

Marinoski (2011) garante que a alvenaria de vedação não tem função estrutural, mas, de qualquer forma, está sujeita a ações acidentais devido à deformação do pórtico, recalque da fundação, movimento térmico, etc.

Silva (2014) estudou os pórticos preenchidos com alvenaria vedação com suas resistências às ações horizontais relacionadas ao ELS (Estado Limite de Serviço) para verificar a contribuição dos painéis na rigidez global e avaliar o impacto das ações horizontais nas paredes.

Moura (2015) verificou que os blocos de vedação cerâmicos com função estrutural são amplamente utilizados hoje, principalmente em pequenas construções, com até 3 pavimentos. Muitas vezes essa utilização ocorre apenas através da prática adquirida ao longo do tempo pelos responsáveis pela obra em questão. Embora inúmeras casas tenham sido construídas desta forma, é necessário comprovar ou condenar a validade deste uso. Desta forma, os requisitos máximos, bem como as causas dos danos no painel, podem ser determinados para garantir a utilização desta prática agora generalizada.

Para Silva e Carvalho (2018), a alvenaria de vedação, também conhecida como convencional, é mais utilizada na arquitetura brasileira para vedação dos interiores das residências e paredes externas. A estrutura é em concreto armado composta por vigas e pilares, sendo todo o peso liberado para o solo e suas paredes não têm função estrutural, mas dividem espaços, resistem às cargas do peso próprio, contribuem para o conforto térmico e proporcionam proteção contra os intempéries.

A pesquisa contemporânea no Brasil tem focado na racionalização desses elementos. Santos *et al*. (2020) investigaram o uso de blocos de encaixe como alternativa para otimizar o alinhamento e reduzir desperdícios, evidenciando uma tendência de evolução tecnológica do sistema convencional.

Já no cenário internacional, estudos de modelagem numérica de pórticos preenchidos (*infilled frames*) realizados por Patrício *et al*. (2024) e Ranjbar *et al*. (2026) demonstram que a presença da alvenaria pode alterar significativamente a resposta dinâmica e os deslocamentos horizontais da edificação, validando a necessidade de análises computacionais avançadas sobre a alvenaria de vedação.

Embora autores clássicos como Thomaz (2009) definam a vedação de forma isolada, trabalhos recentes no cenário nacional (Santos *et al.*, 2020) e internacional (Patrício *et al.*, 2024) reforçam que a interação entre painéis e pórticos eleva a rigidez global, conforme preconizado pela atualização normativa da NBR 16868 (ABNT, 2020).

2.3 Alvenaria Estrutural

Segundo a norma NBR 15270-1 (ABNT, 2017), “ao contrário da alvenaria de vedação, a alvenaria estrutural admite-se ser participante da estrutura”. Dessa forma, Camacho (2006) afirmou que no Brasil a introdução da alvenaria estrutural ocorreu no final da década de 1960 e até em 2006 era pouco conhecida no mundo técnico e utilizada quase exclusivamente nas áreas centrais.

Para Franco (1992) os processos construtivos utilizando alvenaria estrutural têm sido utilizados para construir edifícios, a maioria com até 5 pavimentos. A utilização intensiva deste processo justifica-se pelas suas características, possibilitando uma construção com menores custos e maiores desempenho, em comparação aos processos tradicionais.

Conforme Ramalho e Corrêa (2003), o conceito fundamental relacionado à utilização da alvenaria estrutural é a transferência de forças por meio de tensões de compressão. Essa ideia é essencial ao se discutir a alvenaria como método construtivo para a criação de estruturas. Os principais componentes da alvenaria estrutural incluem blocos ou unidades, argamassa, graute e armadura. Por sua vez, os elementos constituem uma parte adequadamente elaborada da estrutura, sendo formados por pelo menos dois dos componentes mencionados anteriormente.

Dessa forma, a alvenaria estrutural é um método construtivo marcado pela adoção de paredes como a principal estrutura de suporte do edifício. As paredes exercem uma função dupla: atuam como suporte estrutural e como vedação vertical. As alvenarias são os elementos responsáveis por transmitir as cargas até as fundações, motivo pelo qual são designadas como "autoportantes", exigindo um projeto e execução racionais (Camacho, 2006).

De acordo com Tauil e Nesse (2010), a alvenaria armada ou parcialmente armada é reforçada em áreas específicas devido às exigências estruturais. Neste

tipo de construção, introduzem-se armaduras passivas, como barras, fios e telas de aço, nos espaços vazios dos blocos, o que é seguido pelo grauteamento e preenchimento das juntas verticais. Em contrapartida, a alvenaria não armada recebe graute e reforços de aço exclusivamente para propósitos construtivos, o que ajuda a prevenir fissuras. Por fim, na alvenaria protendida, utiliza-se uma armadura ativa que a submete a tensões de compressão. É importante ressaltar que na alvenaria estrutural não se faz uso de pilares e vigas, pois as paredes, chamadas de portantes, são responsáveis pela estrutura do edifício e distribuem as cargas de maneira uniforme pelas fundações. Deve-se prestar atenção às armações e ao grauteamento dos blocos quando necessário.

Existem dois tipos de alvenaria estrutural: a armada e a não armada. A armada alvenaria é projetada para suportar cargas em certas áreas, devido à presença de elementos estruturais, como armaduras passivas compostas por fios, barras e telas de aço, embutidas em blocos vazados e posteriormente preenchidas com graute e concreto. Por outro lado, a alvenaria não armada é equipada com armaduras que têm o objetivo de prevenir trincas, fissuras e a concentração de tensão, sendo geralmente localizadas nos cantos (Silva e Carvalho, 2018).

Silva e Carvalho (2018) analisaram os gastos com construções residenciais utilizando técnicas de alvenaria estrutural e de vedação. O estudo revelou que o bloco de encaixe demanda maior quantidade de materiais em comparação ao bloco de vedação, uma vez que a quantidade de pontos de grauteamento é similar, mas o uso de argamassa é inferior, resultando em um tempo de execução menor. Portanto, para acelerar o processo de construção, a abordagem estrutural com bloco de encaixe é a mais eficiente.

2.4 Alvenaria De Bloco De Encaixe

Para Fay *et al* (2014), a abordagem selecionada para a produção dos blocos de encaixe garante a preservação das bordas e vértices, uma superfície lisa, coloração natural, tamanhos consistentes e uma superfície plana sem deformidades. Além dos aspectos de conformidade, o método de fabricação favorece a economia de tempo (devido ao alto nível de detalhes e técnicas de montagem), evitando a necessidade de correções, cortes ou ajustes, propiciando

maior agilidade na construção e minimizando desperdícios. Todos esses aspectos resultam em uma redução geral de custos e maior sustentabilidade. O nível de precisão e confiança foi estabelecido com base na otimização adequada do design em relação ao seu desempenho futuro, durabilidade e custos envolvidos.

Sant' Ana (2015), destaca que a solução sugerida permite realizar construções com mínimas perdas de materiais, utilizando profissionais com pouca formação, sem comprometer a alta qualidade, já que o sistema apresenta uma precisão excepcional. Além disso, ressalta que a falta de argamassa entre os blocos elimina a resistência à tração entre os componentes da alvenaria, mas a resistência à compressão permanece alta, garantindo um desempenho eficiente em suas funções.

Salgado *et al* (2019) afirmam que a construção civil no Brasil e em muitas regiões do mundo é vista como tecnologicamente defasada, uma vez que diversas etapas e processos ainda dependem das competências dos trabalhadores. Com isso, foi realizado um estudo focado na criação de protótipos de blocos de concreto com designs que permitam seu encaixe tanto vertical quanto horizontal, eliminando a necessidade de argamassa através do entrelaçamento dos blocos. Para investigar a eficácia desse encaixe, blocos em escala reduzida foram fabricados utilizando impressoras 3D.

Bessa *et al* (2019) enfatizaram que os blocos de encaixe sem uso de argamassa são objeto de estudo em vários países. Existem, inclusive, protótipos empregados em soluções para moradias de interesse social em diferentes partes do mundo.

Na pesquisa do Bessa *et al* (2019), os tipos de blocos utilizados são os de solo-cimento e os de terra, ao invés dos blocos cerâmicos queimados. Os blocos de solo-cimento são criados a partir da combinação de solo, cimento e água, são moldados em formas e passam por um processo de cura especializado, apresentando uma solução sustentável e econômica para a construção civil. Por outro lado, os blocos de terra são feitos com terra compactada, o que lhes confere uma boa durabilidade e características térmicas aprimoradas. Ao contrário dos blocos cerâmicos queimados, que são elaborados com argila e precisam passar pelo processo de queima em forno.

2.5 Alvenaria Participante

De acordo com a NBR 16868-1 (ABNT, 2020) “alvenaria participante é a alvenaria estrutural construída dentro de um pórtico, intencionalmente dimensionada e construída como parte do sistema de contraventamento. A alvenaria participante pode ser avaliada numericamente usando a técnica da barra diagonal comprimida”.

Dawe e Seah (1989), afirmaram que estudos falam sobre as vantagens da combinação de pórticos com painéis de preenchimento. As investigações revelam um aumento na resistência mecânica e uma redução nas deformações em pórticos que utilizam esse tipo de preenchimento. Vale ressaltar a importância da função desses painéis, especialmente considerando que as alvenarias externas são essenciais para a estrutura do edifício e, em geral, não serão removidas. Mesmo após apresentarem fissuras, esses painéis continuam suportando cargas horizontais e se mantêm deslocados sob forças muito superiores ao que conseguiriam suportar sem a presença do pórtico.

Os efeitos das alvenarias participantes dentro do pórtico não são considerados, apesar de que os estudos demonstram a efetividade da mesma. Al-Chaar *et al* (2002), asseguram que os painéis de alvenaria utilizados com preenchimento em uma edificação não só são valorizados por sua capacidade de aumentar a resistência e rigidez, mas também por impactar o desempenho dinâmico de toda a edificação.

Segundo Madia (2012) o pórtico limita e é preenchido pela alvenaria, de modo que a rigidez do painel equilibra a flexibilidade do pórtico. Por outro lado, o painel adquire a ductilidade e a robustez da estrutura em que está envolto. Além disso, observa-se uma redistribuição das cargas, resultando em modificações nas dimensões dos componentes estruturais em função da presença do painel. As forças de torção também podem impactar a estrutura devido à distribuição irregular das paredes na construção.

Mesmo assim, a postergação dessa inclusão pode ocorrer devido às normatizações não detalharem essa participação das alvenarias. Nicola *et al* (2015) justificam que os estudos são novos, e ainda existem muitas variáveis sobre o preenchimento dos pórticos e sua interação com a estrutura; portanto, as normas ainda não oferecem, de maneira clara, um método para a

incorporação. Pitanga (2016) afirma que, ao realizar um projeto, não se leva em conta o impacto das alvenarias, apesar de sua relevância significativa para a estabilidade lateral das construções.

2.6 Modos De Ruptura E Falha Em Alvenaria Colaborante

Para Mohamad *et al* (2011) uma alvenaria estrutural não armada é um sistema que pode ser composto por materiais distintos que se interagem para suportar cargas verticais e horizontais ao longo de sua vida útil, incluindo peso próprio, vento e sismos. As principais propriedades mecânicas que devem apresentar as paredes de alvenaria são as resistências à compressão, à tração, à flexão e ao cisalhamento. O comportamento geral das paredes sob compressão uniforme ocorre com a evolução das tensões de tração no bloco e as tensões de confinamento da argamassa em função da tensão uniaxial aplicada ao conjunto, ou seja, à medida que se aplica uma força vertical de compressão na alvenaria, surgem tensões de tração no bloco e tensões de compressão triaxial na argamassa. Esse modelo é o que melhor representa o fenômeno de ruptura da parede à compressão, que pode acontecer no bloco por atingir o limite da resistência à tração ou na junta de argamassa, se atingir a resistência à compressão confinada dela.

Segundo Pitanga (2016) os pórticos preenchidos com alvenaria apresentam comportamentos complexos. A interação entre alvenaria e pórtico gera um estado estrutural não linear, pois os materiais que compõem essa estrutura seguem o mesmo formato. Dessa forma, os carregamentos horizontais e verticais na estrutura podem gerar colapso tanto no pórtico quanto na alvenaria. Quando as cargas operam dentro do Estado Limite de Serviço a estrutura trabalha de forma monolítica. Já com o aumento dos carregamentos em um primeiro momento ocorre a separação física da alvenaria do pórtico, na região dos cantos tracionados. Em seguida, o pórtico transfere uma parcela da carga para alvenaria na região do contato com a parede, nos cantos comprimidos diagonalmente opostos.

Cerqueira (2017) afirma que as pequenas paredes, com medidas de 60 x 15 x 35 cm^3, com blocos prensados e queimados apresentaram fissuras nas laterais, com rupturas por tração horizontal e com esmagamento dos blocos

centrais.

Com os trabalhos de Wood (1978), El-Dakhakhni *et al*. (2003) e Asteris *et al*. (2011) os painéis de alvenaria aporticados possuem cinco formas de ruptura. O esmagamento dos cantos comprimidos é associado a um painel de alvenaria fraco adjacente a um pórtico com juntas (nós da ligação viga-pilar) fracas e elementos estruturais (colunas e vigas) fortes. O esmagamento da diagonal comprimida refere-se a um painel de alvenaria relativamente esbelto, onde a falha resulta da flambagem fora do plano da alvenaria. O cisalhamento das juntas de argamassa da alvenaria, associado a uma junta de assentamento fraca e por um pórtico forte. A fissuração da diagonal comprimida que pode ocorrer ou não simultaneamente ao cisalhamento das juntas de argamassa e está associado a um pórtico relativamente forte associado a um painel de alvenaria relativamente fraco. Por fim, o modo de falha do pórtico que ocorre na formação de rótulas plásticas nas colunas ou nas ligações viga-pilar, associado a um pórtico fraco ou a um pórtico de juntas fracas e elementos estruturais fortes associados a um painel de alvenaria relativamente forte.

Pesquisas recentes de Taranu, G (2026) e Maymandi *et al*. (2025) expandem essa análise para o ambiente numérico, demonstrando que a falha por cisalhamento por deslizamento é o modo predominante quando a resistência da interface bloco-pórtico é superada, especialmente em sistemas com encaixes mecânicos que limitam o deslocamento lateral.

O mapeamento desses modos físicos de ruptura nesta fase de revisão bibliográfica é fundamental para compreender o comportamento da alvenaria aporticada. Essa compreensão serve de base para a seleção dos critérios de ruptura matemáticos e modelos constitutivos (como Menetrey-Willam, critério de Mohr-Coulomb, etc) que serão detalhadamente apresentados no próximo Capítulo (Materiais e Métodos), onde se descreve a implementação numérica no *software* ANSYS.

2.7 Comportamento Dos Pórticos Preenchidos

Santos (2007) utiliza o Método dos Elementos Finitos aplicado à resolução de pórticos preenchidos, sendo adotadas certas simplificações como a consideração de que o pórtico apenas suporta tensões axiais, é infinitamente

flexível nas direções perpendiculares aos eixos das barras e não se permite a separação entre o pórtico e o painel.

Para Oliveira (1995), desde que o pórtico possua a resistência necessária para prevenir um colapso precoce devido à formação de rótulas plásticas, o painel de alvenaria poderá falhar por um ou mais dos mecanismos de falha como a compressão dos cantos, o cisalhamento das junções de argamassa e a fissuração nas diagonais sob compressão.

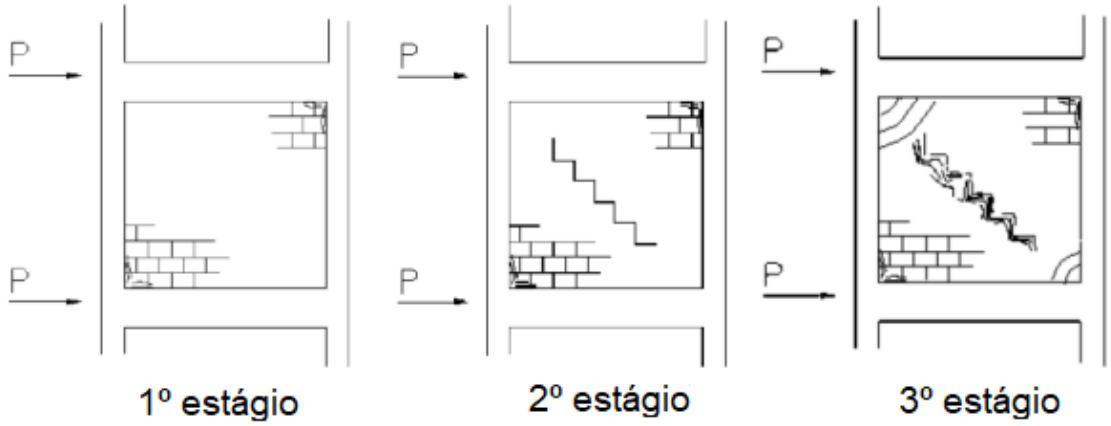
Fonseca (1999) analisou os painéis de alvenaria integrados a estruturas reticuladas, utilizando um protótipo em tamanho real, com um vão e um andar. Além disso, foram desenvolvidas simulações numéricas para reproduzir o comportamento não-linear da alvenaria, chegando à conclusão de que a alvenaria exerce uma forte influência na rigidez do pórtico preenchido.

Pitanga (2016), afirma que o entendimento do comportamento mecânico das estruturas é crucial para antecipar possíveis modos de colapso ou falha. Nos pórticos preenchidos com alvenaria submetidos a cargas laterais, as falhas podem surgir tanto no próprio pórtico quanto na alvenaria. Com um nível de carga moderado, a estrutura atua de maneira monolítica, operando no estado limite de serviço. À medida que a carga é aumentada em direção ao limite máximo da estrutura, inicialmente ocorre a desvinculação física da alvenaria em relação ao pórtico, especialmente nas áreas das quinas sujeitas à tração. A partir desse ponto, o pórtico começa a transferir uma parte significativa da carga para a alvenaria na região onde existe contato com a parede, nas quinas comprimidas diagonalmente opostas.

Polyakov (1960) identificou três fases do comportamento do pórtico preenchido quando submetido a grandes forças laterais (Figura 05). Na primeira fase, observa-se uma resposta integrada entre o pórtico e a alvenaria, que encerra quando surgem as primeiras fissuras de separação nos pontos de contato entre as duas estruturas. Essas fissuras não comprometem as áreas de transmissão da compressão do pórtico para o painel. Na segunda fase, há um encurtamento da diagonal na compressão e um alongamento da diagonal na tração, que se conclui com o aparecimento de fissuras na diagonal comprimida do painel. Nessa fase, as fissuras tendem a se apresentar em uma disposição escalonada nas juntas verticais e horizontais. Na terceira fase, o painel continua suportando o incremento de carga, até o momento em que se formam fissuras

excessivas e ele perde a capacidade de suportar o aumento das forças.

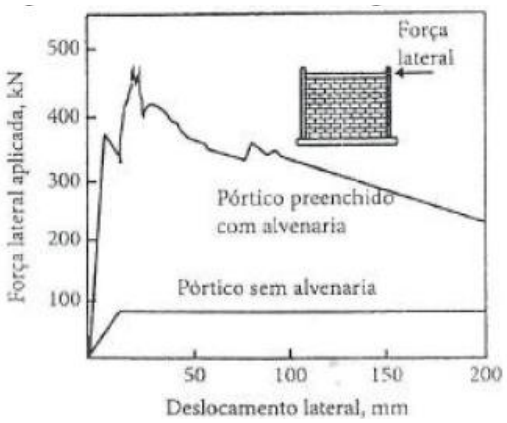
Figura 5 - Estágios do comportamento do pórtico preenchido.



Fonte: Montandon (2018).

Ao final, à medida que a força lateral se intensifica, surgem mais rachaduras, resultando na redução da contribuição da parede para a rigidez lateral da edificação, como ilustrado na Figura 06.

Figura 6 - Comportamento do pórtico com e sem alvenaria.



Fonte: Queiroz (2020).

Por sua vez, Marinković *et al*. (2023) investigaram as fases de comportamento de pórticos preenchidos aliando ensaios experimentais a simulações numéricas avançadas. A pesquisa enfatiza que, à medida que o carregamento lateral avança, a degradação na interface de contato entre o pórtico e a alvenaria dita a mudança de fase do sistema. Inicialmente, a estrutura atua em conjunto, mas logo ocorre a separação nos cantos tracionados,

transferindo os esforços para os cantos comprimidos e ativando o mecanismo de biela diagonal. Os autores evidenciam que a modelagem numérica é essencial nessa análise, pois permite rastrear detalhadamente não apenas a resposta global de força e deslocamento, mas também a evolução dos danos locais e da perda de monolitismo em cada estágio do carregamento.

A compreensão das fases de comportamento dos pórticos preenchidos é importante para esta dissertação, pois estabelece a base necessária para a validação dos modelos computacionais. Ao identificar os estágios de rigidez, desde o monolitismo inicial até a formação da biela diagonal e o colapso final, torna-se possível calibrar os parâmetros de contato e as propriedades constitutivas no *software* ANSYS, garantindo que a simulação numérica represente a evolução da estabilidade global da estrutura.

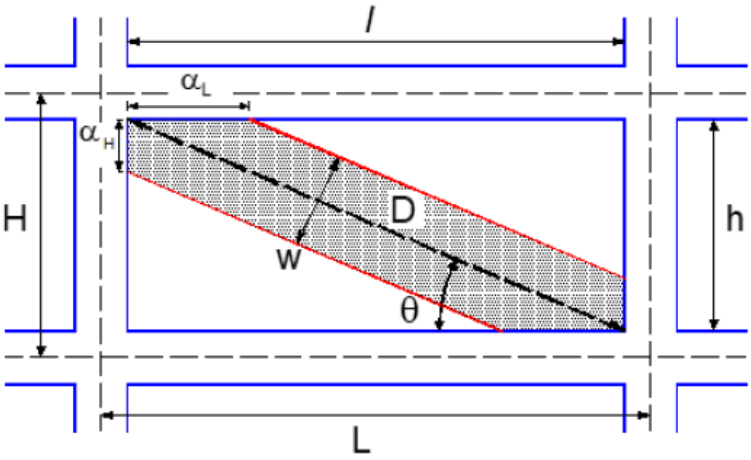
2.8 Biela Diagonal Equivalente

A revisão do Modelo de Biela Diagonal Equivalente é interessante para esta dissertação por ser o método de cálculo simplificado adotado pela norma brasileira vigente (NBR 16868-1:2020), servindo como o padrão de projeto atual. Além disso, os resultados gerados por este modelo simplificado servirão como parâmetro de balizamento para validar se a modelagem numérica avançada (via ANSYS) apresenta ganhos de precisão ou comportamentos divergentes em relação ao que a engenharia prática utiliza.

Conforme a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), “a largura da diagonal comprimida efetiva, W_{eff}, para o cálculo da resistência à compressão da diagonal comprimida deve ser tomada como w/2 e não pode exceder um quarto do comprimento da diagonal”.

Outra importante contribuição de Polyakov (1960) foi a introdução do conceito de diagonal equivalente que é apresentada na Figura 07. A modelagem envolve a simulação da parede utilizando uma barra birrotulada, posicionada nos pontos de interseção entre viga e pilar, onde a espessura e o módulo de elasticidade correspondem aos da alvenaria.

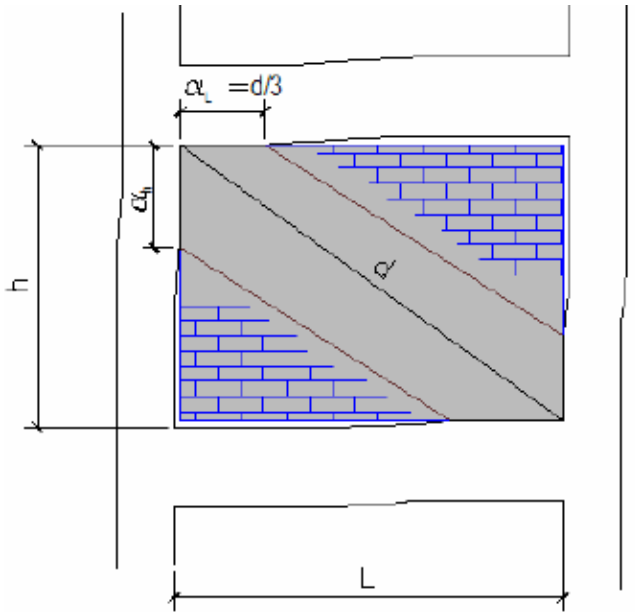
Figura 7 - Diagonal equivalente.



Fonte: Montandon (2018).

Holmes (1961) propôs um método de cálculo onde a diagonal equivalente apresentaria a mesma espessura e módulo de deformação do painel, e um comprimento de contato correspondente a um terço do comprimento da diagonal, como ilustrado na Figura 08. Além disso, constatou que o deslocamento do pórtico preenchido é significativamente inferior em comparação ao pórtico sem preenchimento, e que as barras do pórtico continuam em regime elástico até atingirem a carga de colapso da alvenaria.

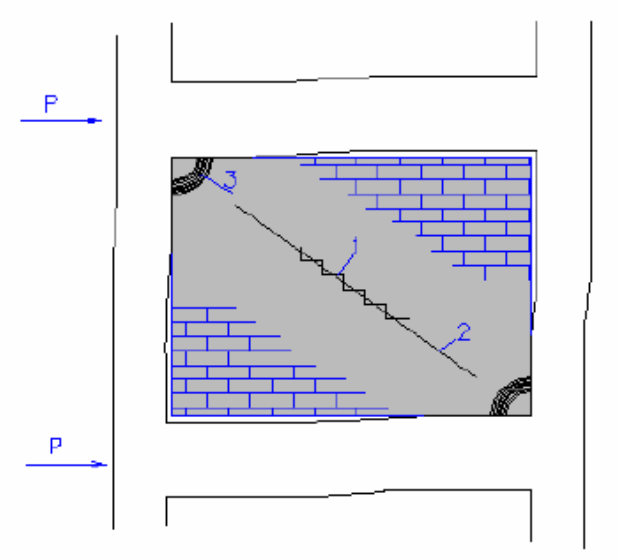
Figura 8 - Diagonal equivalente.



Fonte: Holmes (1961).

Smith (1967), trabalhou com pórticos retangulares e utilizou blocos de alvenaria para preenchimento. Ao analisar, percebeu que a largura efetiva da diagonal equivalente é influenciada por diversos fatores, como a carga aplicada e as características físicas dos materiais. No caso do pórtico, as falhas podem ocorrer devido à tração nos pilares, cisalhamento em vigas e pilares ou ainda nas conexões. Já o painel, de alvenaria ou concreto, pode romper por fissuração por tração da diagonal carregada (2) ou por esmagamento do painel nos cantos carregados (3), conforme apresentado na Figura 09.

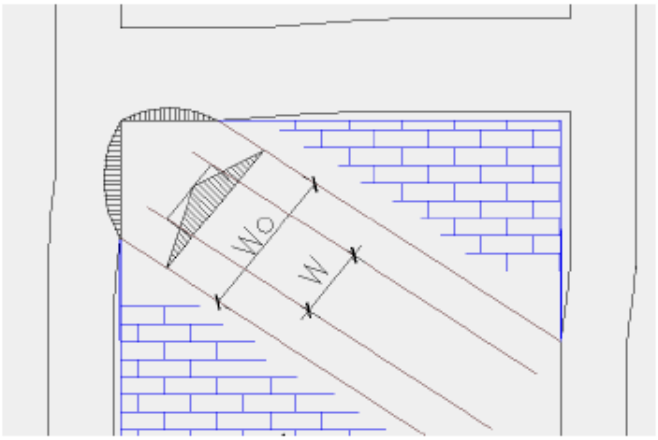
Figura 9 - Ruptura do painel no pórtico.



Fonte: Smith (1967).

Hendry (1981) propôs, com base nas investigações experimentais realizadas por Kadir em 1974, o desenvolvimento de uma relação semi-empírica para a largura do painel, a qual representa 50% do que foi sugerido por Smith em 1966, conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 - Diagonal equivalente.

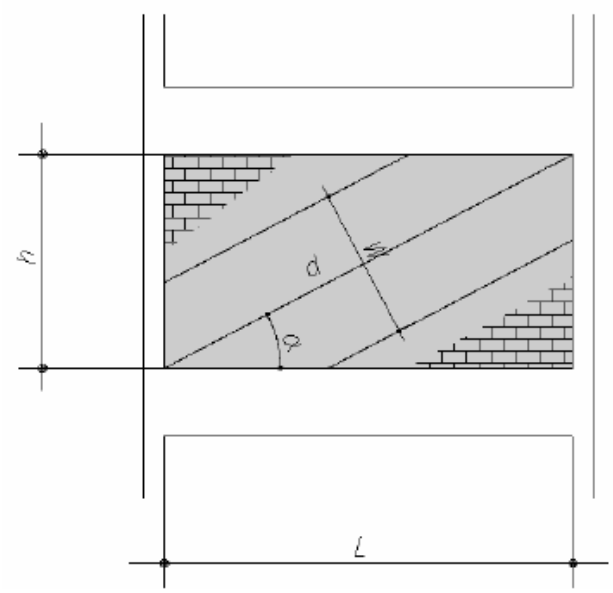


Fonte: Hendry (1981).

Alvarenga (2002) com base em investigações experimentais em escala real (estruturas de aço com seções em I soldadas, preenchidas com alvenaria de concreto celular autoclavado), modelagem por elementos finitos, modelo de diagonal equivalente e estudos paramétricos, avaliou a influência da alvenaria na rigidez global da estrutura. A pesquisadora modificou a relação entre altura e comprimento dos pórticos, a argamassa utilizada para assentamento, os elementos de interface entre pórtico e painel, além da presença ou ausência de aberturas nas paredes. Em suas conclusões, ela propõe uma metodologia prática e eficiente para calcular a força de ruptura em painéis de pórticos preenchidos com alvenaria, utilizando um modelo baseado em bielas e tirantes.

Moreira (2002) analisou a influência dos painéis de vedação no aumento da rigidez estrutural, especialmente em estruturas esbeltas e pouco travejadas. Nesse sentido, apresentou um modelo simplificado para simular o efeito da alvenaria confinada. Os resultados indicam que as paredes têm um impacto maior na rigidez global para modelos de menor inércia. O autor observa que a análise das alvenarias deve restringir-se a pequenas deformações, uma vez que esses painéis são elaborados com materiais frágeis. Além disso, ele determina a área da seção transversal da diagonal equivalente, relacionando as características físicas e geométricas do painel com o módulo de elasticidade do pórtico, conforme ilustrado na Figura 11.

Figura 11 - Diagonal equivalente.



Fonte: Moreira (2002).

Santos (2007) analisou numericamente um edifício com 32 pavimentos em concreto armado, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Primeiramente, apenas a estrutura em concreto foi modelada. Em seguida, incorporou-se o impacto dos painéis de alvenaria de vedação, representados por barras diagonais equivalentes. Os resultados referentes às reações de apoio e ao deslocamento no topo do edifício foram comparados entre os modelos que incluíram e os que não incluíram a barra diagonal equivalente. Além disso, foi investigado qual andar do edifício e quais configurações de pórticos estariam submetidos a maiores tensões. Para a estrutura que contém a barra diagonal equivalente, observou-se um aumento na rigidez, uma diminuição no deslocamento no topo e uma redistribuição das forças, resultando em um aumento de carga nos pilares das extremidades e uma leve redução nos pilares centrais.

Segundo Queiroz (2020), o Modelo de Diagonal Equivalente (MDE) é o mais comumente empregado para simular o comportamento da alvenaria em conjunto com os pórticos. Nesse modelo, a alvenaria é representada por uma barra birrotulada posicionada ao longo da diagonal sob compressão, cujas características físicas e mecânicas são estabelecidas conforme o painel que ela representa.

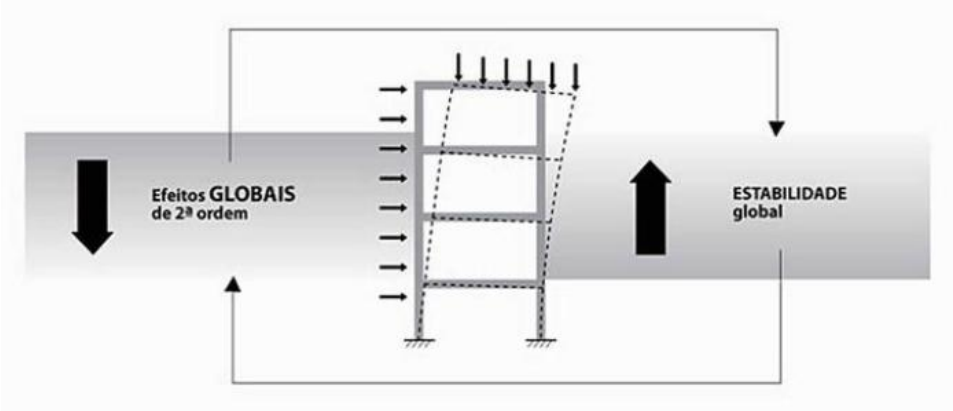
2.9 Estabilidade Global

Segundo a norma NBR 16868-1 (ABNT, 2020), “a verificação da estabilidade global de edifícios deve atender à condição de que os efeitos de 2ª ordem não sejam superiores a 10 % dos efeitos de 1ª ordem (baixa deslocabilidade). Essa verificação pode ser feita pelo parâmetro γ_z, conforme a ABNT NBR 6118”.

Conforme Scadelai (2004), no projeto de estruturas, é fundamental avaliar sua estabilidade e levar em conta, além das solicitações iniciais causadas pelas cargas aplicadas, os momentos secundários (adicionais) considerando a deformação da estrutura dos deslocamentos que a estrutura sofre devido a essa carga, os quais representam os efeitos de segunda ordem.

De acordo com Kimura (2007), a estabilidade global de um edifício envolve a análise da estrutura como um todo. Isso inclui os efeitos globais de segunda ordem que serão discutidos a seguir. Quanto mais sólida (rígida) for a estrutura, menores serão esses efeitos. Por outro lado, se os efeitos de segunda ordem forem mais significativos, isso indica uma menor estabilidade da estrutura. A Figura 12 mostra graficamente essa relação. A rigidez de uma construção impacta diretamente sua estabilidade, e os componentes que têm maior papel nesse aspecto são os pilares e vigas. As lajes, em geral, exercem uma influência mínima na estabilidade global de um edifício, podendo muitas vezes ser consideradas irrelevantes.

Figura 12 - Estabilidade global e efeitos de 2ª ordem.



Fonte: Kimura (2007).

Conforme a Figura 12, as setas externas são referentes às cargas e ações, sendo que as horizontais representam os ventos e as verticais as gravitacionais. A seta para baixo a tendência de instabilidade. À medida que o prédio se desloca para o lado, o peso vertical gera um momento adicional, que aumenta ainda mais o deslocamento. Já a seta para cima representa a rigidez da estrutura e sua capacidade de resistir a esses efeitos.

2.9.1 Efeito De 2ª Ordem

Valandro e Trombetta (2016), consideram que o efeito de primeira ordem ocorre quando a avaliação da estrutura é feita em sua forma geométrica original, sem deformações. Por outro lado, os efeitos de segunda ordem referem-se à análise realizada com a estrutura já deformada. Assim, os efeitos de segunda ordem complementam os resultados obtidos na análise de primeira ordem.

Segundo Kimura (2007), a análise de primeira ordem é aquela em que o dimensionamento da estrutura ocorre em sua forma geométrica original, ainda não afetada por deformações, resultando nos chamados "efeitos de primeira ordem". A Figura 13 exemplifica o que foi mencionado.

Figura 13 - Efeitos de 1ª ordem.

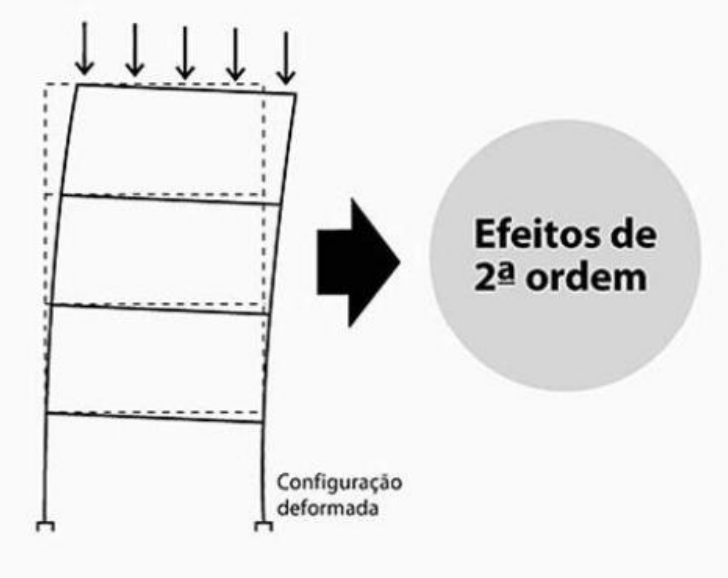


Fonte: Kimura (2007).

Kimura (2007) ainda diz que a análise de segunda ordem refere-se ao processo em que a avaliação da estrutura ocorre em sua configuração

deformada, resultando no surgimento de efeitos adicionais conhecidos como "efeitos de segunda ordem". Esses efeitos podem levar à desestabilização da construção, como ilustrado na Figura 14. Essa abordagem é crucial no projeto de estruturas de edificações em concreto armado.

Figura 14 - Efeitos de 2ª ordem.

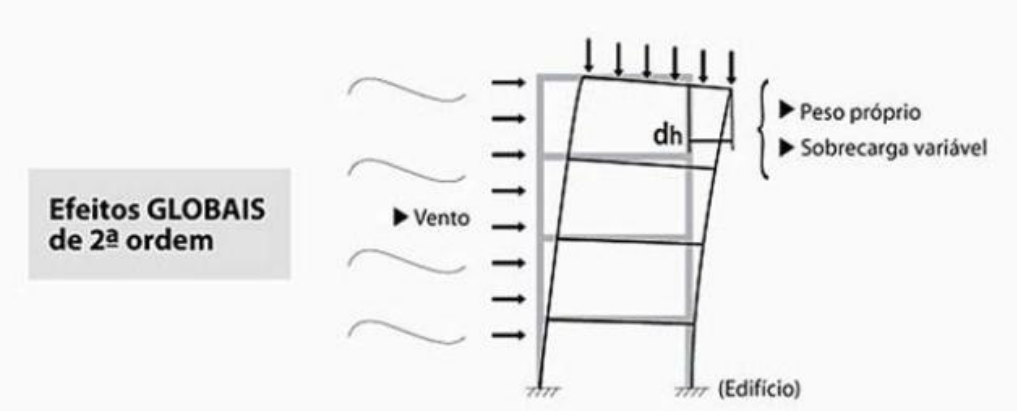


Fonte: Kimura (2007).

Scadelai (2004) considera que tais efeitos podem ser ignorados quando não geram um aumento maior que 10% nas reações e nas solicitações importantes da estrutura. Nas barras da estrutura, os eixos não permanecem retos, resultando em efeitos locais de segunda ordem, que impactam principalmente as forças exigidas ao longo dessas barras.

Além disso, Kimura (2007) afirma que os efeitos globais estão vinculados à estrutura do edifício em sua totalidade, englobando todos os elementos como pilares, vigas e lajes. Por exemplo, quando um edifício é exposto à força do vento, ele tende a se mover lateralmente. Isso resulta em efeitos de segunda ordem, causados pela combinação de cargas verticais, como o peso próprio e as sobrecargas, conforme ilustrado na Figura 15.

Figura 15 - Efeitos globais de 2ª ordem.



Fonte: Kimura (2007).

2.10 Modelagem Numérica De Estruturas

A análise numérica é fundamental no desenvolvimento, avaliação e verificação de estruturas de alvenaria, oferecendo aos engenheiros os recursos necessários para criar edificações seguras, eficazes e com viabilidade econômica. Além disso, ajuda a identificar detalhes específicos de uma estrutura e áreas críticas sujeitas a maiores esforços por cargas dinâmicas. O método predominante utilizado é o de elementos finitos, que envolve a modelagem da estrutura em elementos lineares, planos ou tridimensionais, possibilitando a coordenação dos deslocamentos em cada nó.

Ramalho e Corrêa (2003) simularam numericamente painéis de alvenaria com o objetivo de avaliar a variação na distribuição das tensões em uma análise plana linear, utilizando o elemento SHELL32, que corresponde a um elemento plano quadrangular com quatro nós e dois graus de liberdade por nó, no *software* ANSYS (versão 5.5).

Chen *et al*. (2009) avaliou as origens das trincas em estruturas de alvenaria de múltiplos andares, o impacto da variação na carga vertical sobre o desenvolvimento dessas fissuras foi analisado por meio de experimentos, onde foram realizados testes e medições dos deslocamentos em pontos específicos de um modelo em U de alvenaria de grande escala. Ademais, o comportamento das fissuras no modelo em U foi examinado sob tensões de cisalhamento e simulado numericamente utilizando o *software* ANSYS.

Silva (2014) utilizou um modelo de elementos finitos em pesquisas, fazendo uma comparação com outras técnicas de cálculo, para analisar o desempenho de um edifício de alvenaria estrutural, utilizando uma escala reduzida de 1:5. Em sua tese, foi enfatizado que, para simular qualquer estrutura através de elementos finitos, é fundamental entender certas propriedades mecânicas, como o módulo de deformação e o coeficiente de Poisson, especialmente quando o problema é abordado sob a perspectiva da elasticidade.

Para Rigão (2022) as despesas e os desafios operacionais envolvidos na execução de testes em estruturas que incluem alvenarias exigem uma abordagem de modelagem numérica mais sofisticada, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), que se revela uma ferramenta valiosa para essa análise. Entretanto, a modelagem precisa do comportamento da alvenaria se apresenta como um desafio complicado, uma vez que esse sistema demonstra um comportamento anisotrópico e sua eficácia depende do entendimento das características dos blocos, argamassas e da interação entre esses componentes.

Segundo Cruz Junior (2024), anteriormente à adoção e à aplicação do Método dos Elementos Finitos (MEF), a avaliação de meios contínuos exigia a solução direta de sistemas de equações que empregavam derivadas parciais, considerando as condições de contorno essenciais. Para simplificar a utilização dessa metodologia em situações mais intricadas, frequentemente se utilizavam séries de Fourier.

2.10.1 Método Dos Elementos Finitos

A inclusão deste subitem justifica-se pelo fato de que o Método dos Elementos Finitos (MEF) constitui o núcleo metodológico desta dissertação. Diferente de modelos analíticos simplificados, o MEF permite a simulação da não-linearidade física e geométrica inerente à interação entre blocos de encaixe e pórticos. A compreensão da formulação matemática associada à discretização do domínio é fundamental para fundamentar a escolha do refinamento da malha e a tipologia dos elementos finitos (sólidos, cascas ou barras). Essa fundamentação assegura que as respostas de estabilidade obtidas via *software* ANSYS sejam numericamente convergentes e fisicamente coerentes com o

comportamento da estrutura.

Azevedo (2003) afirma que na área da Engenharia de Estruturas, o MEF visa calcular as tensões e deformações de um sólido com forma arbitrária, quando submetido a forças externas, levando em conta as condições de contorno necessárias.

Azevedo (2003) sustenta que a formulação do MEF depende da presença de uma equação integral, permitindo assim a substituição da integral em um domínio complicado (de volume V) por uma soma de integrais aplicadas a subdomínios com formas simples (de volume V_i). Essa abordagem é demonstrada por meio das Equações 1 e 2, que representam a integral de volume de uma função f.

$$\int_v \quad f\ dV = \sum_{i=1}^{n} \quad \int_{vi} \quad f\ dV \tag{1}$$

$$V = \sum_{i=1}^{n} \quad Vi \tag{2}$$

Por fim, Azevedo (2003) diz que se for possível calcular todos os integrais estendidos aos sub domínios V_i, basta efetuar o somatório correspondente ao segundo membro de (1) para se obter o integral estendido a todo o domínio. Cada subdomínio V_i corresponde a um elemento finito de geometria simples (segmento de reta, triângulo, quadrilátero, tetraedro, paralelepípedo). O somatório indicado em (1) vai dar origem à operação montada (2), que apresenta muitas semelhanças com a que é efetuada nas estruturas reticuladas.

Embora o Método dos Elementos Finitos (MEF) tenha sido inicialmente mais vinculado a aplicações estruturais, como a análise linear de estruturas, vibrações livres e forçadas, análise não linear com grandes deslocamentos e deformações, plasticidade, instabilidade estrutural, entre outros, as técnicas de discretização de sistemas contínuos que demonstraram eficácia na análise estrutural são mais abrangentes e podem ser utilizadas em diversas áreas da engenharia e análise. Essas técnicas se tornam ferramentas poderosas em física matemática, incluindo a transferência de calor, escoamento de fluidos, ondas eletromagnéticas, hidrodinâmica, entre outros (Alves Filho, 2013).

Dentro desse contexto, há diversas formas de representação numérica de

alvenarias e pórticos. Elementos de barra para caracterizar vigas e pilares, elementos de superfície (casca) utilizado para alvenaria estrutural com comportamento bidimensional, elementos de membrana com aplicação em alvenaria de vedação e elementos sólidos para simbolizar a alvenaria estrutural e itens de concreto com propriedades tridimensionais.

Devido à forte não-linearidade associada ao contato por atrito nas interfaces e ao comportamento elastoplástico dos materiais, as simulações foram processadas utilizando as iterações de Newton-Raphson. Esse esquema iterativo garante que a matriz de rigidez tangente seja continuamente recalculada a cada subpasso de carga (*substep*), corrigindo a trajetória de deslocamentos e evitando divergências numéricas durante a fase de formação da biela diagonal comprimida.

Dessa forma, o MEF é utilizado neste trabalho para superar as limitações do modelo de biela equivalente, permitindo que a geometria complexa dos encaixes mecânicos e a ausência de argamassa sejam modeladas através de elementos de contato, cujas equações de equilíbrio são resolvidas via iterações de Newton-Raphson dentro da formulação do elemento finito selecionado.

2.10.2 Software ANSYS

Vieira (2013), confirma que a simulação numérica computacional começou a ser amplamente adotada na década de 1960 no Estados Unidos, especialmente com propósitos militares. O êxito nessa área levou a expansão rápida para outros setores, incluindo a Engenharia. Fundada há mais de 40 anos, a ANSYS, uma das principais desenvolvedoras, conta com diversos elementos finitos, permitindo que seja modelado virtualmente uma ampla variedade de objetos. O *software* Ansys é capaz de realizar simulações levando em conta diversas características dos materiais, como propriedades mecânicas, térmicas e eletromagnéticas, além de simulações envolvendo fluidos, tanto líquidos quanto gasosos.

Segundo Queiroz (2020), em termos físicos, os componentes em contato do pórtico e a alvenaria, como o TARGE170 e CONTA174, deveriam, em teoria, impedir qualquer tipo de penetração entre si. Contudo, devido a questões relacionadas à convergência numérica, é preciso permitir um certo grau de

penetração. O *software* Ansys aborda essa situação utilizando dois parâmetros: FKN (fator de rigidez normal em contato) e FTOLN (fator de tolerância à penetração). O parâmetro FKN determina a resistência de um corpo à penetração de outro; assim, um fator mais elevado resulta em menor penetração. Por outro lado, o FTOLN define o limite máximo de penetração aceita entre os elementos em contato, calculado pela multiplicação da profundidade do elemento pelo fator de tolerância à penetração. Esses fatores são importantes para definição do modelo estrutural com painél sem argamassa, ou seja, com os blocos de encaixe.

Pitanga (2016) estudou o desempenho de pórticos preenchidos utilizando o método dos elementos finitos, por meio do *software* ANSYS. O pesquisador simulou um pórtico isolado para que os resultados obtidos a uma porção elementar pudessem ser ampliados para a estrutura completa. Foi constatado que o carregamento vertical, os momentos de inércia dos pilares em comparação ao momento de inércia da viga e a relação entre altura e comprimento do painel de alvenaria são fatores que afetam o comportamento do pórtico preenchido.

O ANSYS é um programa de análise por elementos finitos aplicável a várias categorias de desafios de engenharia. Suas funcionalidades abrangem a resolução de análises estáticas, modais, harmônicas, dinâmicas transitórias, espectrais, de flambagem e dinâmicas explícitas. Segundo Rigão (2022) o ANSYS oferece diferentes abordagens para resolver questões numéricas, que se fundamentam em iterações de equilíbrio, técnicas de elementos finitos e análise de problemas de contato.

2.11 Síntese E Conclusões Da Revisão Bibliográfica

A revisão do estado da arte apresentada neste capítulo consolidou os fundamentos teóricos necessários para a compreensão da interação entre pórticos e painéis de alvenaria. Ficou evidente que o preenchimento de pórticos altera drasticamente a rigidez e os modos de falha da estrutura, deslocando o foco de análises isoladas para a avaliação da estabilidade global do sistema.

Ao analisar os trabalhos correlatos, como as pesquisas recentes de Furtado *et al*. (2020) e Marinković *et al*. (2023), observa-se um forte avanço na simulação computacional de pórticos preenchidos com alvenaria convencional

(assentada com argamassa). Contudo, a lacuna científica identificada na literatura reside na ausência de investigações numéricas tridimensionais detalhadas (via micromodelagem 3D com elementos sólidos de alta ordem SOLID186 e contatos de atrito do tipo frictional) que estabeleçam uma comparação direta, sob as mesmas condições de contorno de pórtico, entre a alvenaria convencional argamassada e a alvenaria de blocos de encaixe sem junta vertical.

Com o surgimento dos blocos cerâmicos de encaixe — concebidos para otimizar a execução ao dispensar a argamassa nas juntas verticais —, a mecânica de transferência de esforços na alvenaria altera-se fundamentalmente, passando a ser regida pelo atrito entre as superfícies secas e pelo intertravamento geométrico (chave de cisalhamento).

A principal contribuição da presente dissertação reside exatamente neste ponto: investigar como a ausência de argamassa e a dependência do contato mecânico (atrito e geometria) afetam a formação da biela diagonal e a transferência de cargas, fenômenos que os modelos analíticos tradicionais não conseguem prever com exatidão.

Dessa forma, a originalidade deste trabalho fundamenta-se, portanto, em quantificar numericamente se o intertravamento mecânico e o atrito dos blocos de encaixe são suficientes para mobilizar o efeito de biela comprimida com eficiência equivalente à da alvenaria convencional. A pesquisa contribui para o avanço do conhecimento ao fornecer parâmetros rigorosos de desempenho estrutural (porcentagens de ganho de rigidez e redução de deslocamentos) que justificam tecnicamente o emprego desse componente racionalizado no sistema de contraventamento, conforme a Tabela 02.

Tabela 2 - Síntese da revisão bibliográfica.

Autor(es) e Ano	**Objeto de Estudo / Metodologia**	**Principais Achados (Desempenho Estrutural)**	**Limitações e Lacunas Observadas**
Stafford Smith & Riddington (1977, 1978)	Pórticos de aço e alvenaria via Método dos Elementos Finitos (MEF 2D linear).	Proposição e validação do conceito de largura efetiva da biela diagonal comprimida equivalente.	Considerou apenas análise linear estática em 2D; focado em alvenaria convencional argamassada.
Saneinejad & Hobbs (1995)	Métodos analíticos e numéricos para resposta inelástica de pórticos preenchidos.	Formulação de métodos para estimativa da resistência limite e rigidez de pórticos sob ações horizontais.	Não contemplou o efeito de intertravamento mecânico de blocos de encaixe sem junta vertical.
Fonseca (1999) / Alvarenga (2002)	Análise numérico-experimental de pórticos de aço/concreto com alvenaria convencional e concreto celular.	Comprovação do aumento substancial de rigidez lateral e redução de deslocamentos globais.	Foco restrito a blocos convencionais com juntas argamassadas tradicionais.
Pitanga (2016)	Pórticos de concreto armado com bloco cerâmico convencional via ANSYS (MEF 3D).	Avaliação das tensões de contato e fissuração no painel de alvenaria sob carregamento estático.	Restrito a bloco cerâmico convencional; não avaliou a eficiência de blocos de encaixe sem junta vertical.
Presente Trabalho	Pórtico de CA com blocos cerâmicos de encaixe (MEF 3D: Micromodelagem e Macromodelagem, Linear e Não Linear).	Quantificação direta da equivalência de rigidez e redução de deslocamentos entre blocos de encaixe e convencionais.	Preenche a lacuna sobre o comportamento da junta seca e intertravamento mecânico em alvenaria participante.

Fonte: Autor (2026).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve a metodologia e os parâmetros adotados para a simulação numérica do comportamento estrutural de pórticos preenchidos com alvenaria colaborante. O estudo numérico foi desenvolvido por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa computacional ANSYS Workbench. Para abranger de forma abrangente o fenômeno da interação pórtico-alvenaria e o impacto do intertravamento mecânico dos blocos de encaixe, o programa de simulação foi dividido em etapas de complexidade crescente.

Inicialmente, foram realizadas análises lineares e não-lineares utilizando a estratégia de macromodelagem, onde a alvenaria é tratada como um meio contínuo e homogeneizado. Em seguida, para capturar os fenômenos locais de deslizamento, separação de interfaces e o efeito direto dos pinos de encaixe, adotou-se a estratégia de micromodelagem não-linear. Os modelos numéricos contemplaram três configurações principais: o pórtico vazio, o pórtico preenchido com alvenaria convencional (modelo de referência) e o pórtico preenchido com blocos cerâmicos de encaixe prensados e queimados. Adicionalmente, avaliou-se a sensibilidade do sistema às condições de interface, variando as formulações de contato entre aderência perfeita (*Bonded*) e contato com atrito (*Frictional*) para cada modelo. Toda a parametrização buscou representar os ensaios e calibrações consolidados na literatura técnica.

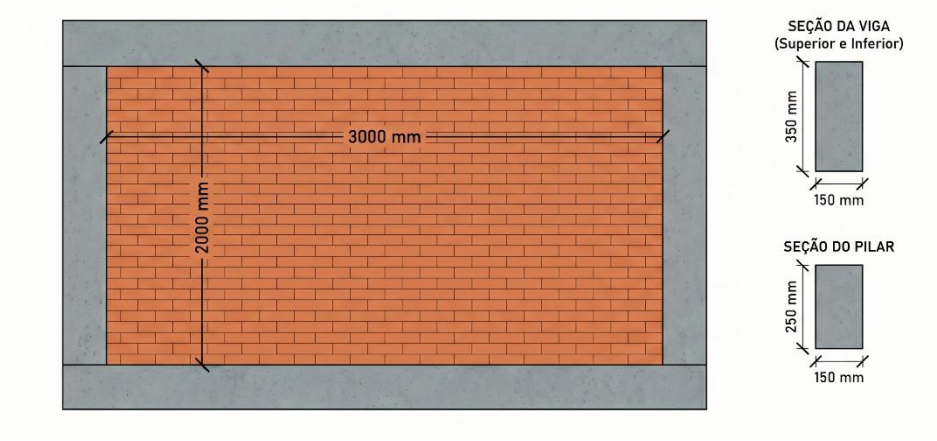
3.1 Geometria Dos Modelos

A geometria do pórtico de concreto armado adotada neste estudo foi definida com base no trabalho de Pitanga (2016), como mostra a Figura 16. O vão entre a parte interna dos pilares é de 3000 mm, e a altura do pé-direito (entre a parte interna das vigas) é de 2000 mm. Dessa forma, para o modelo com preenchimento, o painel de alvenaria ocupou o vão interno do pórtico, ou seja, as dimensões da alvenaria colaborante são de 3000 x 2000 mm. A seção transversal dos pilares possui dimensões de 150 x 250 mm, enquanto as vigas possuem 150 x 350 mm.

O detalhamento da armadura estrutural é composto por 4 barras de aço

longitudinais responsáveis por absorver os esforços principais de tração ou compressão, associadas a estribos posicionados com espaçamento uniforme a cada 10 cm ao longo da peça. Essa distribuição dos estribos garante o devido confinamento do núcleo de concreto, previne a flambagem das barras longitudinais e confere a resistência necessária aos esforços cortantes, assegurando o desempenho estrutural.

Figura 16 - Detalhamento técnico do pórtico de concreto preenchido com alvenaria.



Fonte: Autor, via NotebookLM (2026).

3.2 Concreto Simples

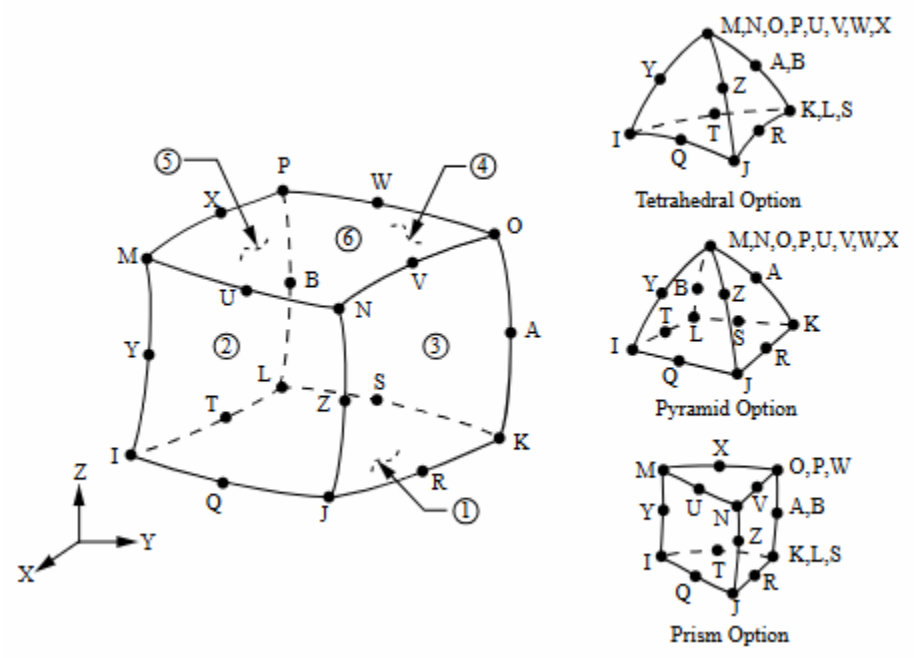
O concreto simples, utilizado na modelagem dos pilares e vigas do pórtico, foi caracterizado no programa computacional como um material inicialmente isotrópico e linear-elástico, evoluindo para um comportamento não-linear ortotrópico após o início da fissuração.

O SOLID186 é um elemento sólido 3D, pertencente à biblioteca do ANSYS, de ordem superior com 20 nós que exibe comportamento de deslocamento quadrático. O elemento é definido por 20 nós, cada um com três graus de liberdade: translações nas direções x, y e z. O elemento suporta plasticidade, hiperelasticidade, fluência, endurecimento por tensão, grandes deflexões e grandes deformações. Ele também possui capacidade de formulação mista para simular deformações de materiais elastoplásticos quase incompressíveis e materiais hiperelásticos totalmente incompressíveis.

A Figura 17 apresenta a geometria, localização dos nós e o sistema de

eixos coordenados do elemento. É possível utilizá-lo com barras embutidas “embedded rebars”. Isto quer dizer que no interior do elemento as barras de aço são distribuídas, proporcionalmente ao seu volume, segundo os ângulos de orientação.

Figura 17 - SOLID186 geometria sólida estrutural.



Fonte: Autor, via help ANSYS (2026).

Adequado para representar a resposta mecânica de materiais quase-frágeis, o elemento SOLID186 consegue capturar com precisão a degradação por tração (fissuração) e a ruptura por compressão (esmagamento) e é menos suscetível ao fenômeno de travamento numérico em comparação com elementos lineares de 8 nós. Ademais, o elemento viabiliza a análise no regime inelástico por meio da adoção de critérios de plastificação específicos não-lineares. No que tange à interação com o aço, a formulação adotada permite a utilização da técnica de barras embutidas (*embedded rebars*), o que significa que, no interior do elemento de concreto, a rigidez das barras de aço é distribuída e acoplada proporcionalmente ao seu volume e segundo os seus ângulos de orientação.

As propriedades mecânicas e físicas adotadas para a caracterização do concreto simples, abrangendo tanto o seu regime elástico quanto a sua evolução

para o comportamento não-linear, estão sintetizadas na Tabela 3. Para a fase linear-elástica inicial, o material foi parametrizado com um módulo de elasticidade de 30 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e densidade de 2400 kg/m³. Para governar a superfície de falha e os limites de plastificação/dano, estipulou-se uma resistência à compressão uniaxial de 30 MPa e uma resistência à tração uniaxial de 3 MPa. Adicionalmente, para simular com precisão a resposta pós-fissuração e a redistribuição de tensões por meio do modelo de fissuração distribuída, foram calibrados os coeficientes de retenção ao cisalhamento.

Tabela 3 - Propriedades do concreto simples.

Propriedades do Concreto Simples	
Módulo de elasticidade	30 GPa
Coeficiente de Poisson	0,2
Densidade	2400 kg/m³
Resistência à compressão uniaxial	30 MPa
Resistência à tração uniaxial	3 MPa

Fonte: Pitanga, adaptado (2016).

3.3 Armadura De Aço

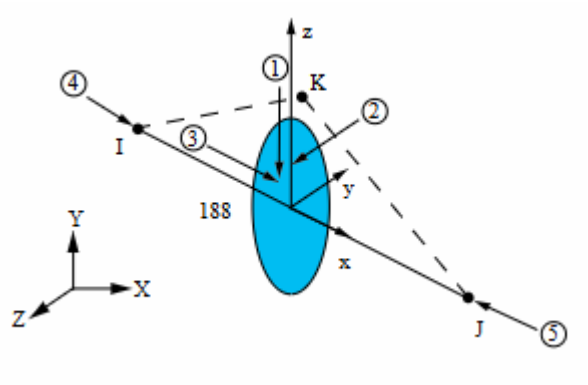
O aço estrutural, utilizado nas armaduras longitudinais e transversais (estribos) dos pilares e vigas do pórtico, foi modelado assumindo um comportamento isotrópico e elastoplástico.

A Figura 18 mostra que o elemento BEAM188 é adequado para analisar estruturas de vigas de espessura variável, desde esbeltas até moderadamente curtas/grossas. Baseia-se na teoria de vigas de Timoshenko, o que lhe confere a capacidade de incluir os efeitos das deformações por cisalhamento em sua formulação. O elemento oferece opções para empenamento irrestrito e empenamento restrito das seções transversais.

O elemento é uma viga tridimensional de dois nós, linear, quadrática ou cúbica. O BEAM188 possui seis ou sete graus de liberdade em cada nó; estes incluem translações nas direções x, y e z e rotações em torno das direções x, y e z. Um sétimo grau de liberdade (magnitude do empenamento) é opcional. Este elemento é particularmente adequado para aplicações não lineares com grandes

rotações e/ou grandes deformações.

Figura 18 - BEAM188 geometria sólida estrutural.



Fonte: Autor, via help ANSYS (2026)

Este elemento é adequado para análises que englobam não-linearidades físicas e geométricas, suportando plasticidade, grandes rotações e grandes deformações (*large strain*). Neste contexto, os elementos de viga foram imersos na malha do elemento sólido concreto, assumindo-se a premissa de aderência perfeita entre o aço e o concreto, o que garante a compatibilidade de deformações entre os dois materiais durante as etapas de carregamento lateral.

Além disso, Inclui efeitos de empenamento de seção transversal e é eficiente computacionalmente para representar elementos lineares sem a necessidade de uma malha volumétrica exaustiva, mantendo a precisão dos esforços globais.

A Tabela 4 detalha as propriedades constitutivas adotadas para o aço estrutural que compõe as armaduras do pórtico. O regime elástico do material foi governado por um módulo de deformação longitudinal de 200 GPa e um coeficiente de Poisson estipulado em 0,3, juntamente com uma densidade de 7800 kg/m³. Para habilitar a simulação da falha e da plasticidade, estabeleceu-se a tensão de início de escoamento em 500 MPa, refletindo as especificações do aço CA-50.

Tabela 4 - Propriedades do aço.

Propriedades do Aço	
Módulo de elasticidade	200 GPa
Coeficiente de Poisson	0,3
Densidade	7800 kg/m³
Limite de resistência ao escoamento	500 MPa

Fonte: Pitanga, adaptado (2016).

3.4 Concreto Armado

A modelagem do pórtico em concreto armado consistiu na integração dos elementos finitos adotados para o concreto simples (elemento SOLID186) e para as armaduras de aço (elemento BEAM188), estabelecendo o comportamento conjunto que caracteriza este, de modo a reproduzir o comportamento conjunto característico do concreto armado.

No ambiente de simulação do ANSYS Workbench, a interação mecânica entre a armadura tridimensional e a matriz de concreto foi configurada assumindo-se a premissa de aderência perfeita. Sob esta hipótese, considerou-se a total compatibilidade de deformações entre os dois materiais, não sendo introduzidos elementos de interface específicos para simular o escorregamento relativo entre a barra de aço e o concreto no entorno. Do ponto de vista computacional, isso foi garantido através do contato bonded entre a superfície das linhas de armadura e o volume do elemento sólido.

Esta configuração permite que o modelo capture corretamente a redistribuição de esforços inerente ao concreto armado no regime não-linear. Durante a simulação dos carregamentos horizontais, à medida que a matriz de concreto atinge sua resistência à tração e sofre fissuração, iniciando quando a tensão principal de tração atinge a resistência do material, as tensões de tração são imediatamente transferidas para os elementos das armaduras longitudinais. Estas, por sua vez, resistem aos esforços até atingirem a tensão de escoamento.

Além disso, a presença das armaduras transversais (estribos) imersas na malha contribui para o confinamento do núcleo de concreto comprimido e para a absorção das tensões de cisalhamento oriundas da flexão e da interação com as bielas de compressão formadas pelo preenchimento da alvenaria, refletindo com precisão o comportamento estrutural esperado em pórticos reais.

3.5 Alvenaria Convencional

A alvenaria convencional é, por natureza, um material compósito e inerentemente heterogêneo, constituído pela associação entre unidades cerâmicas e juntas de argamassa. Contudo, sob uma perspectiva macroscópica de avaliação estrutural, esse sistema é frequentemente caracterizado como um material contínuo e homogêneo. Nessa concepção, as propriedades físicas e mecânicas individuais de seus constituintes são integradas para definir o comportamento global de um meio físico equivalente. Esse material destaca-se por ser quase-frágil e apresentar acentuada anisotropia, uma vez que a presença e a disposição geométrica das juntas de assentamento introduzem planos direcionais de fraqueza no painel. Desse modo, as características macroscópicas da alvenaria — como a sua rigidez global, a elevada resistência à compressão e a baixa capacidade de suportar esforços de tração — refletem diretamente a complexa interação mecânica, a aderência e a compatibilidade de deformações entre o bloco e a argamassa.

O modelo de preenchimento em alvenaria convencional foi concebido para atuar como o sistema de referência comparativa nesta pesquisa. Fisicamente, este painel representa o sistema tradicional de vedação, composto por blocos cerâmicos assentados com argamassa cimentícia nas juntas horizontais e verticais.

Para a inserção deste painel no ambiente computacional de simulação, adotou-se a técnica de macromodelagem. Sob esta formulação, a alvenaria não é tratada como um sistema bifásico com malhas discretas (bloco e argamassa separados), mas sim como um meio contínuo, homogêneo e equivalente. As propriedades mecânicas do painel foram definidas a partir da homogeneização das características de seus componentes, refletindo o comportamento mecânico global do compósito, conforme premissas consolidadas na literatura técnica e normatizadas pela ABNT NBR 16868-1 (ABNT, 2020).

No regime elástico-linear, o material homogeneizado foi configurado com módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e resistência característica à compressão do prisma equivalentes, garantindo a representatividade da rigidez inicial do painel frente aos esforços aplicados. A massa específica do conjunto também foi parametrizada com base nas propriedades médias do bloco e da

argamassa.

Assim como os elementos do pórtico, a malha do painel de alvenaria convencional foi discretizada utilizando o elemento contínuo SOLID186. Para capturar o fenômeno da interação pórtico-alvenaria no regime inelástico — em especial a formação da biela diagonal de compressão e a consequente fissuração por tração diagonal —, foi atribuído ao material homogeneizado um critério de falha não-linear adequado para materiais quase-frágeis. Este modelo constitutivo permite que o programa simule a degradação da rigidez (*softening*) nas regiões tracionadas e o esmagamento nas zonas comprimidas, refletindo os modos de falha e a redistribuição de tensões tipicamente observados em ensaios experimentais de pórticos preenchidos.

Os parâmetros mecânicos e físicos que caracterizam o painel de alvenaria de vedação convencional, encontram-se na Tabela 5. Para o cálculo da resposta linear-elástica inicial, atribuiu-se ao material compósito um módulo de elasticidade de 981 MPa, acompanhado por um coeficiente de Poisson de 0,15 e uma densidade de 1300 kg/m³. No que concerne ao regime não-linear e à definição da superfície de rotura, estabeleceu-se uma resistência à compressão uniaxial de 1 MPa e uma resistência à tração uniaxial de 0,1 MPa, valores que traduzem a natureza quase-frágil e a reduzida capacidade resistente à tração típica deste sistema.

Tabela 5 - Propriedades da alvenaria convencional.

Propriedades da Alvenaria Convencional	
Módulo de elasticidade	981 MPa
Coeficiente de Poisson	0,15
Densidade	1300 kg/m³
Resistência à compressão uniaxial	1 MPa
Resistência à tração uniaxial	0,1 MPa

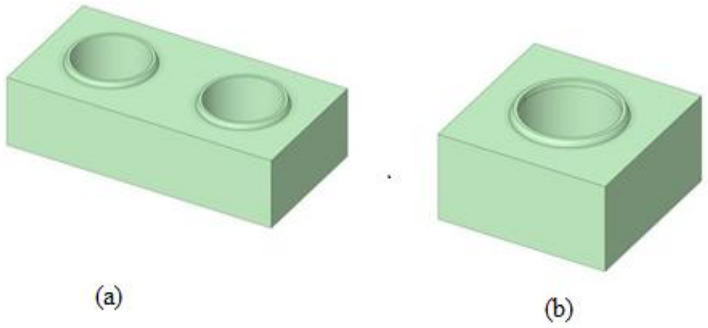
Fonte: Pitanga, adaptado (2016).

3.6 Alvenaria Com Blocos Cerâmicos De Encaixe

Na presente pesquisa, o conjunto de blocos cerâmicos de encaixe foi utilizado para representar a alvenaria participante. As dimensões dos blocos são 30x15x7cm, mostrado na Figura 19a, e cada unidade apresenta uma região de

encaixe para conexão com os blocos superiores e inferiores. Outrossim, os meio-blocos cerâmicos, com as medidas 15x15x7cm terão responsabilidade de amarração correta das fiadas e a modulação dos vãos sem a necessidade de cortar blocos no canteiro, tornando-as lineares com os pórticos, como mostra a Figura 19b.

Figura 19 - Modelagem computacional do bloco e meio-bloco cerâmico de encaixe.



Fonte: Junior, (2024).

Foram extraídos dados sobre as propriedades físicas e mecânicas do trabalho de Cerqueira (2017), que realizou ensaios de caracterização física e química da argila utilizada para produção de blocos prensados e queimados. Foram determinados a resistência à compressão de blocos e pequenas paredes, o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson e a massa específica, utilizadas para a micro e macromodelagem, respectivamente. Os dados que foram utilizados para a macromodelagem computacional dos blocos e a micromodelagem, que é a estratégia de análise numérica que discretiza e representa individualmente cada componente da alvenaria com suas propriedades mecânicas próprias da parede de alvenaria estrutural, são apresentados na Tabela 6 e 7, respectivamente.

Tabela 6 - Propriedades mecânicas utilizadas para pequenas paredes.

Elemento	Resistência (MPa)	Módulo de Deformação (MPa)	Coeficiente de Poisson	Massa específica (g/cm³)
Parede	1,78	981	0,172	1,21

Fonte: Cerqueira, (2017).

Tabela 7 - Propriedades mecânicas utilizadas na micromodelagem.

Elemento	Resistência (MPa)	Módulo de Deformação (MPa)	Coeficiente de Poisson	Massa específica (g/cm³)
Bloco	3,62	2,801	0,182	1,21

Fonte: Cerqueira, (2017).

O sistema de vedação composto por blocos cerâmicos de encaixe diferencia-se fundamentalmente da alvenaria tradicional pela ausência ou redução em grande escala da argamassa de assentamento. A estabilidade estrutural e a transferência de tensões ocorrem predominantemente por meio de juntas secas, garantidas pelo intertravamento mecânico proporcionado pela geometria peculiar das unidades, que apresentam pinos salientes em uma face e reentrâncias correspondentes na face oposta. Esse arranjo confere ao sistema características mecânicas e de falha distintas, nas quais o atrito superficial entre as faces cerâmicas e o travamento físico direto ditam o comportamento frente aos esforços de compressão e cisalhamento.

Para representar de forma abrangente o comportamento deste sistema estrutural, a sua concepção metodológica foi dividida em duas abordagens de modelagem: a macromodelagem e a micromodelagem. Esses conceitos serão retomados posteriormente, de forma detalhada, no tópico de Modelagem Numérica.

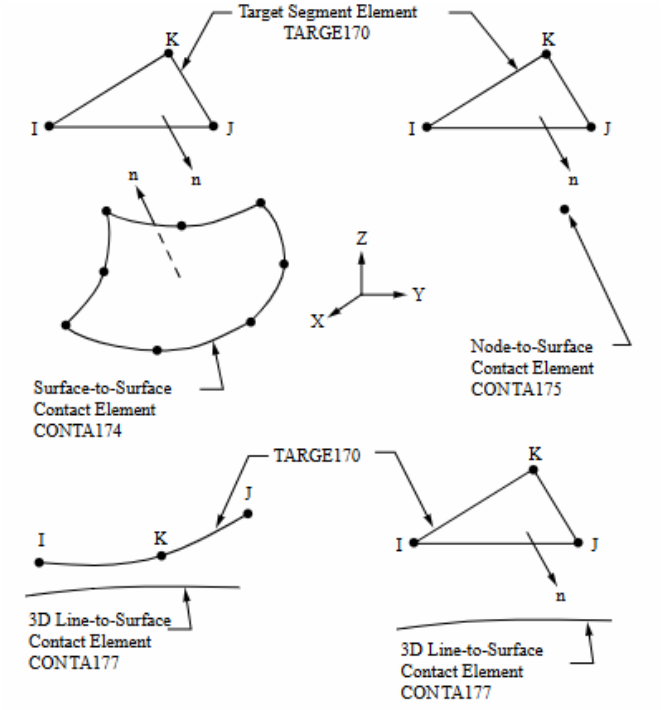
3.7 Interface Pórtico-Alvenaria

A interação mecânica entre a estrutura reticulada de concreto armado e o painel de preenchimento desempenha um papel determinante na resposta global do sistema, uma vez que é através dessa fronteira que ocorre a transferência de esforços e a consequente mobilização da biela diagonal de compressão. Para

capturar as diferentes nuances desse fenômeno e avaliar a sensibilidade do modelo, a interface pórtico-alvenaria foi modelada no *software* ANSYS sob duas formulações de contato distintas: aderência perfeita (*bonded*) e contato com atrito (*frictional*).

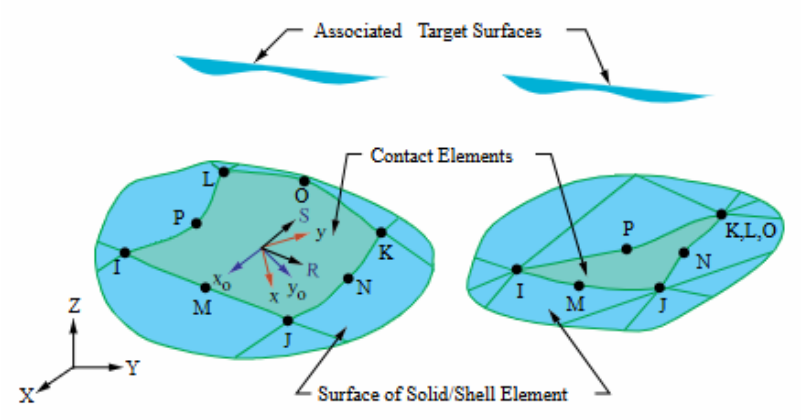
Do ponto de vista computacional, a região de interface foi discretizada utilizando pares de elementos de contato superfície-superfície, adotando-se tipicamente os elementos TARGE170 para as faces "alvo" (superfícies internas dos pilares e vigas de concreto) e CONTA174 para as faces de "contato" (bordas externas do painel de alvenaria). A geometria de ambos os elementos finitos é apresentada na Figura 20 e Figura 21, respectivamente.

Figura 20 - TARGE170 geometria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Figura 21 - CONTA174 geometria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Na primeira abordagem, configurada como contato Aderente (*bonded*), impôs-se uma restrição cinemática total entre os nós adjacentes do pórtico e da parede. Sob essa formulação, as superfícies não podem se separar nem deslizar uma em relação à outra durante todo o histórico de carregamento. Essa premissa de linearidade de status simula uma condição idealizada de integração monolítica ou uma argamassa de encunhamento de elevada resistência, permitindo a transferência irrestrita de tensões normais (compressão e tração) e cisalhantes. Este modo serve como um limite superior de rigidez. É o cenário idealizado onde a interface é perfeita, servindo de base comparativa para entender o quanto a perda de aderência e o atrito reduzem a rigidez global do sistema.

Na segunda abordagem, configurada como contato com atrito (*frictional*), introduziu-se a não-linearidade de status (contato intermitente) para representar o comportamento físico mais realista da interface. Esta formulação permite que as superfícies se deslizem (abertura de frestas) caso sejam submetidas a esforços de tração normal, reproduzindo o descolamento típico que ocorre nos cantos tracionados do pórtico. Para a transferência de forças tangenciais, adotou-se o modelo clássico de atrito de Coulomb com um coeficiente de atrito igual a 0,7. A escolha de um valor superior ao comumente empregado para alvenarias convencionais da literatura justifica-se pela presença do intertravamento geométrico (macho e fêmea). Este encaixe atua como uma barreira física adicional ao deslizamento, aumentando a rigidez ao cisalhamento da junta. Assim, o valor de 0,7 busca representar, de forma macroscópica na

interface de contato, o ganho de resistência proporcionado pelo engrenamento mecânico das unidades. Desse modo, o escorregamento relativo entre o painel e o pórtico só é deflagrado quando a tensão de cisalhamento na interface supera o limite da força de atrito estático gerada pela compressão ortogonal. Essa configuração é fundamental para capturar com precisão a concentração de tensões nos cantos comprimidos e os modos de falha por esmagamento local.

Nos modelos numéricos de pórticos preenchidos, o coeficiente de atrito (μ) é um parâmetro de interface cuja calibração influencia diretamente a transferência de tensões cisalhantes entre os materiais. Estudos recentes de modelagem em elementos finitos adotaram μ = 0,7 para as interfaces entre unidades de alvenaria, conforme recomendação da norma chinesa GB 50003-2011 (Elamin & Osman, 2025; Wang *et al*., 2026). Valor comparável foi empregado por Gattesco et al., que indicaram μ = 0,7 para o contato alvenaria–alvenaria — e 0,8 para concreto–concreto — na análise de paredes de alvenaria reforçadas (Gattesco *et al*., 2015). Essa ordem de grandeza encontra respaldo experimental: Bui et al., em ensaios com blocos de alvenaria em junta seca, obtiveram ângulos de atrito cuja tangente variou entre 0,67 e 0,77, tendo adotado μ = 0,67 nos modelos (Bui *et al*., 2017); Crisafulli *et al*., por sua vez, compilam o valor clássico de 0,62 para o contato tijolo–concreto (Crisafulli *et al*., 2000).

O método de Lagrange Aumentado (*Augmented Lagrange*) consiste em uma abordagem numérica amplamente empregada na modelagem de problemas de contato no contexto do Método dos Elementos Finitos. Esse método combina características do método dos multiplicadores de Lagrange com técnicas de penalização, buscando superar limitações associadas a cada uma dessas formulações quando utilizadas isoladamente.

Na formulação clássica com multiplicadores de Lagrange, as restrições de contato são impostas de forma exata, garantindo a não penetração entre superfícies. No entanto, essa abordagem pode introduzir instabilidades numéricas e aumentar o número de incógnitas do sistema. Por outro lado, o método da penalidade impõe as restrições de forma aproximada, por meio da introdução de uma rigidez artificial, o que pode levar a erros de penetração ou à necessidade de calibração cuidadosa do parâmetro de penalidade.

No contexto desta pesquisa, a utilização do método de Lagrange Aumentado mostrou-se adequada para a modelagem das interfaces entre os

blocos e entre a alvenaria e o pórtico, especialmente nos casos com contato frictional. Essa abordagem possibilitou a representação consistente do comportamento de contato, incluindo a transição entre estados de aderência (*sticking*) e deslizamento (*sliding*), fundamentais para a análise não-linear do sistema.

Além disso, o método contribuiu para a estabilidade do processo iterativo, mesmo diante da elevada não-linearidade associada ao problema, conforme evidenciado pelos históricos de convergência obtidos. Dessa forma, sua aplicação reforça a importância da escolha de técnicas numéricas adequadas para a representação de fenômenos de contato em análises estruturais avançadas.

3.8 Interface Aço-Concreto

A interação entre as armaduras de aço e a matriz de concreto é o mecanismo fundamental que viabiliza o funcionamento do concreto armado como um material compósito. Esta transferência de esforços ocorre através da aderência na interface, permitindo que ambos os materiais trabalhem em conjunto para resistir às solicitações externas.

Para a representação desta interação no modelo numérico, adotou-se o tipo de contato *bonded*. Esta formulação impõe uma restrição cinemática absoluta entre os elementos que representam o aço e o volume de betão circundante, impossibilitando qualquer deslocamento relativo ou escorregamento entre as partes. Do ponto de vista mecânico, esta configuração traduz-se na hipótese de aderência perfeita, garantindo a total compatibilidade de deformações em todos os nós da interface.

A escolha pelo contato *bonded* justifica-se pela escala da análise realizada. Em modelos de pórticos completos submetidos a carregamentos laterais, o comportamento global é predominantemente governado pela fissuração do betão, pelo escoamento das armaduras e pela interação com a alvenaria. Nestes casos, a simplificação da aderência perfeita é uma prática consolidada na literatura técnica, pois permite capturar a redistribuição de tensões pós-fissuração com elevada precisão, mantendo a estabilidade numérica e a eficiência computacional necessárias para análises não-lineares

complexas.

3.9 Modelagem Numérica

A simulação do comportamento estrutural dos pórticos preenchidos, submetidos a ações horizontais, foi desenvolvida com base no Método dos Elementos Finitos, utilizando-se o *software* comercial ANSYS. O modelo numérico foi concebido para capturar as complexas interações físicas do sistema tridimensional, englobando a não-linearidade dos materiais (fissuração, esmagamento e plastificação), a não-linearidade de status (abertura de frestas e escorregamento nas interfaces) e a evolução do dano ao longo do histórico de carregamento.

Em consonância com os objetivos do trabalho, as variáveis efetivamente extraídas e comparadas entre os modelos numéricos foram deslocamento lateral no topo, rigidez lateral equivalente, distribuição das tensões principais e a força lateral no estado de limite último.

Segundo Doudoumis (2007b) a densidade de malha 4 cm × 4 cm, do elemento SOLID65 fornece resultados satisfatórios em termos de rigidez total do sistema e tensão dentro do painel de preenchimento, para os casos em que é considerado comportamento linear do material. Já Queiroz (2020), usou a malha de todos os modelos sendo de 5 cm × 5 cm, de forma que melhor se ajustou as dimensões do painel em análise e conduziu a resultados praticamente iguais aos obtidos com a malha 4 cm × 4 cm. Por isso, optará pela utilização de uma malha cúbica.

A escolha da malha de elementos finitos com dimensão característica de 9 cm decorreu da necessidade imperativa de otimização frente ao elevado custo computacional inerente ao problema estrutural simulado. Devido à alta densidade de não-linearidades físicas — governadas pelo modelo constitutivo de Menetrey-Willian e pela plasticidade do aço — associadas às severas não-linearidades de status geradas pelas interfaces de contato com atrito, um refinamento excessivo da malha multiplicaria exponencialmente o número de graus de liberdade do sistema tridimensional. Tal cenário resultaria em tempos de processamento inapropriados e no aumento da probabilidade de instabilidades numéricas durante as iterações do algoritmo de Newton-Raphson.

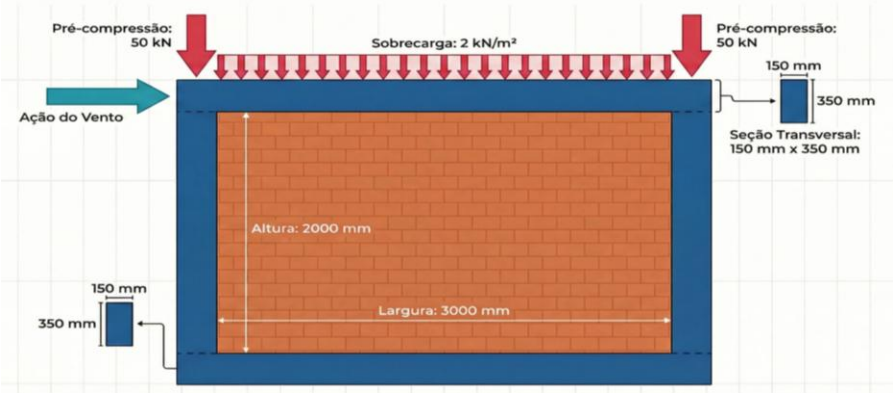
Dessa forma, a dimensão de 9 cm foi validada como um refinamento ótimo, estabelecendo um equilíbrio rigoroso: garantiu uma discretização suficientemente densa para capturar com precisão os gradientes de tensão e os mecanismos de falha, ao mesmo tempo em que manteve a exigência de hardware e o tempo de simulação dentro de limites exequíveis para a viabilidade da pesquisa.

As condições de contorno foram estabelecidas de modo a reproduzir os vínculos de suporte da estrutura. A base dos pilares foi considerada perfeitamente engastada, restringindo-se todos os graus de liberdade de translação e rotação dos nós pertencentes às faces inferiores do pórtico, simulando o engastamento em uma fundação rígida.

A solicitação horizontal foi imposta por meio de um controle de carga, aplicado progressivamente no nível da viga superior. A escolha do carregamento imposto pelo controle por força, é imprescindível para garantir a estabilidade numérica na fase pós-pico de resistência (ramo descendente da curva carga-deslocamento). Esta abordagem permite a avaliação integral do comportamento estrutural, abarcando o pico de capacidade de carga, a ductilidade sistêmica, os mecanismos de falha e o colapso progressivo do conjunto.

Além da força horizontal aplicada, a representação visual do modelo computacional adotado nas simulações numéricas é ilustrada na Figura 22. O sistema de cargas foi modelado para refletir condições reais de serviço e ações extremas, de acordo com Pitanga (2016), compreendendo uma força vertical de pré-compressão no topo dos pilares, uma sobrecarga vertical uniformemente distribuída ao longo da viga superior.

Figura 22 - Detalhamento do pórtico e distribuição das cargas.



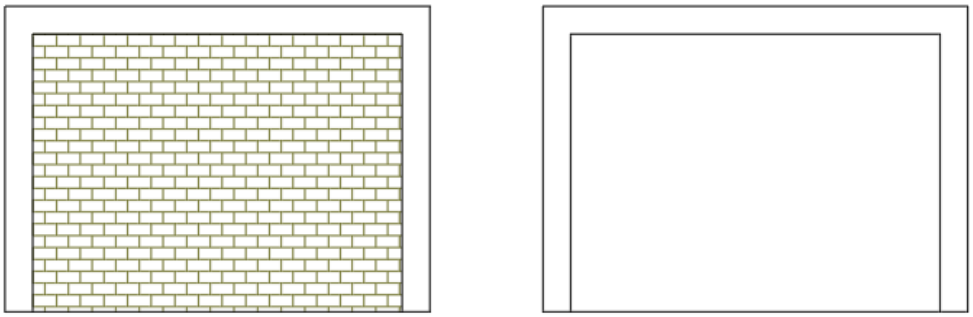
Fonte: Autor, via NotebookLM (2026).

Devido ao caráter fortemente não-linear do problema — induzido primariamente pela fissuração do concreto e da alvenaria, pelo atrito nas interfaces e pela plastificação das barras de aço —, o processo de solução exigiu o emprego de um método iterativo-incremental robusto. O programa adotou o método de Newton-Raphson Completo (*Full Newton-Raphson*), promovendo a atualização integral da matriz de rigidez tangente do sistema a cada iteração dentro de cada subpasso de carga.

Para facilitar a convergência numérica em estágios avançados de degradação estrutural, o deslocamento total foi subdividido em incrementos diminutos (*substeps*). O software foi configurado com a funcionalidade de bisseção automática de passos (*auto time stepping*): caso a convergência não fosse alcançada para um determinado incremento devido a uma mudança brusca de rigidez (como a abertura súbita de uma macrofissura ou o descolamento abrupto da alvenaria), o algoritmo reduzia automaticamente o tamanho do passo de tempo, reavaliando a matriz de rigidez e reiniciando o cálculo, garantindo assim a estabilidade matemática da solução. Os critérios de tolerância para a convergência foram balizados pelas normas das forças e dos deslocamentos residuais, assegurando o rigoroso equilíbrio estático do modelo ao final de cada incremento computacional.

Com a obtenção das informações sobre a alvenaria de blocos de encaixe, conforme dados de Cerqueira (2017). De acordo com a Figura 23, foram feitas duas modelagens –micromodelagem (a) e macromodelagem (b).

Figura 23 - Exemplo de micromodelagem (a) e macromodelagem (b) de parede aporticada de blocos e meio-blocos.



Fonte: Autor, (2026).

- Macromodelagem (Modelo Homogeneizado): Nesta abordagem, a alvenaria é tratada como um meio contínuo e isotrópico (ou ortotrópico) equivalente. As unidades cerâmicas e as juntas (sejam elas de argamassa ou secas com encaixe) são fundidas em um único material com propriedades mecânicas médias. Esta estratégia é computacionalmente eficiente e ideal para capturar a resposta global do pórtico, como a rigidez inicial e a formação da biela diagonal de compressão.
- Micromodelagem (Modelo Discreto): Aplicada especificamente ao sistema de blocos de encaixe, esta técnica preserva a heterogeneidade do sistema. Cada unidade cerâmica é modelada individualmente com sua geometria real, enquanto as interfaces representam as juntas secas. Esta abordagem é indispensável para capturar fenômenos não-lineares localizados, como o escorregamento relativo entre blocos, a abertura de frestas e a concentração de tensões nos pinos de intertravamento.

A resposta inelástica do concreto e da alvenaria foi regida pelo modelo constitutivo de Menetrey-Willian (MW). Diferente de modelos de plasticidade convencionais, o critério MW é especificamente projetado para materiais cuja resistência depende da pressão hidrostática e que apresentam comportamentos distintos em tração e compressão.

O modelo define uma superfície de falha triaxial perfeitamente lisa e convexa no espaço de tensões, eliminando as singularidades (arestas) de modelos mais simples, o que favorece a estabilidade numérica. Os principais aspectos implementados foram:

- Superfície de Falha: Definida por três parâmetros fundamentais: a

resistência à compressão uniaxial, a resistência à tração uniaxial e um parâmetro de excentricidade que ajusta a forma da superfície no plano desviador;

- Comportamento Pós-Pico (*Smeared Crack*): Associado ao critério MW, utilizou-se a técnica de fissuração distribuída. Quando o estado de tensão atinge a superfície de falha em tração, o modelo simula o surgimento de fissuras sem descontinuidade na malha, degradando a rigidez do elemento conforme os coeficientes de retenção ao cisalhamento definidos anteriormente;
- Encruamento e Amolecimento (*Hardening/Softening*): O modelo foi configurado para simular a perda de capacidade portante após o atingimento da tensão de ruptura, permitindo que o programa rastreie a redistribuição de esforços para as armaduras ou para outras regiões do painel de alvenaria.

Em suma, o desenvolvimento dos modelos numéricos seguiu um rigoroso protocolo de pré-processamento, configuração e solução no ambiente ANSYS, estruturado para atender às particularidades das três abordagens de análise investigadas: macromodelagem linear, macromodelagem não-linear e micromodelagem não-linear. O fluxo de trabalho obedeceu à seguinte sequência lógica:

- Modelagem Geométrica (SpaceClaim): A etapa inicial consistiu na geração do domínio espacial 3D. Nas abordagens de macromodelagem (linear e não-linear), o painel de preenchimento foi desenhado de forma simplificada como um volume contínuo e equivalente. Em contrapartida, para a micromodelagem não-linear, a topologia foi fielmente reproduzida, com a modelagem detalhada e individualizada de cada bloco cerâmico e de seus respectivos dispositivos de encaixe;
- Caracterização dos Materiais: O passo seguinte envolveu a atribuição das leis constitutivas. Para a análise macro linear, implementaram-se estritamente as propriedades na fase elástica (módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson). Para as modelagens não-lineares (macro e micro), habilitaram-se os critérios de falha avançados: o escoamento plástico para as armaduras de aço e o modelo de dano acoplado à fissuração de Menetrey-Willian para o concreto e para a alvenaria;

- Discretização da Malha: O fracionamento do domínio contínuo em elementos finitos foi realizado utilizando os elementos SOLID186 para os volumes e BEAM188 para as barras de aço. Visando um equilíbrio rigoroso entre a precisão na captura dos gradientes de tensão e a viabilidade do custo computacional, padronizou-se uma dimensão característica de 9 cm para a malha quadrática em todos os modelos;
- Determinação dos Contatos: A formulação das interfaces foi adaptada ao nível de complexidade de cada abordagem. A interação aço-concreto foi fixada como aderente em todos os cenários. Na macromodelagem linear, o pórtico e a alvenaria também foram tratados como perfeitamente aderidos. Já nas análises não-lineares, a interface pórtico-alvenaria e as juntas secas entre os blocos (no caso do micromodelo) foram parametrizadas com o contato *frictional* 0,7, viabilizando a simulação do descolamento, do atrito tangencial e da abertura de frestas;
- Condições de Contorno e Carregamento: O modelo estrutural foi estabilizado através da imposição de um engaste perfeito na base dos pilares, restringindo todos os graus de liberdade nodais da fundação. O carregamento foi concebido como um "empurrão" lateral estático (*Pushover*), imposto via controle progressivo de deslocamento aplicado no nível da viga de coroamento;
- Configuração do Solver e Processamento: Por fim, estabeleceu-se a estratégia matemática de resolução. Enquanto o modelo macro linear foi resolvido em um único passo por meio da matriz de rigidez elástica, as análises macro e micro não-lineares exigiram a ativação do método iterativo-incremental de Newton-Raphson. Utilizou-se o recurso de bisseção automática de tempo (*Auto Time Stepping*) para contornar as instabilidades decorrentes da severa degradação dos materiais e das não-linearidades de status dos contatos, garantindo a convergência sistêmica até a caracterização do colapso estrutural.

Nos próximos três tópicos serão abordadas as características específicas da macromodelagem linear, macromodelagem não-linear e micromodelagem não-linear.

3.10 Análise Linear - Macromodelagem

3.10.1 Pórtico Vazio (Linear)

A primeira etapa da investigação numérica consistiu na simulação do pórtico simples isolado, ou seja, desprovido do painel de alvenaria de preenchimento. Esta abordagem foi conduzida sob a hipótese de comportamento estritamente linear-elástico para todos os materiais, conforme demonstrado na Tabela 8 e Tabela 9.

Tabela 8 - Características lineares do concreto implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	2400	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	30	GPa
Coeficiente de Poisson	0,2	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	1,67E+10	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	1,25E+10	Pa
Resistência Limite à Tração	3	MPa
Resistência Limite à Compressão	30	MPa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Tabela 9 - Características lineares do aço implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	7800	kg/m³
Coeficiente de Expansão Térmica	1,20E-05	°C⁻¹
Módulo de Elasticidade (Young)	200	GPa
Coeficiente de Poisson	0,3	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	1,67E+11	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	7,69E+10	Pa
Tensão de Escoamento à Tração	500	MPa
Tensão de Escoamento à Compressão	500	MPa
Resistência Limite à Tração	500	MPa
Resistência Limite à Compressão	500	MPa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A discretização espacial do domínio — englobando o volume de concreto e as linhas de armadura — foi realizada adotando-se a dimensão característica de malha de 9 cm. Esta parametrização gerou um modelo computacional composto por 2.256 elementos finitos, interconectados através de 10.752 nós. Esta densidade de malha, associada à formulação quadrática dos elementos (SOLID186), mostrou-se plenamente adequada para garantir a estabilidade e a precisão da resposta linear, conforme comparação com os resultados de Pitanga (2016). No que tange às condições de contorno, o modelo foi estabilizado através da imposição de engastamentos perfeitos, restringindo-se todos os graus de liberdade de translação e rotação dos nós pertencentes às bases de ambos os pilares.

A configuração das ações externas foi estruturada de modo a representar as cargas gravitacionais de serviço e a solicitação lateral induzida. O carregamento foi concebido contemplando ativação da carga de peso próprio, concomitante à aplicação de cargas verticais diretas. Impôs-se uma força pontual de compressão de 50 kN no topo de cada pilar, simulando a transferência de cargas oriundas de pavimentos superiores, somada a uma carga linear uniformemente distribuída de 2 kN/m ao longo do eixo da viga superior. Uma força horizontal de 8 kN foi aplicada de forma pontual exatamente no centro de gravidade da seção transversal da extremidade da viga de coroamento.

A escolha da carga horizontal (8 kN) justifica-se pelo caráter referencial desta primeira etapa de processamento. Considerando que a análise linear não objetiva capturar a ruína estrutural, esta carga atuou estritamente como um esforço de prova. O intuito principal foi obter uma avaliação preliminar do fluxo de tensões, das deformações elásticas e da redistribuição primária de esforços no sistema reticulado vazio. Essa medida estabeleceu uma base comparativa de controle fundamental para que, nas etapas subsequentes, fosse possível contrastar e quantificar os ganhos de rigidez lateral e as alterações no mecanismo de transferência de carga introduzidos pelos painéis de alvenaria.

Por tratar-se de uma análise linear, a sobreposição de efeitos é válida, permitindo que a matriz de rigidez do sistema resolvesse o estado de tensões e deformações em um único passo de cálculo (*single load step*), refletindo a resposta elástica pura do pórtico não preenchido.

3.10.2 Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Linear)

Dando continuidade à etapa de simulações em regime estritamente elástico, o segundo modelo computacional desenvolvido consistiu na análise do pórtico preenchido com alvenaria convencional. Nesta configuração, a estrutura reticulada de concreto armado — englobando a geometria das vigas, pilares e o detalhamento das armaduras — foi integralmente preservada em relação ao modelo anterior. A única alteração estrutural implementada foi a introdução do painel de vedação no interior do vão, o qual foi tratado, sob a ótica da macromodelagem, como um meio contínuo, isotrópico e homogeneizado.

Para assegurar a comparabilidade direta dos resultados, o padrão de discretização espacial foi rigorosamente mantido, adotando-se a dimensão característica de malha de 9 cm. A incorporação do volume físico da alvenaria (discretizado mediante elementos sólidos SOLID186) resultou, naturalmente, em um incremento na complexidade do sistema, elevando o modelo para um total de 2.981 elementos finitos conectados por 16.235 nós. As condições de suporte também permaneceram inalteradas, mantendo-se o engastamento perfeito na base de ambos os pilares. Importa ressaltar que, mesmo por se tratar de uma análise linear, assumiu-se uma condição de aderência perfeita e também com a possibilidade de deslizamento com atrito de 0,7 na interface entre o pórtico e o painel de preenchimento, viabilizando a transferência integral de esforços normais e cisalhantes.

Consolida-se, através da Tabela 10, a parametrização detalhada adotada no ambiente ANSYS para a macromodelagem da alvenaria de vedação convencional. A interface de propriedades do material confirma a implementação dos parâmetros elásticos do meio homogeneizado: densidade de 1300 kg/m³, módulo de elasticidade de 981 MPa e coeficiente de Poisson de 0,15. Outrossim, foi estabelecido as tensões últimas de ruptura à tração 0,1 MPa e à compressão uniaxial 1 MPa, conforme as características obtidas por Pitanga (2016).

Tabela 10 - Características lineares da alvenaria convencional implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	1300	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	981	MPa
Coeficiente de Poisson	0,15	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	4,67E+08	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	4,27E+08	Pa
Resistência Limite à Tração	0,1	MPa
Resistência Limite à Compressão	1	MPa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O esquema de ações externas reproduziu fielmente as solicitações do modelo do pórtico simples. As cargas gravitacionais abrangeram o peso próprio, as forças verticais de 50 kN aplicadas no topo de cada pilar e a carga linear distribuída de 2 kN/m ao longo da viga superior.

No que tange à solicitação lateral, manteve-se a aplicação da força pontual de 8 kN no centro de gravidade da extremidade da viga de coroamento. A preservação desta magnitude exata de carga lateral possui uma justificativa metodológica central: assim como no modelo anterior, o propósito desta fase não é induzir o sistema à falha ou deflagrar não-linearidades, mas sim realizar um ensaio elástico comparativo. Ao submeter o pórtico preenchido exatamente à mesma força de prova utilizada no pórtico vazio, torna-se possível isolar e quantificar o ganho imediato de rigidez lateral proporcionado pelo painel.

Ademais, esta abordagem permite mapear claramente a alteração no fluxo de tensões, evidenciando o redirecionamento dos esforços de flexão pura dos pilares para o mecanismo de treliça equivalente, marcado pela formação embrionária da biela diagonal de compressão.

3.10.3 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Linear)

Avançando na matriz de simulações em regime estritamente elástico, o terceiro modelo computacional foi dedicado à análise do pórtico preenchido com

alvenaria de blocos de encaixe. O modelo estrutural preservou integralmente a geometria, o detalhamento das armaduras e a configuração do pórtico de concreto armado original. A modificação imposta consistiu exclusivamente na substituição do material do painel de alvenaria, como é detalhado pelos Apêndices A e B. Adotou-se, novamente, a estratégia da macromodelagem, assumindo a parede intertravada como um maciço contínuo e homogeneizado.

Os parâmetros equivalentes atribuídos a este meio contínuo foram fundamentados na caracterização obtida por Cerqueira (2017), derivada de ensaios em pequenas paredes, conforme a Tabela 11. Conforme as propriedades inseridas no modelo computacional, a alvenaria de encaixe foi parametrizada com uma densidade de 1210 kg/m³, módulo de elasticidade de 981 MPa e coeficiente de Poisson de 0,172. Vale notar que as resistências à tração (0,14 MPa) e à compressão (1,78 MPa) também foram declaradas no cartão de material para simulações futuras, embora a resposta estrutural nesta etapa seja governada apenas pelos parâmetros elásticos.

Tabela 11 - Características lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS.

Propriedade	**Valor**	**Unidade**
Densidade	1210	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	981	MPa
Coeficiente de Poisson	0,172	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	4,98E+08	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	4,19E+08	Pa
Resistência Limite à Tração	0,14	MPa
Resistência Limite à Compressão	1,78	MPa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Para garantir a coerência e a validade comparativa da pesquisa, a discretização espacial manteve a dimensão característica de malha estipulada em 9 cm. A inserção deste novo domínio contínuo gerou uma malha composta por 3.038 elementos finitos e 16.514 nós. As condições de contorno cinemáticas permaneceram idênticas, com a imposição de engastamento perfeito na base de ambos os pilares, assim como a premissa de contato perfeitamente aderente e

interface com atrito na interface pórtico-alvenaria, adequada para a fase puramente linear.

O conjunto de solicitações externas reproduziu o padrão estabelecido nos modelos precedentes. O pacote de ações gravitacionais contemplou a ativação do peso próprio sistêmico, as forças normais de compressão de 50 kN no topo dos pilares e a carga linear distribuída de 2 kN/m ao longo da viga de coroamento. No que tange à solicitação lateral, a força estática aplicada no centro de gravidade da extremidade da viga superior foi estritamente mantida na magnitude de 8 kN. A preservação desta carga de prova atende à premissa metodológica de atuar como um esforço de teste, permitindo isolar e comparar a contribuição inercial e a rigidez lateral fornecida por esta nova tipologia de bloco antes da deflagração de qualquer não-linearidade.

3.11 Análise Não-Linear - Macromodelagem

3.11.1 Pórtico Vazio (Não-Linear)

Dando início a macromodelagem não-linear do pórtico de concreto armado isolado. O escopo desta simulação foi capturar a resposta inelástica da estrutura, o processo de plastificação das armaduras, a evolução da fissuração e a carga última de colapso antes da introdução dos painéis de alvenaria

A principal distinção desta etapa para as análises anteriores reside na ativação das não-linearidades físicas dos materiais, cujos parâmetros foram rigorosamente implementados no *software* conforme documentado nas configurações anexas. Para o concreto, a transição do regime elástico para o inelástico foi governada pelo modelo constitutivo de Menetrey-Willam. Partindo de uma base elástica com módulo de Young de 30 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e densidade de 2400 kg/m³, o critério de falha foi parametrizado com uma resistência última à compressão de 30 MPa e à tração de 3 MPa. A adoção do modelo de Menetrey-Willam permitiu a simulação acoplada do esmagamento e da fissuração distribuída do material.

A adoção do modelo constitutivo de Menetrey-Willam para a representação do comportamento não-linear e da superfície de ruptura dos materiais quase-frágeis (concreto e alvenaria) decorreu de uma necessidade de

adequação tecnológica frente à evolução das ferramentas numéricas do *software* ANSYS. O estudo de referência adotado como base metodológica para esta pesquisa (PITANGA, 2016) empregou o clássico critério de falha tridimensional de Willam e Warnke (1974).

Contudo, nas versões recentes do programa, a formulação de Willam e Warnke foi descontinuada e suprimida de sua biblioteca de materiais. Nesse contexto, o modelo de Menetrey-Willam foi selecionado por consistir no sucessor direto e substituto oficial implementado pela plataforma para a modelagem de concreto e rochas. Esta atualização metodológica mantém a coerência com a pesquisa de referência, preservando o rigor físico necessário para capturar o acoplamento entre os fenômenos de fissuração por tração (*cracking*) e esmagamento por compressão (*crushing*), com a vantagem de oferecer uma formulação matemática mais suave e que garante maior estabilidade numérica durante as iterações do algoritmo de convergência.

Em paralelo, o comportamento inelástico das armaduras de aço foi definido através de um modelo de Endurecimento Isotrópico Bilinear (*Bilinear Isotropic Hardening*). Além das propriedades elásticas já estabelecidas (módulo de elasticidade de 200 GPa e coeficiente de Poisson de 0,3), fixou-se a tensão de escoamento em 500 MPa. Para representar o ganho de resistência pós-escoamento (encruamento), estipulou-se um módulo tangente de 2000 MPa, viabilizando o cálculo preciso da redistribuição de esforços plásticos Conforme na Tabela 12 e Tabela 13.

Tabela 12 - Características não-lineares do concreto implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	2400	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	30	GPa
Coeficiente de Poisson	0,2	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	1,67E+10	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	1,25E+10	Pa
Coeficiente de Resistência (*Strength Coefficient*)	0,92	GPa
Expoente de Resistência (*Strength Exponent*)	-0,106	-
Coeficiente de Ductilidade (*Ductility Coefficient*)	0,213	-
Expoente de Ductilidade (*Ductility Exponent*)	-0,47	-
Coeficiente de Resistência Cíclica	1	GPa
Expoente de Encruamento Cíclico	0,2	-
Interpolação da Curva S-N	Log-Log	-
Resistência Limite à Tração	3	MPa
Resistência Limite à Compressão	30	MPa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Tabela 13 - Características não-lineares do aço implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Densidade	7800	kg/m³
Coeficiente de Expansão Térmica	1,20E-05	°C⁻¹
Módulo de Elasticidade (Young)	200	GPa
Coeficiente de Poisson	0,3	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	1,67E+11	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	7,69E+10	Pa
Encruamento Isotrópico Bilinear		
Tipo de Módulo Tangente	Plástico	-
Tensão de Escoamento (*Yield Strength*)	500	MPa
Módulo Tangente	2000	MPa
Parâmetros de Fadiga (*Strain-Life*)		
Coeficiente de Resistência	9,20E+08	Pa
Expoente de Resistência	-0,106	-
Coeficiente de Ductilidade	0,213	-
Expoente de Ductilidade	-0,47	-
Coeficiente de Resistência Cíclica	1,00E+09	Pa
Expoente de Encruamento Cíclico	0,2	-

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A topologia do modelo computacional e a discretização espacial foram mantidas idênticas à da fase linear, garantindo a rastreabilidade dos resultados. A malha com dimensão característica de 9 cm gerou um sistema com 2.256 elementos finitos e 10.752 nós. As condições de contorno cinemáticas também permaneceram inalteradas, com ambos os pilares perfeitamente engastados em suas bases.

No que concerne ao esquema de carregamento, as ações gravitacionais estabilizadoras foram aplicadas na sua totalidade: peso próprio da estrutura, cargas pontuais de compressão de 50 kN no topo de cada pilar e a carga linear distribuída de 2 kN/m sobre a viga superior. Para a deflagração da não-linearidade e avaliação da capacidade resistente lateral, a solicitação horizontal aplicada no centro de gravidade da viga superior foi parametrizada para atingir o patamar de aproximadamente 18,26 kN. Esta magnitude representa o esforço lateral estático imposto ao sistema reticulado vazio para mapear a sua curva de capacidade, o limite de plastificação e o padrão de ruína, estabelecendo o limite superior de resistência do pórtico isolado que servirá de baliza para avaliar a contribuição das alvenarias nas próximas análises.

3.11.2 Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Não-Linear)

Dando prosseguimento à investigação do comportamento inelástico, o modelo computacional subsequente consistiu na macromodelagem não-linear do pórtico preenchido com alvenaria convencional. O objetivo central desta etapa foi avaliar o ganho de capacidade resistente e a alteração no mecanismo de ruína global proporcionados pela inserção do painel de vedação, capturando fenômenos complexos como a formação da biela diagonal de compressão e a fissuração progressiva do sistema.

É válido ressaltar que todas as características geométricas, de discretização (malha de 9 cm) e as propriedades constitutivas do pórtico de concreto armado não sofreram quaisquer alterações em relação ao modelo isolado. A estrutura reticulada continuou regida pelo modelo de Menetrey-Willam para o concreto e pelo Endurecimento Isotrópico Bilinear para as armaduras de aço, mantendo-se também as mesmas condições de contorno (engastamento na base dos pilares) e o pacote de cargas gravitacionais (peso próprio, 50 kN

por pilar e 2 kN/m na viga).

A evolução deste modelo reside na incorporação do domínio contínuo correspondente à alvenaria convencional. Para representar fielmente o comportamento quase-frágil e a degradação de rigidez deste material sob o estado multiaxial de tensões, a parametrização no software foi substancialmente refinada, conforme documentado nas propriedades do material anexadas. Partindo de uma base elástica com módulo de Young de 981 MPa e coeficiente de Poisson de 0,15, a resposta não-linear da alvenaria foi governada pela sobreposição de dois critérios avançados: plastificação por Compressão e superfície de Ruína de Menetrey-Willam.

No primeiro, implementou-se um modelo de Endurecimento Isotrópico Bilinear (*bilinear isotropic hardening*). Definiu-se a tensão de escoamento em 1 MPa, a partir da qual o material passa a apresentar um comportamento plástico. O módulo tangente foi fixado em um valor consideravelmente reduzido de 10 MPa, o que traduz computacionalmente a severa perda de rigidez (amolecimento ou *softening*) e o esmagamento progressivo da alvenaria nas zonas de elevada compressão, como os cantos da biela diagonal.

Já no segundo, atuando em conjunto com a plastificação, o critério de Menetrey-Willam foi ativado para gerenciar a ruptura do painel, balizado por uma resistência última à compressão de 1 MPa e uma resistência última à tração de apenas 0,1 MPa, características mostradas no ambiente ANSYS pela Tabela 14. Este acoplamento permite que o programa simule de forma estável tanto o fluxo plástico nas regiões comprimidas quanto a abertura de macrofissuras por tração diagonal (*smeared crack*) no centro do painel.

Tabela 14 - Características não-lineares da alvenaria convencional implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Propriedades Elásticas		
Módulo de Elasticidade (Young)	981	MPa
Coeficiente de Poisson	0,15	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	4,67E+08	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	4,27E+08	Pa
Encruamento Isotrópico Bilinear		
Tipo de Módulo Tangente	Plástico	-
Tensão de Escoamento (*Yield Strength*)	1	MPa
Módulo Tangente	10	MPa
Resistências Limites		
Resistência Limite à Tração	0,1	MPa
Resistência Limite à Compressão	1	MPa
Parâmetros de Fadiga (*Strain-Life*)		
Coeficiente de Resistência	9,20E+08	Pa
Expoente de Resistência	-0,106	-
Coeficiente de Ductilidade	0,213	-
Expoente de Ductilidade	-0,47	-
Coeficiente de Resistência Cíclica	1,00E+09	Pa
Expoente de Encruamento Cíclico	0,2	-
Curva S-N		
Interpolação	Log-Log	-
Escala	1	-
Offset	0	Pa

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A aplicação do carregamento lateral continuou a ser imposta no centro de gravidade da viga superior. No entanto, por se tratar do sistema compósito (pórtico + alvenaria), o empurrão estático (*Pushover*) induzirá a redistribuição contínua de esforços entre a moldura de concreto e o painel à medida que os materiais atingem seus respectivos limites de escoamento e ruptura, delineando a curva de capacidade real da estrutura preenchida.

3.11.3 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Não-Linear)

Dando sequência à investigação do comportamento em regime inelástico, o modelo computacional subsequente tratou da macromodelagem não-linear do pórtico preenchido com a alvenaria de blocos de encaixe. O escopo desta etapa foi quantificar a resposta estrutural global, a capacidade de carga última e a rigidez secante do sistema compósito, contrastando o desempenho mecânico desta tipologia de vedação intertravada com o da alvenaria convencional abordada na seção anterior.

Como premissa metodológica fundamental, todas as características da estrutura reticulada de concreto armado foram rigorosamente preservadas, os Apêndices C e D nos confirmam essas informações. A geometria, o padrão de discretização, as condições de engastamento perfeito na base e as ações gravitacionais estabilizadoras mantiveram-se inalteradas. Do mesmo modo, as propriedades inelásticas do pórtico seguiram regidas pelo modelo de Menetrey-Willam para o concreto e pelo Endurecimento Isotrópico Bilinear para as armaduras, garantindo que a variação na resposta global do sistema seja exclusivamente atribuída à introdução do novo painel de vedação.

A Tabela 15 mostra a calibração do domínio contínuo correspondente à alvenaria de blocos de encaixe. Para capturar com fidelidade a degradação de rigidez e os mecanismos de falha deste material específico, os parâmetros no *software* ANSYS foram definidos conforme ilustrado nas configurações de material anexadas. O comportamento elástico inicial foi estabelecido com uma densidade de 1210 kg/m³, módulo de elasticidade de 981 MPa e coeficiente de Poisson de 0,172.

Tabela 15 - Características não-lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS.

Propriedade	**Valor**	**Unidade**
Propriedades Físicas e Elásticas		
Densidade	1210	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	981	MPa
Coeficiente de Poisson	0,172	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	4,98E+08	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	4,19E+08	Pa

Encruamento Isotrópico Bilinear		
Tipo de Módulo Tangente	Plástico	-
Tensão de Escoamento (*Yield Strength*)	1,78	MPa
Módulo Tangente	28	MPa
Resistências Limites		
Resistência Limite à Tração	0,14	MPa
Resistência Limite à Compressão	1,78	MPa
Critério de Falha (Modelo Menetrey-Willam)		
Resistência à Compressão Uniaxial	1,78	MPa
Resistência à Tração Uniaxial	0,14	MPa
Resistência à Compressão Biaxial	2,14	MPa
Ângulo de Dilatância	20	° (graus)

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A incursão no regime não-linear foi governada pela atuação da plastificação por compressão que busca resposta de esmagamento progressivo das unidades e o consequente amolecimento estrutural, adotou-se uma tensão de escoamento (*yield strength*) de 1,78 MPa. A partir deste limite, o material passa a fluir plasticamente com um módulo tangente reduzido de 28 MPa, o que representa computacionalmente a perda de rigidez nas zonas altamente comprimidas, como os vértices da biela diagonal. Além da superfície de ruína e fissuração que atua em conjunto com a plastificação, o critério de ruptura tridimensional foi parametrizado com resistências últimas à compressão uniaxial de 1,78 MPa e à tração uniaxial de 0,14 MPa. Adicionalmente, definiu-se a resistência à compressão biaxial em 2,14 MPa e o ângulo de dilatância em 20 graus. Este acoplamento viabiliza a representação numérica estável tanto do fluxo plástico nas regiões esmagadas quanto da abertura de fissuras por tração diagonal (*smeared crack*) ao longo do painel.

A aplicação do carregamento lateral continuou a ser realizada por meio de controle de carga no centro de gravidade da viga de coroamento. Sob este esforço progressivo, torna-se possível mapear o pico de resistência lateral e a redistribuição de tensões na interface pórtico-painel, evidenciando a contribuição mecânica dos blocos de encaixe até a ruína iminente da estrutura.

3.12 Análise Não-Linear - Micromodelagem

3.12.1 Pórtico Preenchido Com Alvenaria De Blocos De Encaixe (Não-Linear)

Representando o nível mais avançado e refinado de simulação conduzido nesta pesquisa, o último modelo computacional desenvolvido consistiu na micromodelagem não-linear do pórtico preenchido com a alvenaria de blocos de encaixe. Diferentemente das abordagens de macromodelagem — que trataram o painel como um meio contínuo e homogeneizado —, esta etapa caracterizou-se pela discretização explícita da topologia da parede. Cada unidade cerâmica foi modelada individualmente, respeitando a sua geometria real e os seus dispositivos de intertravamento (machos e fêmeas), o que viabilizou a representação física das juntas secas e a captura de mecanismos de falha localizados, como o deslizamento entre fiadas e a abertura individual de frestas.

No desenvolvimento da micromodelagem, optou-se por uma simplificação geométrica das interfaces de encaixe, em que o detalhamento físico das conecções macho e fêmea foi substituído por superfícies de contato planas com propriedades mecânicas equivalentes. Essa decisão fundamenta-se na busca por eficiência computacional e estabilidade numérica da convergência, uma vez que a modelagem explícita da geometria de encaixe exigiria uma malha excessivamente refinada, elevando o custo de processamento sem um ganho proporcional na precisão dos deslocamentos globais. Para compensar essa simplificação e preservar a fidelidade do fenômeno físico, o efeito do engrenamento mecânico e a consequente restrição ao deslizamento lateral foram incorporados através do ajuste do coeficiente de atrito, representando macroscopicamente a resistência adicional que o intertravamento geométrico opõe ao cisalhamento da junta.

Ressalta-se que, para garantir a isolabilidade das variáveis em estudo, o pórtico de concreto armado circundante não sofreu modificação em suas propriedades inelásticas (concreto regido por Menetrey-Willam e aço por Endurecimento Isotrópico Bilinear), nos engastamentos da base ou no pacote de cargas gravitacionais prévias (50 kN por pilar e 2 kN/m na viga).

Contudo, a discretização geométrica explícita de cada bloco e de suas

respectivas interfaces de contato demandou um refinamento substancial da malha global. Consequentemente, este modelo computacional atingiu um patamar de elevada complexidade e alto custo de processamento, gerando um sistema com 287.603 elementos finitos e expressivos 585.163 nós.

A sofisticação do micromodelo exigiu uma calibração constitutiva de alto nível para o material dos blocos de encaixe, a fim de simular o dano localizado nas unidades cerâmicas sob o estado multiaxial de tensões e em confirmação o Apêndice E nos informa os dados obtidos com essa configuração. Conforme as diretrizes inseridas na plataforma ANSYS (ilustradas nas configurações de material do modelo, pela Tabela 16), o bloco cerâmico foi caracterizado elasticamente com densidade de 1210 kg/m³, módulo de elasticidade de 2801 MPa e coeficiente de Poisson de 0,182, obtido por Cerqueira (2017).

Tabela 16 - Características (micro) não-lineares da alvenaria estrutural implementadas no ANSYS.

Propriedade	Valor	Unidade
Propriedades Físicas e Elásticas		
Densidade	1210	kg/m³
Módulo de Elasticidade (Young)	2801	MPa
Coeficiente de Poisson	0,182	-
Módulo de Compressibilidade (*Bulk Modulus*)	1,47E+09	Pa
Módulo de Cisalhamento (*Shear Modulus*)	1,18E+09	Pa
Encruamento Isotrópico Bilinear		
Tipo de Módulo Tangente	Plástico	-
Tensão de Escoamento (*Yield Strength*)	3,62	MPa
Módulo Tangente	28	MPa
Resistências Limites		
Resistência Limite à Tração	0,35	MPa
Resistência Limite à Compressão	3,62	MPa
Critério de Falha (Menetrey-Willam Base)		
Resistência à Compressão Uniaxial	3,62	MPa
Resistência à Tração Uniaxial	0,35	MPa
Resistência à Compressão Biaxial	4,34	MPa
Ângulo de Dilatância	20	° (graus)
Parâmetros de Amolecimento (*Softening*)		

Tabela Ativa	Exponencial	-
Deformação Plástica na Resistência à Compressão Uniaxial	0,0015	-
Deformação Plástica na Transição p/ Amolecimento Exponencial	0,003	-
Tensão Relativa no Início do Encruamento Não Linear	0,3	-
Tensão Relativa Residual na Transição p/ Amolecimento Exponencial	0,2	-
Tensão Relativa de Compressão Residual	0,1	-
Energia de Fratura Específica (Modo 1)	15	N/m
Tensão Relativa de Tração Residual	0,01	-

Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A plastificação por compressão foi conduzida com a tensão de escoamento em 3,62 MPa. Ultrapassado este patamar, a unidade cerâmica flui plasticamente regida por um módulo tangente de 28 MPa, modelando a perda substancial de rigidez inerente ao processo preliminar de esmagamento do bloco.

Para gerenciar a fratura e a ruptura tridimensional das unidades cerâmicas, implementou-se o critério de Menetrey-Willam. O envoltório de falha foi construído com resistências últimas à compressão uniaxial de 3,62 MPa, à tração uniaxial de 0,35 MPa e à compressão biaxial de 4,34 MPa, adotando-se um ângulo de dilatância de 20°. Para refinar a estabilidade do processo de fissuração distribuída e mitigar a dependência da malha na localização das deformações, ativou-se uma robusta lei de amolecimento exponencial (*exponential softening*). Esta lei pós-pico foi controlada por uma energia de fratura específica de 15 N/m e uma deformação plástica limite de 0,0015 na resistência à compressão uniaxial.

A interação mecânica entre as unidades (juntas secas de encaixe) e na interface pórtico-parede foi modelada através de formulações de contato com atrito e colado, permitindo o descolamento trativo e o escorregamento ao cisalhamento. Por fim, a carga lateral foi imposta mediante controle de deslocamento no centro de gravidade da viga superior.

Devido à presença de múltiplas interfaces de contato intermitente e à severa não-linearidade física introduzida pelas leis de amolecimento

exponencial, a solução numérica demandou a aplicação rigorosa do algoritmo de Newton-Raphson comestratégias de bisseção automática e controle refinado de subpassos de tempo, permitindo capturar, com inquestionável fidelidade física, a curva de capacidade real e a cinemática de colapso do painel intertravado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Validação Do Pórtico Preenchido Com o De Pitanga (2016)

A confiabilidade das análises não-lineares desenvolvidas nesta pesquisa depende da capacidade do modelo computacional em reproduzir o comportamento mecânico de sistema pórtico-alvenaria. Para tanto, procedeu-se à validação do modelo de elementos finitos tomando como referência a macromodelagem do pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria convencional, confrontando os resultados obtidos no *software* ANSYS com os dados de Pitanga (2016) para o pórtico com seção transversal do pilar de 250 x 150 mm.

A calibração foi realizada sob condições rigorosas de carregamento, aplicando-se uma carga vertical de 50 kN no topo de cada pilar, simulando as ações gravimétricas de projeto, e uma carga horizontal incremental no centro de gravidade da viga superior. O principal parâmetro de comparação foi a capacidade de carga lateral máxima suportada pelo sistema antes da ruína.

Os resultados demonstram boa concordância entre o modelo numérico desenvolvido e o resultado experimental de referência. O valor da carga máxima horizontal obtido por Pitanga (2016) foi de 89,78 kN, enquanto o modelo numérico apresentou capacidade de aproximadamente 85,24 kN, correspondendo a uma diferença relativa de 5,05%.

A diferença observada indica que o modelo numérico foi capaz de reproduzir, de forma satisfatória, a ordem de grandeza da capacidade resistente do pórtico preenchido analisado por Pitanga (2016). A diferença obtida também indica uma tendência de subestimativa da capacidade resistente pelo modelo numérico em relação ao resultado experimental. Esse comportamento deve ser interpretado como uma característica específica da modelagem realizada, não sendo suficiente, isoladamente, para classificar o modelo como conservador para todas as condições de carregamento.

Dessa forma, a presente comparação deve ser entendida como uma verificação do modelo de referência quanto à capacidade resistente máxima. A estratégia de macromodelagem e os parâmetros constitutivos adotados mostraram-se adequados para reproduzir essa grandeza dentro da diferença

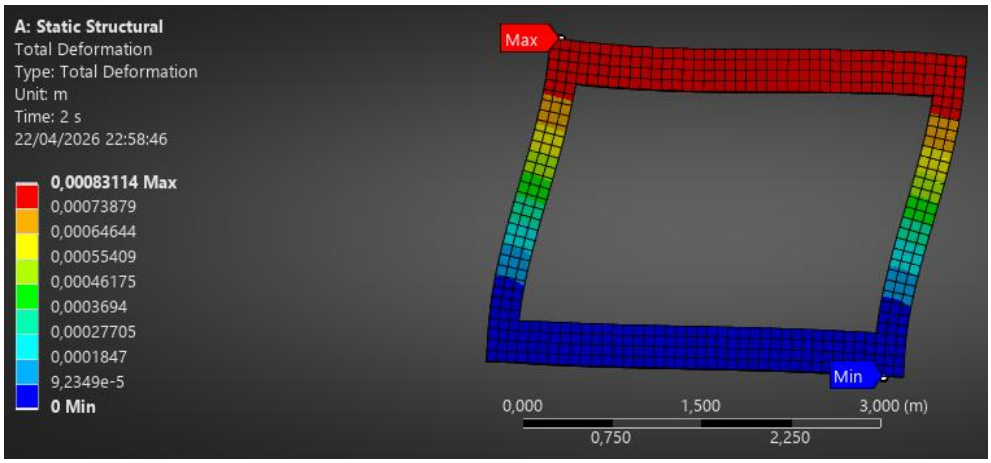
observada, servindo como referência para as análises comparativas subsequentes.

4.2 Análise Linear Do Pórtico Simples

Iniciando a etapa de avaliação de desempenho estrutural, o primeiro modelo analisado correspondeu à macromodelagem linear do pórtico de concreto armado isolado, sem a presença de painéis de vedação.

A Figura 24 ilustra o campo de deformação total (*Total Deformation*) obtido através do *software* ANSYS. O contorno de cores (isolinhas) mostra um padrão de translação horizontal característico de pórticos sob ações de vento ou sismo. Observa-se que as bases dos pilares permanecem com deslocamento nulo (região em azul escuro), ratificando a eficácia da condição de contorno de engastamento perfeito imposta no modelo numérico.

Figura 24 - Total deformação macro linear do pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O campo de deslocamentos apresenta crescimento ao longo da altura dos pilares, atingindo seu maior valor na região superior do pórtico. O valor máximo de deformação total registrado pelo modelo numérico foi de 0,8311 mm.

Considerando que a análise foi realizada sob carregamento estático lateral de 8 kN, esse resultado é utilizado como referência para a comparação com os modelos preenchidos. A comparação permite avaliar a influência da

presença da alvenaria sobre a resposta global do pórtico para a mesma condição de carregamento.

Procedeu-se à verificação do equilíbrio estático do sistema por meio da extração das reações de apoio na base engastada. Os resultados numéricos registraram uma força de reação horizontal de 4,14 kN no pilar esquerdo e de 3,86 kN no pilar direito. É fundamental dar ênfase à estreita proximidade entre esses valores, pois eles traduzem a consistência física da simulação.

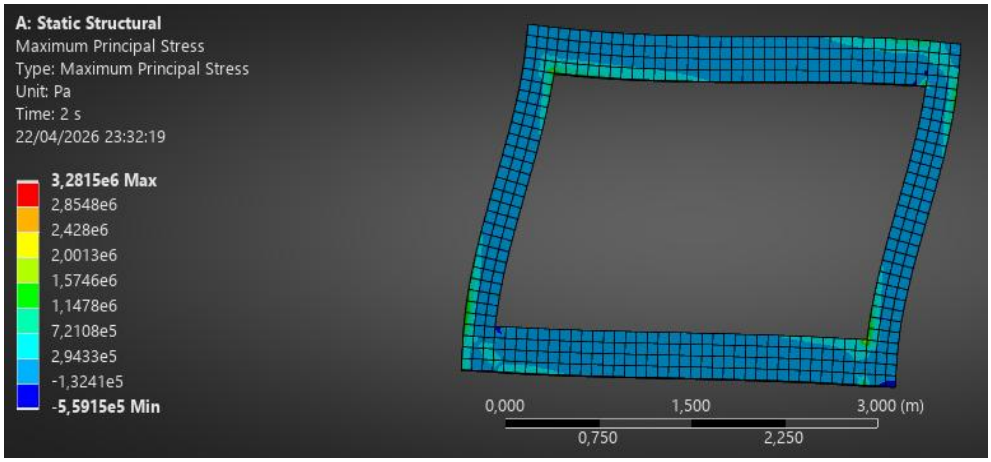
A soma exata dessas reações totaliza 8 kN, o que comprova o perfeito equilíbrio global do modelo frente à carga lateral de teste aplicada. Além disso, a distribuição de esforços evidenciou um comportamento quase perfeitamente simétrico, em que o pilar esquerdo absorveu cerca de 51,7% da força cortante basal e o pilar direito absorveu os 48,3% restantes. Esta partilha balanceada das cargas é característica de pórticos reticulados regulares e isolados.

A avaliação do estado de tensões gerado pela combinação das cargas gravitacionais com o carregamento lateral permite identificar as regiões de maior solicitação do pórtico e estabelecer uma referência para a interpretação dos resultados obtidos posteriormente na análise não linear.

A Figura 25 apresenta o campo de tensão principal máxima (*Maximum Principal Stress*). O modelo numérico registrou um valor máximo de aproximadamente 3,28 MPa e uma tensão mínima de aproximadamente −0,56 MPa. As maiores concentrações de tensão estão localizadas principalmente nas regiões das ligações viga–pilar e nas proximidades dos engastamentos.

Essas regiões podem ser consideradas zonas potencialmente críticas para o desenvolvimento de fissuração e plastificação nas análises não lineares subsequentes. Entretanto, por se tratar de uma análise linear, os resultados apresentados nesta etapa não permitem, isoladamente, afirmar a ocorrência de fissuração ou formação de rótulas plásticas.

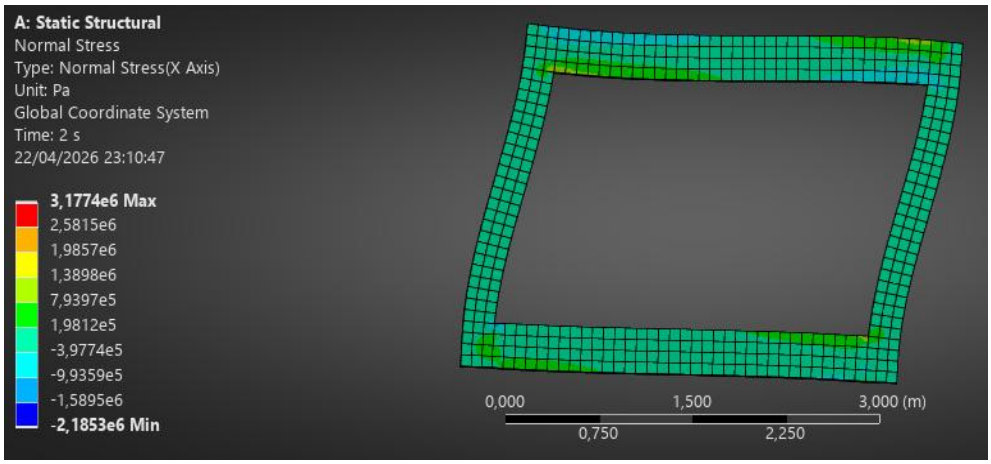
Figura 25 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De forma complementar, a Figura 26 exibe o campo de Tensão Normal direcionado ao Eixo X global (*Normal Stress - X Axis*). Como o eixo X corresponde à direção longitudinal da viga de coroamento, este mapa isola e ilustra com clareza as tensões de flexão atuantes neste elemento horizontal. Os resultados apontam uma tensão máxima de tração de 3,18 MPa e uma tensão máxima de compressão de -2,19 MPa.

Figura 26 - Tensão normal macro linear do pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A visualização da Tensão Normal revela o clássico comportamento de flexão em dupla curvatura na viga: na extremidade direita do pórtico, observa-se a fibra superior tracionada (zonas em vermelho/amarelo) e a fibra inferior

comprimida (zonas em azul/ciano); já na extremidade esquerda, ocorre a inversão dos esforços, com tração na face inferior e compressão na face superior. Ademais, nota-se também a incidência dessas tensões normais horizontais nas faces laterais dos pilares, configurando os esforços cortantes nas zonas nodais.

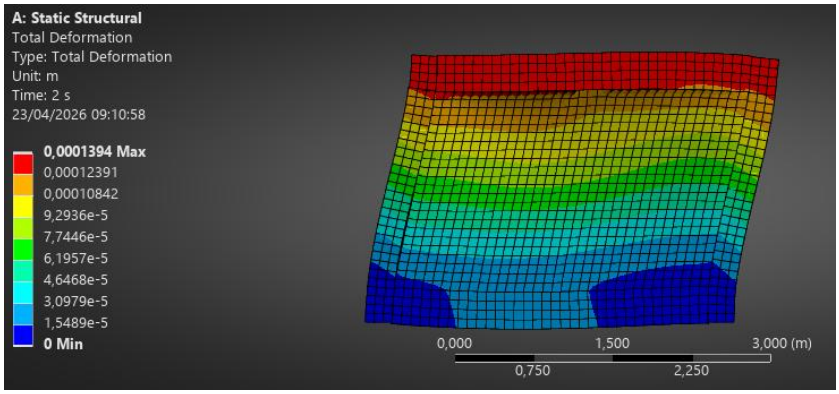
Em síntese, os resultados da análise linear permitem identificar as regiões de maior solicitação do pórtico e estabelecer uma referência para a análise não linear. A distribuição dos campos de tensão fornece informações sobre os locais potencialmente mais suscetíveis à evolução de mecanismos não lineares, cuja ocorrência deve ser verificada a partir dos resultados específicos da análise constitutiva não linear.

4.3 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Bonded)

O segundo modelo computacional avaliou o desempenho do pórtico preenchido com a alvenaria convencional. Nesta etapa de macromodelagem linear, adotou-se a premissa de contato perfeitamente aderente na interface entre os elementos de concreto armado e o painel cerâmico, simulando uma condição ideal de monolitismo antes da deflagração de fissuras ou descolamentos na argamassa de assentamento.

A Figura 27 ilustra o campo de deformação total do sistema compósito sob o mesmo carregamento lateral de teste aplicado ao pórtico vazio. A análise do mapa de isovalores revela uma cinemática de translação significativamente distinta: o painel e o pórtico deformam-se em conjunto, configurando um perfil de deslocamentos contínuo e gradativo ao longo da altura. O valor máximo de deslocamento horizontal registrado no centro de gravidade da viga superior foi de 0,1394 mm.

Figura 27 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

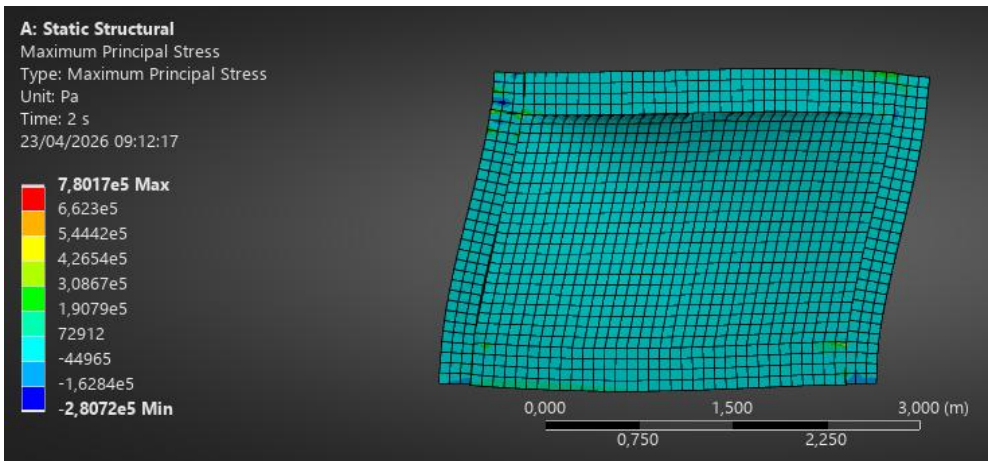
No que tange ao equilíbrio estático e à distribuição de esforços na base da estrutura, a extração das reações de apoio deste modelo evidenciou o percurso das cargas através do sistema compósito. Os resultados numéricos registraram uma força de reação horizontal de 2,42 kN na base do pilar esquerdo e de 5,58 kN na base do pilar direito.

Neste cenário, o pilar direito absorve a maior parcela da força cortante global, correspondendo a aproximadamente 69,7% do total, enquanto o pilar esquerdo é responsável por resistir à fração minoritária de 30,3%.

Este padrão de assimetria nas reações é a assinatura mecânica característica de pórticos preenchidos. A presença da alvenaria, atuando de forma solidária devido ao contato *bonded*, altera o caminho principal de transferência de carga. Consequentemente, o nó inferior de jusante (pilar direito) concentra os maiores esforços de cisalhamento para manter a estabilidade global do conjunto elástico.

A Figura 28 demonstra o campo de distribuição da tensão principal máxima, evidenciando um pico de tração de aproximadamente 0,78 MPa e uma tensão mínima de -0,28 MPa. Visualmente, é notório que as concentrações de tensões ocorrem de forma pontual nos cantos da estrutura, especificamente nas regiões nodais de interface entre o pórtico e a alvenaria. Essa localização indica as zonas de maior solicitação, onde o material terá maior propensão à fissuração quando o regime não-linear for ativado.

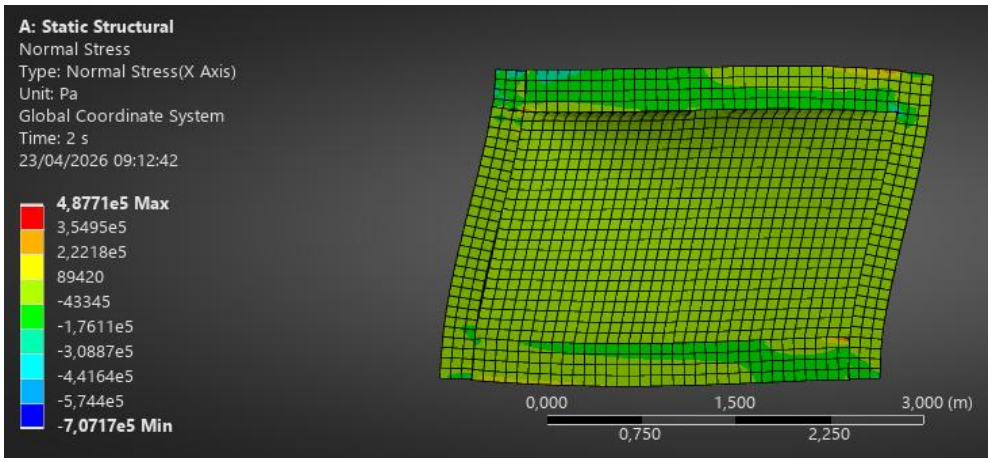
Figura 28 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 29 apresenta a tensão normal ao longo do eixo X, registrando tensões horizontais máximas de tração de 0,49 MPa e de compressão de -0,71 MPa. O contorno de isovalores demonstra de forma clara a transferência da carga lateral do pórtico para o painel de vedação. As manchas de tensão evidenciam o início do fluxo de forças que delineia a formação da biela diagonal de compressão no interior da alvenaria, confirmando o trabalho conjunto dos materiais na absorção dos esforços.

Figura 29 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



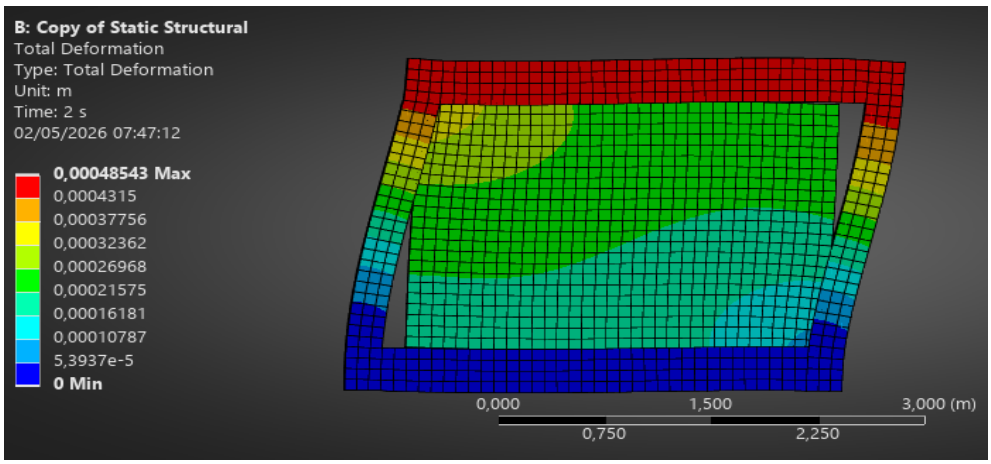
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.4 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Frictional)

Essa condição de contorno avança na representação física do sistema, pois permite o descolamento trativo e o escorregamento relativo entre a estrutura de concreto armado e a parede de vedação.

A Figura 30 exibe o campo de deformação total do conjunto estrutural. O deslocamento horizontal máximo registrado, localizado na viga superior do pórtico, foi de 0,4854 mm.

Figura 30 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

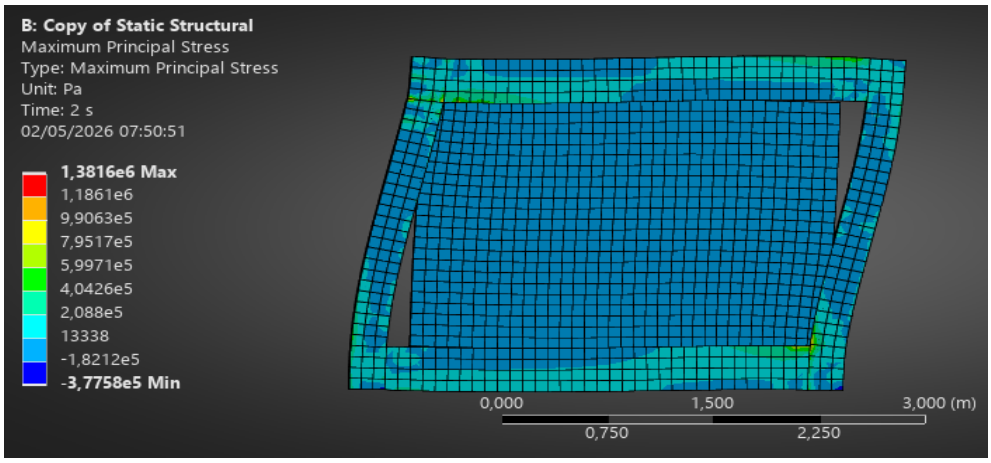
A análise visual do mapa de isovalores revela a cinemática mecânica característica desta formulação de contato. Destaca-se, de forma evidente, o descolamento físico entre a estrutura reticulada e a alvenaria nas zonas tracionadas da interface. Em contrapartida, nas regiões diametralmente opostas, observa-se o fechamento do contato, onde o pórtico comprime diretamente o painel.

A respeito da extração das reações de apoio na base da estrutura, o modelo com contato *frictional* registrou uma força horizontal de 2,20 kN no pilar esquerdo e de 5,79 kN no pilar direito. A análise isolada dessa distribuição comprova uma acentuada assimetria na absorção dos esforços cortantes, em que o pilar direito de jusante é responsável por resistir à maior parcela da carga (cerca de 72,5%).

A Figura 31 apresenta o mapa de contorno da tensão principal máxima, registrando um pico de tração de aproximadamente 1,38 MPa e uma tensão

mínima de -0,38 MPa. Visualmente, as concentrações de tensão restringem-se rigorosamente às regiões nodais onde o contato permanece fechado. Em contrapartida, as áreas de interface que sofreram descolamento trativo apresentam um claro alívio de tensões, confirmando que a transferência de carga ocorre exclusivamente pelas zonas comprimidas.

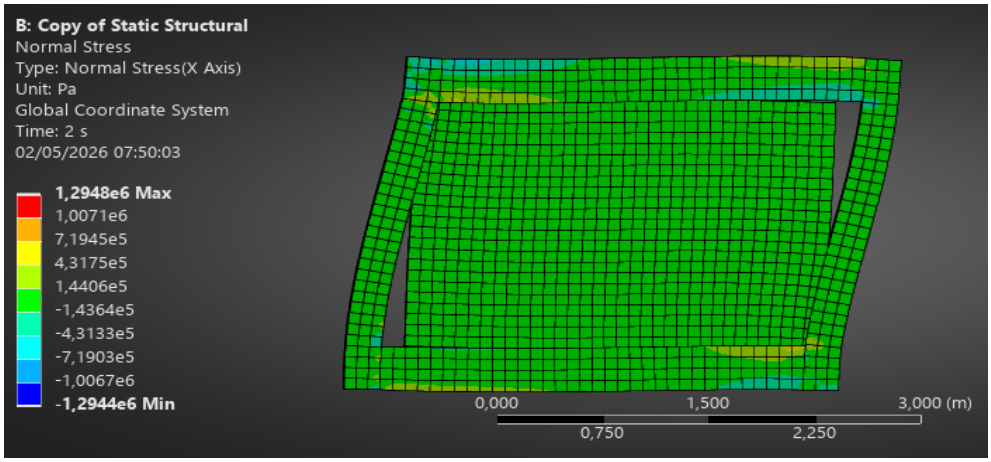
Figura 31 - Tensão máxima principal macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 32 ilustra a tensão normal ao longo do eixo X, indicando valores máximos de tração e compressão praticamente equivalentes, em torno de 1,29 MPa e -1,29 MPa, respectivamente. O contorno de isovalores mostra que os esforços horizontais mais intensos estão localizados nas extremidades dos elementos de concreto que interagem ativamente com a alvenaria. A região central do painel e as frestas abertas exibem tensões nulas, reiterando que o fluxo de forças contorna as zonas descoladas e se canaliza diretamente para as regiões de contato ativo que formam a diagonal de compressão.

Figura 32 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria convencional.



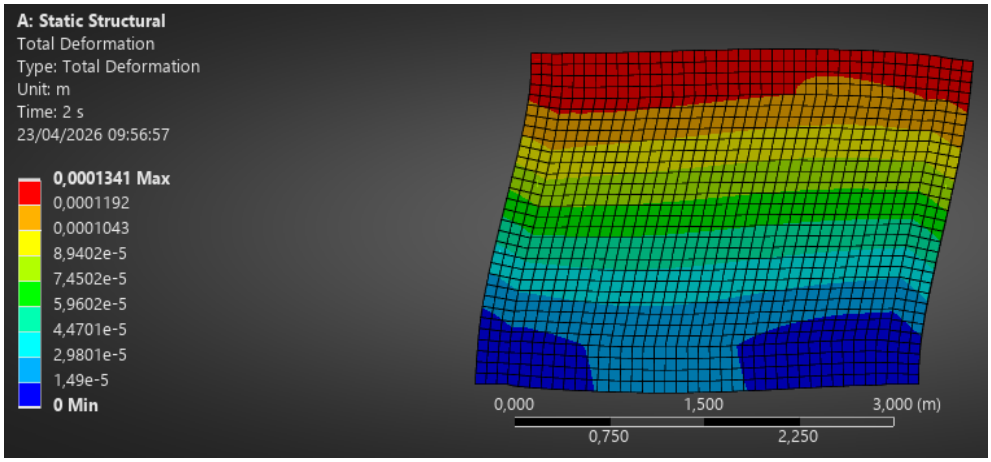
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.5 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded)

Nesta fase, analisou-se o pórtico preenchido com alvenaria composta por blocos de encaixe, adotando-se a condição de contato perfeitamente aderente em toda a interface entre o painel e os elementos de concreto armado.

A Figura 33 exibe o campo de deformação total do modelo sob a ação da carga lateral. O deslocamento horizontal máximo, localizado ao longo da viga superior, registrou o valor de 0,1341 mm. Os deslocamentos evoluem de forma homogênea desde a base engastada até o topo da estrutura.

Figura 33 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.

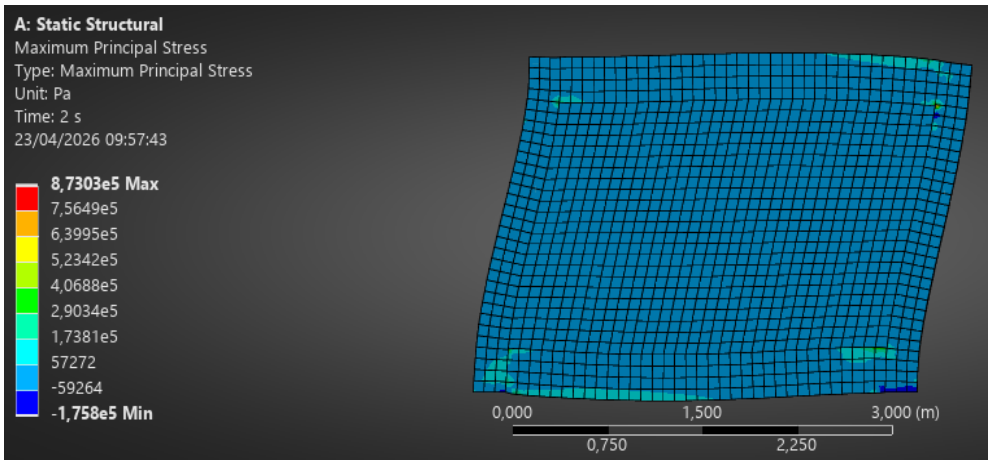


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O modelo de blocos de encaixe com contato aderente registrou uma força horizontal de 2,39 kN na base do pilar esquerdo e de 5,61 kN na base do pilar direito. A análise da distribuição desses esforços revela uma nítida assimetria, na qual o pilar direito absorve a maior parcela da força cortante base, correspondendo a aproximadamente 70,1% do esforço total.

A Figura 34 ilustra o campo de distribuição da tensão principal máxima. O modelo registrou um pico de tração de aproximadamente 0,87 MPa e tensão mínima de -0,18 MPa. Visualmente, as concentrações de tensões localizam-se de maneira pontual nos vértices da estrutura, especificamente nas regiões nodais de interface entre o pórtico e a alvenaria, evidenciando as zonas de maior solicitação geradas pela adesão contínua entre os elementos.

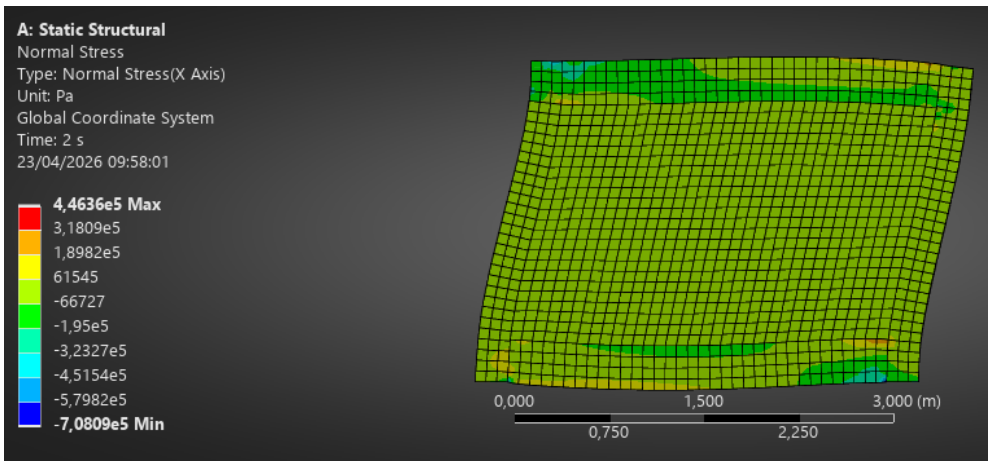
Figura 34 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 35 apresenta o campo de tensão normal ao longo do eixo X. Foram registradas tensões máximas de tração na ordem de 0,45 MPa e de compressão em -0,71 MPa. O mapa de isovalores demonstra concentrações de esforços horizontais predominantemente ao longo das interfaces superior e inferior. Este padrão de distribuição reflete a transferência integral e solidária da carga lateral do pórtico para a alvenaria, delineando o fluxo homogêneo de forças que atravessa o painel de alvenaria.

Figura 35 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.

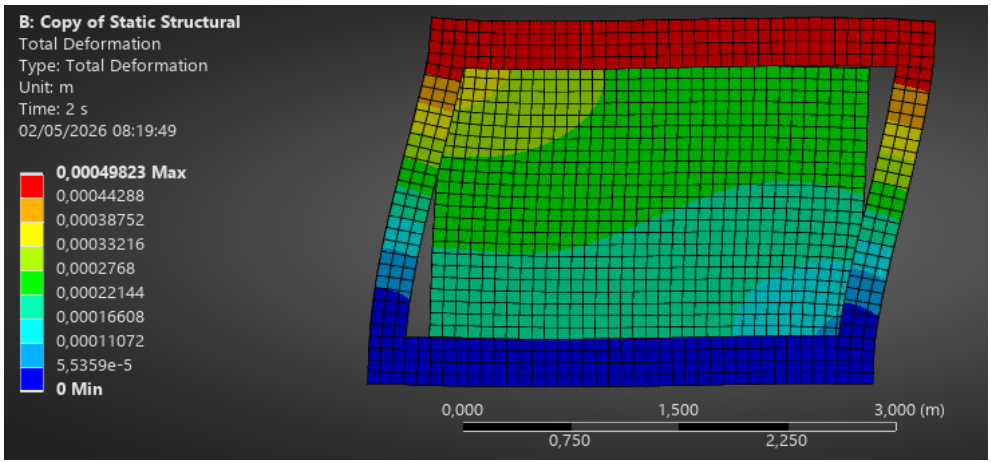


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.6 Análise Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional)

A Figura 36 apresenta o campo de deformação total para o modelo de pórtico preenchido com blocos de encaixe, considerando a interface com atrito. Sob a ação do carregamento lateral, o deslocamento máximo registrado na estrutura foi de aproximadamente 0,4982 mm, concentrado ao longo da viga superior.

Figura 36 - Total deformação macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.



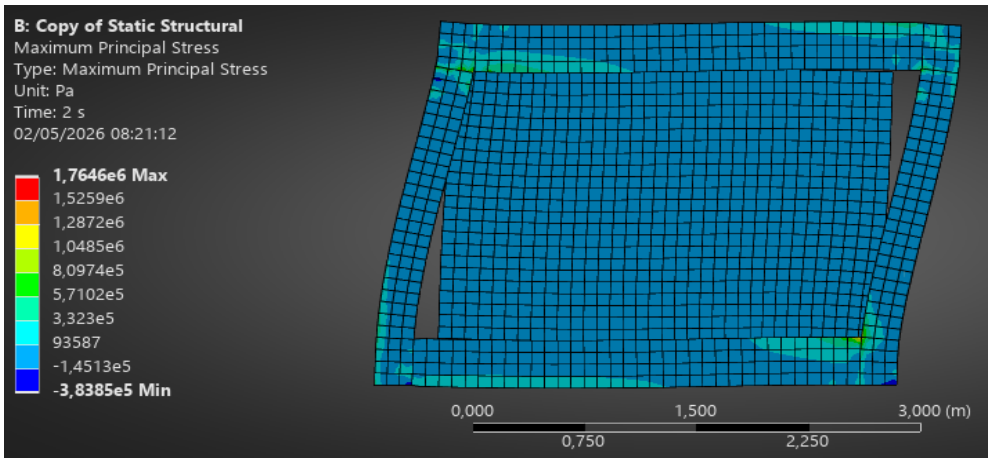
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

No que se refere às reações de apoio na base do modelo, a extração dos resultados indicou uma força horizontal de 1,87 kN no pilar esquerdo e de 6,11

kN no pilar direito. A análise isolada desta distribuição evidencia uma marcante assimetria na absorção dos esforços cortantes globais. O pilar direito, posicionado a jusante da aplicação da carga, é responsável por resistir à maior parcela do esforço, correspondendo a aproximadamente 76,5% do total transferido para as fundações.

A Figura 37 apresenta o mapa de contorno da tensão principal máxima. O modelo acusou um pico de tração de aproximadamente 1,76 MPa e uma tensão mínima de -0,38 MPa. A análise visual indica que as concentrações de tensão estão rigorosamente restritas aos nós em que o contato se manteve fechado. As áreas de fresta originadas pela separação física apresentam notável alívio de tensões, ratificando que os esforços migram e se concentram nas zonas de apoio ativas.

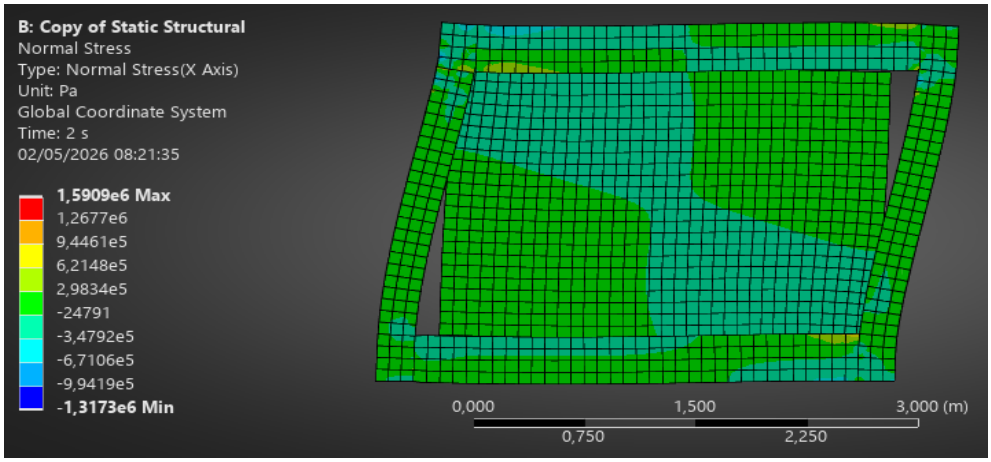
Figura 37 - Tensão principal máxima macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 38 mostra a tensão normal ao longo do eixo X. Os valores extremos de tração e compressão horizontal atingiram, respectivamente, 1,59 MPa e -1,32 MPa. O contorno de isovalores revela que as maiores solicitações horizontais ocorrem nas extremidades dos elementos de concreto que comprimem o painel. Nas regiões em que a alvenaria se distanciou do pórtico, a tensão normal tende a zero, confirmando o contorno do fluxo de forças e a efetiva consolidação da diagonal de compressão.

Figura 38 - Tensão normal macro linear do pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.7 Síntese Da Análise Linear (Bonded)

A fim de sintetizar os resultados obtidos na macromodelagem linear sob a premissa de contato perfeitamente aderente, a Tabela 17 apresenta um resumo comparativo dos principais parâmetros estruturais extraídos das simulações.

Tabela 17 - Síntese da macromodelagem linear (bonded).

	MACROMODELAGEM LINEAR (Bonded)						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Pórtico Simples	0,8311	4139,8	3860,2	3,2815	5,5915	10752	2256
Alvenaria Convencional	0,1394	2422,5	5577,5	0,7802	0,2807	16235	2981
Alvenaria Estrutural	0,1341	2389,7	5610,3	0,8730	0,1758	16514	3038

Fonte: Autor (2026).

A inserção do painel alterou drasticamente a rigidez lateral do sistema. O pórtico simples, originalmente com uma deformação máxima de 0,8311 mm, sofreu uma mitigação acentuada dos seus deslocamentos. Ao introduzir a alvenaria convencional, a deformação caiu para 0,1394 mm, o que representa uma redução de aproximadamente 83,2%. De forma análoga, a alvenaria

estrutural (blocos de encaixe) restringiu o deslocamento para 0,1341 mm, evidenciando uma redução de 83,8%.

Estes dados comprovam que, sob a condição de contato aderente, ambos os painéis comportam-se como elementos de forte contraventamento, sendo a diferença de rigidez entre as duas tipologias de blocos praticamente marginal nesta fase elástica (apenas cerca de 3,8% de diferença no deslocamento entre as duas alvenarias).

A análise das reações de apoio na base revela uma mudança fundamental na via de transmissão das cargas. No Pórtico Simples, o esforço de 8 kN é distribuído de forma quase simétrica entre os apoios (51,7% no pilar esquerdo e 48,3% no direito), indicando um comportamento predominante de flexão no quadro global.

Com a adição da alvenaria, ocorre uma quebra severa desta simetria, induzida pela formação geométrica de uma biela diagonal de compressão no interior do painel. A carga é canalizada diretamente para o nó inferior oposto à aplicação da força. Na alvenaria convencional, o pilar de jusante (direito) passa a suportar 69,7% da carga cortante; na alvenaria estrutural, este valor é de 70,1%. O aumento percentual na reação do pilar direito face ao pórtico vazio é a validação numérica da ativação da escora comprimida.

O trabalho solidário garantido pela formulação Bonded permitiu que a alvenaria absorvesse grande parte da energia de deformação, aliviando substancialmente as tensões geradas nos elementos de concreto. O pico de tração no Pórtico Simples atingia 3,2815 MPa. Com a vedação, as tensões de tração máximas na interface caíram para 0,7802 MPa (Convencional) e 0,8730 MPa (Estrutural), traduzindo-se numa diminuição das tensões trativas na ordem dos 73% a 76%.

As tensões de compressão registaram quedas ainda mais expressivas, recuando de 5,5915 MPa para valores próximos de zero (0,2807 MPa e 0,1758 MPa). Este amortecimento comprova que, ao assumir-se uma aderência perfeita, o painel blinda o quadro de concreto armado contra picos de tensão, atrasando significativamente a eventual plastificação e fendilhação dos materiais.

A inclusão dos painéis de alvenaria resultou em aumento da quantidade de nós e elementos dos modelos numéricos, decorrente principalmente do acréscimo de geometria e das regiões de interface necessárias à representação

do sistema preenchido. O número de nós aumentou de 10.752 no pórtico simples para mais de 16.200 nos modelos preenchidos.

Esse aumento representa maior complexidade geométrica e computacional do modelo, não devendo ser interpretado, por si só, como evidência de refinamento ou convergência de malha.

4.8 Síntese Da Análise Linear (Frictional)

A análise comparativa das simulações numéricas em regime elástico-linear, considerando a interface de contato com atrito, permite avaliar o comportamento estrutural contemplando a não linearidade de *status* (abertura de frestas). A Tabela 18 sintetiza os parâmetros globais e locais extraídos dos três modelos avaliados sob carga lateral de 8 kN.

Tabela 18 - Síntese da macromodelagem linear (frictional).

	MACROMODELAGEM LINEAR (Frictional)						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Pórtico Simples	0,8311	4139,8	3860,2	3,2815	5,5915	10752	2256
Alvenaria Convencional	0,4854	2200,3	5786,2	1,3816	0,3758	16235	2981
Alvenaria Estrutural	0,4982	1873,9	6113,5	1,7646	0,38385	16514	3038

Fonte: Autor (2026).

A introdução do painel com interface *frictional* resultou num incremento de rigidez expressivo, embora consideravelmente menor do que o verificado no cenário perfeitamente aderente. O pórtico simples apresentava um deslocamento máximo de 0,8311 mm. Com a inserção da Alvenaria Convencional, a deformação reduziu-se para 0,4854 mm (uma mitigação de cerca de 41,6%). Para a Alvenaria Estrutural (blocos de encaixe), o deslocamento situou-se nos 0,4982 mm (uma redução de aproximadamente 40,0%). As duas tipologias de alvenaria comportaram-se de forma muito semelhante em termos de deformabilidade global, com uma diferença inferior a 3% entre si.

A quebra de simetria nas reações de apoio é agudizada sob a condição

frictional. No Pórtico Simples, a carga divide-se equilibradamente (51,7% esquerdo e 48,3% direito). Contudo, com a separação física da alvenaria nas zonas de tração, a carga lateral é forçada a fluir de forma extremamente concentrada através da diagonal comprimida.

Na alvenaria convencional, o pilar de jusante (direito) absorve 72,5% da carga cortante total. A assimetria atinge o seu pico na Alvenaria Estrutural, onde o pilar de jusante se torna responsável por suportar 76,5% do esforço transferido para a base. Este comportamento valida o mecanismo de biela diagonal e evidencia que as interfaces menos aderentes penalizam severamente o nó de apoio oposto à aplicação da carga.

O efeito global de blindagem proporcionado pela alvenaria continua presente, mas os picos de tensão refletem a drástica redução da área de contato efetiva. As tensões máximas de tração, que eram de 3,2815 MPa no pórtico livre, caíram para 1,3816 MPa (Convencional) e 1,7646 MPa (Estrutural). Embora representem reduções na ordem dos 58% e 46%, respetivamente, estes picos de tração são notavelmente superiores aos observados nos modelos *bonded*.

As tensões de compressão também registaram quedas abruptas face aos 5,5915 MPa iniciais do pórtico nu, descendo para 0,3758 MPa e 0,38385 MPa. A concentração de esforços restrita aos cantos de contacto ativo justifica o agravamento relativo das tensões principais quando comparado ao cenário de colagem perfeita, sublinhando a importância de prever adequadamente o destacamento das paredes na avaliação do quadro estrutural.

4.9 Síntese Da Análise Linear Geral

Para compreender a fundo o impacto da formulação de contato no comportamento mecânico da estrutura, esta seção isola as variáveis e compara diretamente os modelos com contato aderente (*Bonded*) e com atrito (*Frictional*) para cada tipologia de alvenaria. Esta análise enfatiza como a permissão de descolamento altera a rigidez, a transferência de carga e as tensões no pórtico.

A transição de um contato perfeitamente aderente para um contacto com atrito na alvenaria convencional revela perdas significativas de rigidez e concentrações agudas de esforços:

- Rigidez e Deformação: O modelo *frictional* apresentou um deslocamento máximo de 0,4854 mm, o que representa um salto considerável face aos

0,1394 mm do modelo *bonded*. Ao permitir o descolamento trativo, a estrutura sofreu um aumento de 248,2% nas deformações horizontais, justificando a hipótese de colagem perfeita sobrestima artificialmente a rigidez do conjunto;

- Assimetria e Reações de Apoio: A carga absorvida pelo pilar de jusante (direito) passou de 69,7% (5,58k N) no modelo *bonded* para 72,5% (5,79 kN) no modelo *frictional*. Esta variação indica que a abertura de frestas anula a contribuição das zonas tracionadas, forçando uma transferência de carga ainda mais direta pela biela de compressão;
- Estado de Tensões: O pico de tensão de tração agravou-se severamente, subindo de 0,7802 MPa (*bonded*) para 1,3816 MPa (*frictional*), um incremento de 77,1%. As tensões de compressão também subiram cerca de 33,9% (de 0,2807 MPa para 0,3758 MPa). Estes aumentos justificam-se pela redução da área efetiva de contato, que passa a concentrar todos os esforços apenas nos cantos opostos da interface.

A comparação na alvenaria com blocos de encaixe exibe um comportamento análogo, porém com intensidades de variação ainda mais pronunciadas:

- Rigidez e Deformação: O deslocamento horizontal evoluiu de 0,1341 mm (*Bonded*) para 0,4982 mm (*Frictional*). Trata-se de um aumento de 271,5% na deformabilidade global. Esta perda de rigidez ligeiramente superior à da alvenaria convencional sugere que a tipologia de encaixe é mais sensível à perda de confinamento lateral imposta pelo descolamento;
- Assimetria e Reações de Apoio: A assimetria na transferência de carga atingiu o seu grau máximo neste comparativo. O pilar direito, que suportava 70,1% (5,61 kN) no regime aderente, passou a receber 76,5% (6,11 kN) da força cortante no regime com atrito. Esse comportamento é compatível com a concentração da transferência de esforços em uma região diagonal comprimida do painel e concentrada no interior do painel de blocos de encaixe;
- Estado de Tensões: As tensões sofreram os agravamentos mais drásticos do estudo. O pico de tração disparou de 0,8730 MPa para 1,7646 MPa, representando um aumento impressionante de 102,1% (praticamente o

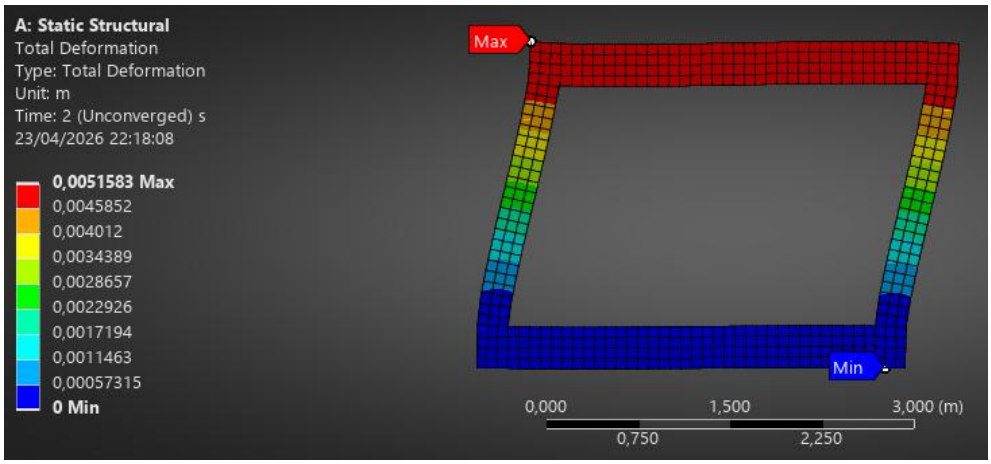
dobro). As tensões de compressão seguiram a mesma tendência, subindo 118,3% (de 0,1758 MPa para 0,38385 MPa).

4.10 Análise Não-Linear Do Pórtico Simples

A transição para a macromodelagem não-linear permite avaliar o comportamento da estrutura considerando o regime plástico, a degradação dos materiais e a evolução contínua dos deslocamentos sob incrementos de carga. O primeiro modelo avaliado nesta etapa é o pórtico simples.

A estrutura, mostrada na Figura 39, registrou uma deformação máxima de 5,16 mm. Este pico de deslocamento concentra-se no nó superior esquerdo, acompanhando a linha de ação do carregamento lateral empurrando o pórtico. O padrão visualizado é a configuração clássica de translação lateral característica de pórticos flexíveis, onde o deslocamento horizontal é governado pela flexão dos pilares e da viga superior.

Figura 39 - Total deformação macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

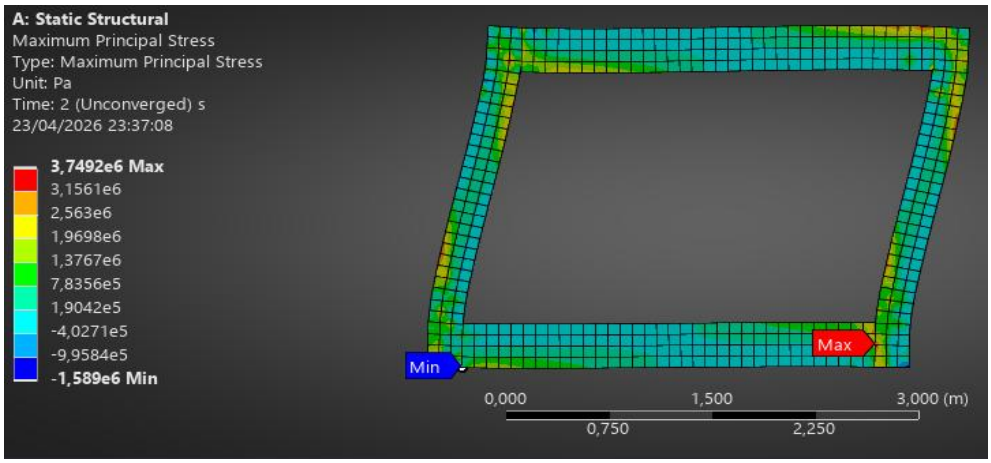
É de suma importância notar que o passo final da análise apresenta o *status* não convergido (*Unconverged*). Para a interpretação da capacidade resistente, deve-se considerar prioritariamente o último subpasso efetivamente convergido e a evolução da curva força–deslocamento. A não convergência, isoladamente, não constitui prova de colapso estrutural, uma vez que pode estar associada tanto à perda de estabilidade física quanto a dificuldades numéricas

decorrentes das não linearidades constitutivas, do contato ou do tamanho do incremento.

No estágio final de equilíbrio antes da falha, as reações de apoio revelaram uma distribuição assimétrica de esforços, com o pilar esquerdo apresentando uma reação de 5,72 kN e o pilar direito suportando 12,53 kN. A soma total das reações foi de 18,25 kN, enquanto a concentração de aproximadamente 68,6% da carga no pilar de jusante evidencia a redistribuição interna de forças à medida que o pórtico entra em regime de plastificação.

Pela Figura 40 a tensão principal máxima atingiu o valor de 3,75 MPa, com concentrações críticas localizadas nas ligações viga-pilar, áreas suscetíveis à formação de rótulas plásticas.

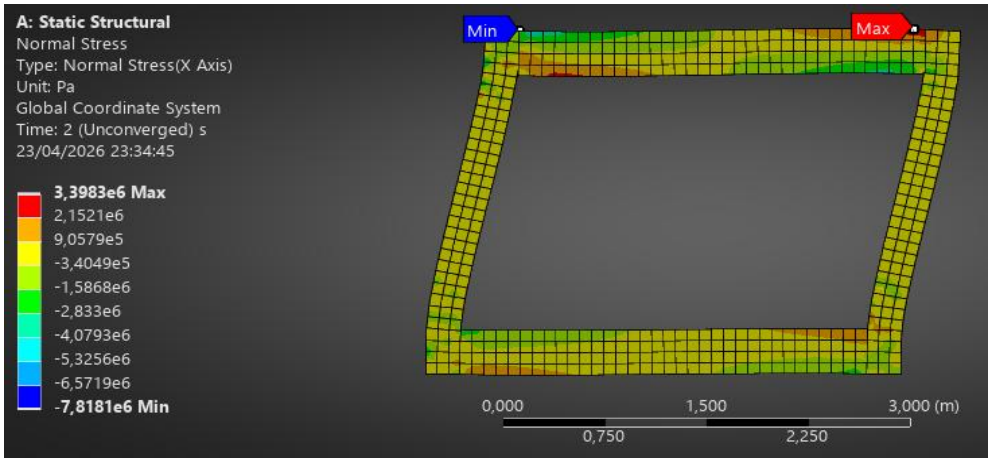
Figura 40 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A análise da tensão normal (eixo X) da Figura 41 mostra o pico trativo foi de 3,40 MPa, enquanto a tensão de compressão máxima alcançou 7,82 MPa, evidenciando o esforço de flexão composta nos pilares.

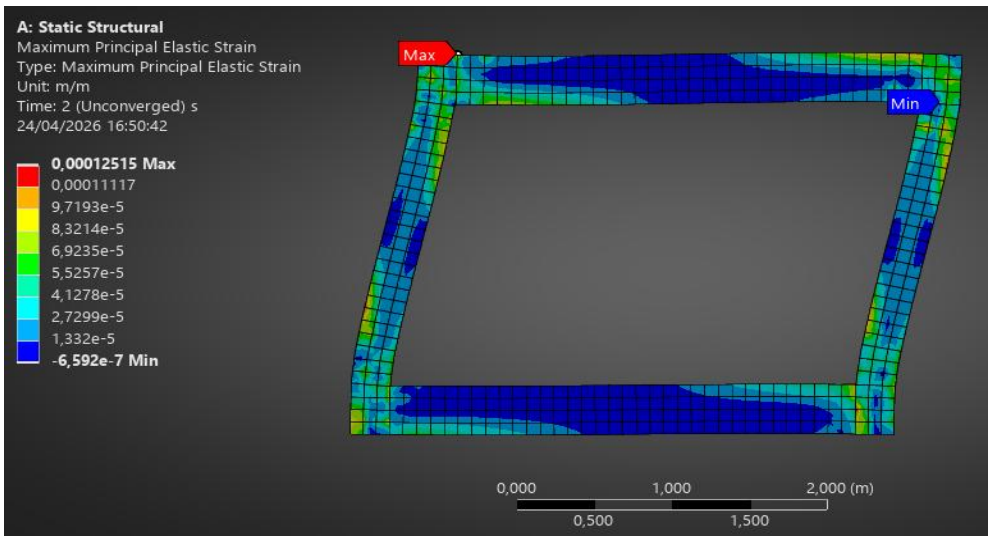
Figura 41 - Tensão normal macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A análise da deformação elástica principal máxima (*Maximum Principal Elastic Strain*), na Figura 42, revela o comportamento das zonas tracionadas do pórtico. O valor máximo registrado no modelo foi de 0,00012515 m/m. A visualização gráfica demonstra que essas deformações se distribuem ao longo das faces tracionadas dos pilares e da viga, concentrando-se com maior intensidade no nó estrutural superior esquerdo, acompanhando a tendência de flexão dos elementos sob a ação do deslocamento lateral.

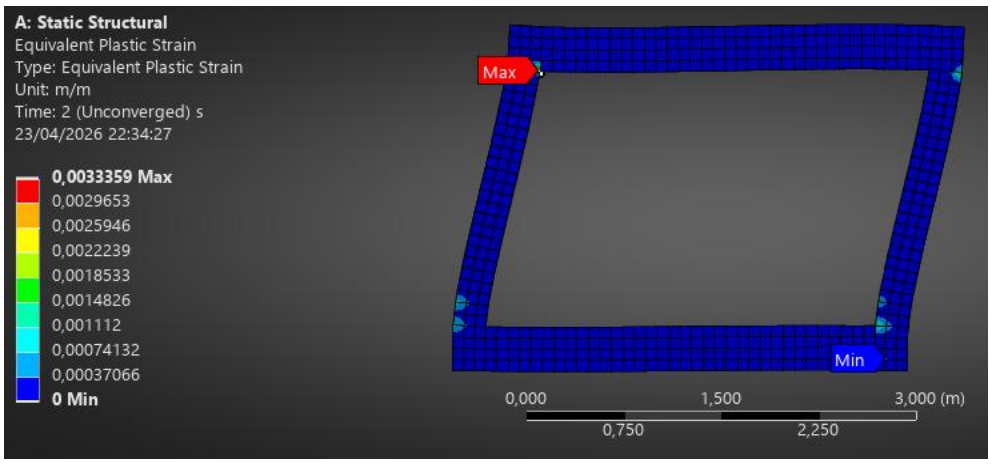
Figura 42 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da deformação plástica equivalente (*Equivalent Plastic Strain*) mostra, na Figura 43, o mapeamento do dano e as zonas onde o concreto ultrapassou definitivamente o seu limite elástico. O valor máximo de plastificação atingiu 0,0033359 m/m. Graficamente, nota-se que a deformação plástica é severamente localizada nas ligações viga-pilar (nós) e nas bases dos pilares. Este padrão é característico da formação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos, enquanto a maior parte do comprimento dos vãos (em azul escuro) permanece sem plastificação.

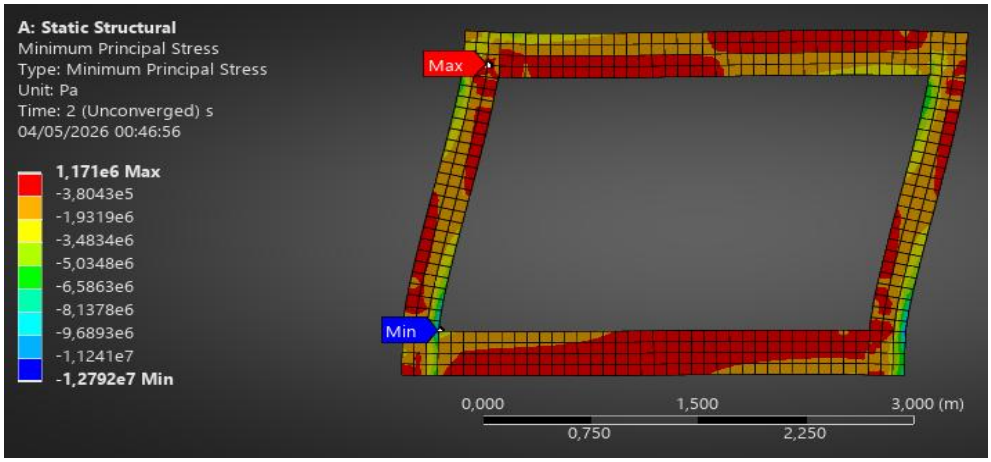
Figura 43 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A tensão principal mínima (*Minimum Principal Stress*) da Figura 44 mapeia o campo de tensões de compressão atuantes no pórtico. A tensão compressiva máxima foi de -12,79 MPa. A distribuição do campo de tensões evidencia concentrações de tensões compressivas nas regiões internas dos elementos estruturais, particularmente próximas às ligações e às regiões de maior solicitação.

Figura 44 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico simples.



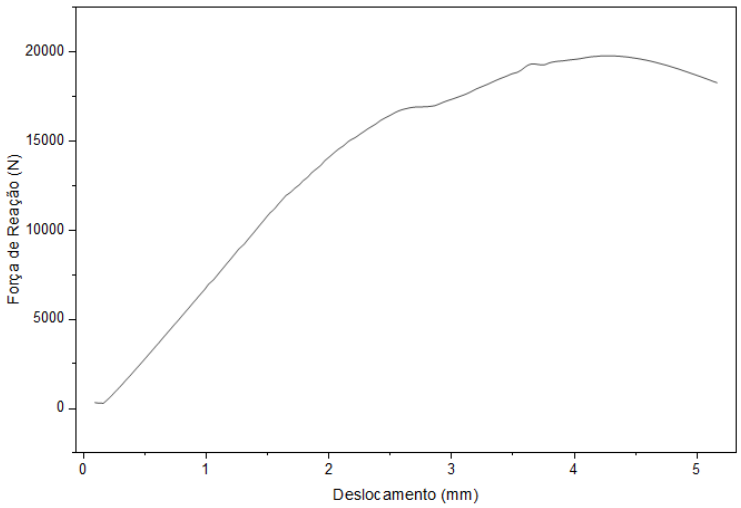
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O gráfico de reação total versus deslocamento apresentado na Figura 45 representa a curva força–deslocamento obtida para o pórtico simples. Observa-se um trecho inicial aproximadamente linear, seguido por redução gradual da inclinação da curva à medida que aumentam as não linearidades do modelo.

A força máxima observada na curva é ligeiramente inferior a 20 kN, para deslocamento da ordem de 4 mm. Após esse ponto, observa-se uma redução da força de reação associada ao aumento do deslocamento. Esse comportamento caracteriza uma resposta pós-pico descendente no trecho efetivamente obtido da análise.

A identificação desse trecho como mecanismo de ruptura ou colapso deve ser realizada conjuntamente com os campos de deformação plástica, tensões, critérios constitutivos e estado de convergência da solução.

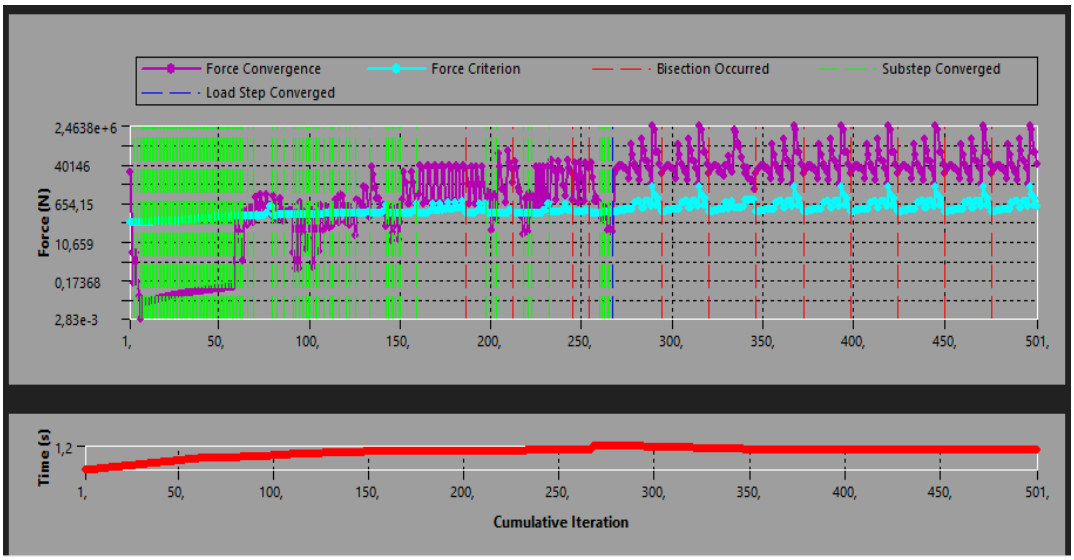
Figura 45 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico simples.



Fonte: Autor (2026).

O gráfico, da Figura 46, de Convergência de Força (*Force Convergence*) expõe o histórico do processo iterativo do *software* durante a simulação não-linear. Nas etapas iniciais, a solução encontra o equilíbrio com facilidade, indicado pelos subpassos convergidos (linhas verdes tracejadas). No entanto, com a progressão do carregamento e a severidade da degradação dos materiais, a curva de convergência da força (em magenta) passa a ter grande dificuldade em alcançar e cruzar a linha do critério de tolerância (em ciano).

Figura 46 - Força de convergência macro não-linear pórtico simples.



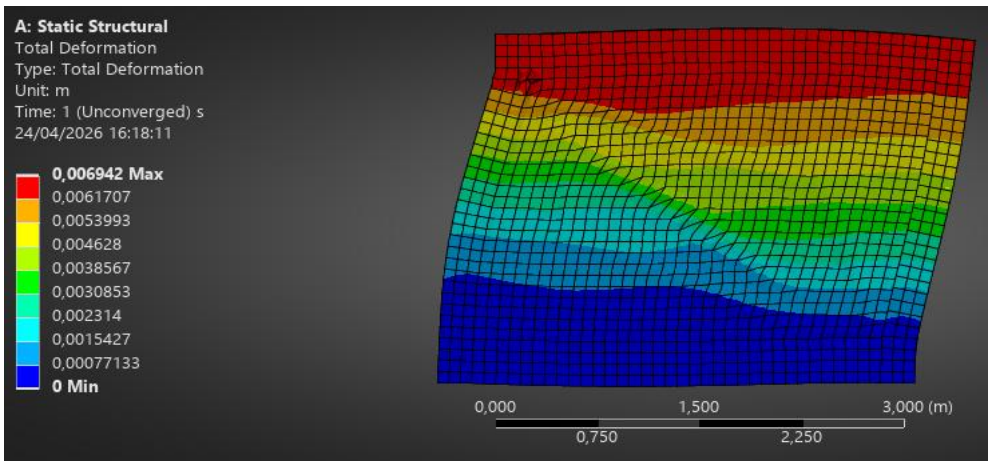
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Esse cenário de instabilidade força o *software* a realizar dezenas de bissecções (*Bisection Occurred*, linhas vermelhas), reduzindo automaticamente o incremento de tempo para tentar encontrar uma solução estável. Esse comportamento indica aumento da dificuldade de obtenção do equilíbrio numérico à medida que o carregamento é incrementado. A ocorrência de bissecções e a interrupção do avanço do incremento indicam que o modelo não conseguiu atingir a convergência para o estado final analisado.

4.11 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Bonded)

A Figura 47 exibe o contorno de deformação total para o modelo do pórtico preenchido com alvenaria convencional, considerando uma condição de interface perfeitamente aderida entre o quadro de concreto e o painel.

Figura 47 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

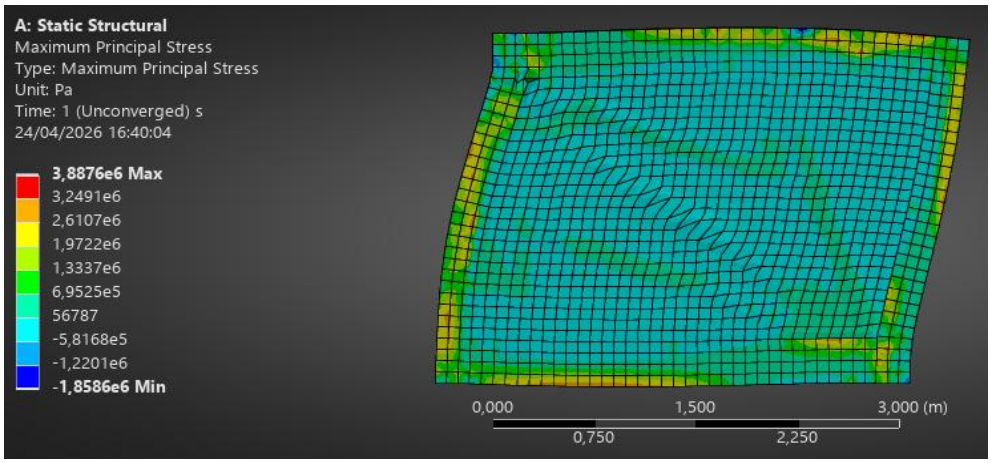
A análise das forças de reação na base da estrutura evidencia uma forte assimetria na distribuição dos esforços devido à presença do painel de alvenaria. O pilar esquerdo registrou uma reação de 10,43 kN, enquanto o pilar direito absorveu uma carga significativamente maior, atingindo 74,81 kN.

Este comportamento está diretamente associado ao mecanismo da biela diagonal de compressão formado no interior da parede de preenchimento. Sob a ação do deslocamento lateral, a parede transfere a carga diagonalmente da região superior esquerda para a inferior direita. Consequentemente, a biela de

compressão "empurra" a base do pilar direito (pilar comprimido), concentrando ali os maiores esforços axiais e cortantes. Em contrapartida, o pilar esquerdo (pilar tracionado) sofre um alívio das tensões de compressão em virtude da tendência de tombamento global do pórtico, justificando o baixo valor de reação aferido pelo *software*.

Na Figura 48, a análise da tensão principal máxima ilustra o mapeamento dos esforços de tração no modelo preenchido. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 3,89 MPa. Visualmente, as zonas de maior tração concentram-se quase exclusivamente nos elementos do pórtico de concreto armado, com destaque para as faces tracionadas dos pilares e para as regiões nodais. O painel de alvenaria apresenta um campo de tensões muito mais baixo e uniforme, demonstrando que o quadro de concreto atua como o elemento principal na absorção das tensões de flexo-tração decorrentes da deformação lateral.

Figura 48 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.

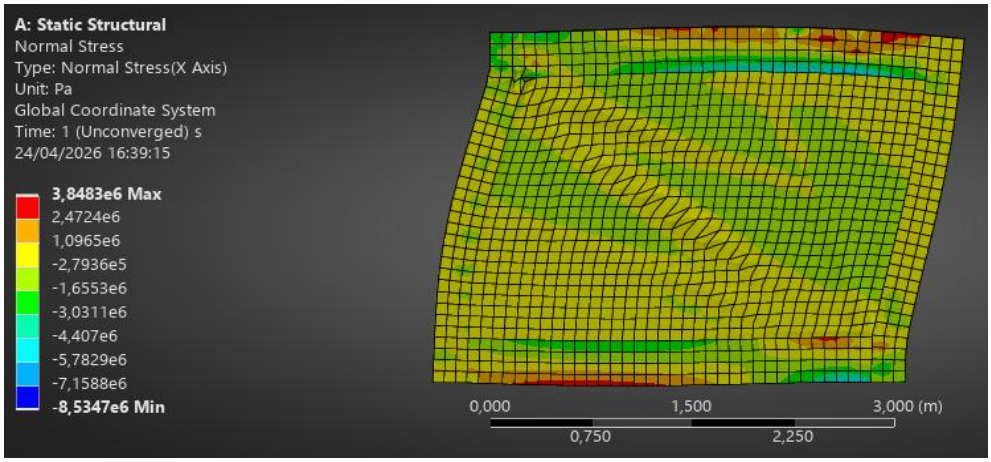


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da tensão normal no eixo X (*Normal Stress - X Axis*), na Figura 49, mapeia o fluxo das tensões horizontais no conjunto, atingindo máximos de 3,85 MPa e -8,53MPa. O gradiente de cores destaca perfeitamente o comportamento à flexão dos elementos horizontais do pórtico de concreto, com zonas claras de tração e compressão nas bordas superior e inferior da viga e da base. No interior do painel de alvenaria, o gráfico enfatiza a formação de faixas

diagonais de tensão, o que corrobora diretamente o mecanismo da biela diagonal de compressão.

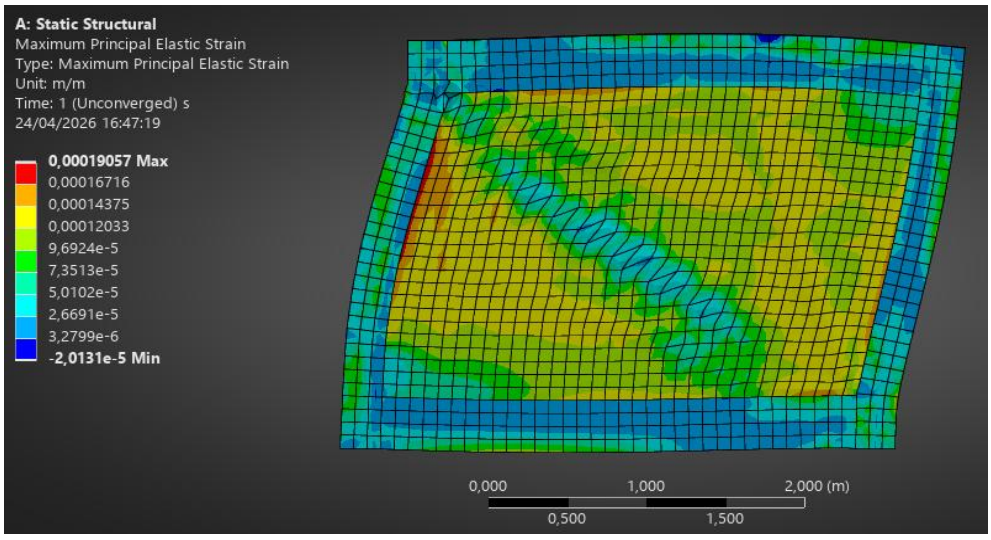
Figura 49 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A análise da deformação elástica principal máxima revela as zonas do modelo submetidas a esforços de tração, registrando um valor máximo de 0,00019057 m/m. A visualização gráfica, da Figura 50, demonstra que essas deformações se distribuem nas regiões nodais do pórtico de concreto e formam faixas diagonais ao longo do painel de alvenaria.

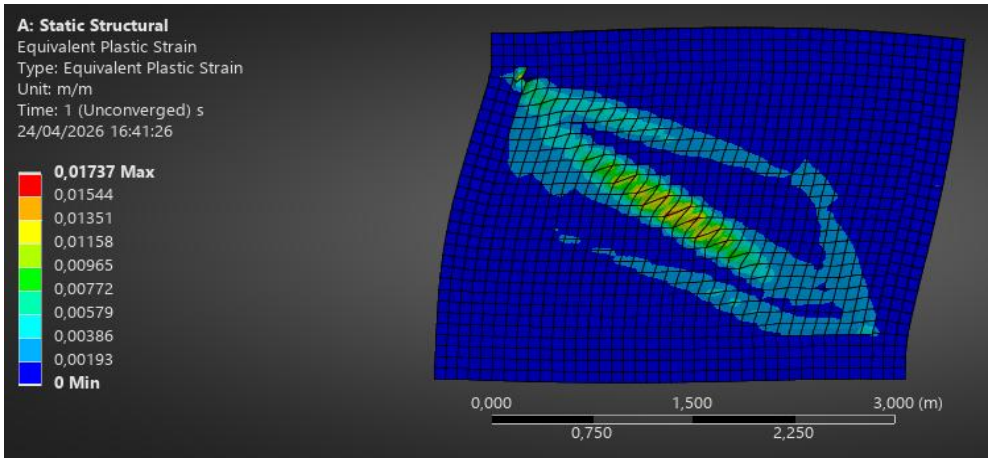
Figura 50 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O mapeamento da deformação plástica equivalente ilustra o dano e a degradação física dos materiais, atingindo um pico de plastificação severa de 0,01737 m/m. O gráfico, na Figura 51, é contundente ao exibir uma nítida faixa diagonal contínua de plastificação que atravessa o centro do painel de alvenaria de ponta a ponta. Este padrão caracteriza de forma clássica a ruptura por cisalhamento/fissuração diagonal do preenchimento. Adicionalmente, nota-se o início da plastificação nas ligações entre as vigas e pilares do quadro de concreto.

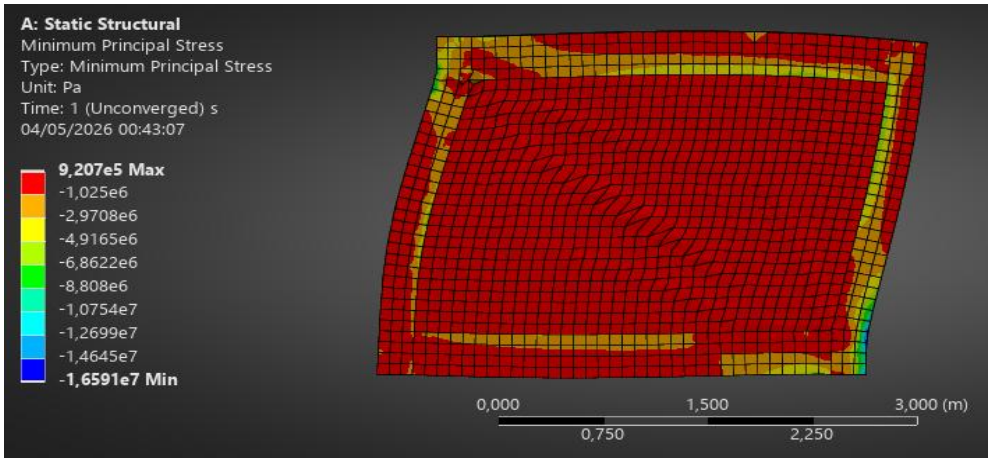
Figura 51 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da tensão principal mínima,na Figura 52, expõe o campo de tensões de compressão atuantes no sistema composto, com um pico de aproximadamente -16,59 MPa. As maiores concentrações de tensões compressivas (esmagamento) estão localizadas nas extremidades dessa biela, ou seja, nos nós superior esquerdo e inferior direito, onde ocorre a principal transferência de carga entre o pórtico e a alvenaria.

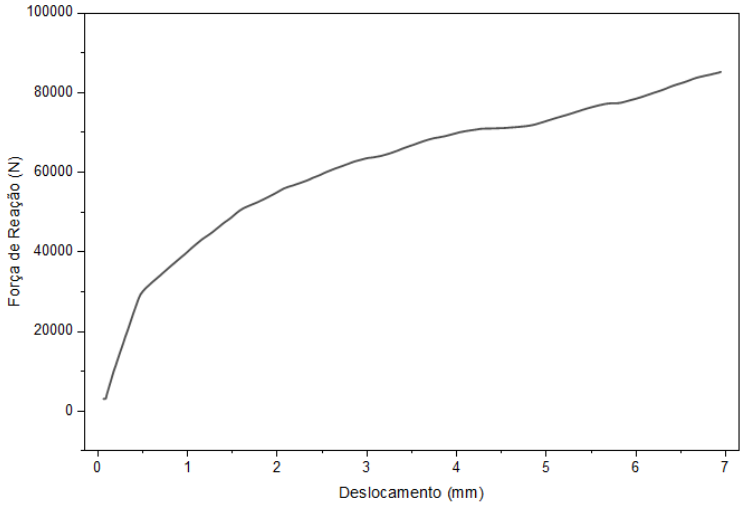
Figura 52 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O gráfico de reação total *versus* deslocamento apresenta, na Figura 53, a curva de capacidade para o modelo do pórtico preenchido com alvenaria convencional. A visualização gráfica exibe uma alta rigidez inicial no trecho predominantemente linear, seguida por uma perda gradual de inclinação à medida que as não-linearidades físicas se desenvolvem severamente.

Figura 53 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



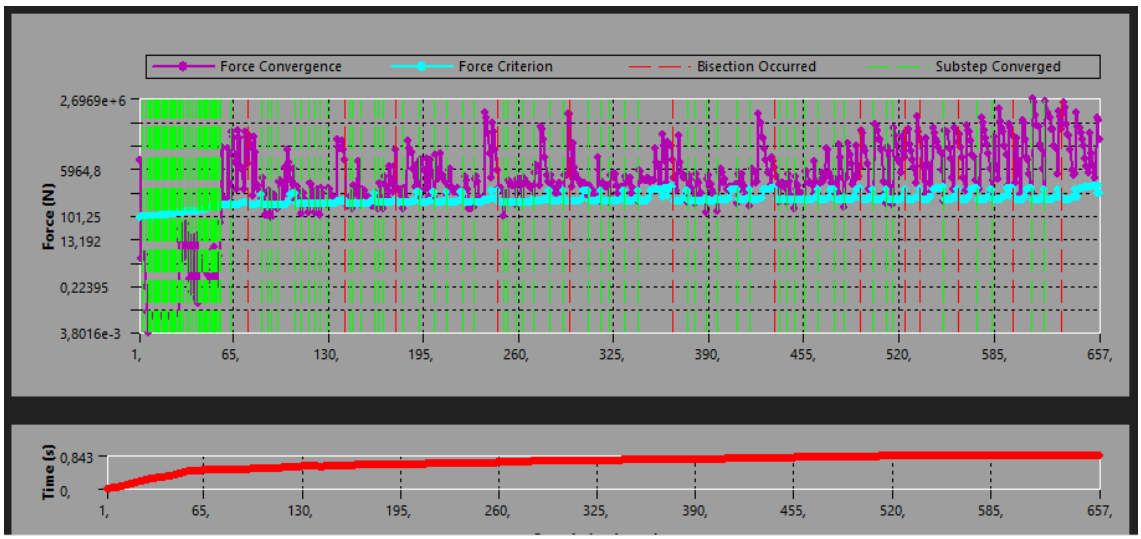
Fonte: Autor (2026).

A estrutura atinge uma expressiva força de reação máxima de aproximadamente 85,00 kN para um deslocamento final próximo a 6,9 mm.

Na Figura 54, o gráfico de convergência de força retrata o intenso esforço computacional do *solver* para tentar equilibrar este modelo altamente não-linear. O histórico iterativo evidencia que, após uma breve fase inicial de estabilidade,

a degradação brusca dos materiais dificulta enormemente que a curva de força alcance o critério de tolerância. Esse desequilíbrio provoca dezenas de bissecções, forçando o *software* a fragmentar sucessivamente os incrementos de tempo. O acúmulo extremo de iterações e a estagnação do tempo (em torno de 0,843 segundos no gráfico inferior) confirmam a não convergência final, que não deve ser utilizada isoladamente como critério de colapso, sendo necessário considerar também os campos de tensão, deformação plástica e a evolução da curva de capacidade..

Figura 54 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.

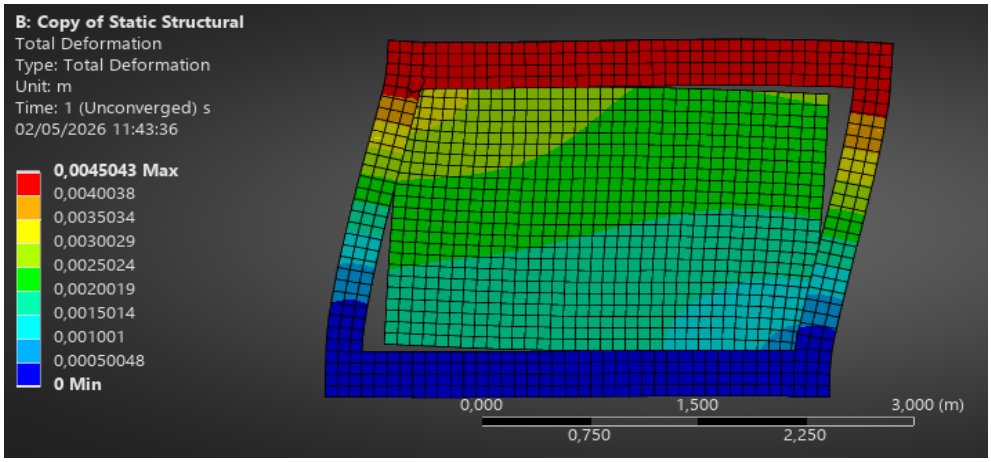


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.12 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Convencional (Frictional)

A Figura 55 apresenta o contorno de deformação total para o modelo do pórtico preenchido com alvenaria convencional, adotando uma interface de contato com atrito (*frictional*) entre o quadro de concreto e o painel. O deslocamento máximo registrado na estrutura foi de 4,5043 mm, concentrando-se na viga superior e nos nós adjacentes do pórtico em resposta ao carregamento lateral.

Figura 55 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O aspecto visual mais marcante deste modelo é a nítida separação física entre a parede de alvenaria e os elementos de concreto. A propriedade de contato com atrito permite o descolamento e o deslizamento das superfícies, o que fica evidente pela abertura de frestas nas zonas tracionadas. Por outro lado, o contato firme é mantido nos cantos opostos, ilustrando perfeitamente a biela diagonal de compressão se apoiando e empurrando diretamente as regiões nodais do pórtico.

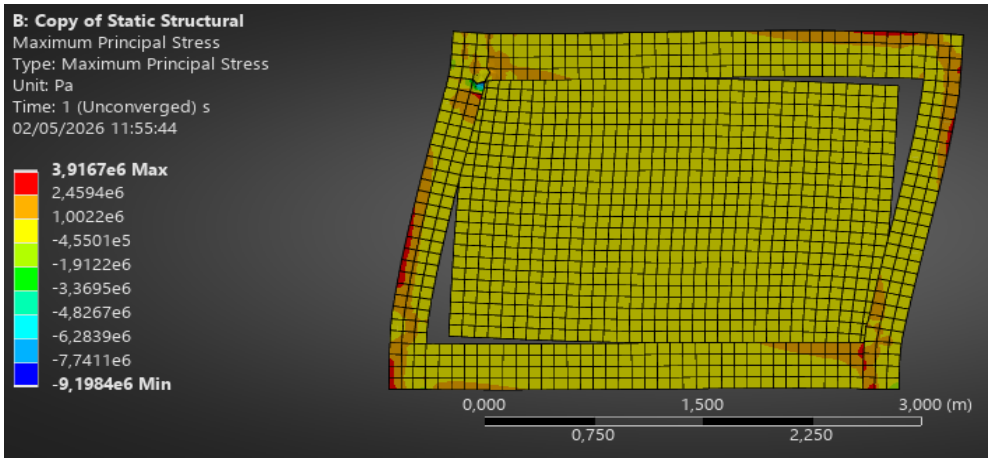
A análise das forças de reação na base da estrutura revela uma clara assimetria na distribuição dos esforços, um comportamento característico de pórticos preenchidos submetidos a carregamentos laterais. A força de reação total registrada na base foi de aproximadamente 45,06 kN. Desse total, o pilar esquerdo registrou uma força de 17,26 kN (representando cerca de 38,3% do esforço total), enquanto o pilar direito absorveu a maior parcela da carga, atingindo 27,80 kN (equivalente a aproximadamente 61,7% da reação global).

Essa diferença de valores e a concentração de mais de 60% da carga em um único apoio comprovam a ativação da biela diagonal de compressão no interior do painel de alvenaria.

A análise da tensão principal máxima evidencia o mapeamento dos esforços de tração no modelo com interface de contato de atrito. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 3,92 MPa. Na Figura 56, fica claro que o painel de alvenaria praticamente não absorve esforços de tração, apresentando um campo de tensões muito baixo e uniforme em seu interior. As zonas de maior

tração concentram-se quase exclusivamente no pórtico de concreto armado, com destaque para as regiões nodais e faces externas dos pilares. Isso comprova que, com o descolamento da parede, o quadro de concreto atua isoladamente como o principal elemento resistente à flexo-tração.

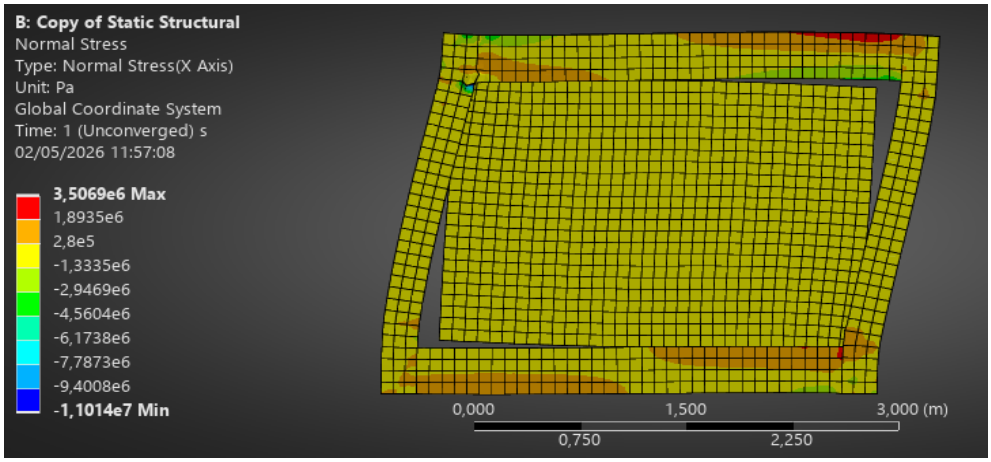
Figura 56 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da tensão normal no eixo X expõe o fluxo das tensões horizontais no sistema, atingindo limites de 3,51 MPa e -11,00 MPa. O gradiente de cores destaca perfeitamente o comportamento clássico à flexão dos elementos horizontais do pórtico, marcados por zonas claras de tração e compressão em suas bordas. No painel de alvenaria, a visualização gráfica da Figura 57 revela a transferência de esforços restrita às zonas de contato ativas, formando uma diagonal de compressão que empurra os nós do pórtico.

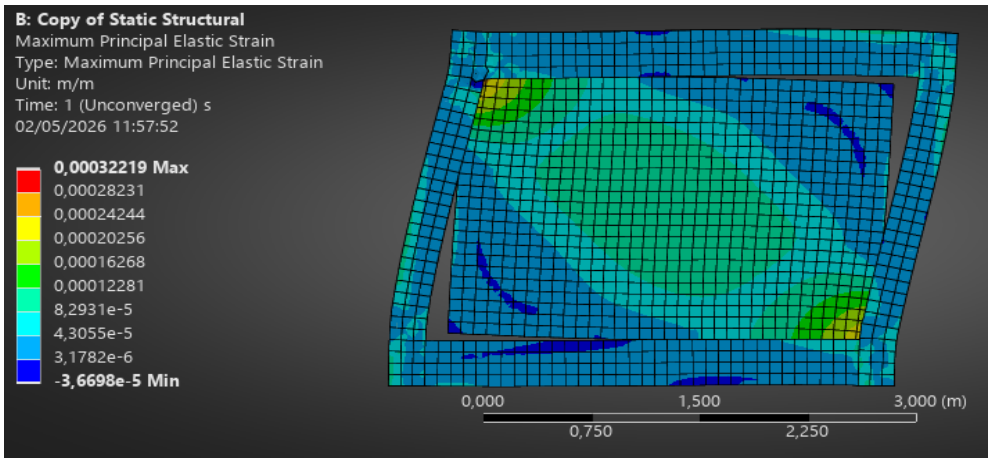
Figura 57 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A análise da deformação elástica principal máxima (Figura 58) mapeia as zonas tracionadas do sistema estrutural, registrando um valor máximo de 0,00032219 m/m. Visualmente, constata-se que essas deformações se concentram integralmente na alvenaria, com destaque para a formação de regiões diagonais submetidas à tração.

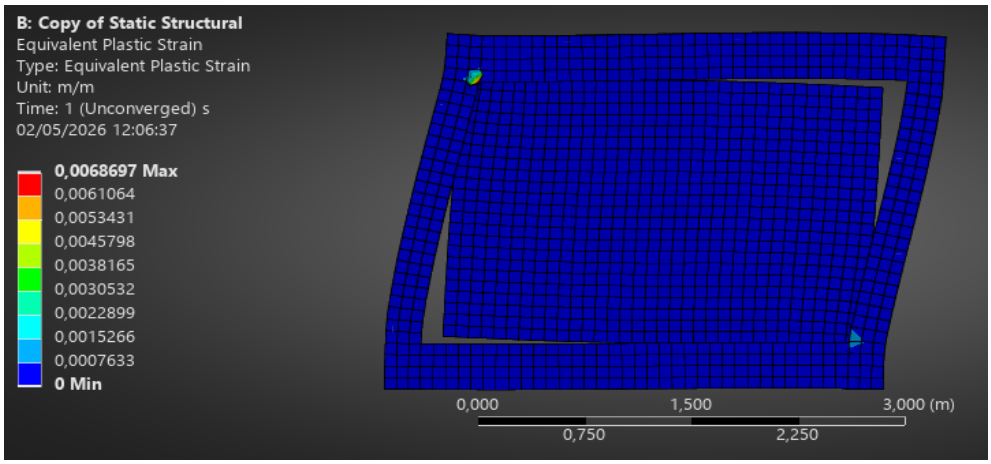
Figura 58 - Deformação elástica principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da deformação plástica equivalente, representada na Figura 59, ilustra o nível de degradação física e a plastificação dos materiais, atingindo um pico de 0,0068697 m/m. O gráfico demonstra que o dano nas regiões nodais.

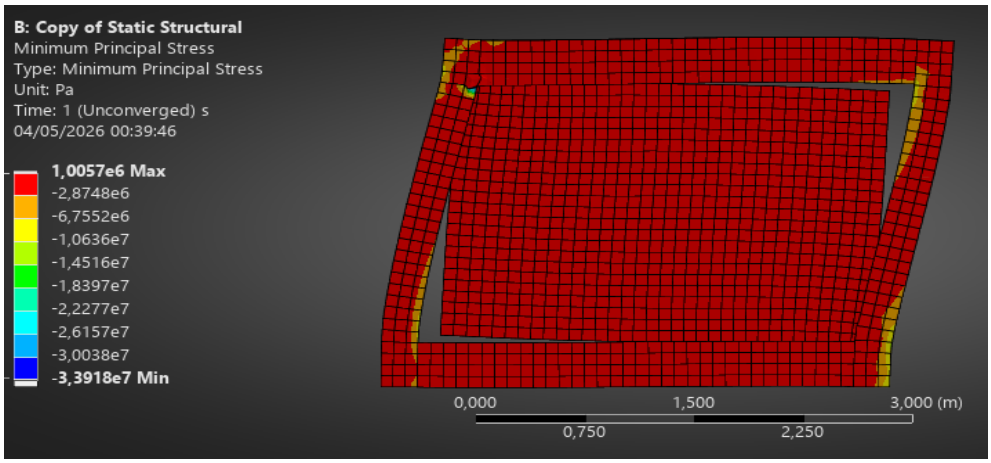
Figura 59 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A avaliação da tensão principal mínima detalha o campo de esforços de compressão atuantes no modelo estrutural. O pico de tensão compressiva atingiu aproximadamente -33,92 MPa. A visualização gráfica na Figura 60 confirma, a consolidação da biela diagonal de compressão atravessando o painel de alvenaria. Devido à interface com atrito e ao consequente descolamento nas zonas tracionadas, as tensões compressivas ficam intensamente restritas à faixa diagonal ativa e às suas respectivas áreas de apoio nos nós do quadro de concreto, culminando na concentração de esforços e no esmagamento localizado nessas regiões limítrofes.

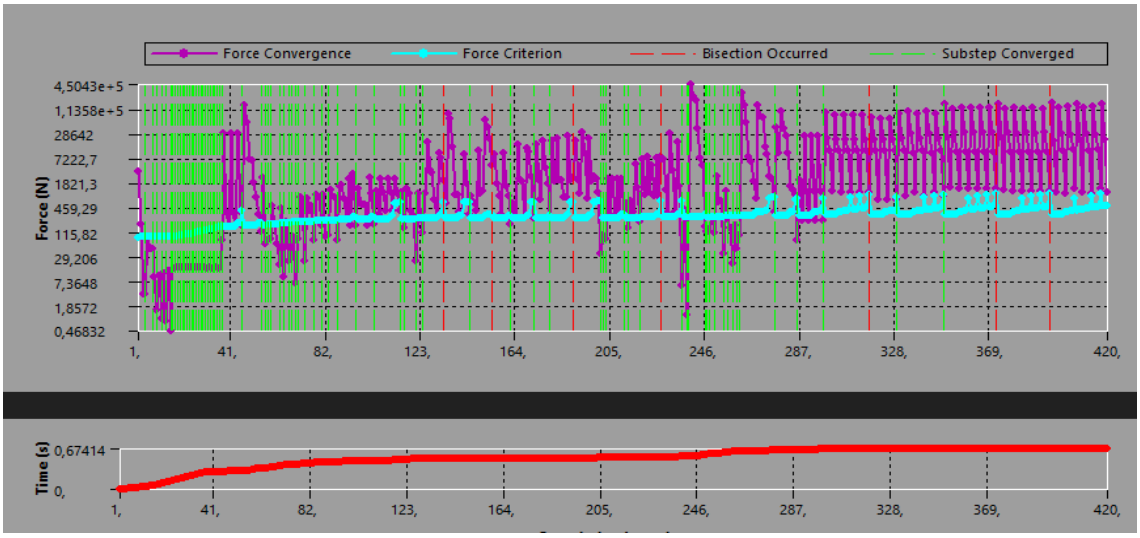
Figura 60 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O gráfico de convergência de força documenta a evolução iterativa do algoritmo de resolução ao longo da simulação não-linear. O histórico demonstra na Figura 61 que o modelo apresenta estabilidade em grande parte do carregamento inicial, avançando por meio de subpassos convergidos. Contudo, na iminência do colapso a degradação progressiva dos materiais e a complexidade geométrica imposta pelo escorregamento do contato geram severas instabilidades numéricas.

Figura 61 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria convencional.

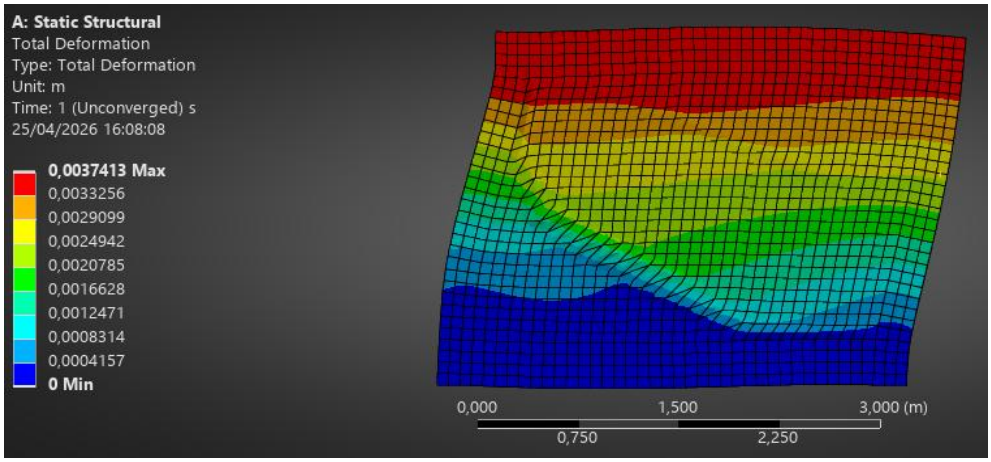


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.13 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded)

A análise da macromodelagem não linear do pórtico preenchido com alvenaria de blocos de encaixe (*bonded*) evidencia na Figura 62 o campo de deformações totais em um estágio avançado de carregamento, próximo à condição crítica. O deslocamento máximo obtido foi de aproximadamente 3,7415 mm, indicando a magnitude da resposta global do sistema estrutural.

Figura 62 - Total deformação macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A configuração deformada da malha numérica reforça esse comportamento, evidenciando distorções angulares significativas ao longo dessa trajetória diagonal, o que indica a concentração de danos e a progressiva degradação da rigidez do material nessa região. Esse padrão é coerente com a resposta não linear esperada para sistemas de pórticos preenchidos, nos quais há forte interação entre os elementos estruturais e o painel de alvenaria.

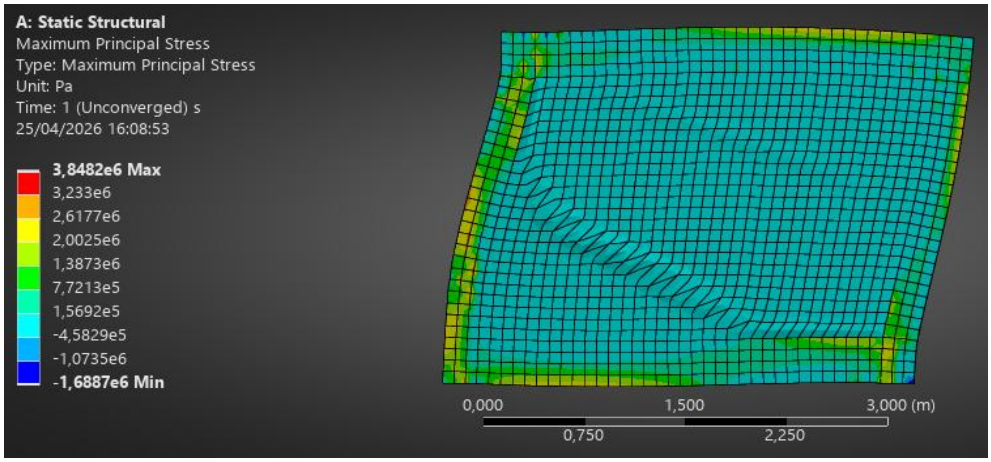
A soma das forças de reação nos pilares resulta em uma força total de 105,50 kN, correspondente à resultante das ações horizontais transmitidas ao sistema de apoio. Ao analisar a participação relativa de cada pilar, observa-se que o pilar esquerdo, com 14,34 kN, contribui com aproximadamente 13,6% da força total. Em contrapartida, o pilar direito, com 91,15 kN, concentra cerca de 86,4% das reações.

Essa distribuição percentual reforça a forte assimetria no comportamento estrutural, evidenciando que a maior parcela dos esforços é direcionada ao pilar direito, em consonância com o padrão de deformação e com o mecanismo resistente desenvolvido pelo conjunto pórtico–alvenaria.

A distribuição das tensões principais máximas, evidenciada na Figura 63, o estado de tensões no painel de alvenaria sob regime não linear. Observa-se um valor máximo da ordem de 3,84 MPa, enquanto os valores mínimos atingem aproximadamente -1,69 MPa, indicando a coexistência de regiões tracionadas e comprimidas no sistema. O campo de tensões apresenta uma configuração não uniforme, com concentrações localizadas principalmente nas regiões de

contorno do painel, notadamente próximas aos encontros com os pilares e à base.

Figura 63 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

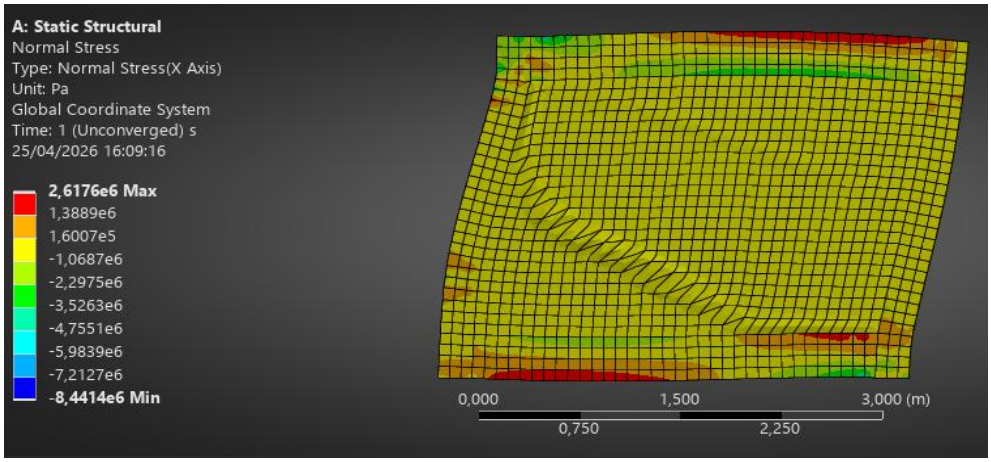
Destaca-se a presença de uma trajetória diagonal bem definida no interior do painel, caracterizada por uma alternância de tensões principais, o que sugere a formação de um mecanismo resistente associado ao cisalhamento diagonal. Essa configuração é coerente com a redistribuição de esforços após o início da fissuração, indicando que a alvenaria passa a trabalhar por meio de bielas comprimidas e regiões adjacentes com alívio de tensões. As maiores concentrações também são observadas nas extremidades inferiores e superiores próximas aos apoios, evidenciando pontos críticos de solicitação.

A Figura 64 se refere às tensões normais na direção X, verifica-se um valor máximo de aproximadamente 2,62 MPa e mínimo de cerca de -8,44 MPa, indicando predominância de estados compressivos ao longo dessa direção. O campo apresenta-se majoritariamente comprimido, com concentrações mais intensas na base e nas regiões próximas aos pilares, especialmente no lado direito.

As regiões com maiores compressões indicam os caminhos preferenciais de transmissão de esforços, enquanto as zonas com menores intensidades ou com inversão de sinal sugerem áreas de fissuração ou perda de rigidez. Esse padrão é compatível com a resposta não linear de painéis de alvenaria

submetidos a ações laterais, nos quais ocorre significativa redistribuição interna de tensões ao longo do carregamento.

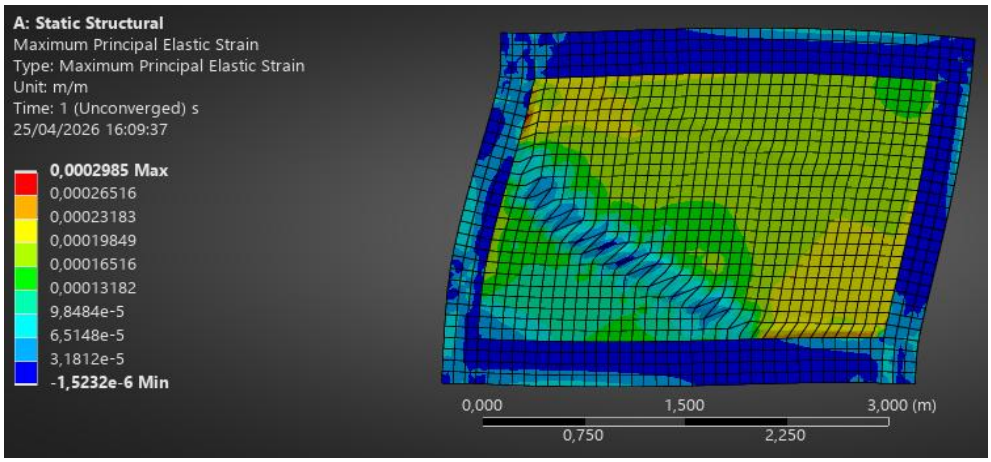
Figura 64 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A distribuição das deformações principais elásticas máximas, na Figura 65, relata o estado deformacional do painel em regime não linear, com valor máximo da ordem de 0,0002985 mm/mm. Esse valor indica a predominância de deformações positivas (associadas à tração principal), ainda que coexistam regiões localizadas com deformações negativas de pequena magnitude.

Figura 65 - Deformações principais elásticas máximas macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

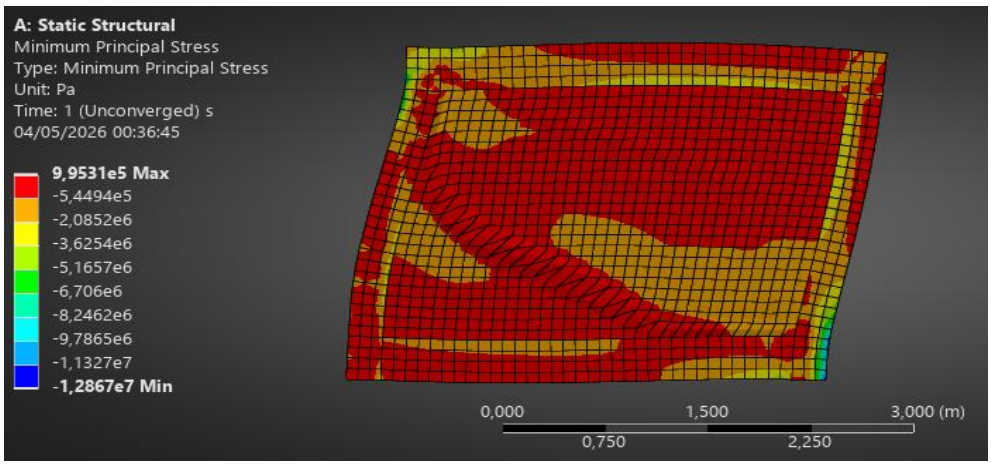


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A configuração do campo deformacional indica que, mesmo considerando as deformações elásticas principais, já há uma clara redistribuição interna compatível com o comportamento não linear do conjunto. A concentração de deformações ao longo da diagonal reforça a atuação de mecanismos resistentes típicos de painéis de alvenaria, nos quais ocorre a formação de trajetórias preferenciais de solicitação, associadas à degradação progressiva da rigidez do material.

A Figura 66 apresentada ilustra o campo de tensões principais mínimas obtido na análise não linear do pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria de blocos de encaixe. Observa-se que os valores estão predominantemente no regime compressivo, com magnitude mínima aproximada de −12,9 MPa, enquanto as regiões menos solicitadas apresentam tensões próximas de 0,99 MPa.

Figura 66 - Tensão principal mínima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

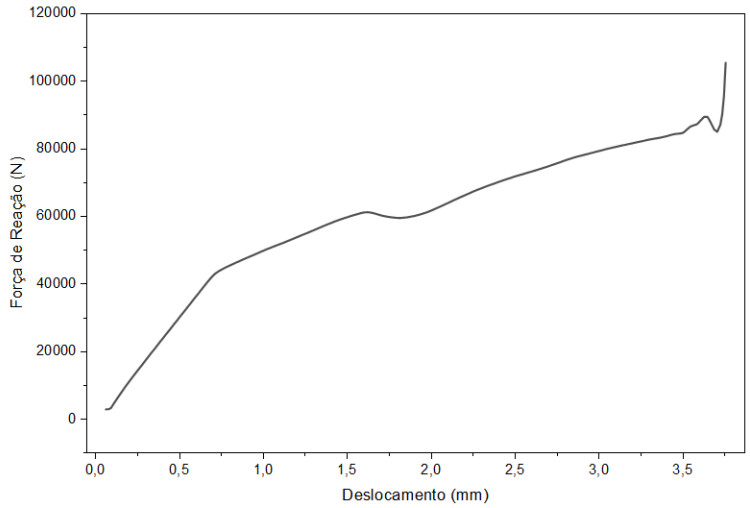
As regiões periféricas do painel apresentam gradientes acentuados de tensão, com valores menos intensos em comparação à zona central comprimida. Pequenas descontinuidades no campo de tensões sugerem o início de processos localizados de degradação, coerentes com o comportamento não linear adotado no modelo.

De forma geral, os resultados indicam que o sistema estrutural responde com um padrão típico de ação de arco diagonal, no qual a alvenaria contribui significativamente para a rigidez e redistribuição dos esforços sob carregamento.

Observa-se na Figura 67 um comportamento inicialmente aproximadamente linear, com aumento progressivo da reação até valores próximos de 60 kN para deslocamentos da ordem de 1,5 mm. Na sequência, há uma leve redução na rigidez global, evidenciada pela mudança de inclinação da curva, acompanhada de pequena oscilação na resposta, indicando o início de não linearidades no sistema.

Com o avanço do deslocamento, a estrutura retoma o ganho de resistência, atingindo cerca de 80–90 kN, seguido por um incremento mais acentuado ao final da curva, alcançando aproximadamente 100 kN para deslocamentos próximos de 3,5 mm.

Figura 67 - Gráfico força x deslocamento macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

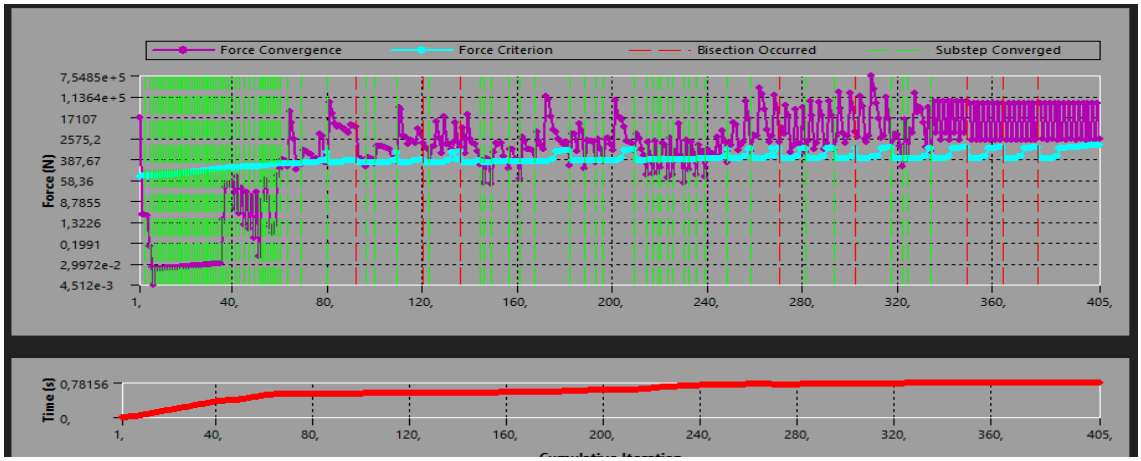


Fonte: Autor (2026).

Para a análise da convergência de força na macromodelagem não-linear do pórtico com alvenaria de blocos de encaixe, o gráfico revela a alta complexidade numérica da simulação. Inicialmente estável até a iteração 60, o modelo passa a exigir reduções sistemáticas nos passos de carga (bissecções) devido à intensificação das não-linearidades físicas e de contato.

Nas iterações finais, as oscilações densas na linha de convergência indicam que a estrutura atingiu um patamar crítico de rigidez e redistribuição de esforços. Esse comportamento pré-colapso é confirmado pela curva de tempo, que mostra incrementos infinitesimais à medida que o dano progride até o limite de resistência, de acordo com a Figura 68.

Figura 68 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

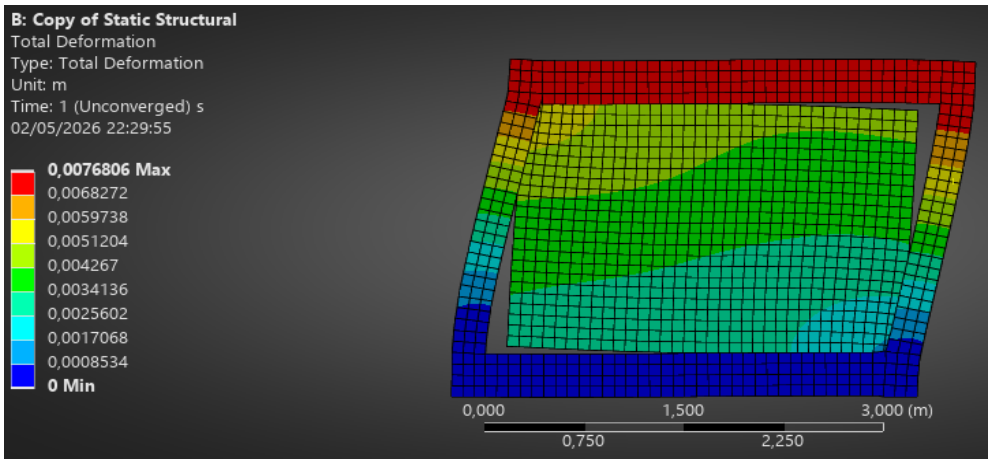


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

4.14 Análise Não-Linear Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional)

Na Figura 69 mostra o mapa de deformação total revela um deslocamento máximo de 7,68 mm no topo da estrutura. O perfil de deformada exibe claramente o comportamento de interação entre o quadro de betão e o painel de vedação, destacando o descolamento da alvenaria nas faces superior e lateral esquerda, enquanto a compressão se concentra na diagonal oposta.

Figura 69 - Deformação total macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



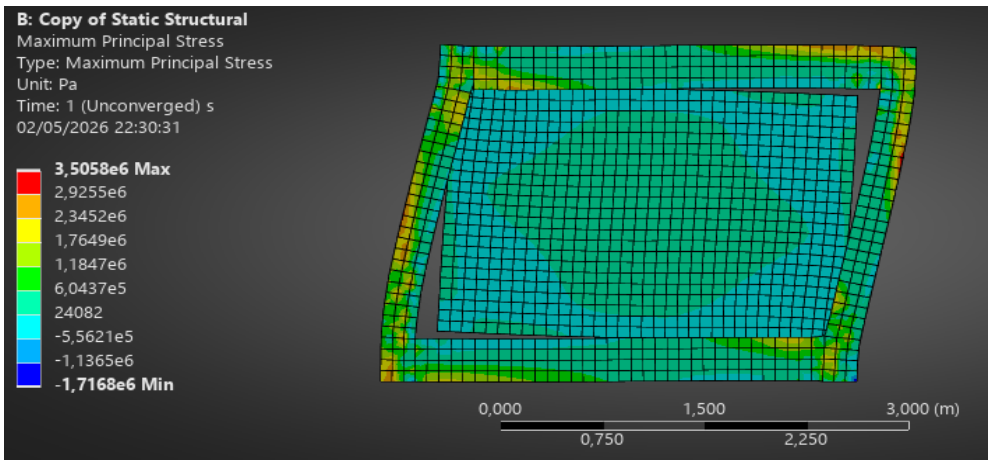
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

As reações de apoio totalizaram uma força total de 63,71 kN, valor significativamente superior à resistência do pórtico isolado. A distribuição dessas forças manteve uma forte assimetria, com o pilar esquerdo registrando 20,10 kN e o pilar direito absorvendo 43,81 kN, o que representa aproximadamente 68,5% do carregamento total.

As tensões principais máximas, apresentada na Figura 70, revela o comportamento crítico dos materiais sob carregamento extremo. No instante que precede a falha, a estrutura registou uma tensão principal de tração de 3,51 MPa, conforme evidenciado na distribuição cromática da interface.

As concentrações mais severas de tensão localizam-se nos cantos de contacto ativo entre o painel e o pórtico, particularmente nos nós superior esquerdo e inferior direito, o que caracteriza a consolidação da biela diagonal de compressão. É possível observar que, enquanto o núcleo do painel de alvenaria permanece com níveis de tensão mais baixos, as zonas de interface com o pórtico sofrem picos que indicam o início da fendilhação e degradação do material.

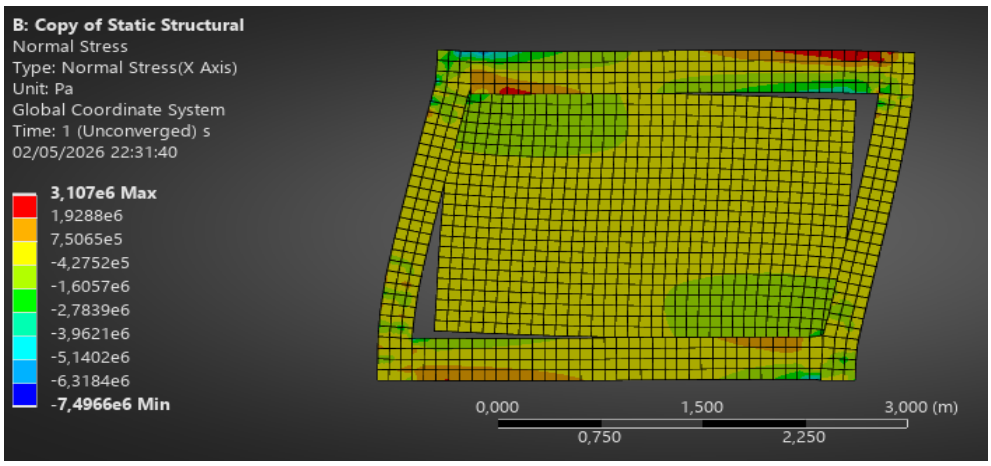
Figura 70 - Tensão principal máxima macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O modelo atingiu um pico de tração de 3,11 MPa, concentrado predominantemente nas fibras superiores da viga e na base dos pilares, indicando regiões com alta probabilidade de fendilhação. Simultaneamente, as tensões de compressão alcançaram o valor de 7,50 MPa, como mostra a Figura 71.

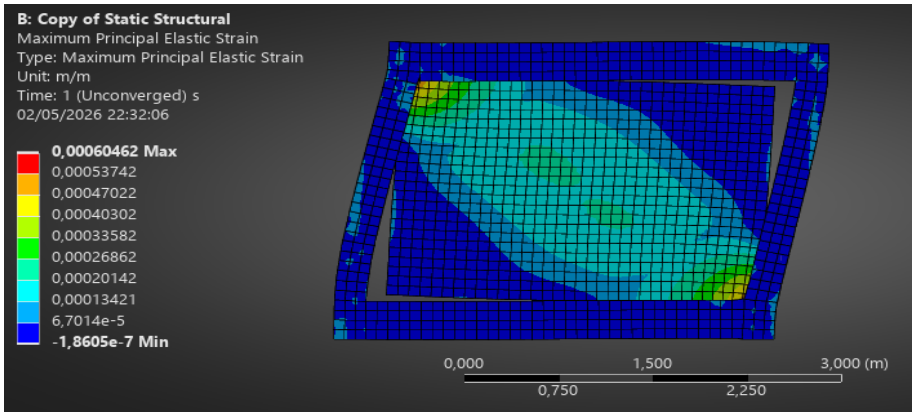
Figura 71 - Tensão normal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A estrutura registrou uma deformação elástica máxima de 0,00060462 m/m, conforme a visualização da Figura 72. É possível observar graficamente a formação clara de uma biela diagonal de compressão que atravessa o painel, com as maiores amplitudes elásticas concentradas justamente nos pontos de contacto ativo com os cantos do pórtico. Este padrão de deformação confirma que o núcleo da alvenaria trabalha de forma solidária ao quadro estrutural nas zonas de compressão, enquanto as áreas periféricas, sujeitas ao descolamento por tração, apresentam níveis de deformação nulos ou mínimos.

Figura 72 - Deformação elástica máxima principal macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



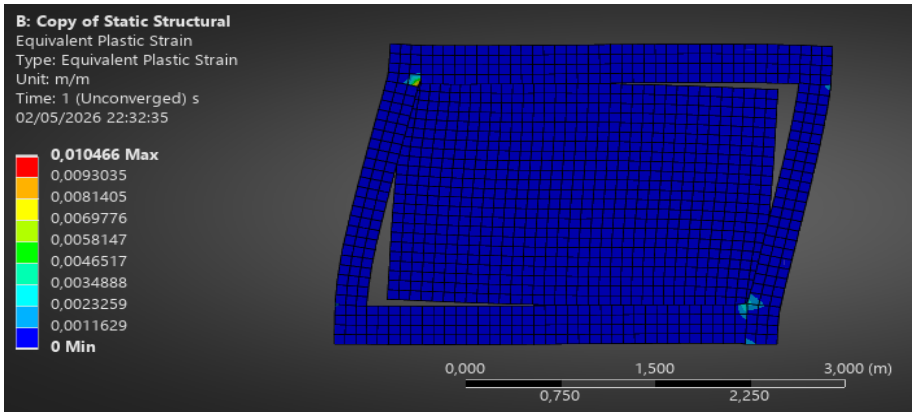
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A análise da deformação plástica equivalente do modelo atingiu um valor máximo de 0,010466 m/m, uma magnitude significativamente superior à

deformação elástica, o que confirma a transição para um regime de falha por plastificação.

Na Figura 73, as concentrações de dano plástico são pontuais e localizam-se nos cantos de contato entre o painel e o pórtico, evidenciando o esmagamento localizado decorrente da transferência de esforços pela biela diagonal.

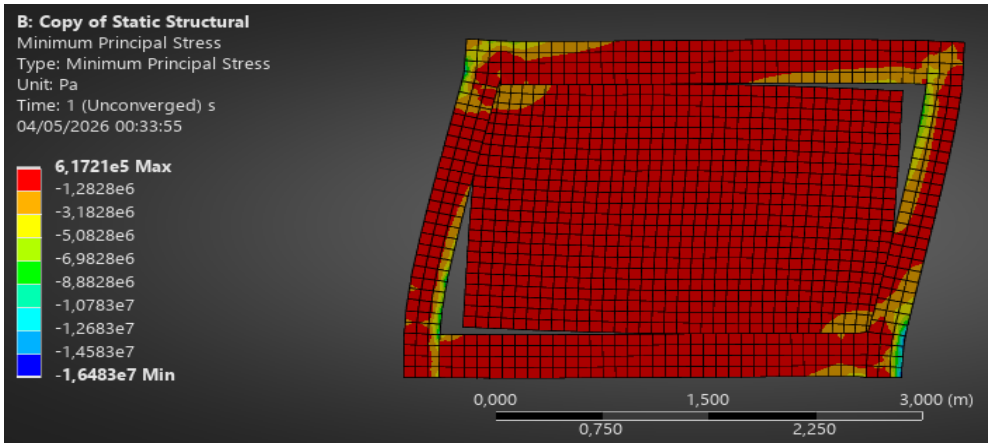
Figura 73 - Deformação plástica equivalente macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O modelo apresentado na Figura 74 registou uma tensão de compressão máxima de 16,48 MPa, localizada estrategicamente nas zonas de contacto direto entre a alvenaria e os cantos do pórtico. A visualização cromática em tons de vermelho na maior parte do painel indica tensões de compressão mais baixas, enquanto as manchas amareladas e esverdeadas nos cantos opostos confirmam o caminho de carga diagonal.

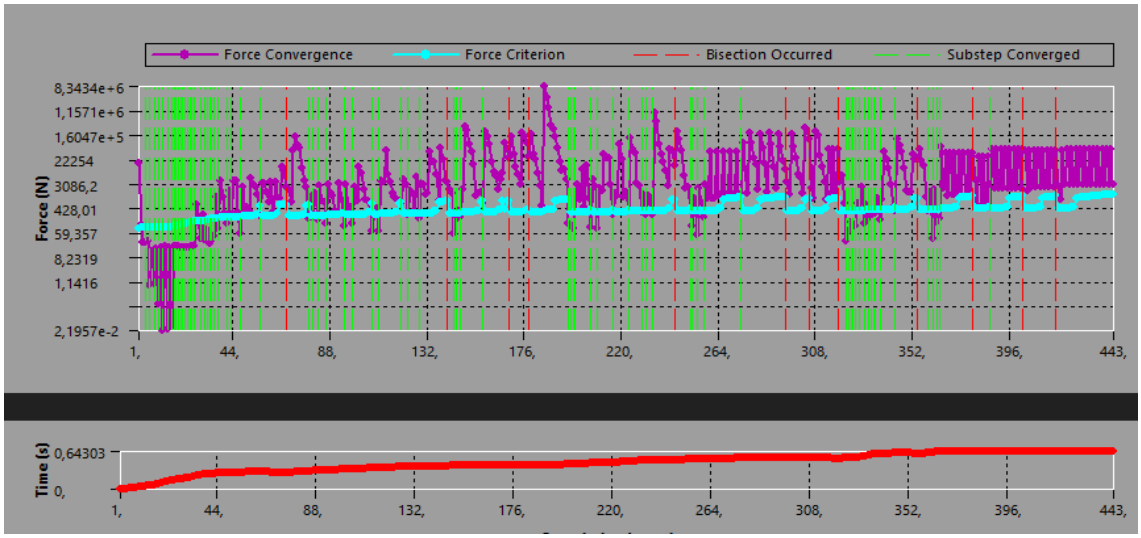
Figura 74 - Tensões mínimas principais macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

No gráfico da Figura 75, observa-se a evolução da curva de força convergida em comparação com o critério de convergência adotado. Nota-se que, nas etapas iniciais, há maior dispersão entre os valores, com oscilações significativas, indicando maior dificuldade de convergência associada ao início da não linearidade no sistema. À medida que as iterações avançam, a resposta tende a se estabilizar, com as forças convergindo de forma mais consistente em torno do critério estabelecido.

Figura 75 - Força de convergência macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Os picos observados ao longo do processo indicam incrementos de carga ou ajustes iterativos mais intensos, enquanto as regiões com menor variação refletem etapas de convergência mais estáveis. As linhas verticais associadas aos subpassos evidenciam a discretização incremental do carregamento, mostrando que o processo foi conduzido com refinamento adequado.

4.15 Síntese Da Análise Não-Linear (Bonded)

A Tabela 19 apresentada sintetiza os resultados obtidos por meio da macromodelagem não-linear com interface *bonded* para os três sistemas analisados: pórtico simples, alvenaria convencional e alvenaria estrutural.

Tabela 19 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (bonded).

	MACROMODELAGEM NÃO-LINEAR (Bonded)						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Pórtico Simples	5,1583	5723,8	12534	3,7492	1,5890	10752	2256
Alvenaria Convencional	6,9420	10433	74809	3,8876	1,8586	16235	2981
Alvenaria Estrutural	3,7413	14343	91153	3,8482	1,6887	16514	3038

Fonte: Autor (2026).

Em relação às deformações máximas, observa-se que a alvenaria convencional apresentou o maior valor (6,9420 mm), sendo aproximadamente 33,9% superior ao pórtico simples (5,1583 mm) e 86,7% maior que a alvenaria estrutural (3,7413 mm). Por outro lado, a alvenaria estrutural apresentou a menor deformação, cerca de 27,5% inferior ao pórtico simples, indicando maior rigidez global do sistema.

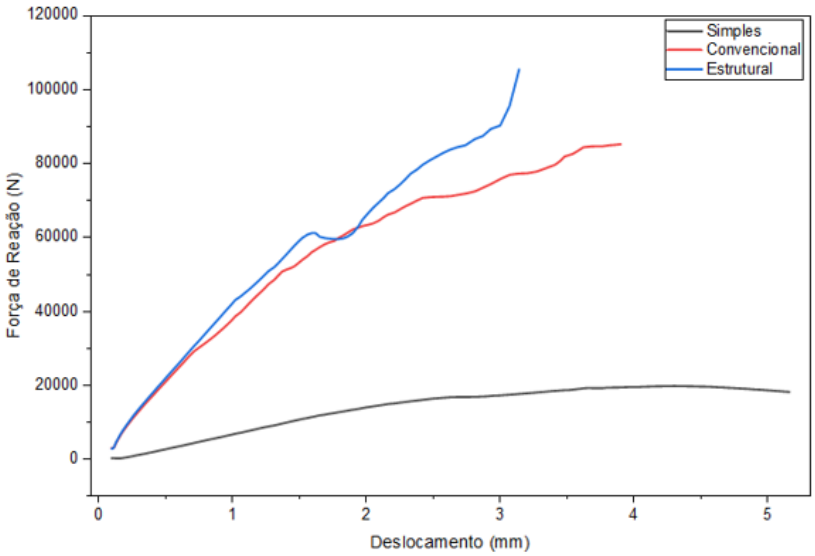
No que se refere às forças de reação, verifica-se um aumento significativo nos modelos com alvenaria. A alvenaria estrutural apresentou a maior força no apoio direito (91,15 kN), sendo 627% superior ao pórtico simples e 21,9% maior que a alvenaria convencional. Já no apoio esquerdo, a alvenaria estrutural (14,34 kN) superou o pórtico simples em aproximadamente 150,4% e a alvenaria convencional em 37,5%, evidenciando maior capacidade de redistribuição de esforços.

Quanto às tensões principais de tração, os valores foram relativamente próximos entre os modelos, com a alvenaria estrutural apresentando o maior valor (3,8482 MPa), cerca de 10,0% superior ao pórtico simples e 1,0% acima da alvenaria convencional. Para as tensões de compressão, a alvenaria convencional apresentou o maior valor (1,8586 MPa), sendo 16,9% superior ao pórtico simples e 10,2% maior que a alvenaria estrutural.

Em termos de discretização, os modelos com alvenaria apresentaram maior refinamento. A alvenaria convencional possui 50,7% mais nós e 32,1% mais elementos que o pórtico simples. Já a alvenaria estrutural apresenta um

aumento de 53,3% no número de nós e 34,7% no número de elementos em relação ao pórtico, indicando maior complexidade geométrica e numérica.

Figura 76 - Curvas força x deslocamento.



Fonte: Autor (2026).

De forma geral, os resultados, apresentados na Figura 76, indicam que a inserção da alvenaria, especialmente a estrutural, contribui significativamente para o aumento da rigidez e da capacidade resistente do sistema, reduzindo deformações e elevando os níveis de força transmitidos aos apoios. Entretanto, a hipótese bonded pode superestimar a interação entre os elementos, resultando em uma resposta mais rígida do que aquela observada em situações reais com possibilidade de deslizamento na interface.

4.16 Síntese Da Análise Não-Linear (Frictional)

A Tabela 20 correspondente à macromodelagem não-linear com interface *frictional* apresenta diferenças significativas no comportamento estrutural dos sistemas analisados, especialmente quando comparados entre si.

Tabela 20 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (frictional).

	MACROMODELAGEM NÃO-LINEAR (Frictional)						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Pórtico Simples	5,1583	5723,8	12534	3,7492	1,5890	10752	2256
Alvenaria Convencional	4,5043	17259	27801	3,9167	9,1984	16235	2981
Alvenaria Estrutural	7,6806	20047	43663	3,5058	1,7168	16514	3038

Fonte: Autor (2026).

No que diz respeito às deformações máximas, a alvenaria estrutural apresentou o maior valor (7,6806 mm), sendo aproximadamente 48,9% superior ao pórtico simples (5,1583 mm) e 68,8% maior que a alvenaria convencional (4,5043 mm). Por outro lado, a alvenaria convencional apresentou a menor deformação, cerca de 12,7% inferior ao pórtico simples, indicando um comportamento mais rígido nesse cenário específico com interface *frictional*.

Em relação às forças de reação, observa-se novamente um aumento nos modelos com alvenaria, porém com magnitudes distintas em comparação ao modelo *bonded*. A alvenaria estrutural apresentou a maior força no apoio direito (43,66 kN), sendo 248,3% superior ao pórtico simples e 57,0% maior que a alvenaria convencional. No apoio esquerdo, a alvenaria estrutural (20,05 kN) superou o pórtico simples em aproximadamente 249,8% e a alvenaria convencional em 16,2%.

A alvenaria convencional, por sua vez, apresentou valores intermediários, com força no apoio direito (27,80 kN) cerca de 121,7% superior ao pórtico simples, e no apoio esquerdo (17,26 kN) aproximadamente 201,2% maior, evidenciando contribuição significativa da interação por atrito na transferência de esforços.

No que se refere às tensões principais de tração, a alvenaria convencional apresentou o maior valor (3,9167 MPa), sendo 11,9% superior ao pórtico simples e 11,7% maior que a alvenaria estrutural. Já a alvenaria estrutural apresentou o menor valor de tração, cerca de 13,9% inferior ao pórtico simples.

Para as tensões de compressão, observa-se um comportamento bastante distinto: a alvenaria convencional apresentou um valor significativamente elevado (9,1984 MPa), sendo aproximadamente 479% superior ao pórtico simples e 435% maior que a alvenaria estrutural. Esse resultado indica forte concentração de tensões compressivas, possivelmente associada ao deslizamento parcial e à redistribuição de esforços promovida pela interface *frictional*.

Em termos de discretização, os modelos mantêm o mesmo padrão observado anteriormente, com maior número de nós e elementos nas configurações com alvenaria. A alvenaria convencional apresenta 50,7% mais nós e 32,1% mais elementos que o pórtico simples, enquanto a alvenaria estrutural apresenta 53,3% mais nós e 34,7% mais elementos, refletindo maior complexidade na modelagem.

4.17 Síntese Da Análise Não-Linear Geral

A comparação direta, na Tabela 21, entre as estratégias de modelagem da interface — *bonded* e *frictional* — evidencia diferenças substanciais na resposta estrutural dos sistemas em alvenaria, afetando tanto a rigidez global quanto a redistribuição de esforços e o estado de tensões.

Tabela 21 - Síntese macro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

	MACROMODELAGEM NÃO-LINEAR						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Alvenaria Convencional (Bonded)	6,9420	10433	74809	3,8876	1,8586	16235	2981
Alvenaria Convencional (Frictional)	4,5043	17259	27801	3,9167	9,1984	16235	2981
Alvenaria Estrutural (Bonded)	3,7413	14343	91153	3,8482	1,6887	16514	3038
Alvenaria Estrutural (Frictional)	7,6806	20047	43663	3,5058	1,7168	16514	3038

Fonte: Autor (2026).

Para a alvenaria convencional, observa-se que a consideração da interface *frictional* resultou em uma redução de 35,1% na deformação máxima (de 6,9420 mm para 4,5043 mm), indicando um comportamento global mais rígido em comparação ao modelo *bonded*. Em contrapartida, as forças de reação sofreram alterações significativas: no apoio esquerdo houve um aumento de 65,4%, enquanto no apoio direito ocorreu uma redução de 62,8%, evidenciando uma mudança relevante no mecanismo de transferência de cargas.

No que se refere às tensões, a modelagem *frictional* promoveu um leve aumento de 0,7% nas tensões de tração, porém causou um aumento expressivo de aproximadamente 395% nas tensões de compressão (de 1,8586 MPa para 9,1984 MPa). Esse comportamento indica forte concentração de tensões compressivas, possivelmente associada ao deslizamento parcial na interface e consequente redistribuição não uniforme dos esforços internos.

Para a alvenaria estrutural, o comportamento foi distinto. A adoção da interface *frictional* levou a um aumento de 105,3% na deformação máxima (de 3,7413 mm para 7,6806 mm), caracterizando uma perda significativa de rigidez em relação ao modelo *bonded*. As forças de reação também apresentaram variações expressivas: incremento de 39,8% no apoio esquerdo e redução de 52,1% no apoio direito, novamente evidenciando alteração no caminho de cargas.

Em relação às tensões principais, a interface *frictional* resultou em uma redução de 8,9% nas tensões de tração e um aumento discreto de 1,7% nas tensões de compressão, indicando um efeito menos pronunciado quando comparado ao observado na alvenaria convencional.

De forma geral, a comparação entre as duas abordagens motra que o modelo bonded tende a impor uma condição de aderência perfeita, resultando em maior rigidez global e distribuição mais uniforme das tensões. Por outro lado, a abordagem *frictional* permite o deslizamento relativo na interface, o que conduz a uma redistribuição mais realista dos esforços, porém com maior sensibilidade a concentrações locais de tensão e alterações significativas no equilíbrio de forças.

Destaca-se que o impacto da modelagem da interface não é uniforme entre os sistemas analisados: enquanto a alvenaria convencional apresentou

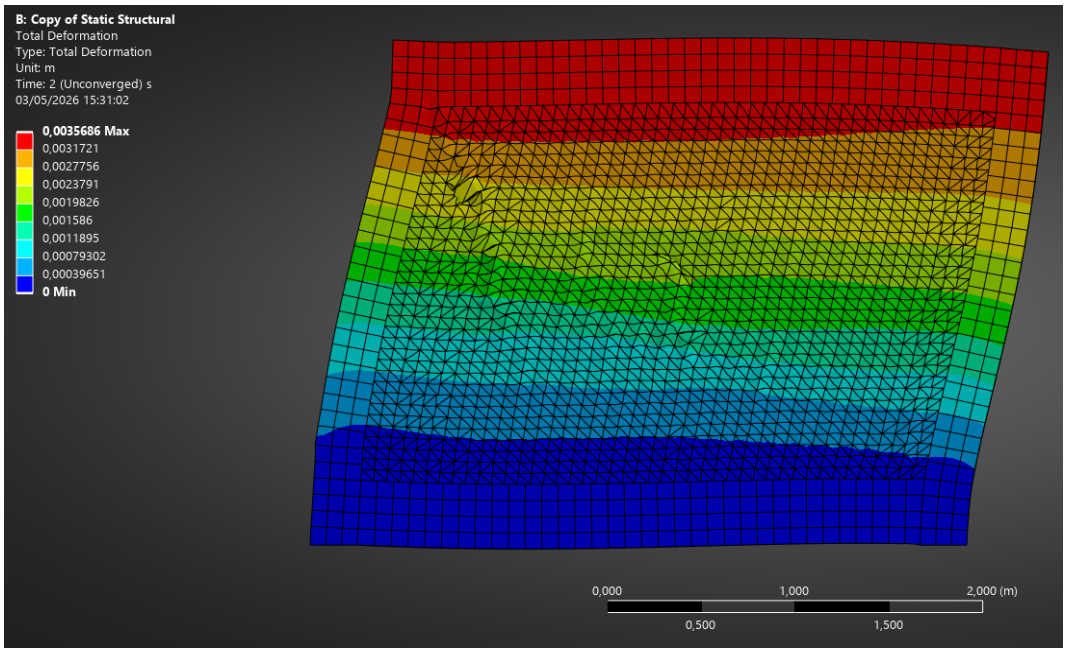
aumento de rigidez com a interface *frictional*, a alvenaria estrutural apresentou comportamento oposto, com significativa perda de rigidez. Tal diferença sugere que a influência da interface está diretamente relacionada à configuração estrutural e ao modo de interação entre os elementos, reforçando a importância da escolha adequada do modelo de contato em análises numéricas avançadas.

4.18 Micromodelagem Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Bonded)

A Figura 77 apresenta o campo de deformações totais obtido por meio da micromodelagem não-linear do pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria de blocos de encaixe, considerando a interface *bonded*. O valor máximo de deformação registrado foi de 3,5686 mm.

Observa-se que a distribuição de deslocamentos ocorre de forma contínua ao longo da altura do modelo, com maiores valores concentrados na região superior da estrutura, conforme indicado pelas tonalidades em vermelho. Já na base, predominam menores deslocamentos, representados pelas cores em azul, evidenciando a condição de restrição imposta pelos apoios.

Figura 77 - Total deformação micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De forma geral, os resultados evidenciam um comportamento global coerente, com deformações progressivas e bem distribuídas ao longo da estrutura.

As forças de reação obtidas nos apoios indicam valores de 51,56 kN no pilar esquerdo e 87,67 kN no pilar direito, evidenciando uma distribuição não simétrica dos esforços na base da estrutura. Sendo que o valor total da força de reação é 139,23 kN.

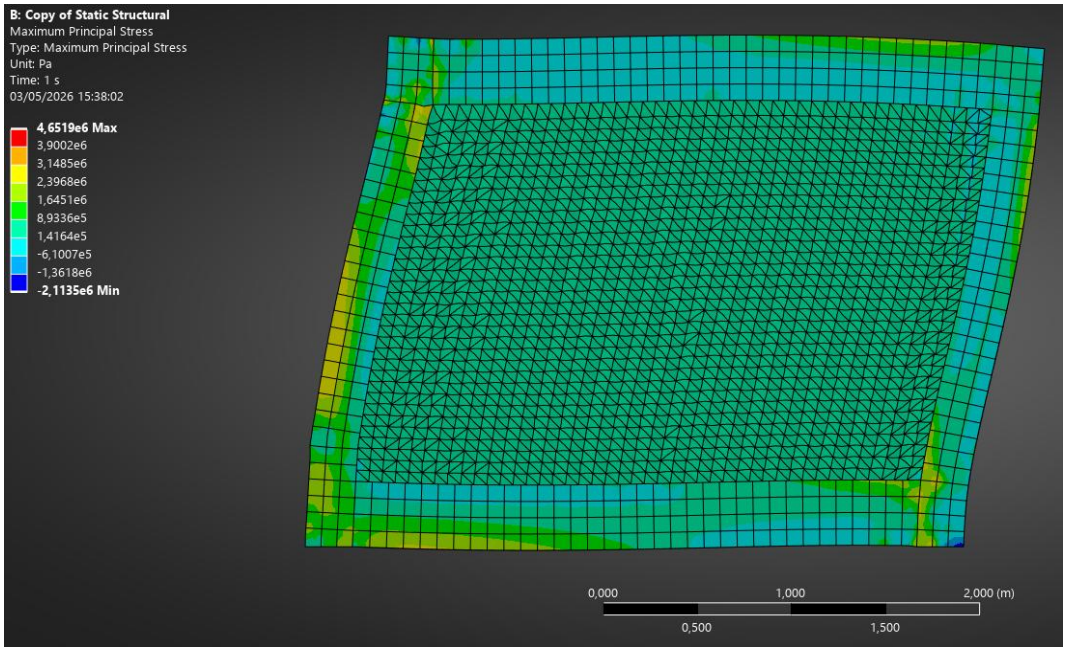
A Figura 78 apresenta a distribuição das tensões principais máximas obtidas por meio da micromodelagem não-linear do pórtico preenchido com alvenaria de blocos de encaixe, considerando a interface *bonded*. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 4,6519 MPa, enquanto o valor mínimo atingiu cerca de -2,1135 MPa.

Observa-se que as maiores concentrações de tensões estão localizadas nas regiões de interface entre o pórtico e o painel de alvenaria, especialmente nos cantos superiores e inferiores, onde há mudança de geometria e maior interação entre os materiais. Essas regiões são indicadas pelas tonalidades mais quentes, como amarelo e vermelho.

No interior do painel de alvenaria, predomina uma distribuição mais uniforme de tensões, com valores intermediários, representados por tonalidades em verde e ciano, sugerindo uma transmissão relativamente homogênea dos esforços.

Nota-se também a formação de faixas inclinadas de maior intensidade de tensão próximas às bordas, indicando a presença de trajetórias preferenciais de esforços no sistema. Esse comportamento está associado ao mecanismo resistente do conjunto, com transferência de cargas entre o pórtico e o preenchimento.

Figura 78 - Tensões principais máximas micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A continuidade do campo de tensões ao longo das interfaces reforça a atuação da condição *bonded*, não sendo observadas descontinuidades ou interrupções significativas na distribuição, o que indica plena aderência entre os componentes.

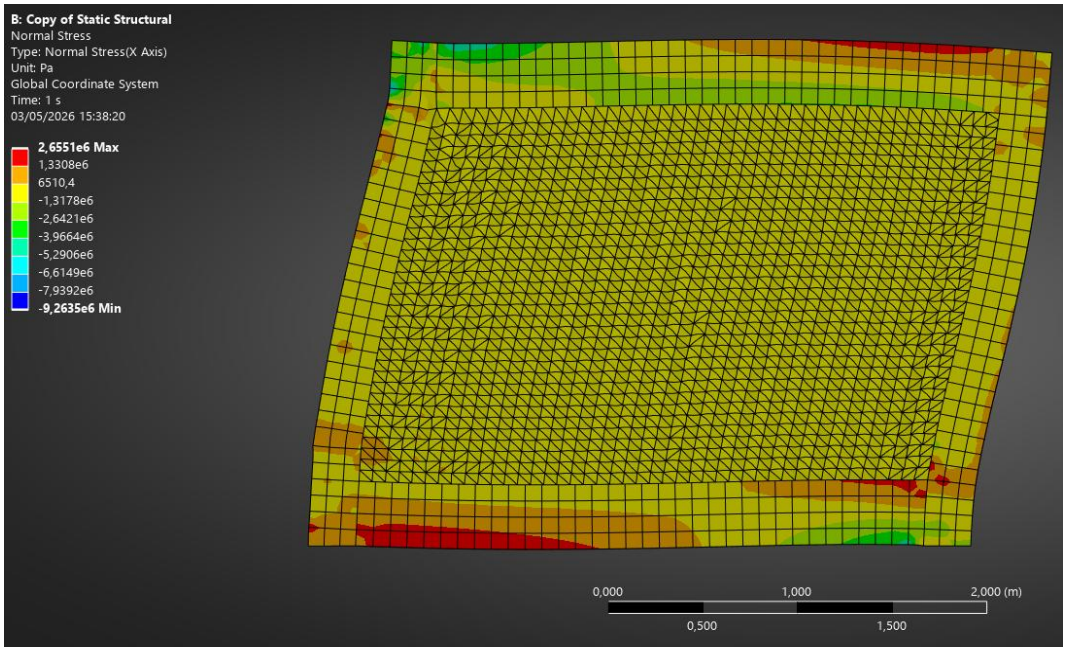
A Figura 79 apresenta o campo de tensões normais na direção X obtido na micromodelagem não-linear do pórtico preenchido com alvenaria de blocos de encaixe sob condição de interface *bonded*. O valor máximo observado foi de aproximadamente 2,6551 MPa, enquanto o valor mínimo atingiu cerca de -9,2635 MPa, evidenciando a presença simultânea de regiões tracionadas e comprimidas no sistema.

De maneira geral, predomina no painel de alvenaria um estado de compressão, indicado pelas tonalidades mais frias, distribuídas de forma relativamente homogênea na região central. Esse comportamento sugere que o preenchimento está majoritariamente submetido a esforços compressivos ao longo da direção analisada.

Nas proximidades das bordas e, principalmente, nas regiões de contato com o pórtico, observa-se maior variabilidade nos níveis de tensão. Áreas localizadas apresentam valores mais elevados, tanto em tração quanto em

compressão, destacando-se pontos específicos com concentrações mais intensas, sobretudo nos cantos inferiores e superiores.

Figura 79 - Tensão normal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

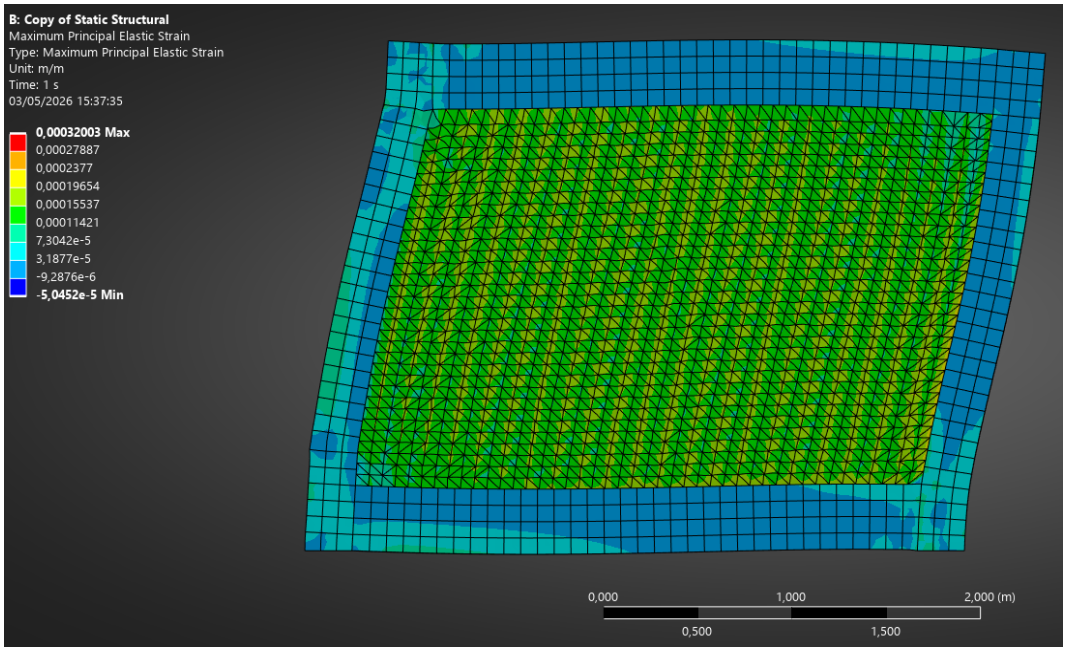


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 80 apresenta a distribuição da deformação principal máxima elástica obtida na micromodelagem não-linear com interface *bonded*. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 0,00032038 mm/mm, enquanto o mínimo atingiu cerca de -0,000050452 mm/mm.

Observa-se que o painel de alvenaria apresenta valores relativamente homogêneos, concentrados em uma faixa intermediária, indicando distribuição uniforme das deformações no seu interior.

Figura 80 - Tensão elástica máxima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

As maiores deformações estão localizadas principalmente nas regiões próximas às interfaces com o pórtico, especialmente ao longo das bordas, onde ocorre maior interação entre os elementos estruturais.

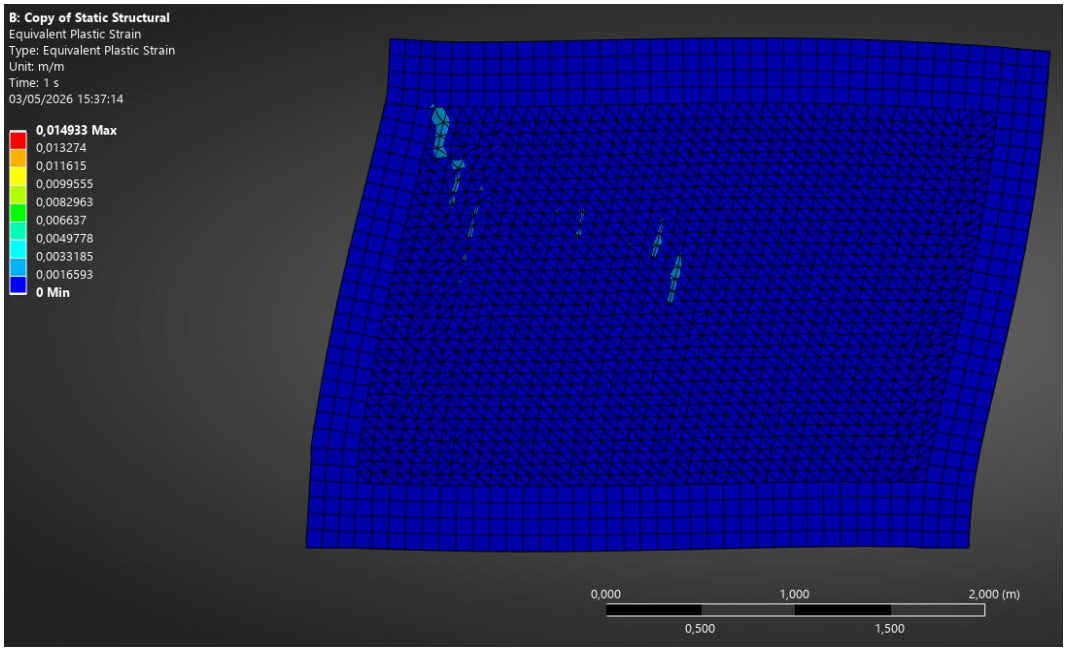
A configuração do campo de deformações evidencia continuidade ao longo do domínio, sem descontinuidades marcantes, refletindo o comportamento solidário imposto pela condição *bonded*. De modo geral, o resultado indica uma resposta distribuída, com intensificações localizadas nas zonas de contato.

A Figura 81 apresenta o campo de deformação plástica equivalente obtido na micromodelagem não-linear com interface bonded. O valor máximo observado foi de aproximadamente 0,014933 mm/mm, enquanto grande parte do domínio apresenta valores próximos de zero.

Verifica-se que as deformações plásticas estão altamente localizadas, concentrando-se em regiões específicas do painel, sobretudo próximas às interfaces e em pontos isolados no interior da alvenaria. Essas zonas são indicadas por pequenas áreas em tonalidades mais claras (verde a ciano), contrastando com o restante do modelo.

A maior parte da estrutura permanece em regime elástico, conforme evidenciado pela predominância de coloração azul, indicando ausência ou níveis muito baixos de deformação plástica.

Figura 81 - Deformação plástica equivalente micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De modo geral, o resultado aponta para um comportamento predominantemente elástico do sistema, com plastificação restrita a regiões pontuais de maior solicitação.

A Figura 82 apresenta a distribuição das tensões principais mínimas obtidas por meio da micromodelagem não-linear do pórtico preenchido com alvenaria de blocos de encaixe, considerando a interface bonded. Os resultados indicam um valor máximo de aproximadamente 0,81 MPa e um valor mínimo da ordem de -13,56 MPa, evidenciando um estado predominante de compressão no sistema.

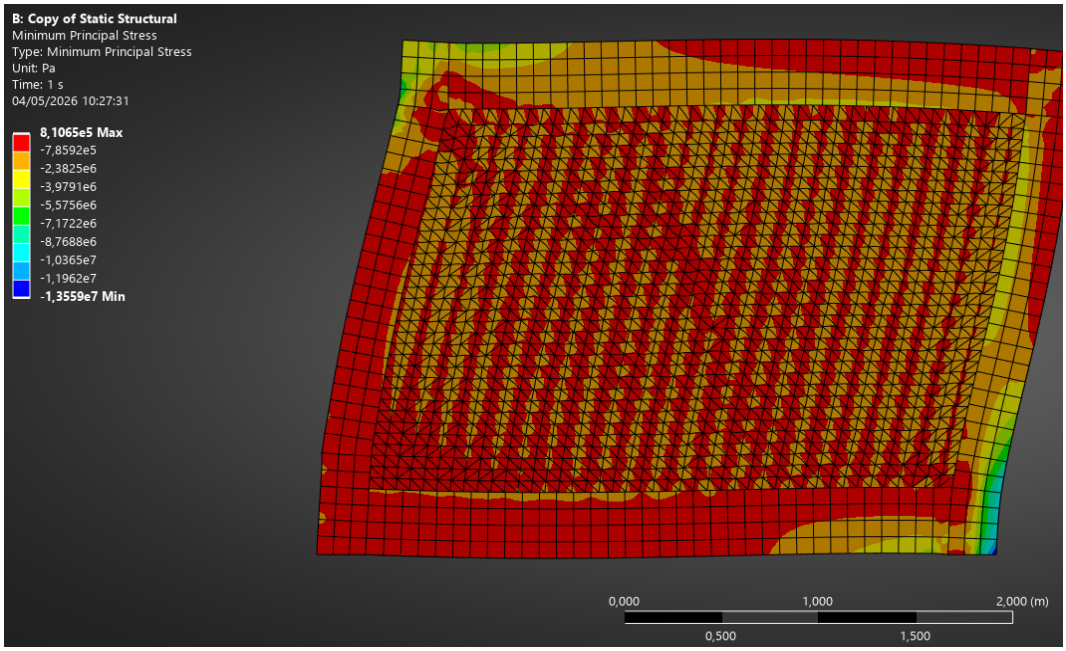
Observa-se que o painel de alvenaria apresenta uma distribuição relativamente uniforme de tensões compressivas, com predominância de valores elevados ao longo de praticamente toda a sua extensão. As tonalidades mais intensas indicam que grande parte do painel está submetida a compressões significativas, sugerindo atuação efetiva do preenchimento na transferência de esforços.

Destacam-se ainda regiões com padrões inclinados no interior do painel, formando faixas diagonais de maior intensidade de tensões. Esse comportamento está associado à formação de campos de compressão inclinados, característicos do mecanismo resistente em painéis de alvenaria

confinados, indicando trajetórias preferenciais de transmissão de esforços entre os apoios.

Nas regiões de interface entre o pórtico e a alvenaria, especialmente nos cantos, observam-se variações mais acentuadas no campo de tensões, com gradientes mais elevados. Essas áreas refletem a concentração de esforços decorrente da interação entre materiais com diferentes rigidezes e da mudança de geometria local.

Figura 82 - Tensão mínima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

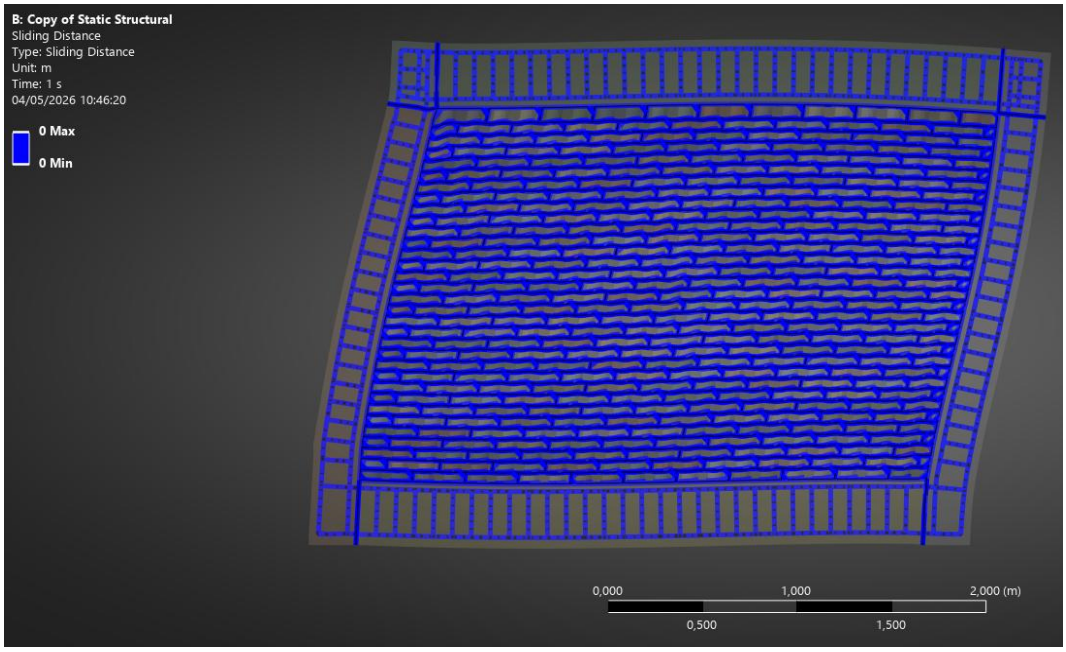


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 83 apresenta o campo de deslizamento relativo (*sliding distance*) obtido na micromodelagem não-linear do pórtico preenchido com alvenaria de blocos de encaixe, sob a condição de interface *bonded*. Observa-se que os valores de deslizamento são nulos em todo o domínio analisado, conforme indicado pela coloração uniforme.

A ausência de deslizamento ao longo das interfaces evidencia que não há movimento relativo entre os blocos nem entre a alvenaria e o pórtico. Esse comportamento é diretamente associado à hipótese de aderência perfeita adotada na modelagem, na qual os contatos são completamente restringidos quanto ao deslocamento tangencial.

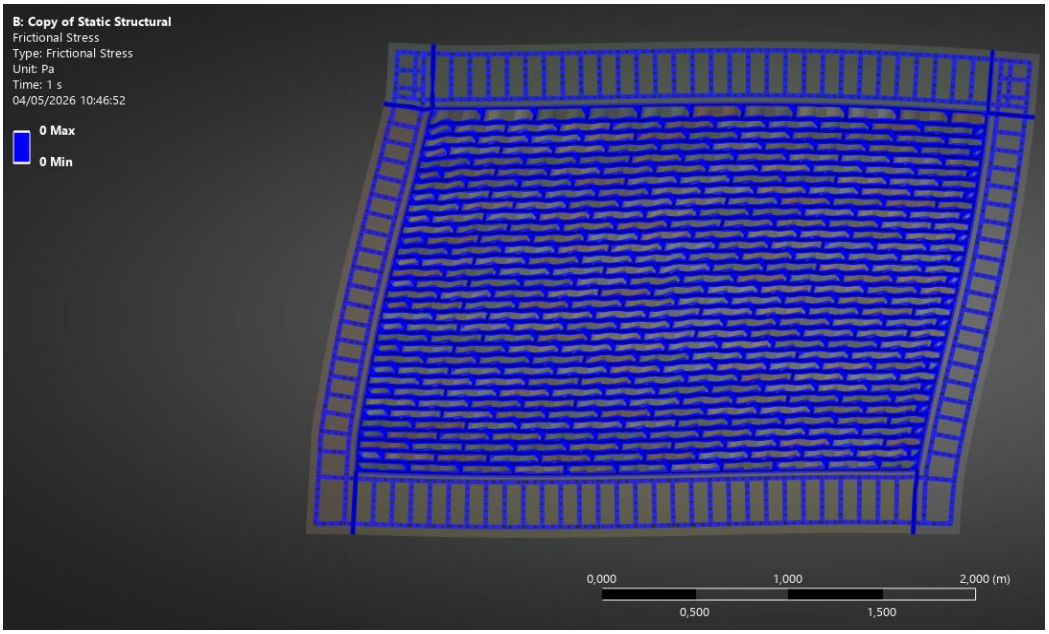
Figura 83 - Deslizamento relativo micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De igual modo, a Figura 84 apresenta o campo de tensão de atrito (*frictional stress*) para a micromodelagem com interface *bonded*. Esse resultado confirma que não há mobilização de tensões tangenciais nas interfaces, uma vez que o modelo bonded não permite deslizamento relativo entre as superfícies.

Figura 84 - Tensão de atrito micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

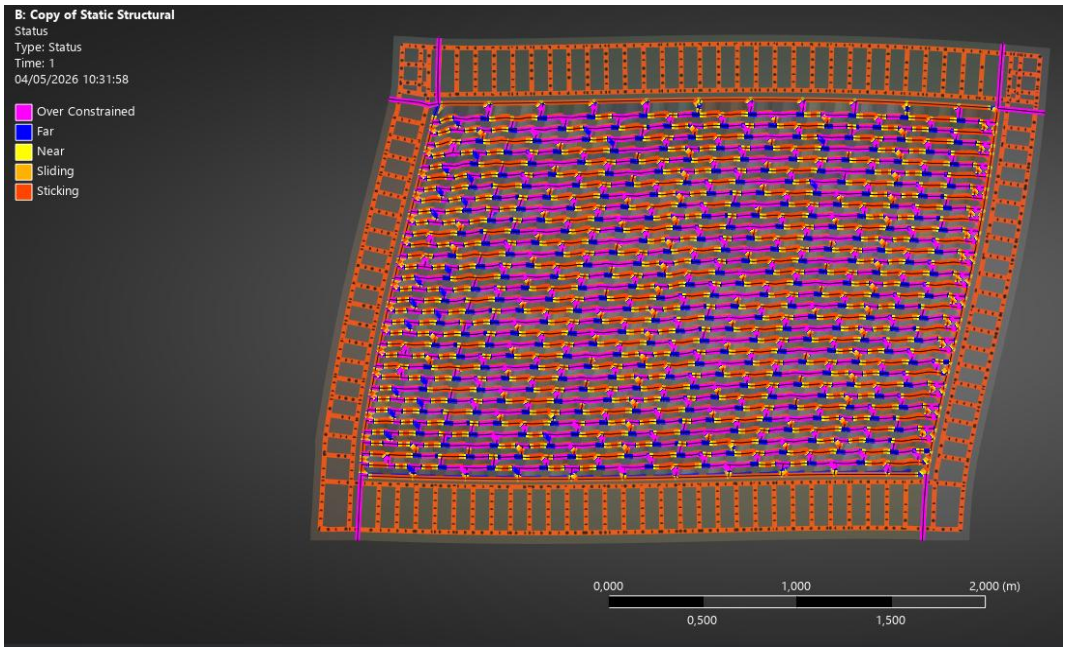


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 85 mostra o status de contato na micromodelagem com interface *bonded*. Observa-se predominância do estado *sticking* ao longo de praticamente todo o domínio, indicando aderência total entre as superfícies em contato.

Pontualmente, aparecem regiões classificadas como *over constrained*, especialmente nas interfaces com o pórtico, associadas à restrição completa de movimentos relativos imposta pelo modelo. Não são observadas áreas em estado de *sliding*, o que confirma a ausência de deslizamento.

Figura 85 - Status de contato micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

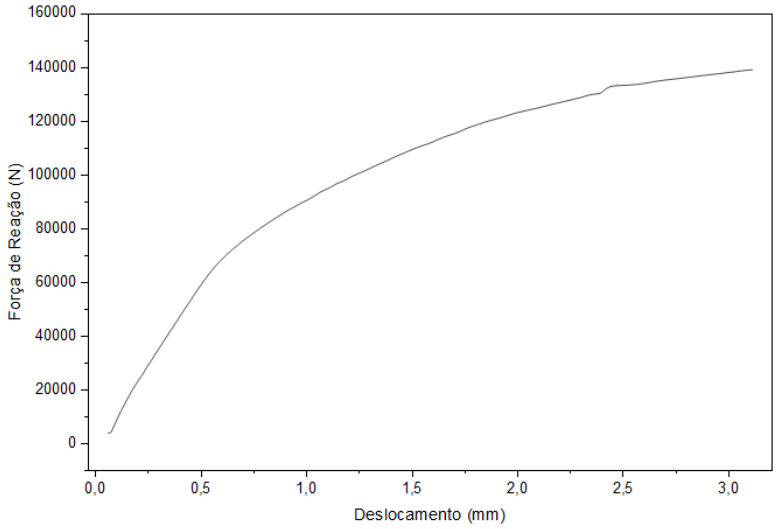


Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 86 apresenta a curva de força de reação total em função do deslocamento obtida na micromodelagem não-linear com interface *bonded*.

Observa-se um crescimento contínuo da força com o aumento do deslocamento, com comportamento inicialmente mais rígido, caracterizado por uma inclinação acentuada nos primeiros incrementos. À medida que o deslocamento aumenta, a curva apresenta redução gradual da inclinação, indicando perda de rigidez do sistema.

Figura 86 - Gráfico força x deslocamento micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (bonded).



Fonte: Autor (2026).

A força máxima atingida é da ordem de 140 kN, associada aos maiores níveis de deslocamento analisados. Não se observa queda abrupta da resistência, sugerindo um comportamento estável ao longo do carregamento.

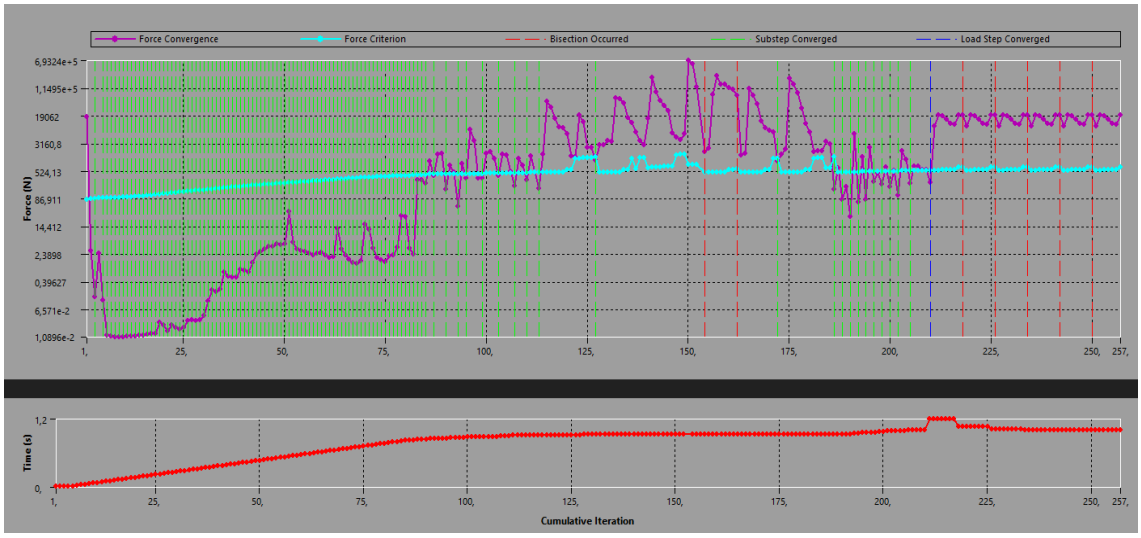
A Figura 87 apresenta o histórico de convergência da análise não-linear, observa-se que, nas iterações iniciais, há uma redução significativa da força residual, indicando rápida aproximação da solução de equilíbrio. Em seguida, o processo passa a apresentar oscilações mais pronunciadas, com picos sucessivos de força residual, caracterizando um regime típico de análise não-linear com presença de mudanças de rigidez no sistema.

Ao longo do carregamento, nota-se a ocorrência de diversos ciclos de iteração até a convergência de cada subpasso, evidenciados pelas marcações de *substep converged*. Em determinados trechos, especialmente na região intermediária das iterações, há maior instabilidade no processo iterativo, com amplitudes elevadas da força residual, sugerindo maior dificuldade de convergência associada a não-linearidades mais acentuadas.

As indicações de *bisection occurred* mostram que, em alguns incrementos, foi necessário reduzir o tamanho do passo de carga para garantir a estabilidade numérica da solução. Esse comportamento é comum em análises

com forte não-linearidade, como aquelas envolvendo interação entre materiais e possíveis concentrações de tensões.

Figura 87 - Força de convergência micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

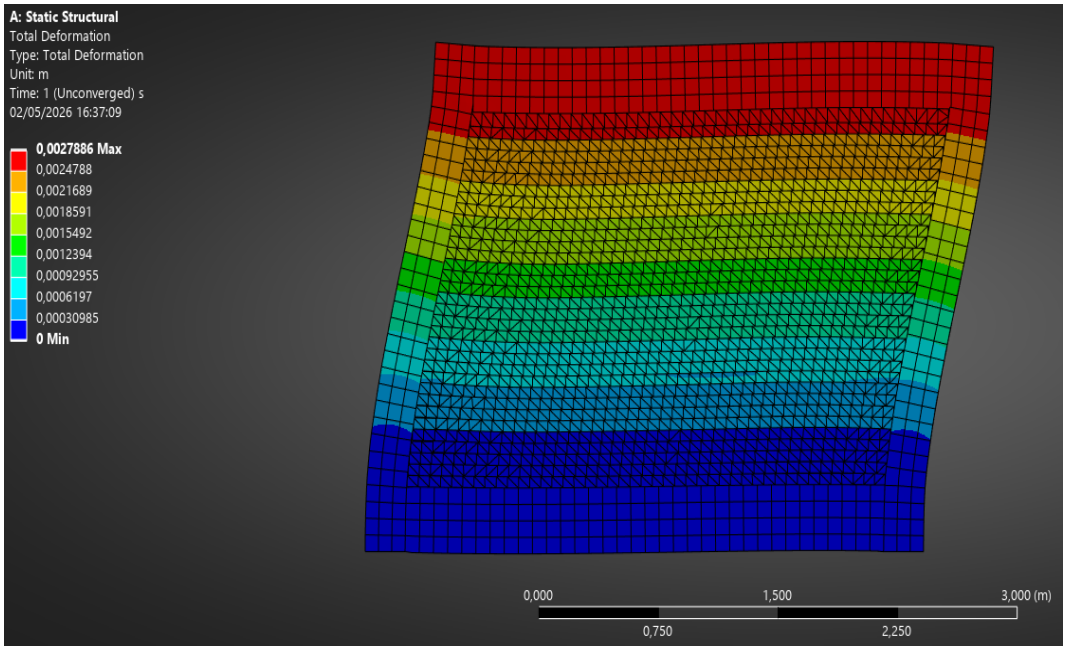
De forma geral, o histórico de convergência indica que a análise foi concluída com sucesso, apesar da presença de trechos com maior complexidade numérica, os quais foram adequadamente tratados pelos mecanismos automáticos de controle de solução.

4.19 Micromodelagem Do Pórtico Preenchido Com Alvenaria Com Blocos De Encaixe (Frictional)

A configuração deformada evidencia uma resposta global compatível com o comportamento de pórticos preenchidos, com mobilização progressiva dos deslocamentos ao longo da altura. O valor máximo de 2,7886 mm indica o nível de deslocamento atingido na etapa analisada, concentrando-se predominantemente na região superior do modelo.

A distribuição das deformações, mostrada na Figura 88, revela um padrão bem definido, no qual há uma transição gradual entre regiões de menor e maior deslocamento, sem variações abruptas. Esse comportamento sugere que o sistema responde de forma estável sob o carregamento aplicado, com transferência contínua de esforços entre o pórtico e o painel de alvenaria.

Figura 88 - Total deformação micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

As forças de reação obtidas nos apoios indicam valores de 6,42 kN no pilar esquerdo e 9,15 kN no pilar direito, evidenciando uma distribuição não uniforme dos esforços na base da estrutura. A soma das reações resulta em uma força total de aproximadamente 15,56 kN, correspondente ao equilíbrio global do sistema na etapa analisada.

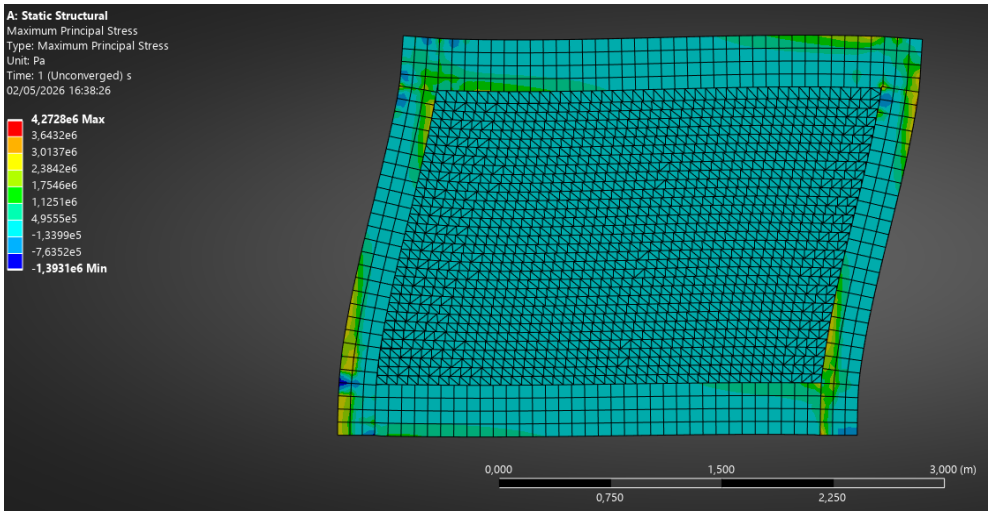
Nota-se que a maior parcela da força é absorvida pelo pilar direito, o que sugere uma assimetria na transferência de cargas, possivelmente associada à configuração deformada e à interação entre o pórtico e o painel de alvenaria sob a condição de contato *frictional*.

A Figura 89 apresenta a distribuição das tensões principais máximas para a micromodelagem não-linear com interface *frictional*. O valor máximo observado foi de aproximadamente 4,2728 MPa, enquanto o mínimo atingiu cerca de -1,3931 MPa, indicando a presença de regiões sob tração e compressão.

Verifica-se que os maiores níveis de tensão concentram-se predominantemente nas regiões de interface entre o pórtico e o painel de alvenaria, especialmente ao longo das bordas laterais e nos cantos. Essas áreas apresentam gradientes mais acentuados, refletindo a transferência de esforços entre os diferentes componentes do sistema.

No interior do painel, as tensões apresentam distribuição mais uniforme, com predominância de valores intermediários. Esse comportamento indica que, embora existam concentrações localizadas, grande parte da alvenaria participa de forma distribuída na resistência do conjunto.

Figura 89 - Tensão máxima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



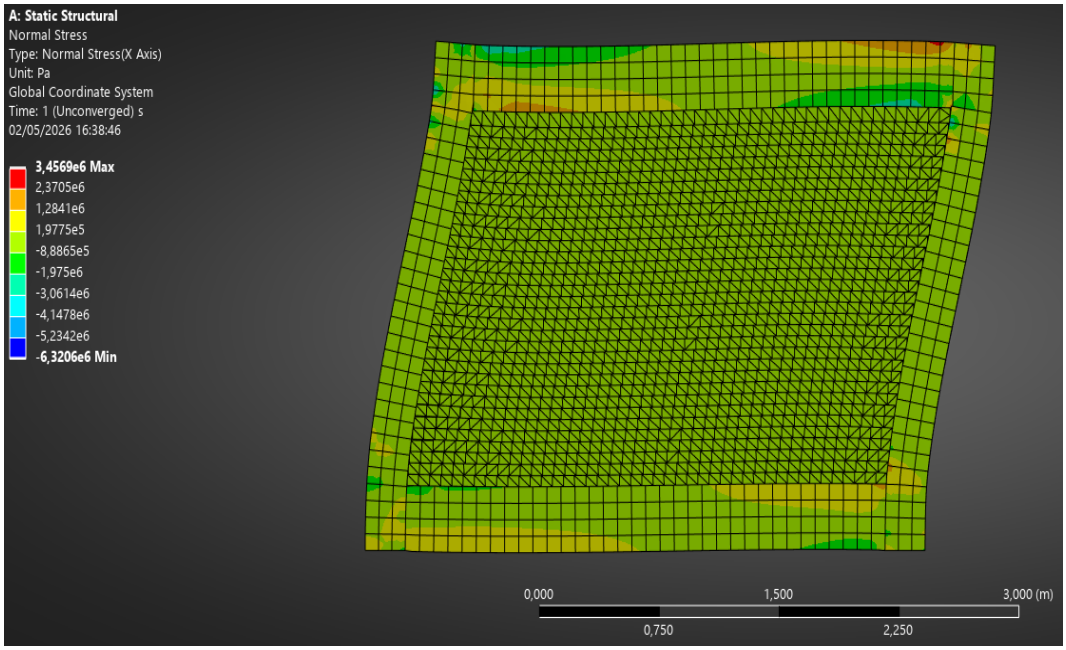
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 90 apresenta o campo de tensões normais na direção X obtido na micromodelagem não-linear com interface *frictional*. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 3,4569 MPa, enquanto o valor mínimo atingiu cerca de -6,3207 MPa, indicando a coexistência de regiões tracionadas e comprimidas.

No interior do painel de alvenaria, observa-se predominância de tensões de menor magnitude, distribuídas de forma relativamente homogênea. Esse comportamento sugere participação global do painel na resposta estrutural, sem concentrações excessivas no seu interior.

Por outro lado, nas regiões próximas às bordas e interfaces com o pórtico, verificam-se variações mais intensas nos níveis de tensão, com presença de zonas localizadas de tração e compressão. Esses gradientes mais acentuados estão associados à transferência de esforços entre os elementos e à interação proporcionada pelo contato por atrito.

Figura 90 - Tensão normal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



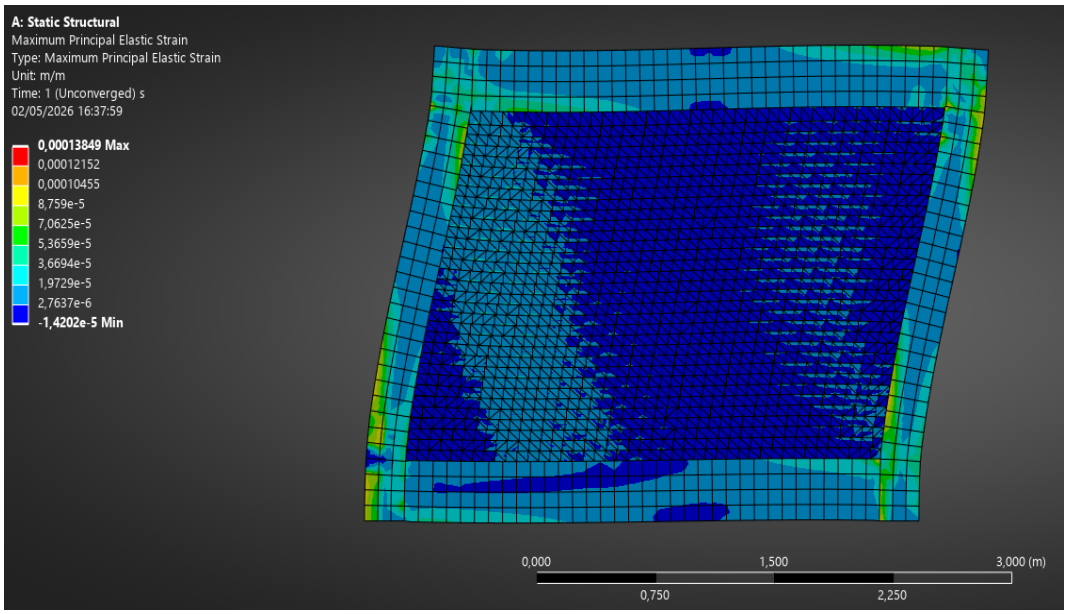
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

A Figura 91 apresenta a distribuição da deformação principal máxima elástica na micromodelagem não-linear com interface frictional. O valor máximo observado foi de aproximadamente 0,00013849 mm/mm, enquanto o mínimo atingiu cerca de -0,000014202 mm/mm.

Nota-se que o painel de alvenaria apresenta predominância de baixos níveis de deformação, com extensas regiões em tonalidades mais frias, indicando resposta majoritariamente elástica. Ainda assim, observa-se a formação de faixas inclinadas com valores ligeiramente mais elevados, sugerindo trajetórias preferenciais de deformação no interior do painel.

Nas proximidades das interfaces com o pórtico, verificam-se variações mais perceptíveis nos níveis de deformação, associadas à interação entre os materiais e às condições de contato. Essas regiões concentram maiores gradientes, refletindo a transferência de esforços no sistema.

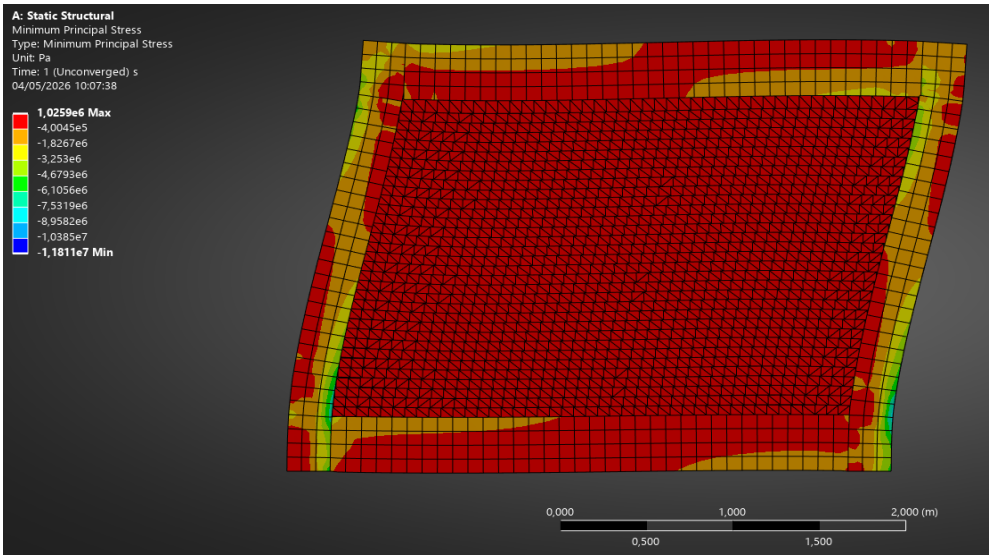
Figura 91 - Deformação máxima principal elástica micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

O painel de alvenaria apresenta na Figura 92 um estado de compressão bastante disseminado, com grande parte do domínio submetida a níveis elevados de tensão, conforme indicado pelas tonalidades mais intensas. Esse comportamento sugere atuação efetiva do preenchimento na absorção e transmissão de esforços.

Figura 92 - Tensão mínima principal micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Os resultados indicam um valor máximo de aproximadamente 1,03 MPa e um valor mínimo da ordem de -11,81 MPa, evidenciando predominância de tensões compressivas no sistema.

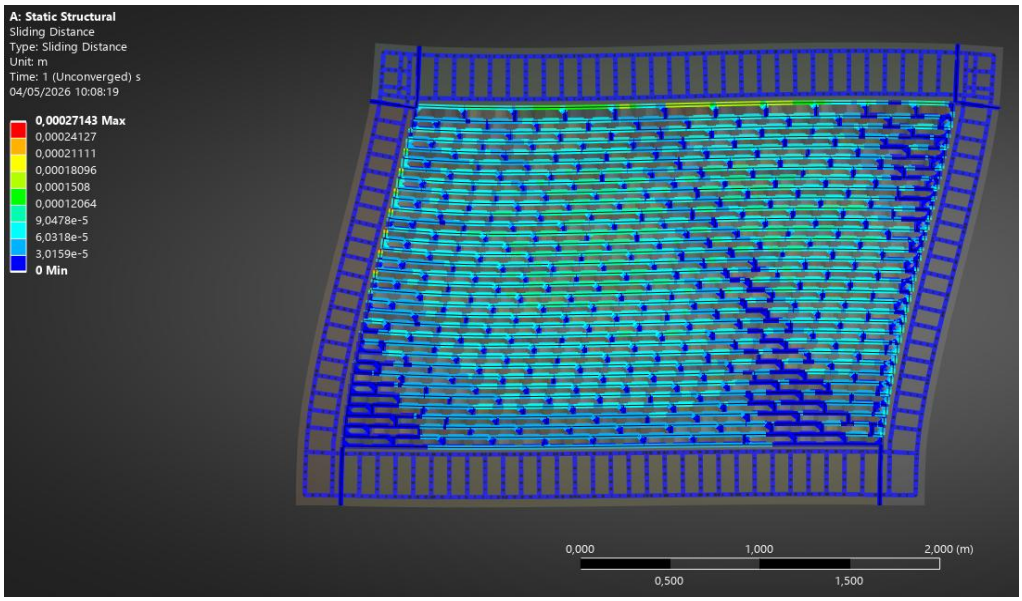
Nota-se a presença de padrões inclinados no interior do painel, caracterizando trajetórias preferenciais de compressão. Essas faixas indicam a formação de campos de tensões associados ao mecanismo resistente do conjunto estrutural.

A Figura 93 apresenta o campo de deslizamento relativo obtido na micromodelagem não-linear com interface *frictional*. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 0,00027143 mm, indicando a ocorrência de movimento relativo entre as superfícies em contato.

Observa-se que o deslizamento está distribuído ao longo de todo o painel de alvenaria, com maior intensidade em regiões específicas, especialmente próximas às interfaces e em faixas internas. Esse comportamento evidencia a mobilização do contato por atrito entre os blocos, permitindo ajustes locais na acomodação das deformações.

Nota-se também a formação de padrões direcionais no campo de deslizamento, com variações ao longo das juntas entre os blocos, refletindo a interação mecânica entre as unidades da alvenaria. Essas regiões indicam onde ocorre maior redistribuição de esforços por meio do escorregamento relativo.

Figura 93 - Deslizamento relativo micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De forma geral, o resultado confirma a ativação do mecanismo de deslizamento no modelo *frictional*, contribuindo para a resposta não-linear do sistema e para a adaptação do campo de deformações.

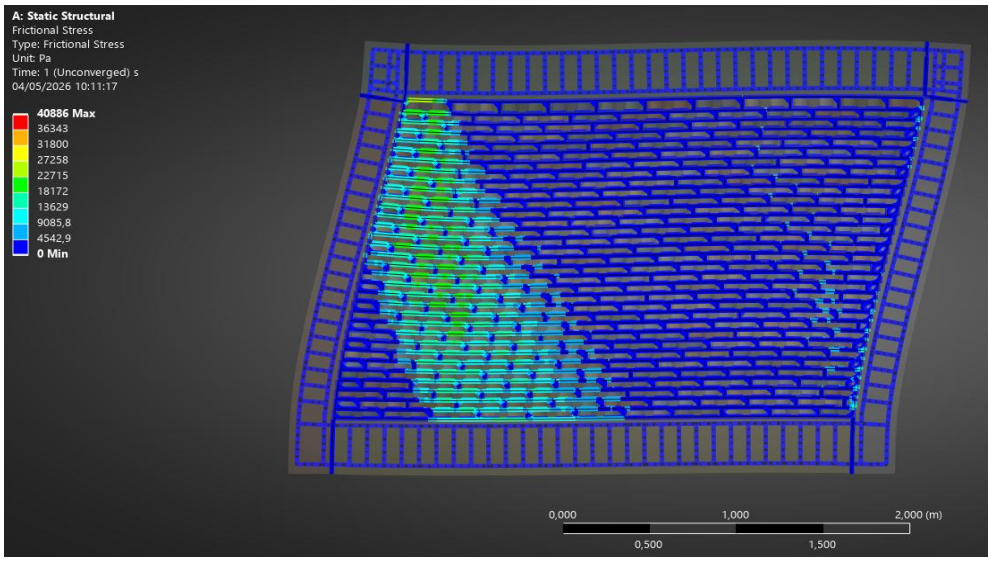
A Figura 94 ilustra a distribuição das tensões de atrito na micromodelagem não-linear com interface *frictional*. O valor máximo registrado foi de aproximadamente 40,9 kPa, enquanto extensas regiões apresentam valores próximos de zero.

Percebe-se que a mobilização das tensões tangenciais ocorre de forma localizada, com maior intensidade concentrada em uma faixa inclinada no interior do painel, partindo da região inferior esquerda em direção à zona central. Esse padrão indica que o atrito não atua de maneira uniforme, sendo ativado principalmente em regiões onde há maior interação e tendência ao deslizamento relativo.

Grande parte do domínio permanece com baixos níveis de tensão de atrito, o que sugere que nem todas as interfaces estão igualmente solicitadas. Esse comportamento reflete a natureza do contato *frictional*, no qual a transmissão de esforços tangenciais depende diretamente das condições locais de carregamento e confinamento.

Além disso, observa-se que as regiões próximas às bordas também apresentam alguma mobilização de tensões, embora com menor intensidade em comparação à faixa principal identificada no interior do painel.

Figura 94 - Tensões de atrito micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

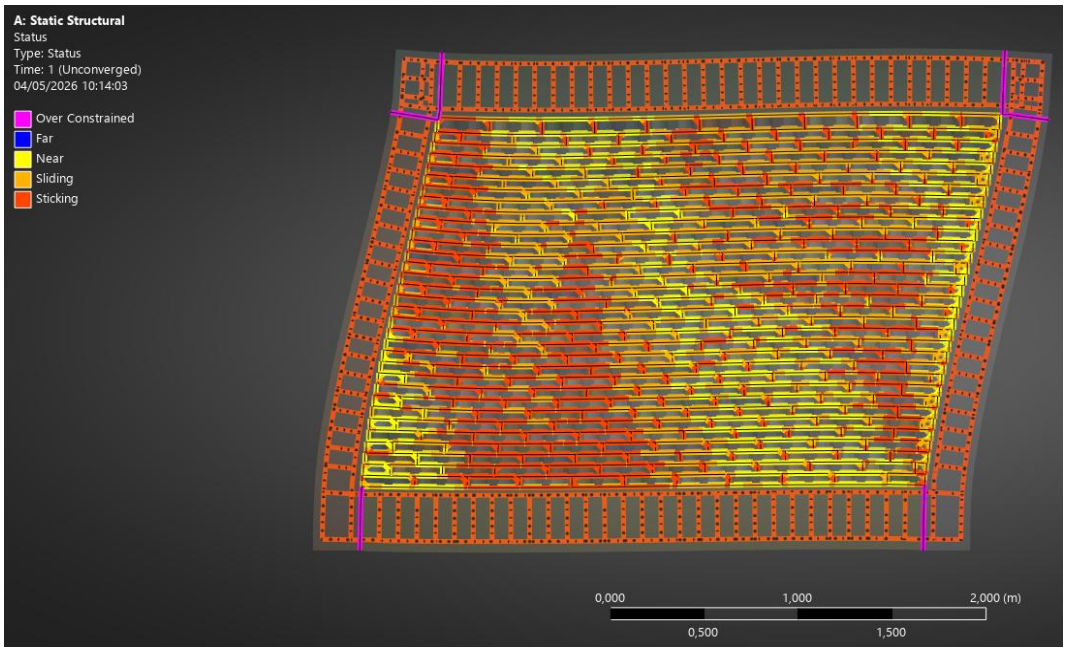
A Figura 95 apresenta o estado de contato na micromodelagem não-linear com interface *frictional*, evidenciando a distribuição das diferentes condições de interação entre as superfícies.

Observa-se predominância das regiões em *sticking*, indicando que, em grande parte das interfaces, há aderência com transmissão de esforços sem deslizamento relativo. No entanto, diferentemente da condição *bonded*, verifica-se a presença significativa de áreas em *sliding*, distribuídas ao longo do painel, o que evidencia a ocorrência de movimento relativo entre os blocos.

As zonas classificadas como *near* também estão presentes, indicando regiões em transição, nas quais o contato está próximo de mobilizar deslizamento. Esse comportamento sugere uma resposta heterogênea das interfaces, com diferentes níveis de mobilização do atrito.

Nos pontos de ligação com o pórtico, observa-se a ocorrência de regiões *over constrained*, associadas às condições de contorno e restrições impostas pelo modelo.

Figura 95 - Status de contato micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



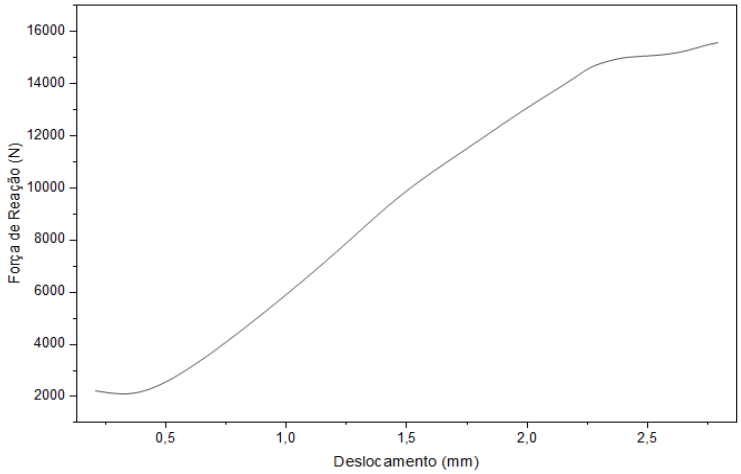
Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

De forma geral, o campo de *status* revela um comportamento complexo das interfaces, com coexistência de aderência, deslizamento e estados

intermediários, refletindo a natureza não-linear do contato *frictional* e sua influência na resposta global do sistema.

O comportamento da curva, mostrada na Figura 96, indica uma resposta progressiva do sistema, com crescimento contínuo da força à medida que o deslocamento aumenta. Nos estágios iniciais, observa-se uma variação mais suave, seguida por um trecho aproximadamente linear, sugerindo mobilização gradual da rigidez estrutural.

Figura 96 - Gráfico força x deslocamento micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural (frictional).



Fonte: Autor (2026).

À medida que o carregamento avança, a inclinação da curva tende a reduzir, indicando uma perda relativa de rigidez, associada à ativação de mecanismos não-lineares, como o deslizamento nas interfaces.

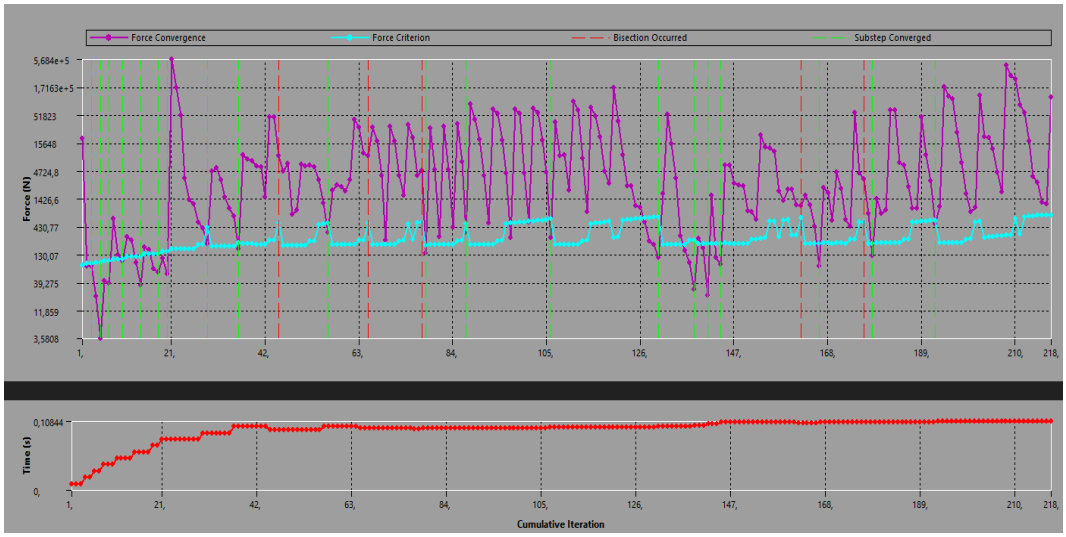
A força máxima atingida é da ordem de 15,5 kN, correspondente aos maiores níveis de deslocamento analisados. Não se observa queda abrupta da resistência, o que indica uma resposta estável ao longo do processo.

A Figura 97 mostra o histórico de convergência da análise com interface *frictional*, no qual se observa um comportamento marcadamente oscilatório da força residual ao longo das iterações. Essas variações indicam sucessivos ajustes do equilíbrio, típicos de problemas com contato não-linear e ativação de deslizamento entre as superfícies.

O processo de convergência do método de Newton-Raphson na micromodelagem, onde um subpasso é concluído (linhas verdes) assim que a força residual de desequilíbrio (linha magenta) cai abaixo do limite de tolerância

(linha ciano). Os picos expressivos no resíduo e as frequentes bisseções (linhas vermelhas) refletem a severa não-linearidade do modelo, provocada por mudanças abruptas de rigidez local, exigindo que o *solver* reduza sucessivamente os incrementos de carga para conseguir atingir o equilíbrio da estrutura.

Figura 97 - Força de convergência micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.



Fonte: Autor, via ANSYS (2026).

Nota-se a ocorrência frequente de reduções automáticas do passo, evidenciando a necessidade de controle numérico mais rigoroso em determinados trechos. Apesar disso, os incrementos convergem ao longo da análise, conforme indicado pelos substeps concluídos. O gráfico de tempo acumulado apresenta evolução contínua, sem interrupções, confirmando que a solução foi obtida de forma estável, ainda que com maior esforço computacional.

4.20 Síntese Da Micromodelagem Não-Linear

A comparação demonstrada na Tabela 22 entre as abordagens de contato *bonded* e *frictional* na micromodelagem evidencia diferenças expressivas na resposta estrutural do sistema, refletindo diretamente a influência do modelo de interface na rigidez, na transferência de esforços e no estado de tensões.

Tabela 22 - Síntese micro não-linear pórtico com alvenaria estrutural.

	MICROMODELAGEM NÃO-LINEAR						
	DEFORMAÇÃO (MM)	FORÇA DE REAÇÃO (N)		TENSÕES PRINCIPAIS MÁXIMAS (MPa)		ESTATÍSTICA (QTDE)	
		Esquerdo	Direito	Tração	Compressão	Nós	Elementos
Alvenaria Estrutural (Bonded)	3,5686	51564	87670	4,6519	2,1135	593709	292719
Alvenaria Estrutural (Frictional)	2,7886	6415	9148,9	4,2728	1,3931	593709	292719

Fonte: Autor (2026).

Em termos de deformação, o modelo *frictional* apresentou valor de 2,7886 mm, aproximadamente 21,9% inferior ao obtido com *bonded* (3,5686 mm). Esse resultado indica que, nesta configuração, a possibilidade de deslizamento promove uma redistribuição mais eficiente das deformações, reduzindo os deslocamentos globais do sistema.

As diferenças tornam-se ainda mais evidentes nas forças de reação, que surgem exclusivamente na base de ambos os pilares, no ponto de contato com os apoios da fundação, e não no topo. Elas atuam em sentido contrário à ação externa para garantir o equilíbrio estático do pórtico. O modelo *bonded* apresentou uma força total de aproximadamente 139,23 kN, enquanto o modelo *frictional* atingiu apenas 15,56 kN, correspondendo a uma redução de cerca de 88,8%. Essa variação significativa evidencia que a hipótese de aderência perfeita resulta em uma superestimação da transferência de esforços, enquanto o modelo com atrito permite acomodações internas que reduzem a demanda nos apoios.

No que se refere às tensões principais de tração, observa-se uma redução de aproximadamente 8,1% no modelo *frictional* em relação ao *bonded*, passando de 4,6519 MPa para 4,2728 MPa. Para as tensões de compressão, a diferença é ainda mais pronunciada, com redução de cerca de 34,1%, indicando menor concentração de esforços compressivos quando o deslizamento é permitido.

Esses resultados demonstram que a consideração do contato *frictional* altera de forma significativa o mecanismo resistente do sistema, permitindo redistribuição de esforços por meio do deslizamento relativo entre os blocos.

Como consequência, há redução das forças transmitidas aos apoios e suavização dos níveis de tensão, ao passo que o modelo *bonded* impõe um comportamento excessivamente rígido e monolítico.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Torna-se evidente, portanto, que a presente pesquisa teve como objetivo analisar, por meio do Método dos Elementos Finitos, o comportamento estrutural de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria colaborante, com ênfase na utilização de blocos cerâmicos de encaixe. Para isso, foi adotada uma abordagem numérica em diferentes níveis de complexidade, envolvendo macromodelagem e micromodelagem, bem como a avaliação de diferentes condições de contato (*bonded* e *frictional*), conforme descrito na metodologia.

Os resultados obtidos demonstraram de forma consistente que a alvenaria exerce papel significativo na resposta estrutural do sistema, confirmando sua atuação como elemento resistente e não apenas como vedação. A inclusão do painel de alvenaria promove alterações relevantes na rigidez global, na distribuição de tensões e nos deslocamentos da estrutura, corroborando o comportamento de contraventamento por meio da formação de campos comprimidos diagonais, conforme indicado na literatura.

No contexto da macromodelagem, verificou-se que a representação da alvenaria como meio contínuo é capaz de capturar adequadamente a resposta global da estrutura, especialmente no que se refere à rigidez inicial e à redistribuição de esforços. No entanto, essa abordagem apresenta limitações na representação de fenômenos locais, como deslizamento e separação de interfaces, os quais são fundamentais para uma análise mais realista do comportamento estrutural.

Por sua vez, a micromodelagem não-linear mostrou-se fundamental para a compreensão detalhada dos mecanismos internos do sistema, permitindo a identificação de fenômenos como concentração de tensões, formação de trajetórias preferenciais de compressão e mobilização de deslizamento entre blocos. Essa abordagem evidenciou que o comportamento da alvenaria de blocos de encaixe é fortemente influenciado pela interação entre as unidades e pelas condições de contato adotadas.

Um dos aspectos mais relevantes observados ao longo da pesquisa foi a forte influência do modelo de interface nos resultados. A condição *bonded* impõe um comportamento monolítico, resultando em maior rigidez global, maiores forças de reação e níveis mais elevados de tensões. Em contrapartida, a

modelagem *frictional* permite a ocorrência de deslizamentos relativos, promovendo redistribuição de esforços, redução das reações de apoio e suavização dos campos de tensão. Esse comportamento evidencia que a escolha do modelo de contato é determinante para a obtenção dos resultados numéricos, sendo inadequado assumir aderência perfeita em situações onde há interação mecânica complexa entre os elementos.

Ao comparar o comportamento da Alvenaria Estrutural (*Bonded*) com a Alvenaria Convencional (*Bonded*), sob condição de aderência perfeita nas interfaces, destacam-se que no deslocamento horizontal no topo houve redução de 46,11%. A força total de reação gerou um ganho de 23,76% no sistema. A tensão principal máxima de compressão diminuiu 9,14%, comprovando que a alvenaria estrutural absorve mais carga lateral distribuindo melhor os esforços ao longo da estrutura.

Na condição em que as interfaces atuam por contato e atrito (*frictional*), a alvenaria estrutural demonstrou maior capacidade de dissipação e estabilidade de tensões em relação à alvenaria convencional. A força de reação total resistida pelo conjunto resultou em um ganho de 41,39% na capacidade de reação. A alvenaria estrutural reduziu essa tensão máxima de compressão em 81,34% nas tensões de pico de compressão, garantindo a integridade do bloco. Além disso, houve redução na tensão máxima de tração de 10,49%.

De maneira geral, os resultados indicam que a alvenaria com blocos de encaixe apresenta comportamento estrutural eficiente, com boa capacidade de redistribuição de esforços e participação ativa na estabilidade do sistema. Além disso, a possibilidade de modelagem sem argamassa destaca o papel do intertravamento mecânico como mecanismo resistente relevante, especialmente em análises mais refinadas.

As principais contribuições desta pesquisa residem na sistematização da avaliação não linear de sistemas mistos, evidenciando que a transição do regime bonded para o frictional é o ponto decisivo para a obtenção de modelos estruturais seguros e condizentes com a realidade física. Através da análise comparativa entre macro e micromodelagem, o trabalho esclareceu a homogeneidade da alvenaria, revelando que o comportamento global do edifício é governado por fenômenos locais de interface. Por fim, a aplicação dessas metodologias aos blocos de encaixe preenche uma lacuna importante na

literatura nacional, fornecendo dados numéricos robustos que validam o intertravamento geométrico como um mecanismo de eficiente para a estabilidade da estrutura.

Portanto, conclui-se que a utilização de blocos de encaixe como alvenaria colaborante é tecnicamente viável e apresenta potencial significativo para aplicação em sistemas estruturais, desde que devidamente considerada na modelagem e no dimensionamento. A pesquisa contribui para o avanço do entendimento do comportamento desses sistemas e reforça a importância da modelagem numérica como ferramenta de análise estrutural.

5.1 Sugestões Para Trabalhos Futuros

Com base nas limitações observadas e nos resultados obtidos, destacam-se as seguintes recomendações para pesquisas futuras:

- Realização de ensaios experimentais em escala real ou reduzida, com o objetivo de validar os modelos numéricos desenvolvidos e calibrar parâmetros de contato, como coeficiente de atrito e rigidez normal;
- Investigação da influência de diferentes coeficientes de atrito nas interfaces, avaliando sua sensibilidade na resposta estrutural e na convergência numérica;
- Estudo do comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos com presença de aberturas na alvenaria, situação comum em edificações reais e que altera significativamente o caminho das tensões;
- Expansão do estudo para modelos tridimensionais de edifícios, permitindo avaliar a contribuição da alvenaria na estabilidade global e nos efeitos de segunda ordem;
- Comparação entre diferentes técnicas de modelagem, como modelos de biela equivalente, macromodelos avançados e micromodelagem, visando propor diretrizes práticas para aplicação em projetos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 15270-1: Componentes Cerâmicos – Blocos e tijolos para alvenaria - Parte 1: Requisitos. 2017.

ABNT NBR 16868-1: Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. 2020.

AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S. Behavior of masonry infilled nonductile reinforced concrete frames. ASCE Journal of Structural Engineering, v.128. 2002.

ALEXANDRE, J.; SILVA, C.L.A.P. Caracterização da argila para confecção de blocos prensados e queimados. Anais do 56º Congresso Brasileiro de Cerâmica. 1º Congresso Latino-Americano de Cerâmica. IX Brazilian Symposium on Glass and Related Materials. Curitiba-PR, Brasil.

ALVARENGA, R.C.S.S. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos preenchidos com alvenaria. Tese, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2002.

ALVES FILHO, A. Elementos finitos a base da tecnologia CAE. 6ª edição. São Paulo, 2013.

ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.

ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 2ª edição. Dunas, Porto Alegre. 2009.

ASTERIS, P. G.; ANTONIOU, S. T.; SOPHIANOPOULOS, D. S.; CHRYSOSTOMOU, C. Z. Mathematical macromodelling of infilled frames: state of the art. Journal of Structural Engineering, ASCE – Amercian Society of Civil Engineers, Vol 137, 2011.

AZEVEDO, A. F. M. Método dos elementos finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1ª edição. Portugal, 2003

BESSA, S. A. L.; et al. Sistema construtivo de blocos de encaixe: uma

experiência didática de integração em tecnologia da construção, desenvolvimento e design de produto. VII ENSUS – Encontro de Sustentabilidade em Projeto. UFSC, Florianópolis. 2019.

BLASH, A. A. A.; BAKAR, B. H. A.; UDI, U. J.; JAAFAR, A. A.; BAKAR, I. A. A.; NURSYAMSI, N. Evaluating the behaviour of axially loaded hollow concrete block masonry walls with small-size openings: Various opening positions and their influence on experimental results. Engineering Strutures, v. 301, 2024.

CAMACHO, J. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. UNESP. Ilha Solteira – SP.2006.

CERQUEIRA, N. A. Parâmetros físicos e mecânicos de blocos prensados e queimados de cerâmica vermelha para uso como alvenaria estrutural. Tese (Doutorado). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro (UENF), Campos dos Goytacazes, 2017.

CERQUEIRA, N. A.; SILVA, B. S. da; ALEXANDRE, J.; AZEVEDO, A. R. G. de. Estudo de Parâmetros Macroestruturais de Blocos Cerâmicos Extrudados, Prensados e Queimados de Cerâmica Vermelha, p. 1265-1278. In: 76º Congresso Anual da ABM - Internacional, São Paulo, 2023.

CHEN, Da-chuan.; SHANG, Shou-ping.; ZHANG, Cheng-qiang. Effect of vertical load difference on cracking behaviors in multistory masonry buildings and numerical simulation. Journal of Central South University of Technology, 2009

CRISAFULLI, FJ, Carr, AJ, & Park, R. (2000). Modelagem analítica de estruturas de pórtico com alvenaria de enchimento: uma revisão geral. *Boletim da Sociedade Neozelandesa de Engenharia Sísmica* , *33* (1), 30-47. https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.1.30-47

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium. University of British Columbia, Vancouver, Canada. 1989.

DOUDOUMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading. Engineering Structures, v. 29, n. 6, p.1004-1024, 2007b.

ELAMIN, A. e Osman, B. (2025). Análise de Elementos Finitos de um Novo Tipo de Sistema de Parede de Alvenaria de Concreto Autoisolante. *Open Journal of Applied Sciences* , 15 , 564-572. doi: 10.4236/ojapps.2025.153036.

EL-DAKHAKHNI, W. W.; ELGAALY, M.; HAMID, A. A. Three-strut model for concrete masonry-infilled frames. Journal of Structural Engineering, ASCE – Amercian Society of Civil Engineers, Vol. 129, 2003.

FONSECA, G. M. Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria. Dissertação, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 1999.

FRANCO, L. S. Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada. 1992. Tese, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992. Disponível em:<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-06052022095724/>. Acesso em: outubro, 2024.

HECKE, M. B.; Método dos Elementos Finitos Aplicados à Engenharia de Estruturas. Universidade Federal do Paraná, 2010.

HENDRY, A. W. Structural Brickwork. MacMillan, London, 1981.

HOLMES, M. Steel frames with brick work and concrete infilling. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961.

HORTENCIO, R. S.; CERQUEIRA, N. A. A influência da alvenaria de vedação no comportamento estrutural de um edifício em concreto armado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.12, 2016.

JUNIOR, E. S. N. C. Análise experimental e numérica do comportamento de

blocos extrudados, prensados e queimados de cerâmica vermelha sob ações de cargas dinâmicas. Projeto de Dissertação, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes, RJ, 2024.

KIMURA, A. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: PINI, 2007.

MADIA, F. C. A. R. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. Dissertação, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2012.

MAYMANDI, H. et al. Seismic Performance Assessment and Fragility Analysis of Masonry Infilled RC Frames Using a New Macro Model. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 15., 2025, [s. l.]. Proceedings [...]. [S. l.]: Canada Masonry Design Centre, 2025. Disponível em: https://www.canadamasonrydesigncentre.com/wpcontent/uploads/15th_symposium/046-Maymandi.pdf. Acesso em: março 2026.

MARINKOVIĆ, M. et al. RC frames with masonry infills with and without openings: experimental and numerical results. In: ECCOMAS THEMATIC CONFERENCE ON COMPUTATIONAL METHODS IN STRUCTURAL DYNAMICS AND EARTHQUAKE ENGINEERING, 9., 2023, Atenas. Proceedings [...]. Atenas: NTUA, 2023. Disponível em: https://files.eccomasproceedia.org/papers/compdyn-2023/C23_20830.pdf. Acesso em: março 2026.

MARINOSKI, Deivis. Alvenarias: conceitos, alvenaria de vedação, processo executivo. (Slides Aula 2). Florianópolis, 2011. Disponível em: <https://labeee.ufsc.br/sites/default/files/disciplinas/Aula%202%20Alvenarias_%20introducao+vedacao.pdf>. Acesso em: setembro, 2024

MOHAMAD, G.; RIZZATTI, E. e ROMAN, H.R. Modo de ruptura, deformabilidade e resistência de pequenas paredes estruturais. Ambiente Construído. vol.11 no.3 Porto Alegre, 2011.

MONTANDON, G. A. Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2018.

MOREIRA, T. V. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Tese, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

MOURA, F. A. Desempenho mecânico da alvenaria de vedação com função estrutural. Trabalho de conclusão de curso, UFPB, João Pessoa. 2015.

NATALINO Gattesco, Claudio Amadio, Chiara Bedon. Experimental and numerical study on the shear behavior of stone masonry walls strengthened with GFRP reinforced mortar coating and steel-cord reinforced repointing. Engineering Structures, Volume 90, 2015, Pages 143-157, ISSN 0141-0296, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.02.024.

NICOLA, T.; CANDIDO, L.; CAMATA, G.; SPACONE, E. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. Earthquakes and Structures, v.8, n.3. 2015

OLIVEIRA, D. P. C. Comportamento de pórticos betão armado preenchidos com paredes de alvenaria. Dissertação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 1995.

PATRÍCIO, J.; Furtado, A.; Rodrigues, H. Experimental Assessment of the Influence of Drywall Infills on the Seismic Behaviour of RC Frames. Buildings, [s. l.], v. 14, n. 1, p. 40, 2024. MDPI. Disponível em: https://www.mdpi.com/2075-5309/14/1/40. Acesso em: maio 2025.

PEDROTI, L.G.; ALEXANDRE, J. XAVIER, G.C.; MONTEIRO, S.N.; VIEIRA, C.M.F.; BAHIENSE, A.V. MAIA, P.C.A. Desenvolvimento de Massa argilosa para Blocos Prensados e Queimados. 25. Cerâmica Industrial, 2011.

PEDROTI, L.G. Estudo de Conformidades em Relação à ABNT de Blocos Cerâmicos Prensados e Queimados. Dissertação de Mestrado em Engenharia

Civil – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Centro de Ciência e Tecnologia. Laboratório de Engenharia Civil. Campos dos Goytacazes, 2007.

PITANGA, M. A. Contribuição ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos. Tese, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 2016.

POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings. National Lending Library for Science and Technology, Boston – UK, 1956.

POLYAKOV, S. V. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, CA, 1960.

QUEIROZ, L. F. Alvenarias participantes: consideração e efeitos em edifícios de concreto sob ações horizontais. Dissertação, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M, R, S.Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. 1ª edição, São Paulo, SP. 2003.

RANJBAR, A.; Madhkhan, M. Influence of Masonry Infills Under Earthquake Records: Numerical Analysis and Global Stability. Architecture and Engineering, [s. l.], v. 16, n. 7, 2026. Disponível em: https://www.mdpi.com/2075-5309/16/7/1392. Acesso em: abril 2026.

RIGÃO, A. O. Modelagem de pórticos em concreto armado preenchidos com alvenaria participante. Tese, Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS, 2022.

SALGADO, J.; CARVALHO, S.; CORDEIRO, B. Alvenaria de blocos de encaixe sem argamassa. IV Seminário P&D PROVIC/PIBIC. V. 09, Nº 25, Suplemento, 2019.

SANEINEJAD, A.; HOBBS, B.Ineslastic design of infilled frames. ASCE Journal

of the Structural Division, v.121, n. ST4, 1995.

SANT' ANA, A. M. M. Técnica construtiva empregando blocos de encaixe utilizando geominerais. Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG. 2015.

SANTOS, A. L.; MENDONÇA, L. S. C.; CRUZ, R. B. C. Blocos de encaixe para alvenaria de vedação. In: Simpósio de Iniciação Científica da FEI (SICFEI), 9., 2019, São Bernardo do Campo. Anais [...]. São Bernardo do Campo: Centro Universitário FEI, 2020. Disponível em: https://fei.edu.br/sites/sicfei/2019/civil/SICFEI_2019_paper_88.pdf. Acesso em: janeiro 2025.

SANTOS, E. M. Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Dissertação, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SCADELAI, M. A. Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR 6118:2003. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2004.

SILVA, B. S. da; CERQUEIRA, N. A.; ALEXANDRE, J.; MADALENA, J. de A. P.; JUNIOR, E. S. N. da C.; SIMÕES, I. do E. S.; SÁ, B. S. C. de; AZEREDO, L. B.; FERREIRA, A. W. R.; BARRETO, L. A. F. Caracterização de Solos para Produção de Blocos Cerâmicos Extrudados, Prensados e Queimados de Cerâmica Vermelha , p. 3662-3669. In: 77º Congresso Anual da ABM - Internacional, São Paulo, Brasil, 2024.

SILVA, B. S. da; CERQUEIRA, N. A.; MADALENA, J. de A. P.; OLIVEIRA, R. P. de; JUNIOR, E. S. N. da C.; ALEXANDRE, J.; AZEVEDO, A. R. G. de. Avaliação das Propriedades Físicas e Mecânicas de Blocos Cerâmicos Extrudados, Prensados e Queimados de Cerâmica Vermelha, p. 1392-1401. In: 77º Congresso Anual da ABM - Internacional, São Paulo, Brasil, 2024.

SILVA, J. D.; CARVALHO, L. C. Alvenaria estrutural e de vedação: Uma análise comparativa de custos de dois empreendimentos multifamiliar. 2018. Disponível

em:<http://repositorio.unis.edu.br/bitstream/prefix/628/1/Jos%C3%A9%20D%C3%A9lio.pdf>. Acesso em: Agosto, 2024.

SILVA, L. R. Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. Dissertação, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

SMITH, B. S. The composite behavior of infilled frames. In Symposium of Tall Buildings, 1967.

STANFFORD-SMITH, B.; RIDDINGTON, J. R. Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations. The Structural Engineer, n.6, v.55, 1977.

STANFFORD-SMITH, B.; RIDDINGTON, J. R. The design of masonry infilled steel frames for bracing structures. The Structural Engineer, n.1, v.56B, 1978.

STANFFORD-SMITH, B. Behavior of square infilled frames. ASCE Journal of the Structural Division, v.92, n. STI, 1966.

STANFFORD-SMITH, B. Lateral stiffness of infilled frames. ASCE Journal of the Structural Division, v.88, n. ST6, 1962.

TARANU, G. Reavaliação sísmica não linear de um edifício existente com estrutura de concreto armado: influência de alvenaria de enchimento sob registros de terremotos de profundidade intermediária e em crosta rasa. Buildings . 2026; 16(7):1392. https://doi.org/10.3390/buildings16071392

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. Alvenaria estrutural. São Paulo: Pini, 2010.

T.T. Bui, A. Limam, V. Sarhosis, M. Hjiaj. Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions. Engineering Structures, Volume 136, 2017, Pages 277-294, ISSN 0141-0296, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.020.

VALANDRO, A.; TROMBETTA, D. T. Estabilidade global de edifícios – aplicação

do parâmetro de instabilidade α E processo p-delta. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2016.

VIEIRA, R. W. A. Análise numérica no software Ansys da solidificação das ligas Al-4,5%Cu E Al-15%Cu. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Pará. Marabá, PA, 2013.

WHITNEY, C. S.; ANDERSON, B. G.; COHEN, E. Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions. Journal of American Concrete Instituiton, 1955.

WOOD, R. H. The stability of Tall Buildings. Procedures of Society of Civil Engineers, v. 11, 1958.

WORDELL, FERNANDO. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos. Dissertação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

7 APÊNDICE A – SCRIPT DE COMANDO MACRO LINEAR

```
/batch
/config,noeldb,1     ! force off writing results to database
*get,_wallstrt,active,,time,wall
! ANSYS input file written by Workbench version 2025 R2
! File used for geometry attach:
C:\Users\fullp\Desktop\MESTRADO\Dissertação\LINEAR
MACROMODELAGEM COM VIGA EM BAIXO\Pedro - Pórtico + Alvenaria
Estrutural (Macro)_files\dp0\SYS\DM\SYS.scdocx
/title,Pedro - P_rtico + Alvenaria Estrutural (Macro)--Static Structural (A5)
! ****** Begin Custom Load Command Snippet ******
/COM, ACT Extensions:
/COM,     LSDYNA, 2025.2
/COM,     5f463412-bd3e-484b-87e7-cbc0a665e474, wbex
/COM,/COM,     ANSYSMotion, 2025.2
/COM,     20180725-3f81-49eb-9f31-41364844c769, wbex
/COM,
! ****** End   Custom Load Command Snippet ******
*DIM,_loadvari1500y,TABLE,2,1,1,TIME,  , , 0
! Time values
*TAXIS,_loadvari1500y(1),1,0.,1.
! Load values
_loadvari1500y(1,1,1) = -666666.666666717
_loadvari1500y(2,1,1) = -666666.666666717


/com,**********  Define Force Using Surface Effect Elements **********
local,14,0,0.,0.,0.,0.,0.,0.
csys,0
et,496,154
MAT,496 $ TYPE,496 $ REAL,496 $ SECNUM,496 $ ESYS,14
eblock,11,COMPACT,,8
(11i9)
   10045   14349   14366   14372   14350   14464   14494   14465   14463
   10046   14348   14367   14366   14349   14462   14492   14464   14461
   10047   14347   14368   14367   14348   14460   14495   14462   14459
   10048   14346   14375   14368   14347   14458   14498   14460   14457
   10049   14366   14369   14373   14372   14493   14500   14503   14494
   10050   14367   14370   14369   14366   14496   14499   14493   14492
   10051   14368   14371   14370   14367   14497   14501   14496   14495
   10052   14375   14374   14371   14368   14506   14502   14497   14498
-1
secnum,1    ! reset the section ID to default
esel,s,type,,496
keyop,496,2,1       ! Apply load in local coordinate system
keyop,496,7,1       ! Use original area so load is constant in large deformation
esel,all
/gst,on,on
fini
```

```
*get,_numnode,node,0,count
*get,_numelem,elem,0,count
*get, _MAXELEMNUM, elem, 0, NUM, MAX
*get, _MAXNODENUM, node, 0, NUM, MAX
*get, _MAXELEMTYPE, etyp, 0, NUM, MAX
*get, _MAXREALCONST, rcon, 0, NUM, MAX
/go
/wb,load,end              !  done creating loads
/com,---  Number of total nodes = %_numnode%
/com,---  Number of contact elements = 3820
/com,---  Number of spring elements = 0
/com,---  Number of bearing elements = 0
/com,---  Number of solid elements = 3038
/com,---  Number of condensed parts = 0
/com,---  Number of total elements = %_numelem%
*get,_wallbsol,active,,time,wall
/com,*********************************************************************
/com,************************     SOLUTION       *******************************
/com,*********************************************************************
/solu
antype,0                  ! static analysis
neqit,1,force             ! Force 1 eq iteration since only nonlinearity is bonded/no
sep contact
pred,off
_thickRatio=  0     ! Ratio of thick parts in the model
eqsl,sparse,,,,,1
nropt,unsym               ! Use full Newton-Raphson with unsymmetric matrices
cntr,print,1              ! print out contact info and also make no initial contact an
error
dmpoption,emat,no             ! Don't combine emat file for DANSYS
dmpoption,esav,no             ! Don't combine esav file for DANSYS
nldiag,cont,iter          ! print out contact info each equilibrium iteration
rescontrol,,none                ! Do not keep any restart files
/com,*************************************************
/com,*******************  SOLVE FOR LS 1 OF 2 ****************
esel,s,type,,494
nsle
sfe,all,1,pres,1,0.
sfe,all,2,pres,1,%_loadvari1495y%
sfe,all,3,pres,1,0.
esel,s,type,,495
nsle
sfe,all,1,pres,1,0.
sfe,all,2,pres,1,%_loadvari1500y%
sfe,all,3,pres,1,0.
esel,s,type,,496
nsle
sfe,all,1,pres,1,152380.952380964
sfe,all,2,pres,1,0.
sfe,all,3,pres,1,0.
```

```
nsel,all
esel,all
/nopr
/gopr
autots,on                ! User turned on automatic time stepping
nsub,100,1000,100,OFF
time,1.
outres,erase
outres,all,none
outres,nsol,all,
outres,rsol,all
outres,eangl,all
outres,etmp,all
outres,veng,all
outres,strs,all,
outres,epel,all,
outres,eppl,all,
outres,cont,all,
/nopr
esel,s,type,,3
esel,a,type,,4,466
cm,_elmisc,elem
esel,all
/gopr
outres,misc,all,_elmisc
lnsr,on                  ! Line search turned ON by user
stabilize,constant,energy,0.1,no,0.2      !Stabilization turned ON by user
! ********** WB SOLVE COMMAND **********
! check interactive state
*get,ANSINTER_,active,,int
*if,ANSINTER_,ne,0,then
/eof
*endif
solve
/com ***************  Write FE CONNECTORS *********
CEWRITE,file,ce,,INTE
/com,*************************************************
/com,***************  FINISHED SOLVE FOR LS 1 *************
/com,*************************************************
/com,********************  SOLVE FOR LS 2 OF 2 ****************
/nopr
/gopr
nsub,1,1,1
time,2.
outres,erase
outres,all,none
outres,nsol,all,
outres,rsol,all
outres,eangl,all
outres,etmp,all
```

```
outres,veng,all
outres,strs,all,
outres,epel,all,
outres,eppl,all,
outres,cont,all,
outres,misc,all,_elmisc
solve
/com,*************************************************
/com,**************  FINISHED SOLVE FOR LS 2 *************
*get,_wallasol,active,,time,wall
/nopr
*get,_numnode,node,0,count
*get,_numelem,elem,0,count
*get, _MAXELEMNUM, elem, 0, NUM, MAX
*get, _MAXNODENUM, node, 0, NUM, MAX,,,INTERNAL
*get, _MAXELEMTYPE, etyp, 0, NUM, MAX
*get, _MAXREALCONST, rcon, 0, NUM, MAX
*get,_NSOLTHREADS,active,0,ntfs
*get,_NSOLPROCESSES,active,0,npfs
/gopr
/post1
xmlo,ENCODING,ISO-8859-1
xmlo,parm
/xml,parm,xml
fini
/gopr
*get,_walldone,active,,time,wall
_preptime=(_wallbsol-_wallstrt)*3600
_solvtime=(_wallasol-_wallbsol)*3600
_posttime=(_walldone-_wallasol)*3600
_totaltim=(_walldone-_wallstrt)*3600
*get,_dlbratio,active,0,solu,dlbr
*get,_combtime,active,0,solu,comb
*get,_ssmode,active,0,solu,ssmm
*get,_ndofs,active,0,solu,ndof
*get,_sol_end_time,active,0,set,time
*if,_sol_end_time,eq,2.000000,then
/fclean                         !clean distributed files
*endif
/com,---  Total number of nodes = %_numnode%
/com,---  Total number of elements = %_numelem%
/com,---  Element load balance ratio = %_dlbratio%
/com,---  Time to combine distributed files = %_combtime%
/com,---  Sparse memory mode = %_ssmode%
/com,---  Number of DOF = %_ndofs%
/wb,file,end              ! done with WB generated input
```

8 APÊNDICE B – SCRIPT DE SAÍDA MACRO LINEAR

```
+---------- M A P D L  S T A T I S T I C S ----------+

Release: 2025 R2          Build: 25.2      Update: UP20250519   Platform:
WINDOWS x64
Date Run: 04/23/2026   Time: 09:30     Process ID: 4352
Operating System: Windows 10  (Build: 19045)

Processor Model: Intel(R) Core(TM) i7-7500U CPU @ 2.70GHz

Compiler: Intel(R) Fortran Compiler Classic Version 2021.9  (Build: 20230302)
        Intel(R) C/C++ Compiler Classic Version 2021.9  (Build: 20230302)
        Intel(R) oneAPI Math Kernel Library Version 2024.2.3-Product Build
20250403

Number of machines requested          :    1
Total number of cores available       :    4
Number of physical cores available    :    2
Number of processes requested         :    2
Number of threads per process requested :    1
Total number of cores requested       :    2 (Distributed Memory
Parallel)
MPI Type: INTELMPI
MPI Version: Intel(R) MPI Library 2021.14 for Windows* OS


GPU Acceleration: Not Requested

Job Name: file0
Input File: dummy.dat

  Core                Machine Name   Working Directory
 ------------------------------------------------------
    0            DESKTOP-
7NAC1Q6   C:\Users\fullp\Desktop\MESTRADO\Dissertao\LINEAR
MACROMODELAGEM COM VIGA EM BAIXO\_ProjectScratch\ScrFE82
    1            DESKTOP-
7NAC1Q6   C:\Users\fullp\Desktop\MESTRADO\Dissertao\LINEAR
MACROMODELAGEM COM VIGA EM BAIXO\_ProjectScratch\ScrFE82

Latency time from master to core     1 =    6.160 microseconds

Communication speed from master to core     1 =  2391.05 MB/sec

Total CPU time for main thread                :      640.3 seconds
Total CPU time summed for all threads         :      642.2 seconds

Elapsed time spent obtaining a license        :        0.5 seconds
```

```
Elapsed time spent pre-processing model (/PREP7) :       1.8 seconds
Elapsed time spent solution - preprocessing      :       2.9 seconds
Elapsed time spent computing solution            :     637.9 seconds
Elapsed time spent solution - postprocessing     :       3.7 seconds
Elapsed time spent post-processing model (/POST1) :       0.0 seconds

Equation solver used                        :          Sparse (unsymmetric)
Equation solver computational rate          :      31.4 Gflops
Equation solver effective I/O rate          :       8.1 GB/sec

Sum of disk space used on all processes     :     695.8 MB

Sum of memory used on all processes         :    1060.0 MB
Sum of memory allocated on all processes    :    4147.0 MB
Physical memory available                   :       8 GB
Total amount of I/O written to disk         :      19.6 GB
Total amount of I/O read from disk          :      42.7 GB

+----------------- E N D   M A P D L   S T A T I S T I C S ------------------+


 *------------------------------------------------------------------------*
 |                                                                        |
 |                          RUN COMPLETED                                 |
 |                                                                        |
 |------------------------------------------------------------------------|
 |                                                                        |
 |  Ansys MAPDL 2025 R2        Build 25.2        UP20250519    WINDOWS
x64   |
 |                                                                        |
 |------------------------------------------------------------------------|
 |                                                                        |
 |  Database Requested(-db)    1024 MB     Scratch Memory Requested   1024
MB |
 |  Max Database Used(Master)     29 MB     Max Scratch Used(Master)    661
MB |
 |  Max Database Used(Workers)     1 MB     Max Scratch Used(Workers)   369
MB |
 |  Sum Database Used(All)        30 MB     Sum Scratch Used(All)     1030 MB |
 |                                                                        |
 |------------------------------------------------------------------------|
 |                                                                        |
 |       CP Time      (sec) =       642.234       Time  =  09:30:56         |
 |       Elapsed Time (sec) =       664.000       Date  =  04/23/2026       |
 |                                                                        |
 *------------------------------------------------------------------------*
```

9 APÊNDICE C – SCRIPT DE COMANDO MACRO NÃO-LINEAR

```
/batch
/config,noeldb,1     ! force off writing results to database
*get,_wallstrt,active,,time,wall
! ANSYS input file written by Workbench version 2025 R2
/wb,file,start              !  signify a WB generated input file
/solu
/gst,on,on
antype,0,rest,1,86,continue                  ! static analysis restart
nldiag,cont,iter          ! print out contact info each equilibrium iteration
/com,*************************************************
/com,******************  SOLVE FOR LS 1 OF 2 ****************
esel,s,type,,496
nsle
sfe,all,1,pres,1,0.
sfe,all,2,pres,1,%_loadvari1495y%
sfe,all,3,pres,1,0.
esel,s,type,,497
nsle
sfe,all,1,pres,1,0.
sfe,all,2,pres,1,%_loadvari1500y%
sfe,all,3,pres,1,0.
esel,s,type,,498
nsle
sfe,all,1,pres,1,2390476.19047637
sfe,all,2,pres,1,0.
sfe,all,3,pres,1,0.
nsel,all
esel,all
/nopr
/gopr
autots,on                  ! User turned on automatic time stepping
nsub,100,1000,100,OFF
time,1.
outres,erase
outres,all,none
outres,nsol,all,
outres,rsol,all
outres,eangl,all
outres,etmp,all
outres,veng,all
outres,strs,all,
outres,epel,all,
outres,eppl,all,
outres,cont,all,
outres,nldat,all,
/nopr
esel,s,type,,3
```

```
esel,a,type,,4,466
cm,_elmisc,elem
esel,all
/gopr
outres,misc,all,_elmisc
lnsr,on                 ! Line search turned ON by user
stabilize,constant,energy,0.1,no,0.2      !Stabilization turned ON by user
nldiag,nrre,on,5
! ********** WB SOLVE COMMAND **********
! check interactive state
*get,ANSINTER_,active,,int
*if,ANSINTER_,ne,0,then
/eof
*endif
solve
/com ***************  Write FE CONNECTORS *********
CEWRITE,file,ce,,INTE
/com,*************************************************
/com,***************  FINISHED SOLVE FOR LS 1 *************
rescontrol,define,last,last,,dele       ! Program Controlled
/com,*************************************************
/com,*******************  SOLVE FOR LS 2 OF 2 *****************
/nopr
/gopr
autots,on               ! Workbench Program Controlled automatic time stepping
nsub,5,1000,1           ! due to presence of nonlinear materials
time,2.
outres,erase
outres,all,none
outres,nsol,all,
outres,rsol,all
outres,eangl,all
outres,etmp,all
outres,veng,all
outres,strs,all,
outres,epel,all,
outres,eppl,all,
outres,cont,all,
outres,nldat,all,
outres,misc,all,_elmisc
nldiag,nrre,on,5
solve
/com,*************************************************
/com,***************  FINISHED SOLVE FOR LS 2 *************
*get,_wallasol,active,,time,wall
/nopr
*get,_numnode,node,0,count
*get,_numelem,elem,0,count
*get, _MAXELEMNUM, elem, 0, NUM, MAX
*get, _MAXNODENUM, node, 0, NUM, MAX,,,INTERNAL
```

```
*get, _MAXELEMTYPE, etyp, 0, NUM, MAX
*get, _MAXREALCONST, rcon, 0, NUM, MAX
*get,_NSOLTHREADS,active,0,ntfs
*get,_NSOLPROCESSES,active,0,npfs
/gopr
/post1
xmlo,ENCODING,ISO-8859-1
xmlo,parm
/xml,parm,xml
fini
/gopr
*get,_walldone,active,,time,wall
_preptime=(_wallbsol-_wallstrt)*3600
_solvtime=(_wallasol-_wallbsol)*3600
_posttime=(_walldone-_wallasol)*3600
_totaltim=(_walldone-_wallstrt)*3600
*get,_dlbratio,active,0,solu,dlbr
*get,_combtime,active,0,solu,comb
*get,_ssmode,active,0,solu,ssmm
*get,_ndofs,active,0,solu,ndof
*get,_sol_end_time,active,0,set,time
*if,_sol_end_time,eq,2.000000,then
/fclean                         !clean distributed files
*endif
/com,--- Total number of nodes = %_numnode%
/com,--- Total number of elements = %_numelem%
/com,--- Element load balance ratio = %_dlbratio%
/com,--- Time to combine distributed files = %_combtime%
/com,--- Sparse memory mode = %_ssmode%
/com,--- Number of DOF = %_ndofs%
/wb,file,end            ! done with WB generated input
```

10 APÊNDICE D – SCRIPT DE SAÍDA MACRO NÃO-LINEAR

*** ERROR *** CP = 6644.062 TIME= 16:05:05
Solution not converged at time 0.774125 (load step 1 substep 87).
Run terminated.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 476

*** NOTE *** CP = 6644.062 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 477
Max. Penetration of -1.273071384E-12 has been detected between contact element 9543 and target element 9493.

Max. Geometrical gap of 1.541810078E-08 has been detected between contact element 9543 and target element 9493.
For total 23 contact elements, there are 23 elements are in contact.
There are 23 elements are in sticking.
Max. Pinball distance 2.20588235E-02.
One of the contact searching regions contains at least 8 target elements.
****

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 478

*** NOTE *** CP = 6644.062 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 479

Max. Penetration of -2.019764999E-08 has been detected between contact element 9609 and target element 9595.

Max. Geometrical gap of 2.704787218E-08 has been detected between contact element 9609 and target element 9597.
For total 8 contact elements, there are 8 elements are in contact.
There are 8 elements are in sticking.
Potential overconstraint is detected.
No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.
Max. Pinball distance 2.20588235E-02.
One of the contact searching regions contains at least 4 target elements.
****

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 480

Max. Penetration of -6.984565301E-09 has been detected between contact element 9632 and target element 9648.
For total 6 contact elements, there are 6 elements are in contact.
There are 6 elements are in sticking.
Potential overconstraint is detected.
No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.
Max. Pinball distance 2.175925925E-02.
One of the contact searching regions contains at least 4 target elements.
****

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT

SET 481

*** NOTE *** CP = 6644.078 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 482
Max. Penetration of -1.082257673E-08 has been detected between contact element 9683 and target element 9785.

Max. Geometrical gap of 4.921726162E-08 has been detected between contact element 9716 and target element 9818.
For total 34 contact elements, there are 34 elements are in contact.
There are 34 elements are in sticking.
Potential overconstraint is detected.
Max. Pinball distance 2.17391305E-02.
One of the contact searching regions contains at least 8 target elements.
****

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 483

*** NOTE *** CP = 6644.078 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 484
Max. Penetration of -6.208639263E-08 has been detected between contact element 9876 and target element 9994.
For total 23 contact elements, there are 23 elements are in contact.

There are 23 elements are in sticking.
Potential overconstraint is detected.
Max. Pinball distance 2.205882352E-02.
One of the contact searching regions contains at least 8 target
elements.
****

****
SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 485

*** NOTE *** CP = 6644.078 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

****
SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 486
Max. Penetration of -4.039322454E-08 has been detected between contact
element 10029 and target element 10131.
For total 34 contact elements, there are 34 elements are in contact.
There are 34 elements are in sticking.
Potential overconstraint is detected.
Max. Pinball distance 2.173913043E-02.
One of the contact searching regions contains at least 8 target
elements.
****

****
SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET 487

*** NOTE *** CP = 6644.078 TIME= 16:05:05
Contact pair is inactive.

```
 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       488

 *** NOTE ***                      CP =    6644.078   TIME= 16:05:05
 Contact pair is inactive.

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       489
 Max.  Penetration of -4.290591833E-08 has been detected between contact
 element 10222 and target element 10199.
 For total 8 contact elements, there are 8 elements are in contact.
 There are 8 elements are in sticking.
 Potential overconstraint is detected.
 No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.
 Max.  Pinball distance 2.083333332E-02.
 One of the contact searching regions contains at least 4 target
 elements.
 ***********************************************

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       490

 *** NOTE ***                      CP =    6644.078   TIME= 16:05:05
 Contact pair is inactive.

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       491
 Max.  Penetration of -1.563569053E-08 has been detected between contact
 element 10247 and target element 10238.
 For total 8 contact elements, there are 8 elements are in contact.
```

```
 There are 8 elements are in sticking.
 Potential overconstraint is detected.
 No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.
 Max.  Pinball distance 2.083333325E-02.
 One of the contact searching regions contains at least 4 target
 elements.
 ***********************************************

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       492
 Max.  Penetration of -4.850079389E-08 has been detected between contact
 element 10269 and target element 10285.
 For total 6 contact elements, there are 6 elements are in contact.
 There are 6 elements are in sticking.
 Potential overconstraint is detected.
 No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.
 Max.  Pinball distance 2.175925925E-02.
 One of the contact searching regions contains at least 4 target
 elements.
 ***********************************************

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       493

 *** NOTE ***                    CP =    6644.078   TIME= 16:05:05
 Contact pair is inactive.

 ***********************************************
  SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT
SET       494

 *** NOTE ***                    CP =    6644.078   TIME= 16:05:05
```

Contact pair is inactive.

****

SUMMARY FOR CONTACT PAIR IDENTIFIED BY REAL CONSTANT SET 495

Max. Penetration of -2.380172291E-08 has been detected between contact element 10307 and target element 10295.

For total 8 contact elements, there are 8 elements are in contact.

There are 8 elements are in sticking.

Potential overconstraint is detected.

No MPC equations were built due to overconstraint detection logic.

Max. Pinball distance 2.205882352E-02.

One of the contact searching regions contains at least 4 target elements.

****

*** WARNING *** CP = 6644.078 TIME= 16:05:05

The unconverged solution (identified as time 1 substep 999999) is output for analysis debug purposes. Results should not be used for any other purpose.

R E S T A R T I N F O R M A T I O N

REASON FOR TERMINATION. . . . . .UNCONVERGED SOLUTION

FILES NEEDED FOR RESTARTING file0.Rnnn

file.ldhi

file.rdb

TIME OF LAST SOLUTION 0.77313

TIME AT START OF THE LOAD STEP 0.0000

TIME AT END OF THE LOAD STEP 1.0000

NOTE: FOR CONVERGING SOLUTIONS, ADDITIONAL EQUILIBRIUM ITERATIONS MAY BE
ADDED IN THE RESTART (NEQIT COMMAND) USING THE RESTART FILE
file0.Rnnn

ALL CURRENT MAPDL DATA WRITTEN TO FILE NAME= file.db
FOR POSSIBLE RESUME FROM THIS POINT

NUMBER OF WARNING MESSAGES ENCOUNTERED= 5
NUMBER OF ERROR MESSAGES ENCOUNTERED= 1

***** PROBLEM TERMINATED BY INDICATED ERROR(S) OR BY END OF INPUT DATA *****

*** NOTE *** CP = 6650.156 TIME= 16:05:27
The solution for the current simulation was performed using 2 cores.
The parallel performance of this simulation on this hardware indicates
that this simulation would benefit from using additional CPU cores.
Consider using more CPU cores, which may require additional HPC
licenses, when running this simulation again on the same hardware.

+---------- M A P D L S T A T I S T I C S ----------+

Release: 2025 R2 Build: 25.2 Update: UP20250519 Platform: WINDOWS x64

Date Run: 04/25/2026 Time: 16:05 Process ID: 14116
Operating System: Windows 10 (Build: 19045)

Processor Model: Intel(R) Core(TM) i7-7500U CPU @ 2.70GHz

Compiler: Intel(R) Fortran Compiler Classic Version 2021.9 (Build: 20230302)
Intel(R) C/C++ Compiler Classic Version 2021.9 (Build: 20230302)
Intel(R) oneAPI Math Kernel Library Version 2024.2.3-Product Build 20250403

Number of machines requested : 1
Total number of cores available : 4
Number of physical cores available : 2
Number of processes requested : 2
Number of threads per process requested : 1
Total number of cores requested : 2 (Distributed Memory Parallel)
MPI Type: INTELMPI
MPI Version: Intel(R) MPI Library 2021.14 for Windows* OS

GPU Acceleration: Not Requested

Job Name: file0
Input File: dummy.dat

Core	Machine Name	Working Directory
0	DESKTOP-7NAC1Q6	C:\Users\fullp\Desktop\MESTRADO\Dissertao\N-LINEAR MACROMODELAGEM COM VIGA EM BAIXO_ProjectScratch\Scr2ECB
1	DESKTOP-7NAC1Q6	C:\Users\fullp\Desktop\MESTRADO\Dissertao\N-LINEAR MACROMODELAGEM COM VIGA EM BAIXO_ProjectScratch\Scr2ECB

Latency time from master to core 1 = 7.608 microseconds

Communication speed from master to core 1 = 1922.65 MB/sec

Total CPU time for main thread : 6648.7 seconds
Total CPU time summed for all threads : 6650.2 seconds

Elapsed time spent obtaining a license : 0.5 seconds
Elapsed time spent pre-processing model (/PREP7) : 1.9 seconds
Elapsed time spent solution - preprocessing : 2.6 seconds
Elapsed time spent computing solution : 7141.5 seconds
Elapsed time spent solution - postprocessing : 5.0 seconds
Elapsed time spent post-processing model (/POST1) : 0.0 seconds

Equation solver used : Sparse (symmetric)
Equation solver computational rate : 29.8 Gflops
Equation solver effective I/O rate : 3758.0 GB/sec

Sum of disk space used on all processes : 890.4 MB

Sum of memory used on all processes : 1028.0 MB
Sum of memory allocated on all processes : 3568.0 MB
Physical memory available : 8 GB
Total amount of I/O written to disk : 49.4 GB
Total amount of I/O read from disk : 283.4 GB

+---------- E N D M A P D L S T A T I S T I C S ----------+

| |
| RUN COMPLETED |
| |

```
 |---------------------------------------------------------------------|
 |                                                                     |
 |  Ansys MAPDL 2025 R2        Build 25.2        UP20250519    WINDOWS
x64   |
 |                                                                     |
 |---------------------------------------------------------------------|
 |                                                                     |
 |  Database Requested(-db)    1024 MB    Scratch Memory Requested   1024
MB |
 |  Max Database Used(Master)    37 MB    Max Scratch Used(Master)    662
MB |
 |  Max Database Used(Workers)    1 MB    Max Scratch Used(Workers)   328
MB |
 |  Sum Database Used(All)       38 MB    Sum Scratch Used(All)      990 MB |
 |                                                                     |
 |---------------------------------------------------------------------|
 |                                                                     |
 |       CP Time      (sec) =       6650.156       Time  =  16:05:27         |
 |       Elapsed Time (sec) =       7171.000       Date  =  04/25/2026       |
 |                                                                     |
 *---------------------------------------------------------------------*
```

11 APÊNDICE E – SCRIPT DE SAÍDA MICRO NÃO-LINEAR

*** ERROR *** ELAPSED TIME = 19707.950 TIME= 12:54:13

Solution not converged at time 0.1084375 (load step 1 substep 21).
Run terminated.

*** WARNING *** ELAPSED TIME = 19707.967 TIME= 12:54:13
The unconverged solution (identified as time 1 substep 999999) is
output for analysis debug purposes. Results should not be used for
any other purpose.

R E S T A R T I N F O R M A T I O N

REASON FOR TERMINATION. . . . . .UNCONVERGED SOLUTION
FILES NEEDED FOR RESTARTING file0.Rnnn
file.ldhi
file.rdb
TIME OF LAST SOLUTION 0.10744
TIME AT START OF THE LOAD STEP 0.0000
TIME AT END OF THE LOAD STEP 1.0000
NOTE: FOR CONVERGING SOLUTIONS, ADDITIONAL EQUILIBRIUM ITERATIONS MAY BE
ADDED IN THE RESTART (NEQIT COMMAND) USING THE RESTART FILE file0.Rnnn

ALL CURRENT MAPDL DATA WRITTEN TO FILE NAME= file.db
FOR POSSIBLE RESUME FROM THIS POINT

NUMBER OF WARNING MESSAGES ENCOUNTERED= 5
NUMBER OF ERROR MESSAGES ENCOUNTERED= 1

***** PROBLEM TERMINATED BY INDICATED ERROR(S) OR BY END OF INPUT DATA *****

*** NOTE *** ELAPSED TIME = 19745.317 TIME= 12:54:51
The solution for the current simulation was performed using 4 cores.
The parallel performance of this simulation on this hardware indicates
that this simulation would benefit from using additional CPU cores.

Consider using more CPU cores, which may require additional HPC
licenses, when running this simulation again on the same hardware.

*** NOTE *** ELAPSED TIME = 19745.317 TIME= 12:54:51
The parallel performance of this simulation on this hardware indicates
that this simulation would benefit from using a GPU accelerator
device. Consider using a GPU device, which may require additional HPC
licenses, when running this simulation again.

+---------- M A P D L S T A T I S T I C S ----------+

Release: 2026 R1.01 Build: 26.1 Update: UP20260202 Platform:
WINDOWS x64
Date Run: 05/02/2026 Time: 12:54 Process ID: 86468
Operating System: Windows 11 (Build: 26200)

Processor Model: Intel(R) Xeon(R) w5-2545

Compiler: Intel(R) Fortran Compiler Classic Version 2021.9 (Build: 20230302)
Intel(R) C/C++ Compiler Classic Version 2021.9 (Build: 20230302)
Intel(R) oneAPI Math Kernel Library Version 2024.2.3-Product Build
20250403

Number of machines requested : 1
Total number of cores available : 24
Number of physical cores available : 12
Number of processes requested : 4
Number of threads per process requested : 1
Total number of cores requested : 4 (Distributed Memory Parallel)
MPI Type: INTELMPI
MPI Version: Intel(R) MPI Library 2021.16 for Windows* OS

GPU Acceleration: Not Requested

Job Name: file0
Input File: dummy.dat

Core Machine Name Working Directory
---
0 Workstation-Niander C:\Users\LAB-
MODELAGEM\AppData\Local\Temp\Pedro - Ptico + Alvenaria Estrutural
(Macro).tmp_ProjectScratch\Scr407B
1 Workstation-Niander C:\Users\LAB-
MODELAGEM\AppData\Local\Temp\Pedro - Ptico + Alvenaria Estrutural
(Macro).tmp_ProjectScratch\Scr407B
2 Workstation-Niander C:\Users\LAB-
MODELAGEM\AppData\Local\Temp\Pedro - Ptico + Alvenaria Estrutural
(Macro).tmp_ProjectScratch\Scr407B
3 Workstation-Niander C:\Users\LAB-

MODELAGEM\AppData\Local\Temp\Pedro - Ptico + Alvenaria Estrutural (Macro).tmp_ProjectScratch\Scr407B

Latency time from master to core 1 = 5.955 microseconds
Latency time from master to core 2 = 3.255 microseconds
Latency time from master to core 3 = 2.891 microseconds

Communication speed from master to core 1 = 3252.28 MB/sec
Communication speed from master to core 2 = 3138.31 MB/sec
Communication speed from master to core 3 = 3181.50 MB/sec

Total CPU time for main thread : 19529.5 seconds
Total CPU time summed for all threads : 19572.5 seconds

Elapsed time spent obtaining a license : 0.7 seconds
Elapsed time spent pre-processing model (/PREP7) : 10.3 seconds
Elapsed time spent solution - preprocessing : 29.4 seconds
Elapsed time spent computing solution : 19669.4 seconds
Elapsed time in element formation & assembly : 3405.6 seconds
Elapsed time in equation solver : 12060.6 seconds
Elapsed time in element result calculations : 205.0 seconds
Elapsed time spent solution - postprocessing : 12.0 seconds
Elapsed time spent post-processing model (/POST1) : 0.0 seconds

Equation solver used : Sparse (symmetric)
Sparse direct equation solver computational rate : 189.5 Gflops
Sparse direct equation solver effective I/O rate : 8094.1 GB/sec

Sum of disk space used on all processes : 13342.3 MB

Sum of memory used on all processes : 34913.0 MB
Sum of memory allocated on all processes : 50631.0 MB
Physical memory available : 127 GB
Total amount of I/O written to disk : 971.3 GB
Total amount of I/O read from disk : 5526.6 GB

+---------- E N D M A P D L S T A T I S T I C S ----------+

--
| |
| RUN COMPLETED |
Ansys MAPDL 2026 R1.01 Build 26.1 UP20260202 WINDOWS x64

```
 |  Database Requested(-db)     1024 MB     Scratch Memory Requested   1024
MB |
 |  Max Database Used(Master)    706 MB     Max Scratch Used(Master)   9254
MB |
 |  Max Database Used(Workers)     1 MB     Max Scratch Used(Workers)  8721
MB |
 |  Sum Database Used(All)       709 MB     Sum Scratch Used(All)    34204 MB
|
 |                                                                    |
 |--------------------------------------------------------------------|
 |                                                                    |
 |       CP Time      (sec) =      19572.531       Time  =  12:54:51         |
 |       Elapsed Time (sec) =      19745.317       Date  =  05/02/2026       |
 |                                                                    |
 *--------------------------------------------------------------------*
```

All