



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENAN GUSTAVO PACHECO SOARES

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM
PÓRTICOS PREENCHIDOS POR ALVENARIA DE VEDAÇÃO**

Recife

2023

RENAN GUSTAVO PACHECO SOARES

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM
PÓRTICOS PREENCHIDOS POR ALVENARIA DE VEDAÇÃO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.

Coorientador: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro.

Recife

2023

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

S676d

Soares, Renan Gustavo Pacheco.

Desempenho estrutural de edifícios em concreto armado com pórticos preenchidos por alvenaria de vedação / Renan Gustavo Pacheco Soares – 2023.

155 f.: il., figs., tabs., abrev. e siglas.

Orientador: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira.

Coorientador: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2023.

Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Edifícios altos. 3. Concreto armado. 4. Alvenarias. 5. Desempenho estrutural. I. Oliveira, Romilde Almeida de (Orientador). II. Carneiro, Arnaldo Manoel Pereira (Coorientador). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2024-27

RENAN GUSTAVO PACHECO SOARES

**DESEMPENHO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO COM
PÓRTICOS PREENCHIDOS POR ALVENARIA DE VEDAÇÃO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 24/02/2023.

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. José Afonso Pereira Vitório (examinador externo)
Universidade de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. João Manoel de Freitas Mota (examinador externo)
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva (examinador externo)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Renato de Siqueira Motta (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Àquela que é a luz do meu mundo, minha linda filha, Letícia Xavier Pachêco.

AGRADECIMENTOS

Ao Grande Arquiteto do Universo, Deus, por permitir que a verdadeira luz esteja sempre presente em minha vida.

À minha filha Letícia Xavier Pachêco, por me fazer sentir amor verdadeiro e me dar motivação diária para seguir na jornada da vida.

À minha esposa, Carla Renata Xavier Pachêco, pelo companheirismo, paciência e amor. Nosso maior presente, Letícia, é fruto do amor que construímos ao longo da vida. E é só o começo.

Aos meus pais, Célia Deda Pachêco e Antônio Soares Pachêco Filho, pelo amor incondicional, por acreditarem em mim, por me lapidar e ensinar a trilhar o caminho da retidão.

Aos meus irmãos, Ricardo César Pachêco Soares e Renata Patrícia Pachêco Soares, pela amizade, afeto, apoio e companheirismo. Meus sobrinhos Guilherme Danton, Mateus Soares, Giordana Daina e Heitor Pachêco são os maiores presentes que vocês me deram.

Aos meus grandes amigos, Erlan Pereira de Azevedo, João Sebastião Silvestre Júnior, Sidicley Luiz dos Santos, Heleno José da Silva Júnior, Kaike Manoel Barros do Nascimento e Gustavo Gutierrez de Oliveira Rodrigues. Vocês são incríveis.

Ao meu orientador, Dr. Romilde Almeida de Oliveira, pela paciência, pelo exemplo de pessoa, profissional e amigo. Não apenas desempenhou seu papel de professor de modo impecável, como também me norteou em vários princípios para me fazer crescer como pessoa, sendo um deles, a humildade acima de qualquer título e/ou posição social. Tive muita sorte em ter sido seu orientando e por isso sou muito grato.

Ao meu coorientador, Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro, pelos ensinamentos, compreensão, dedicação ao ensino e amizade.

À Polícia Militar de Pernambuco e aos colegas que lá fiz, por todo apoio, ensinamentos e valorização da vida.

A todos os meus professores, desde aqueles presentes nos anos iniciais escolares, àqueles presentes quando da defesa da tese. Se estou galgando mais um degrau, não é senão por cada semente plantada ao longo dos anos. E agora ela floresce.

“Nem tudo que pode ser contado, conta. E nem tudo que conta, pode ser contado”
(CAMERON, 1963, p. 13).

RESUMO

Como elemento de vedação, os painéis de alvenaria de vedação têm sido comumente adotados nas edificações de múltiplos pavimentos. No Brasil, apesar de seu uso estar sendo considerado, na etapa de projeto, apenas como função de preencher espaços, esta tem contribuído no aspecto de redistribuição de tensões e redução dos deslocamentos, por conta do aumento da rigidez do sistema. Atualmente, algumas normas internacionais especificam parâmetros referentes às considerações de projeto, porém com ressalvas e restrições, além de divergências entre eles que levam a resultados discrepantes. Verifica-se que a comunidade científica ainda não chegou a um consenso no que se refere às larguras efetivas das diagonais, descontinuidades dos painéis e caracterização, na etapa de projeto, do comportamento de modo mais aproximado com real desempenho em serviço. Assim, o presente estudo objetivou definir o comportamento de sistemas estruturais de edifícios em concreto armado, considerando a influência dos painéis de alvenaria de vedação. Isso por meio de análise numérica, com o auxílio dos softwares Eberick e ANSYS. Para isso, foi modelado um edifício de 27 pavimentos, situado na cidade do Recife-PE. Na primeira etapa, foi feito uso do método das diagonais equivalentes para modelar 16 diferentes sistemas estruturais considerando o painel de alvenaria de blocos vedação como preenchimento. As variáveis avaliadas foram os pontos críticos referentes às tensões e deformações. Na segunda etapa, o método dos elementos finitos foi utilizado para avaliar o sistema de modo local. Os resultados encontrados na primeira análise permitiram constatar divergência entre as diagonais equivalentes, com 25 % dos modelos matemáticos não se enquadrando ao problema. A inserção dos painéis de alvenaria no sistema contribuiu para uma redistribuição dos esforços, redução dos deslocamentos laterais, estabilidade global, efeito P-delta, imperfeições geométricas globais, análise dinâmica, acelerações horizontais e frequência natural. Na análise numérica por elementos finitos, também foi verificada a redução de deslocamentos laterais, obtendo reduções de até 60%. Alguns esforços imprimiram influência nas interfaces de contato e extremidades do painel, resultando efeitos de deslizamento e descolamento. Nos painéis com descontinuidades, verificou-se que a diagonal equivalente não apresenta o mesmo comportamento de um painel totalmente preenchido. A diagonal equivalente foi caracterizada, com valor médio de $w = 1,5944 m$. Esse valor tem boa aproximação com anteriores formulações, divergindo em média apenas 3,46 %. Constatou-se que o efeito do deslocamento de revestimentos em edifícios não é apenas uma questão dos materiais envolvidos, mas também pode ter influência do comportamento estrutural do sistema.

Palavras-chave: edifícios altos; concreto armado; alvenarias; desempenho estrutural.

ABSTRACT

As a sealing element, masonry sealing panels have been commonly adopted in multi-story buildings. In Brazil, although its use is being considered at the design stage only as a function of filling spaces, it has contributed to the redistribution of stresses and reduction of deformations, due to the increase in the rigidity of the system. Currently, some international standards specify parameters related to design considerations, but with caveats and restrictions, in addition to differences between them that lead to discrepant results. It appears that the scientific community has not yet reached a consensus with regard to the effective widths of the diagonals, discontinuities of the panels and characterization, in the design stage, of the behavior closer to the actual performance in service. Thus, the present study focused on defining the behavior of structural systems of reinforced concrete buildings, considering the influence of masonry sealing panels. This is done through numerical analysis, with the help of Eberick and ANSYS software. For this, a 27-story building was modeled, located in the city of Recife-PE. In the first stage, the method of equivalent diagonals was used to model 16 different structural systems considering the masonry panel of sealing blocks as filling. The evaluated variables were the critical points related to tensions and deformations. In the second stage, the finite element method was used to evaluate the system locally. The results found in the first analysis showed divergence between the equivalent diagonals, with 25% of the mathematical models not fitting the problem. The insertion of masonry panels in the system contributed to a redistribution of efforts, reduction of lateral displacements, global stability, P-delta effect, global geometric imperfections, dynamic analysis, horizontal accelerations and natural frequency. In the numerical analysis using finite elements, a reduction in lateral displacements was also verified, obtaining reductions of up to 60%. Some efforts influenced the contact interfaces and panel edges, resulting in sliding and detachment effects. In panels with discontinuities, it was verified that the equivalent diagonal does not present the same behavior as a fully filled panel. The equivalent diagonal was characterized, with an average value of $w = 1.5944\text{ m}$. This value has a good approximation with previous formulations, diverging on average by only 3.46%. It was found that the effect of peeling coatings on buildings is not just a matter of the materials involved, but can also have an influence on the structural behavior of the system.

Keywords: tall buildings; reinforced concrete; masonry; structural performance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de sistema estrutural de um edifício em concreto armado.....	22
Figura 2 – Comportamento de um material elástico-linear.....	23
Figura 3 – Domínios de deformação para ELU.....	24
Figura 4 – Exemplo de viga contínua com e sem redistribuição de esforços.....	25
Figura 5 – Comportamento de um material não-linear.....	26
Figura 6 – Análise estrutural através de modelos físicos, o túnel de vento.....	27
Figura 7 – Diagramas de tensão/deformação de materiais rígido-plástico perfeito e elastoplástico perfeito.	28
Figura 8 – Capacidade limite de rotação das rótulas plásticas segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).....	29
Figura 9 – Protótipo de pórtico preenchido por alvenaria.	33
Figura 10 – Estudo em edifício de 32 andares em concreto armado com painel de alvenaria..	34
Figura 11 – Edifício em concreto armado sem e com painel de preenchimento em alvenaria..	35
Figura 12 – Edifício em concreto armado sem e com painel de preenchimento em alvenaria..	36
Figura 13 – Análise por elementos discretos de pórtico preenchido por alvenaria com descontinuidade.	38
Figura 14 – Análise por elementos discretos de pórtico preenchido por alvenaria com descontinuidade.	40
Figura 15 – Esforços de 2ª ordem globais, locais e localizados.	43
Figura 16 – Hipótese de coeficiente de redução de esforços de 2ª ordem pela contribuição das alvenarias.....	44
Figura 17 – Ideia do processo P-delta.	45
Figura 18 – Situação indeformada, deformada e o processo P-delta.....	46
Figura 19 – Exemplo de deformações laterais em função de cargas verticais em estrutura não simétrica.....	50
Figura 20 – Coeficiente de rigidez efetiva global.....	51
Figura 21 – Exemplo de modelo da rigidez do pilar equivalente.....	55
Figura 22 – Exemplo de coeficiente de amplificação segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988).....	56
Figura 23 – Ponte de Vilanova: obra de arte em alvenaria.....	58

Figura 24 – Analogia entre arco e cabo em função das tensões atuantes.....	60
Figura 25 – Estrutura em alvenaria em formato de arco.	60
Figura 26 – Detalhes construtivos de parede de alvenaria não armada, armada e protendida.	61
Figura 27 – Tipos de blocos estruturais.....	62
Figura 28 – Tipos de blocos de alvenaria de vedação utilizados em painéis de preenchimento.....	62
Figura 29– Exemplo de modelo das diagonais equivalentes.	63
Figura 30 – Exemplo de modelo das diagonais equivalentes.	65
Figura 31 – Região de contato entre pórtico e painel de alvenaria.....	66
Figura 32 – Tipos de mecanismos de falha entre pórtico e painel de alvenaria.	67
Figura 33 – Exemplo real de fissuração dos painéis de alvenaria em edifício de concreto armado.	68
Figura 34 – Localidade da pesquisa.	72
Figura 35 – Representação das análises de macro e micro modelagem.	74
Figura 36 – Arquitetura do pavimento tipo.	75
Figura 37 – Planta de formas do pavimento tipo.....	76
Figura 38 – Posição das diagonais equivalentes.....	79
Figura 39 – Perspectiva 3D do sistema estrutural avaliado na etapa da análise global.....	81
Figura 40 – Técnicas para modelagem dos painéis de alvenaria.....	82
Figura 41 – Geometria do Modelo R1.....	84
Figura 42 – Geometria do Modelo R2.....	84
Figura 43 – Geometria do Modelo R3.....	85
Figura 44 – Geometria do Modelo R4.....	86
Figura 45 – Geometria do Modelo R5.....	86
Figura 46 – Geometria do Modelo R6.....	87
Figura 47 – Elemento SOLID65 representado geometricamente.....	89
Figura 48 – Representação do elemento LINK180.	89
Figura 49 – Representação do elemento CONTA174 e TARGE170.....	90
Figura 50 – Perspectiva 3D das malhas dos modelos definidos.....	91
Figura 51 – Composição das cargas verticais atuantes nas lajes.	94
Figura 52 – Composição das cargas verticais atuantes nas vigas.....	94
Figura 53 – Diagonais equivalentes das amostras (W1 a W5).	99
Figura 54 – Diagonais equivalentes das amostras (W6 a W10).	99
Figura 55 – Diagonais equivalentes das amostras (W11 a W14).	100

Figura 56 – Composição das maiores e menores diagonais (W1 a W7).	100
Figura 57 – Composição das maiores e menores diagonais (W8 a W14).	101
Figura 58 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W1 a W5).	101
Figura 59 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W6 a W10).	102
Figura 60 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W11 a W14).	102
Figura 61 – Diferenças entre as diagonais adotadas para modelagem (W1 a W7).	103
Figura 62 – Diferenças entre as diagonais adotadas para modelagem (W8 a W14).	103
Figura 63 – Intervalo de confiança das diagonais equivalentes, considerando as equações avaliadas.	104
Figura 64 – Intervalo de confiança das diagonais equivalentes, considerando todas as equações.....	105
Figura 65 – Tensões de flexão, cisalhamento, torção e axial atuantes nas amostras R e H. ..	106
Figura 66 – Percentual dos esforços de flexão nas fundações (S9, a mais solicitada), comparados com R.	109
Figura 67 – Percentual de redução do parâmetro gama-z em função dos painéis de alvenaria.	112
Figura 68 – Percentual de redução dos deslocamentos laterais das amostras avaliadas.	114
Figura 69 – Modelo do pórtico espacial pelo método das diagonais equivalentes das amostras R e H.	115
Figura 70 – Redução dos deslocamentos máximos dos pilares.	116
Figura 71 – Deslocamentos em função das imperfeições geométricas globais (eixo x).	119
Figura 72 – Deslocamentos em função das imperfeições geométricas globais (eixo y).	120
Figura 73 – Acelerações horizontais das amostras avaliadas em análise dinâmica.	122
Figura 74 – Frequências naturais das amostras.	123
Figura 75 – Deformação total do pórtico avaliado na análise global, pavimento Tipo 7, e do Modelo R1(eixo z).	124
Figura 76 – Deformação global do pórtico do Modelo R2 (eixo z).	125
Figura 77 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R2 (eixo z).	126
Figura 78 – Diagonal equivalente determinada no Modelo R2.	127
Figura 79 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R3 (eixo z).	128
Figura 80 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R3 (eixo z).	129
Figura 81 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R4 (eixo z).	130

Figura 82 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R4 (eixo z).	131
Figura 83 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R5 (eixo z).	132
Figura 84 – Deformações do Modelo R5 em diferentes direções.	132
Figura 85 – Efeito de torção no sistema global.	134
Figura 86 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R6 (eixo z).	135
Figura 87 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R6 (eixo z).	136
Figura 88 – Diagonal equivalente determinada no Modelo R6.....	137
Figura 89 – Largura das diagonais equivalentes dos modelos avaliados e dos Modelos R2 e R6.....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Alguns autores dos primeiros 50 anos de pesquisa sobre pórticos preenchidos com alvenaria.....	37
Tabela 2 – Roteiro de cálculo do coeficiente gama-z.....	49
Tabela 3 – Valores do índice de esbeltez efetiva segundo o CEB.	53
Tabela 4 – Zonas de conforto humano em função da aceleração em edifícios.	57
Tabela 5 – Formulações de determinação das diagonais equivalentes.....	64
Tabela 6 – Valores característicos das propriedades físicas dos materiais.....	77
Tabela 7 – Caracterização das amostras da etapa de análise global.....	78
Tabela 8 – Valores das diagonais equivalentes (W1 a W7) das amostras.....	79
Tabela 9 – Valores das diagonais equivalentes (W8 a W14) das amostras.....	80
Tabela 10 – Características das malhas dos pavimentos isolados.	88
Tabela 11 – Determinação do Intervalo de Confiança (IC) das equações para determinação das diagonais.....	104
Tabela 12 – Cargas na fundação (S9) das amostras avaliadas.	108
Tabela 13 – Momentos fletores na fundação (S9, mais solicitada) das amostras avaliadas...	109
Tabela 14 – Reações laterais na fundação (S9) das amostras avaliadas.....	110
Tabela 15 – Parâmetros de estabilidade global obtidos nas amostras.	111
Tabela 16 – Deslocamentos horizontais obtidos das amostras.....	113
Tabela 17 – Deslocamentos máximos nos pilares obtidos das amostras.....	116
Tabela 18 – Variação e redução do processo P-delta das amostras R, H, SS e SC.	117
Tabela 19 – Variação e redução do processo P-delta das amostras M71, M74, BM e T.	117
Tabela 20 – Variação e redução do processo P-delta das amostras HD, PP, DL e FB.	118
Tabela 21 – Variação e redução do processo P-delta das amostras M, C, A e CSA.	118
Tabela 22 – Acelerações horizontais das amostras avaliadas na análise dinâmica.	121
Tabela 23 – Frequências naturais dos sistemas na análise dinâmica.....	122

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	21
1.2.1	Geral.....	21
1.2.2	Específicos.....	21
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO DE LITERATURA	22
2.1	ANÁLISE DE SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO.....	22
2.1.1	Análise linear	23
2.1.2	Análise linear com redistribuição	24
2.1.3	Análise não-linear.....	25
2.1.4	Análise através de modelos físicos	27
2.1.5	Análise plástica	28
2.1.6	Análise elástica.....	30
2.1.7	Análise elastoplástica	30
2.1.8	Análise dinâmica	31
2.1.9	Análise modal.....	31
2.2	NORMALIZAÇÃO FRENTE ÀS CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	32
2.2.1	No Brasil.....	32
2.2.2	No exterior	37
2.3	CRITÉRIOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS	42
2.3.1	Esforços de 2ª ordem.....	42
2.3.2	Efeito P-Delta ($P-\Delta$).....	45
2.3.3	Coeficientes Gama-Z (γ_z).....	48
2.3.4	Coeficiente Fav-t.....	50
2.3.5	Coeficiente de rigidez efetiva global (K).....	51
2.3.6	Parâmetro de instabilidade (α)	52
2.3.7	Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}).....	53
2.3.8	Frequência fundamental (f_1).....	54
2.3.9	Rigidez do pilar equivalente (EI_{eq}).....	55
2.3.10	Coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp})	56
2.3.11	Aceleração para verificação do conforto humano (a)	57

2.4	DESEMPENHO ESTRUTURAL DAS ALVENARIAS	58
2.5	MODELO DAS DIAGONAIS EQUIVALENTES	63
2.6	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE PÓRTICOS COM ALVENARIA.....	66
2.7	ANÁLISE NUMÉRICA VIA ELEMENTOS FINITOS	69
3	METODOLOGIA	72
3.1	ÁREA DE ESTUDO.....	72
3.2	ESTRUTURA DA PESQUISA	73
3.3	CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	74
3.3.1	Propriedades dos materiais	77
3.3.2	Análise global.....	78
3.3.3	Análise local	82
3.3.3.1	Modelos analisados	83
3.3.3.1.1	<i>Modelo R1</i>	<i>83</i>
3.3.3.1.2	<i>Modelo R2.....</i>	<i>84</i>
3.3.3.1.3	<i>Modelo R3.....</i>	<i>85</i>
3.3.3.1.4	<i>Modelo R4.....</i>	<i>85</i>
3.3.3.1.5	<i>Modelo R5.....</i>	<i>86</i>
3.3.3.1.6	<i>Modelo R6.....</i>	<i>87</i>
3.3.3.2	Critérios de discretização	87
3.3.3.3	Calibração do modelo.....	93
3.4	ESTADO DE CARREGAMENTO	93
3.4.1	Ações.....	93
3.4.2	Combinação das ações	95
3.4.3	Tipo de análise	96
3.5	ATIVIDADES.....	96
4	RESULTADOS.....	99
4.1	AValiação GLOBAL	99
4.1.1	Diagonais equivalentes: via pórtico espacial.....	99
4.1.2	Determinação do intervalo de confiança.....	104
4.1.3	Tensões de flexão, cisalhamento, torção e axiais	106
4.1.4	Estabilidade global	111
4.1.5	Deslocamentos laterais devido à ação do vento	113
4.1.6	P-delta.....	117
4.1.7	Imperfeições geométricas globais	119

4.1.8	Análise dinâmica	121
4.2	ANÁLISE LOCAL: VIA ELEMENTOS FINITOS	123
4.2.1	Modelo R1	123
4.2.2	Modelo R2	125
4.2.3	Modelo R3	128
4.2.4	Modelo R4	130
4.2.5	Modelo R5	132
4.2.6	Modelo R6	135
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	138
	REFERÊNCIAS.....	143
	APÊNDICE A - COMBINAÇÃO DAS AÇÕES UTILIZADAS PARA CÁLCULO DO EDIFÍCIO	152

1 INTRODUÇÃO

Com o constante desenvolvimento das grandes cidades e regiões metropolitanas, vinculado ao crescimento demográfico, edificações de múltiplos pavimentos têm sido uma alternativa adotada pelos projetistas para a otimização dos espaços. Esse tipo de sistema construtivo demanda uma análise rigorosa, que leva em conta fatores que vão além das ações convencionais identificadas em edificações de pequeno porte. Ações horizontais advindas do vento e ações sísmicas são exemplos.

O comportamento estrutural de uma edificação alta deve ser bem caracterizado na etapa de planejamento, devendo obedecer aos parâmetros normativos, ter cuidados especiais em relação aos parâmetros de rigidez e estabilidade global, de modo a apresentar bom desempenho em serviço, bem como ser o mais aproximado da situação em serviço.

Em edifícios, várias tipologias de modelos estruturais podem ser utilizadas, como uma estrutura metálica, madeira, concreto armado ou sistema misto. Essa definição depende de diversos fatores como arquitetura, localidade, altura da edificação, materiais e tecnologia disponível. A grande maioria dessas obras é composta por estrutura porticada.

O material concreto armado em sistema de pórtico espacial é o que tem sido mais utilizado pelos escritórios de cálculo no Brasil. Os componentes de um pórtico que compõe esses tipos de edificações são os elementos de fundação, lineares e de placa. Fundações rasas como sapatas isoladas ou profundas como estacas de hélice contínua; elementos lineares, como pilares e vigas; e elementos de placa, como lajes. Tem como premissa básica a transmissão de cargas aos elementos adjacentes, partindo das lajes, seguindo para as vigas, pilares e fundações, de modo a distribuir as tensões ao solo.

Como elemento de vedação, painéis de alvenarias de blocos de concreto ou cerâmicos e placas de vidro são opções comumente adotadas. Em se tratando de alvenaria de bloco cerâmico, esta tem sido utilizada em grande escala nas edificações de múltiplos pavimentos. Suas dimensões são variadas. Usualmente, blocos cerâmicos na forma 9x19x19cm, com oito furos, são os mais comuns. A argamassa para assentamento dos blocos geralmente é produzida no canteiro de obra, com traço específico. Nesse aspecto, o fator mão-de-obra tem grande contribuição no produto final do painel de alvenaria. Pequenas divergências como espessuras distintas da argamassa entre os tijolos, quantidade de água, inserção de cal hidratada para questão da trabalhabilidade ou ainda o desalinhamento por falta de prumo, podem modificar todo o comportamento do painel, por exemplo.

Apesar de seu uso estar sendo considerado na etapa de projeto apenas como função de preencher espaços pelas normas brasileiras, esta tem contribuído de forma sólida no aspecto de redistribuição de tensões e redução dos deslocamentos. Isso pode ser constatado em várias pesquisas científicas, as quais têm denotado a parcela de contribuição dos painéis de alvenaria de bloco cerâmico no enrijecimento do sistema estrutural. Nas pesquisas de Nicola et al. (2015), Abdel-Hafez et al. (2015) e Kumar e Srivastava (2018), exemplos de situações numéricas e experimentais demonstram a importância da consideração das alvenarias no sistema.

Estudos numéricos e experimentais vêm sendo desenvolvidos há mais de 60 anos, com os trabalhos pioneiros de Polyakov (1956) e Holmes (1961). Isso com foco na caracterização e uniformização de modelos matemáticos e parâmetros de análise dos pórticos preenchidos.

Atualmente, algumas normas internacionais como a 356 da Federal Emergency Management Agency – FEMA (2000), o 530 do American Concrete Institute (ACI, 2013), o 402/602 da The Masonry Society – TMS (2016), o Eurocode 8 da European Committee for Standardization CEN-EN (2004) e a norma 5 da American Society of Civil Engineers – ASCE (2011) especificam parâmetros referente às considerações de projeto dos painéis de preenchimento em alvenaria atuando junto aos pórticos em concreto armado.

No 356 do FEMA (2000), por exemplo, critérios de aceitação, redistribuição de tensões em função de aberturas, parâmetros de linearidade e não-linearidade, esbeltez, rigidez, restrições, condições de contorno como folgas entre o pórtico e o painel de alvenaria, sistema de juntas e possibilidade de excentricidade das diagonais de compressão estão definidos. No Eurocode 8, em seu item 4.3.6.4, alguns critérios de perigo estão definidos em função da situação de ancoragem nas extremidades quando de descontinuidades dos painéis. Já no 402/602 da TMS (2016), por exemplo, algumas restrições são impostas como o caso das folgas entre os elementos de ligação e as aberturas. Isso gera algumas divergências.

Desse modo, verifica-se que mesmo depois de décadas e centenas de produções, a comunidade científica ainda não chegou a um consenso no que se refere às larguras efetivas das diagonais comprimidas, descontinuidades dos painéis e caracterização na etapa de projeto do comportamento de modo mais aproximado com real desempenho em serviço de edifícios altos.

Nesse cenário, o presente estudo tem como foco proceder uma análise numérica via Elementos Finitos, com o auxílio dos softwares Eberick e ANSYS, em sistemas estruturais de edifícios altos com estrutura de concreto armado preenchidos por painéis de alvenaria de blocos cerâmicos, com foco na caracterização desses parâmetros e identificação das possíveis causas para os problemas de deslocamento dos revestimentos de fachada.

1.1 JUSTIFICATIVA

Alguns estudos têm denotado a contribuição das alvenarias na redistribuição de esforços e consequente redução dos deslocamentos. Reduções nas taxas de armadura e seção transversal em alguns elementos como pilares e fundações têm sido observadas por força do aumento da rigidez do sistema, conforme se verifica nos trabalhos de Mohyeddin et al. (2013), Pitanga (2016) e Medeiros e Parsekian (2018).

Em alguns países como Estados Unidos e Canadá, por exemplo, foram estabelecidos alguns modelos normativos de previsão da contribuição dos painéis de alvenaria no comportamento global do sistema.

Nos Estados Unidos, as normas 402/602 (TMS, 2016) especificam recomendações quanto ao emprego das alvenarias. Considera o modelo de diagonal comprimida, mas com algumas restrições como a relação limitada entre espessura da parede e altura com foco na estabilidade do painel, bem como não permite situações em que os painéis de alvenaria não preencham todo o espaço do pórtico, seja por parede de meia altura, seja por descontinuidades.

No Canadá, a S304-14 (CSA, 2014) também estabelece parâmetros nesse aspecto, destacando a influência da contribuição das diagonais comprimidas. Sua primeira consideração ocorreu nessa norma há mais de 15 anos. Após a aplicação das cargas, forma-se um sistema treliçado, onde o vigamento tem função de banzo, os pilares com função de montantes e o painel de alvenaria como diagonal. De modo análogo ao código americano, não é levada em consideração a análise quando da ocorrência de descontinuidades (com raras exceções para ensaios experimentais), nem se houver alguma descontinuidade entre a ligação parede estrutura.

Ainda que de modo conservador é uma situação válida, pois a tendência de aproximação com o comportamento real de um sistema estrutural tem sido pesquisada. Mas ainda assim necessita de estudos complementares para uniformizar e caracterizar melhor a situação.

Apesar da negação em considerar aberturas nos códigos supracitados, a analogia do comportamento do sistema definido pela norma canadense com uma treliça, abre espaço para questionamentos. A situação de possibilidade de aberturas é um fato. Não há edificação sem aberturas para tráfego de pessoas, iluminação e ventilação. Assim, já que pelo fator topológico, numa treliça há regiões sem material por não haver solicitação, um painel de alvenaria pode ser analisado de modo a definir posições estratégicas das aberturas, sem interferência do comportamento treliçado do sistema. Isso tem sido estudado por vários pesquisadores nas últimas décadas e é também fator de estudo que se pretende analisar neste trabalho.

O atual sistema normativo vigente no Brasil não leva em consideração a parcela de contribuição dos painéis de preenchimento em alvenaria dos pórticos na rigidez do sistema pelo seu fator contraventamento e melhoria de seu desempenho. Portanto, projetos que utilizam como preenchimento painéis de alvenaria têm sido desenvolvidos de modo divergente do que se ocorre na prática. Quando não se leva em conta a alvenaria no conjunto, a função de contraventamento não é considerada e o sistema adotado será mais deformável. Elementos de maior rigidez serão implementados para combater deslocamentos, que por sua vez nem existirão de fato.

Em adição, pesquisas necessitam ser desenvolvidas e aprofundadas para melhor caracterização da estrutura que leve em consideração todas as variáveis de projeto, como a forma e largura ideal das diagonais, descontinuidades em tamanho e quantidade adequada, bem como o possível diagnóstico de patologias que possam ter origem no conjunto sistema/rigidez.

Outrossim, atualmente há uma série de carências de pesquisas específicas. Como exemplos que necessitam de maior aprofundamento científico, têm-se a necessidade de caracterização do comportamento dos painéis de alvenaria de blocos cerâmicos em edifícios altos; situações de descontinuidade para aberturas de portas e janelas; necessidade de análise em sistema de pórtico espacial que leva em consideração a contribuição e redistribuição de tensões e deformações de um pórtico ao outro; a análise de tensões e deformações a nível micro modelagem em relação aos elementos de ligação pilar-argamassa-alvenaria e alvenaria-emboço-reboco-revestimento, análise não-linear do sistema, dentre outros fatores.

Logo, indicadores que promovam o desenvolvimento de projetos de edifícios altos e esbeltos otimizados nos aspectos de qualidade, durabilidade, segurança, desempenho, economia, bem como a harmonização com as perspectivas de sustentabilidade, precisam ser instituídos.

Esta pesquisa auxiliará a etapa de desenvolvimento de projetos de edifícios altos e esbeltos de modo mais aproximado no que se refere ao comportamento global, pela caracterização do desempenho estrutural com os painéis de alvenaria. Também irá fornecer indicadores quanto aos parâmetros de diagonais eficientes para cada tipo de situação, quando da ocorrência de descontinuidades. Em adição, contribuirá na prevenção ou possibilidade de diminuição do problema de deslocamento de revestimentos frente às deformações da estrutura.

O sucesso dessa pesquisa contribuirá de forma significativa para a comunidade acadêmica e a indústria da construção civil, visto que a divergência de parâmetros de projeto aliado à ausência de normas específicas não é apenas um problema de ordem local.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Geral

Definir o comportamento de sistemas estruturais de edifícios de múltiplos pavimentos, considerando a influência dos painéis de preenchimento em alvenaria de vedação.

1.2.2 Específicos

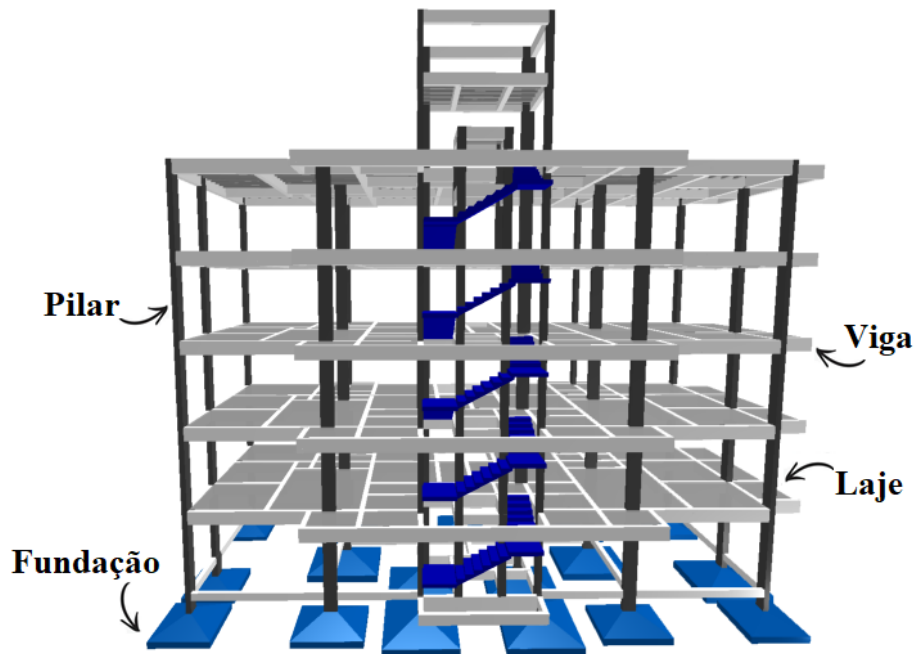
- a) Caracterizar o comportamento de um sistema porticado de um edifício de 27 pavimentos, quando da contribuição dos painéis de preenchimento em alvenaria de vedação na redistribuição das tensões e redução dos deslocamentos locais e globais.
- b) Determinar valores das larguras das diagonais equivalentes frente ao comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, por análise de pórtico espacial com elementos de barra e grelhas.
- c) Definir um intervalo de confiança para as diagonais equivalentes, tendo em vista a extensa gama de equações divergentes na literatura.
- d) Estabelecer uma diagonal equivalente, tomando como base os dados obtidos numa modelagem local por elementos finitos.
- e) Definir o desempenho estrutural dos pórticos preenchidos quando sujeitos a descontinuidades como aberturas para portas ou janelas.
- f) Constatar possíveis fatores intervenientes do deslocamento de revestimentos em função do comportamento dinâmico do sistema.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA E REVISÃO DE LITERATURA

2.1 ANÁLISE DE SISTEMAS ESTRUTURAIS EM CONCRETO ARMADO

Os sistemas estruturais em concreto armado têm como objetivo resistir as ações advindas do peso próprio, sobrecargas e ações externas como vento e sismo, de modo a transmitir para o solo esses esforços. São compostos de fundações, elementos lineares como vigas e pilares e elementos de placa como lajes. As lajes podem ser do tipo maciça ou nervurada. As fundações podem ser rasas, como as sapatas isoladas ou profundas, como estacas franki, hélice contínua, dentre outras. Um exemplo de sistema estrutural em concreto armado pode ser identificado na Figura 1.

Figura 1 – Exemplo de sistema estrutural de um edifício em concreto armado



Fonte: O Autor (2021).

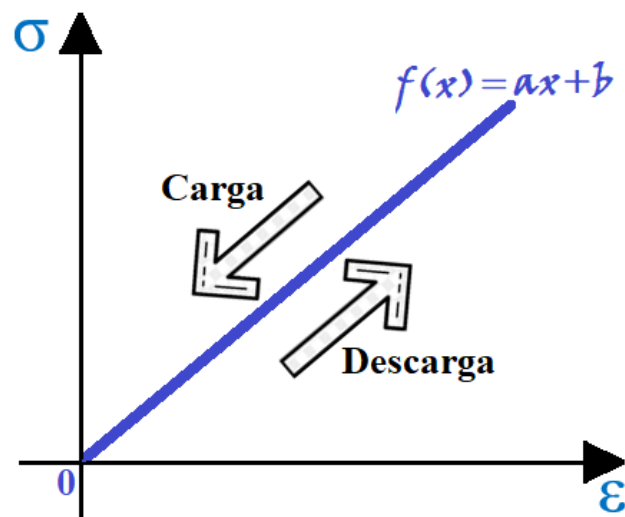
Podem atuar de modo único, no aspecto do material empregado no sistema ser todo em concreto armado ou misto, com a inserção de elementos de aço ou madeira, por exemplo.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), para a determinação do comportamento da estrutura, análises precisam ser realizadas. Atualmente, têm-se as análises do tipo linear, linear com redistribuição, não-linear, através de modelos físicos, plástica, elástica, elasto-plástica, dinâmica e modal. Cada uma com considerações específicas em relação às propriedades dos materiais. São modelos matemáticos aproximados do real comportamento do sistema.

2.1.1 Análise linear

Na análise linear, ou análise estática linear, é admitido o comportamento elástico-linear dos materiais. Elástico no sentido de tendência em retornar para posição inicial após o ciclo de carga e descarga. Linear em relação aos parâmetros de tensão e deformação, que forma uma reta no diagrama, ou seja, é proporcional e constante o aumento de deformação pelo aumento do carregamento. Na Figura 2, um exemplo do comportamento de um material elástico-linear pode ser identificado.

Figura 2 – Comportamento de um material elástico-linear



Fonte: O Autor (2021).

A relação entre tensão e deformação é dada pelo módulo de elasticidade. A função formada tanto pelo carregamento quanto pelo descarregamento é uma reta, ou seja, à medida em que a tensão aumenta, a deformação aumenta de modo proporcional e contínuo. O mesmo ocorre quando a tensão diminui.

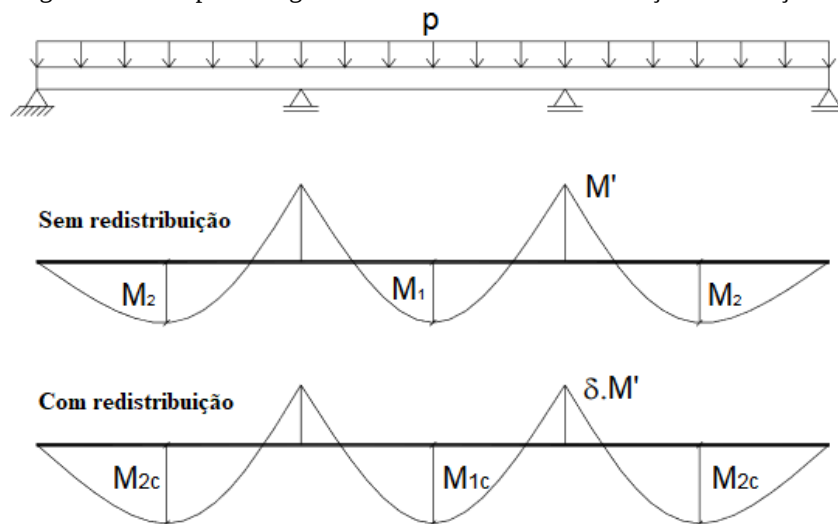
Em casos de análise global, comuns em situações de edifícios altos, é importante avaliar as características geométricas determinadas pela seção transversal dos elementos do sistema. Se for análise local, considerar o estado fissurado do compósito, conforme item 14.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A análise linear é geralmente empregada na verificação dos Estado Limite de Serviço (ELS), sendo possível também ser utilizada para o Estado Limite Último (ELU), mas somente em situações que se possa garantir a ductilidade dos elementos. Nesse caso, pode-se considerar como garantia de ductilidade, o dimensionamento nos Domínios 1, 2 e 3 e a limitação da

De acordo com Prado e Giongo (1997), em estudos sobre vigas em edifícios, verificaram que o processo de fissuração tem possibilidade de diminuir no intervalo de 20 até 70% a capacidade de rigidez frente a esforços de flexão da peça, de acordo com o índice de armadura presente na seção de concreto.

Resumindo, a análise linear com redistribuição se dá pela multiplicação dos momentos nos apoios por um coeficiente de redistribuição (δ) e posterior correção dos momentos nos vãos, de modo a promover redução de momentos fletores em apoios de vigas contínuas e o respectivo aumento dos momentos nos vãos (Figura 4).

Figura 4 – Exemplo de viga contínua com e sem redistribuição de esforços.



Fonte: Adaptado de Fontes e Pinheiro (2005).

No exemplo da viga contínua acima, $M_2 < M_{2c}$, $M_1 < M_{1c}$ e $M' < \delta.M'$. Isso conduz a maiores taxas de armadura no meio dos vãos e redução dos momentos nos apoios, o que transfere menores momentos para os pilares, tornando seu dimensionamento otimizado em algumas situações.

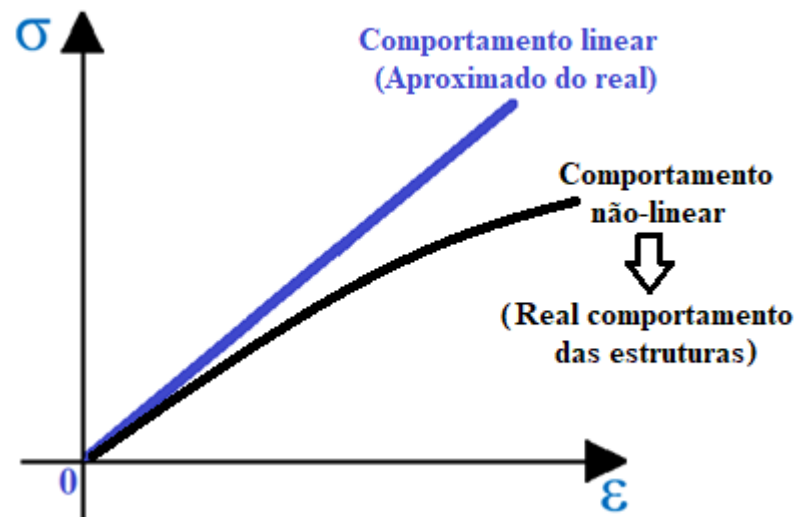
Em adição, o item 14.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece ainda que as condições de equilíbrio e ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas para os casos de análise linear com redistribuição.

2.1.3 Análise não-linear

Ainda de acordo com a norma brasileira, item 14.5.5, a consideração do comportamento não-linear dos materiais é o que caracteriza esse tipo de análise estrutural. Nesse caso, não há uma constante e uniforme relação entre tensão e deformação. Condições de equilíbrio,

compatibilidade e ductilidade devem estar garantidas. A recomendação normativa também define que esse tipo de análise é válida tanto para o ELS quanto para o ELU. A representação gráfica do comportamento de um material que tem características não-lineares está definida na Figura 5.

Figura 5 – Comportamento de um material não-linear



Fonte: O Autor (2021).

A linearização tem sido utilizada em função de tornar os problemas mais simplificados, com a ressalva de ser adotado um erro aceitável entre a solução explícita da aproximada.

Problemas não lineares demandam grandes recursos computacionais, o que tem limitado algumas análises. Isso se dá pelo fato do processo iterativo de determinação de soluções, onde cada solução é utilizada para se obter a solução posterior até se chegar ao ponto ideal. Em se tratando do concreto, isso se aplica na determinação da geometria e armadura das peças. Esse tipo de análise tem sido utilizado de forma gradativa pelos pesquisadores devido ao constante avanço tecnológico. Os trabalhos de Mohebkah et al. (2008), Koutromanos (2011) e Sipos et al. (2018) são exemplos.

Segundo Araújo (2014), o concreto é um material que possui o comportamento não-linear. O autor define em sua obra o termo de módulo de deformação longitudinal, em vez de módulo de elasticidade, já que como o concreto não apresenta comportamento linear frente ao parâmetro de tensão e deformação. Fato que diverge da terminologia instituída na atual norma brasileira do concreto. Acredita-se ser consideração válida e mais apropriada para o termo, tendo em vista que é o real comportamento em serviço do material. O processo de cálculo é o mesmo, destacando apenas a questão da definição para se adequar melhor ao termo.

Há também a consideração dos parâmetros de não-linearidade física e geométrica. A não-linearidade física trata-se de propriedades físicas dos materiais, seus parâmetros de rigidez de seção, quantidade, posicionamento das armaduras e leis constitutivas dos materiais componentes. Situações presentes no concreto como fissuração e fluência e no aço como o escoamento, modificam o comportamento linear do compósito. O item 15.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) destaca a obrigatoriedade da verificação desse fator. No item 15.7.3 da mesma norma, estão estabelecidos os parâmetros de determinação do módulo de deformação longitudinal, considerando a não linearidade física de vigas, lajes e pilares, com diferentes requisitos de rigidezes. Isso para esforços globais. Se esforços locais, não se permite tal consideração, ainda que a discretização seja mais refinada na etapa de modelagem numérica.

Já na não-linearidade geométrica, efeitos de 2ª ordem (P-delta, Gama-Z, Fav-t) são considerados pela necessidade de se avaliar a estrutura na condição deformada. Tem aplicação na determinação dos efeitos locais de 2ª ordem pelos métodos do pilar-padrão, pilar-padrão com curvatura aproximada e momento-curvatura, por exemplo. O item 17.7.1 da mesma norma estabelece também a necessidade de verificação desses dois parâmetros quando se tratar de estruturas de nós móveis, situações que não são raras de observar em edifícios altos.

2.1.4 Análise através de modelos físicos

A análise estrutural por meio de modelos físicos tem como premissa a adoção de elementos com semelhantes características mecânicas, de modo a simular e caracterizar o comportamento estrutural do conjunto. Essa simulação deve ocorrer de modo mais aproximado possível a que estar sujeita uma edificação. Logo, os ensaios devem ser os mais diversificados e completos possíveis. Os dados referentes aos limites de ELS e ELU devem ser obtidos. Ensaios de sismo e túnel de vento são exemplos de processos que podem ser utilizados na análise edifícios altos, por exemplo (Figura 6).

Figura 6 – Análise estrutural através de modelos físicos, o túnel de vento



Fonte: Irwin et al. (2013).

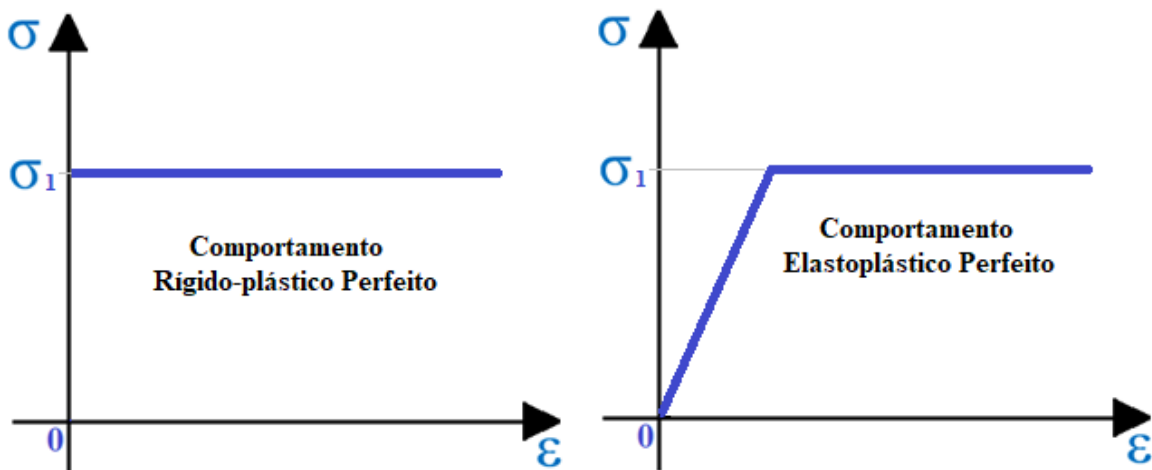
Os modelos físicos da figura anterior tratam-se de ensaio de túnel de vento, realizado no ano de 2009, durante o projeto da Shanghai Tower, na China. O segundo (lado direito da figura) trata do ensaio de túnel de vento realizado em 2012, na Coreia, dos edifícios Haeundae Beach Towers.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise estrutural por meio de modelos físicos é indicada quando os modelos de cálculos não estiverem disponíveis. No entanto, não se vê problema em fazer uso desse tipo de análise de modo complementar aos modelos de cálculo, se os recursos e logística necessária estiverem disponíveis. Quanto mais informações estiverem disponíveis na caracterização do modelo melhor, afinal, a engenharia sempre lida com vidas.

2.1.5 Análise plástica

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) é o tipo de análise estrutural que leva em consideração a não linearidade dos materiais de modo rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito e deve ser utilizada apenas no ELU. Deformações residuais estão presentes. Um material é considerado rígido-plástico perfeito quando para determinada tensão, sua deformação é constante e contínua. O elastoplástico perfeito é quando o material se deforma inicialmente numa proporção conjunta com o aumento de tensão, onde em determinado momento, a tensão fica constante e a deformação segue de forma contínua uniforme. Na Figura 7, representações dos comportamentos desses materiais podem ser identificadas.

Figura 7 – Diagramas de tensão/deformação de materiais rígido-plástico perfeito e elastoplástico perfeito.

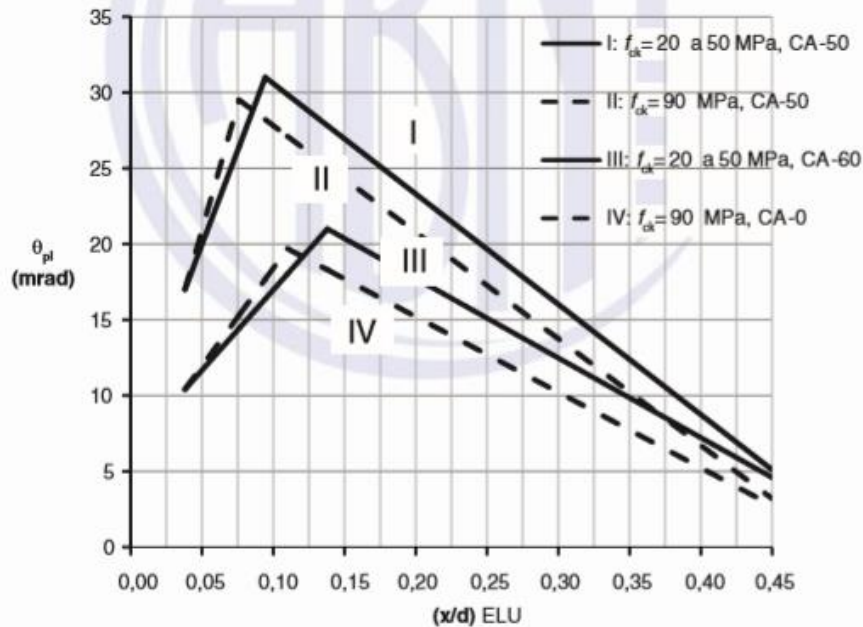


Fonte: O Autor (2021).

O item 17.2.1 do 318R (ACI, 2014) recomenda esse tipo de análise para situações de ancoragem, em função da necessidade de garantir a ductilidade dos membros.

Se um elemento estrutural em serviço tiver seu carregamento aproximado à carga limite, a plastificação e formação de rótulas surgem em diversos pontos ao longo do elemento, dando início ao processo de colapso. Assim, uma capacidade limite de rotação das rótulas plásticas em função da resistência do concreto foi instituída pela NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 14.6.4.4 (Figura 8).

Figura 8 – Capacidade limite de rotação das rótulas plásticas segundo a NBR 6118.



Fonte: ABNT (2014).

Os casos I e III acima são os mais considerados nos edifícios de múltiplos pavimentos, em função da resistência usual de projeto não ultrapassar os 50 MPa, na maioria dos casos. A norma brasileira do concreto ainda recomenda que sejam verificados todos os limites de rotação para todas as combinações de ações, principalmente nos casos de fissuração em serviço.

A teoria das charneiras plásticas ou método das linhas de ruptura, tema bem difundido entre a comunidade do concreto armado, tem sido utilizada para o cálculo de lajes maciças referente ao ELU e é um exemplo de processo de análise plástica.

A posição da linha neutra também é fator preponderante no aspecto da ductilidade. Para concretos de resistências usuais (até 50 MPa), a relação deve ser $x/d \leq 0,25$. Para concretos com resistência acima de 50 MPa, $x/d \leq 0,15$. Quando forem considerados os efeitos de 2ª ordem globais, quando a ductilidade não for ideal ou quando da possibilidade de fadiga do concreto por ocasião de carregamento cíclico, não se recomenda a análise plástica (NBR 6118, ABNT, 2014). Desse modo, para o tipo de edificação avaliada no presente trabalho, esse tipo de análise não é recomendado.

2.1.6 Análise elástica

A norma 318R (ACI, 2014), em seu item 6.7.1.4, permite a análise elástica de 2ª ordem para determinação da redistribuição de momentos. O Eurocode 8 (CEN, 2004), a partir do item 4.3.3, destaca que a análise elástica pode ser utilizada dependendo das características estruturais da edificação. O boletim 55 do FIB model code (CEB, 2010) pouco se posiciona em relação a esse tipo de análise, destacando apenas a possibilidade de verificação, no ELS, de tensões normais e de cisalhamento em condições de deslocamento. A norma brasileira não se posiciona de modo aprofundado com relação a esse assunto. Destaca apenas a necessidade de verificação de serviço e fadiga na correlação com análise plástica.

2.1.7 Análise elastoplástica

A análise estrutural do tipo elastoplástica tem como característica principal materiais cuja deformação final é formada por parcelas residuais elásticas e plásticas. Em uma situação elastoplástica, a tensão limite elástica não pode ultrapassar o limite da tensão de plastificação.

De acordo com Vieira e Silva (2013), os esforços que existem no interior da superfície de contato dos elementos geram apenas deformações com características elásticas. Se os esforços estiverem na superfície de contato ou interação, as deformações serão caracterizadas como elásticas. Se não estiverem na região de contato, os parâmetros de tensão não serão aceitáveis por não ser considerado o fator endurecimento no sistema.

Alguns critérios de plastificação foram definidos, que são os de Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager. O critério de Von-Mises tem foco nos materiais como o aço para concreto armado, de modo que não necessita da pressão hidrostática para atingir o limite plástico do material. No critério de Mohr-Coulomb, aplicável para materiais como o concreto, o momento de plastificação se caracteriza quando o limite máximo de tensão de cisalhamento ocorre nas interfaces dos elementos. O critério de Drucker-Prager trata de uma modificação no de Von-Mises, inserindo outro fator que é a pressão hidrostática, que quando combinada com a tensão de cisalhamento, atinge o limite elástico do material. Em todos os casos, situações residuais estarão presentes e necessitam de avaliações específicas (SCHMIDT, 2006).

Diversos estudos têm feito uso de softwares como o ANSYS, ABAQUS, SAP2000 e DIANA, que possuem ferramentas de análise via elementos finitos com esses três critérios, de modo a melhor caracterizar o sistema. Esses serão tratados na seção 4.7 deste trabalho.

2.1.8 Análise dinâmica

Na análise dinâmica, parâmetros como frequência natural, cálculo das massas, sensibilidade de vibração, modificação de parâmetros de rigidez axial de pilares, flexão e torção em vigas e lajes são fatores de grande relevância para a estrutura. Ações externas como o vento, chuva, sismo, equipamentos que geram vibrações durante seu funcionamento, tráfego de pessoas e veículos estão incluídos nos fatores geradores das cargas dinâmicas atuantes.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) destaca na Seção 23 situações em que ações dinâmicas podem influenciar no comportamento do sistema, como ações cíclicas para o ELS e ELS por vibração excessiva (ELS-VE) ou por atingir o ELU em função da fadiga dos materiais. Os impactos também devem ser levados em consideração. A norma também trata de fatores como amplificação dinâmica e sua contribuição para atingir o ELU. Ressalta ainda que enquanto não forem estabelecidos parâmetros em norma brasileira, a análise dinâmica deve seguir recomendação de normas internacionais.

No boletim 55 do FIB model code (CEB, 2010), a análise dinâmica é indicada para situações de ELS de vibrações, de modo a evitar a ocorrência da ressonância. O Eurocode 8 (CEN, 2004), destaca apenas a importância da análise dinâmica para determinação da rigidez efetiva de estruturas. O 318R (ACI, 2014), recomenda que para o cálculo de deslocamentos laterais em função da ação de sismo, esse tipo de análise se faz necessária, bem como informa da existência de ferramentas computacionais para o cálculo de estruturas via elementos finitos que permite análise dinâmica.

2.1.9 Análise modal

Trata-se de uma análise que leva em consideração a excitação por vibração para efeito de análise das propriedades dinâmicas de uma estrutura. É a utilização da massa e flexibilidade do sistema para determinação dos períodos que possam estar em ressonância. Tem grande importância na engenharia estrutural, pois como objetivo é garantir a divergência entre as frequências da estrutura e a natureza, problemas sérios podem surgir. A ponte de Tacoma Narrow é um exemplo de colapso em função da ressonância.

2.2 NORMALIZAÇÃO FRENTE ÀS CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

2.2.1 No Brasil

No Brasil, ainda não foi definido processo normativo em relação à contribuição dos painéis de preenchimento de alvenaria de blocos cerâmicos nos pórticos de concreto armado em relação ao comportamento global do sistema. Contudo, várias pesquisas tem sido desenvolvidas nesse aspecto.

Uma das primeiras pesquisas sobre o tema registradas no Brasil tratava-se de análise de edifícios de andares múltiplos. Isso ocorreu há cerca de 40 anos. Nela, Vasconcellos (1981) descreve a influência da temperatura no sistema estrutural, enfatizando que o pórtico de preenchimento estará também sujeito às ações laterais, podendo sofrer deslocamentos, descolamento na região de contato e fissuras ao longo do painel de alvenaria. No entanto, o autor não se aprofunda no aspecto da parcela de contribuição dos painéis no desempenho global do sistema.

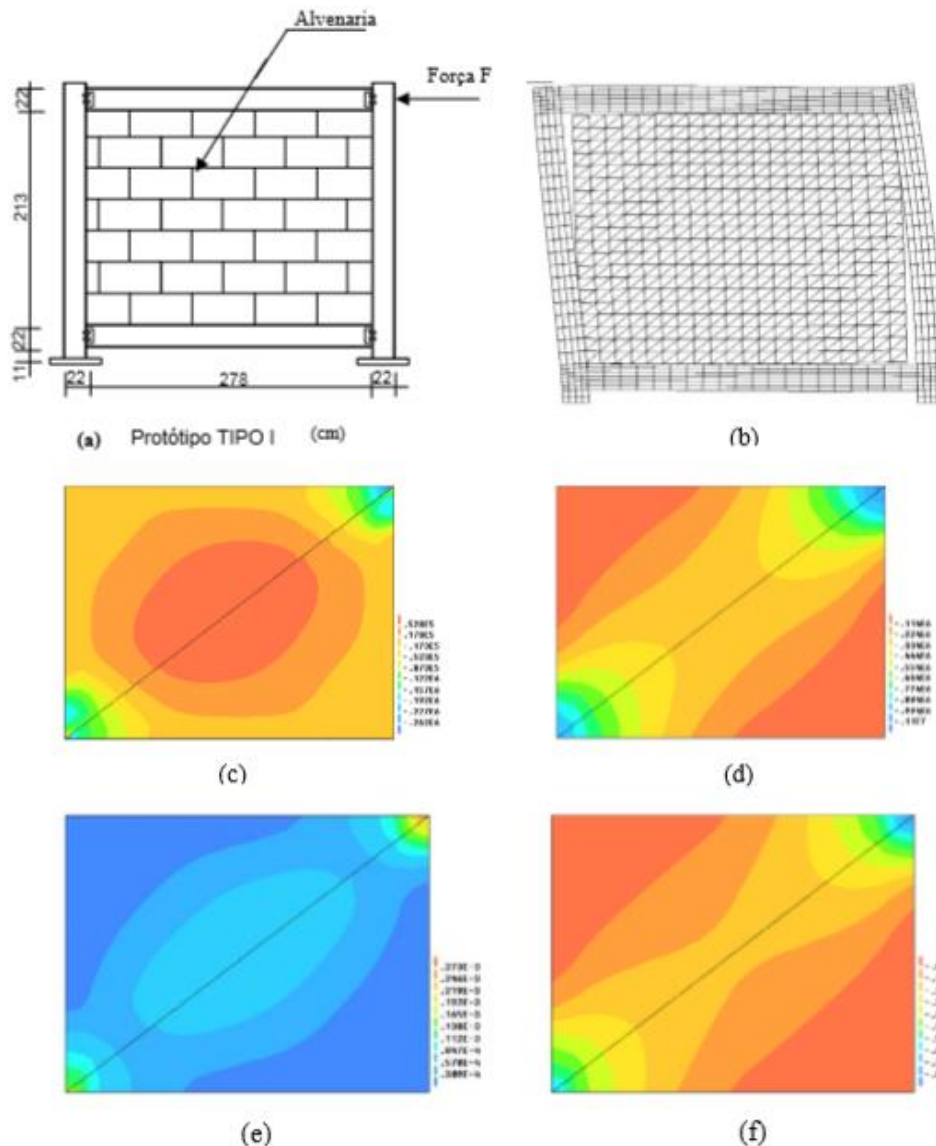
Um pouco mais à frente, Braguim (1989, 1993) fez um estudo experimental cujo objetivo era caracterizar as ligações semi-rígidas de um pórtico de aço com os painéis de alvenaria. Em outro estudo, o mesmo autor fez uma análise numérica em um sistema de quatro pavimentos. Fez uso do processo de diagonal equivalente. Em ambos os casos ele constatou que a consideração das diagonais equivalentes contribui na rigidez da estrutura, independente do tipo de ligação entre o pórtico e o painel.

Fonseca (1999) realizou um estudo numérico e experimental sobre painéis de preenchimento em alvenaria em pórticos de concreto, sob influência de cargas laterais. O modelo físico utilizado foi um pórtico simples preenchido com alvenaria. A amostra experimental também foi analisada numericamente por meio do uso de um software de análise não linear. Como resultados, constatou tanto numérica quanto experimentalmente a contribuição das alvenarias na rigidez lateral do pórtico.

Alvarenga (2002), procedeu os estudos de modo numérico e experimental de pórticos preenchidos. Nesse caso, com pórtico em estrutura metálica e blocos de concreto celular autoclavado. Na fase experimental, diversas amostras foram ensaiadas em escala real. A diferença entre as amostras se deu pela variação dos vãos. Na fase numérica, fez uso da macro modelagem para caracterização dos pórticos com distintas relações entre altura/comprimento, de modo a obter dados que remetessem a definição de procedimentos de análise pórticos

preenchidos. Uma representação do sistema estrutural ensaiado de modo experimental e o modelo numérico estão representados na Figura 9.

Figura 9 – Protótipo de pórtico preenchido por alvenaria



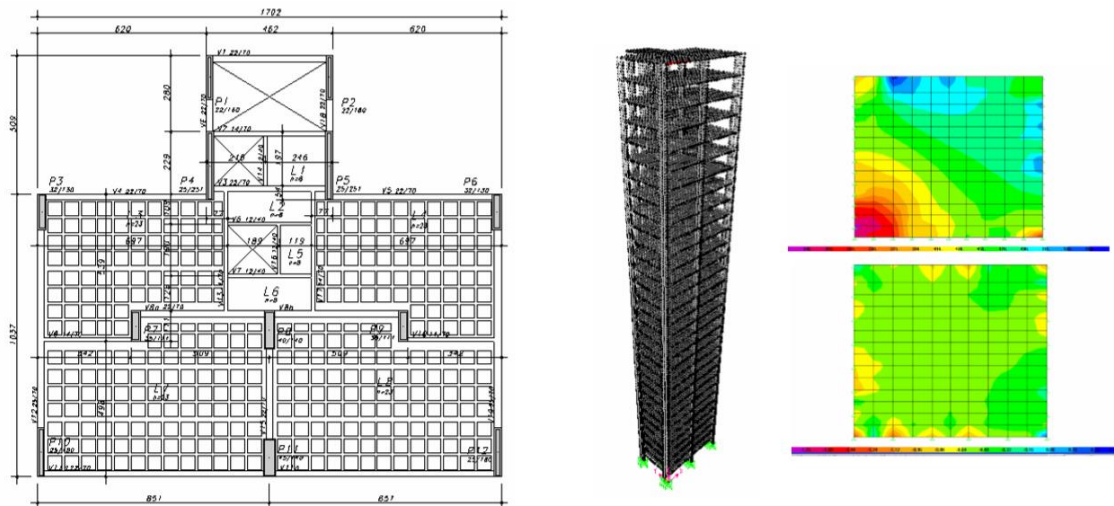
Fonte: Adaptado de Alvarenga (2002).

Conforme possível observar na Figura 9, uma das amostras foi submetida a um carregamento horizontal de 60 kN, de modo a proporcionar os deslocamentos horizontais incrementais conforme se observa no caso b. Sua representação gráfica está indicada na situação a. No caso c, as tensões máximas estão dispostas e em d, as tensões mínimas. Em e e f, verificam-se as deformações máximas e mínimas, respectivamente.

Santos (2007) fez uma análise numérica em uma edificação em concreto armado, composta de 32 pavimentos. O edifício está situado na cidade do Recife, em Pernambuco. O

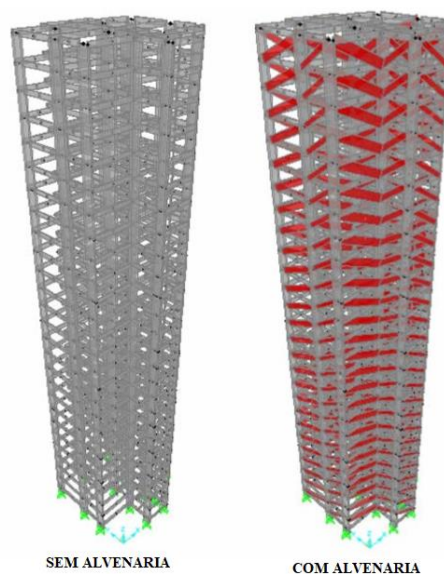
objetivo da análise era avaliar o comportamento do sistema em função do preenchimento em alvenaria. Foi adotado o modelo das diagonais equivalentes, discretizando o sistema por elementos de barra. Inicialmente, a autora realizou uma verificação do comportamento do sistema sem a influência dos painéis para servir de referência e posteriormente com as barras equivalentes. As variáveis analisadas foram os deslocamentos laterais e as reações de apoio. Os resultados encontrados corroboraram com o que tem sido pesquisado sobre o tema, pelo aumento da rigidez do conjunto e redistribuição dos esforços. Na Figura 10, a planta de formas, perspectiva 3D e representação das tensões obtidas em alguns pórticos pode ser identificada.

Figura 10 – Estudo em edifício de 32 andares em concreto armado com painel de alvenaria.



Na mesma ideia, Dias (2009) realizou um estudo sobre o comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares sob influência dos painéis de alvenaria de vedação. Foi avaliado um edifício de 27 pavimentos. O sistema estrutural foi representado por elementos de barra (vigas e pilares) e diafragma rígido (lajes). Foi utilizado o processo das diagonais equivalentes, de acordo com a norma 356 do FEMA (2000). Os parâmetros gerais do dimensionamento do sistema em concreto armado foram avaliados de acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014). A perspectiva 3D da estrutura avaliada está representada na Figura 11.

Figura 11 – Edifício em concreto armado sem e com painel de preenchimento em alvenaria

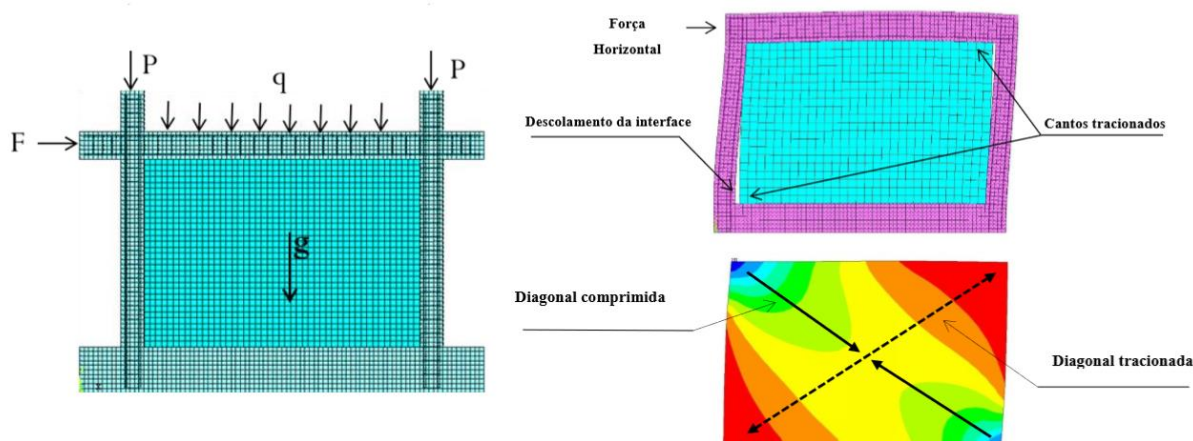


Fonte: Adaptado de Dias (2009).

Observa-se acima que as diagonais equivalentes estão representadas no lado direito da figura. A ideia do contraventamento pela inserção dos painéis ficou definida como resultado da pesquisa do referido autor, onde ressalta o aumento da rigidez do sistema e redução dos deslocamentos. Relata ainda que alguns esforços como as reações de apoio e tensões em alguns pilares sofrem modificações, o que é fator que influencia o dimensionamento dos mesmos.

Pitanga (2016) fez uma avaliação de um pórtico com o objetivo avaliar o comportamento de pórticos preenchidos isolados. Foi feita uma análise numérica via elementos finitos com auxílio do software ANSYS. Foram avaliadas realizadas 54 amostras. As variáveis analisadas foram as diagonais de compressão, seu comportamento frente ao esmagamento dos vértices e possibilidade de fissuração. A representação da modelagem via ANSYS de um dos pórticos pode ser verificada na Figura 12.

Figura 12 – Edifício em concreto armado sem e com painel de preenchimento em alvenaria.



Fonte: Adaptado de Pitanga (2016).

No lado esquerdo da figura acima, a malha de elementos finitos está definida no modelo do pórtico em concreto armado preenchido pelas alvenarias. O painel está submetido a cargas laterais (F), carregamento distribuído advindo do pavimento superior imediato (q) e cargas axiais nos pilares (P). No lado superior direito, a representação do sistema deformado está definida, onde é possível observar regiões com descolamento entre pilar e painel. No outro caso da figura do lado direito, uma representação das tensões pode ser verificada, onde destacam-se os pontos das diagonais, tanto comprimida, quanto tracionada. Válido destacar que essa direção das tensões pode variar em função do posicionamento da carga.

Os resultados puderam definir padrões de deslocamento lateral, aumento da rigidez, capacidade resistente, plastificação das bielas comprimidas, determinação da largura da diagonal equivalente e o estado de fissuração. O autor concluiu que a interação na região de contato entre pórtico e a alvenaria modifica o comportamento do sistema. Ele destaca ainda que mais pesquisas precisam ser desenvolvidas de modo a se ampliar o leque de informações a se chegar a um consenso sobre o tema e que em breve se possa adotar critérios de projeto estrutural de edifícios altos considerando as alvenarias como parte integrante do sistema.

Medeiros e Parsekian (2018) fizeram uma abordagem sobre as alvenarias na contribuição de sistemas pré-moldados. Destacaram os detalhes construtivos que influenciam no contraventamento e os consequentes deslocamentos laterais dos pórticos. Fizeram uso de um modelo via elementos finitos para caracterização do sistema. Como resultados, constataram o aumento de rigidez da estrutura e redução de deslocamentos laterais em função dos painéis de alvenaria. Eles destacam ainda que o fator complexidade e necessidade de maiores informações e pesquisas tem contribuído para a ausência de normas referente ao tema e informam da necessidade de pesquisa contínua sobre o assunto.

2.2.2 No exterior

Existem alguns órgãos que regulamentam a contribuição dos painéis de alvenaria como função de contraventamento nas estruturas. Nos Estados Unidos, as normas 356 (FEMA, 2000), a norma 5 (ASCE, 2011), o 530 (ACI, 2016) e o 402/602 (TMS, 2016). No Canadá, a S304-14 (CSA, 2014). Na Europa, o Eurocode 8 (CEN-EM, 2004) e o Model Code 55 (FIB, 2010). Todas as instituições reconhecem e estabelecem recomendações para consideração dos painéis de preenchimento em alvenaria. Contudo, de modo específico e com algumas divergências entre elas. O que remete à necessidade mais pesquisa para se chegar a um consenso.

Nesse aspecto, pesquisas também tem sido desenvolvidas no intuito de complementar e atualizar esse campo de estudo. Além dos clássicos estudos desenvolvidos, muitos destes utilizados como base para as normas internacionais vigentes, constantes avanços têm sido realizados nas últimas décadas. Um resumo dos principais autores que contribuíram para o tema está indicado na Tabela 1.

Tabela 1 – Alguns autores dos primeiros 50 anos de pesquisa sobre pórticos preenchidos com alvenaria

Autor (Ano)	Pesquisa	Contribuição
Thomas (1953)	Experimental	Aumento da rigidez e resistência dos pórticos
Whitney et. al. (1955)	Experimental	Aumento da rigidez dos pórticos
Polyakov (1956)	Experimental	Rigidez e diagonal equivalente
Benjamim e Willians (1957, 1958)	Experimental	Aumento da rigidez dos pórticos
Wood (1958)	Experimental	Aumento da rigidez dos pórticos
Holmes (1961)	Experimental	Método para deformações por diagonal equivalente
Stafford-Smith (1966)	Experimental	Rigidez e diagonal equivalente
Mallick e Severn (1967)	Numérica e Experimental	Rigidez, contato entre elementos e diagonal equivalente
Mallick e Barua (1977)	Numérica	Interface pórtico-painel
Stafford-Smith e Riddington (1977, 1978)	Numérica	Interface pórtico-painel
King e Pandey (1978)	Numérica	Interface pórtico-painel
Liau e Kwan (1982)	Numérica e Experimental	Equação para determinação de tensão e deformação entre pórtico e painel
Rivero (1982)	Numérica	Interface pórtico-painel
Dawe e Charalambous (1983)	Numérica	Modelagem de pórtico e painel por elementos de barras
Dhanasekar e Page (1986)	Numérica	Macro elementos e análise não-linear
Smith e Coull (1991)	Numérica	Tensão admissível e equações para aplicação em projetos
Jamal et. al. (1992)	Numérica	Aumento da rigidez dos pórticos

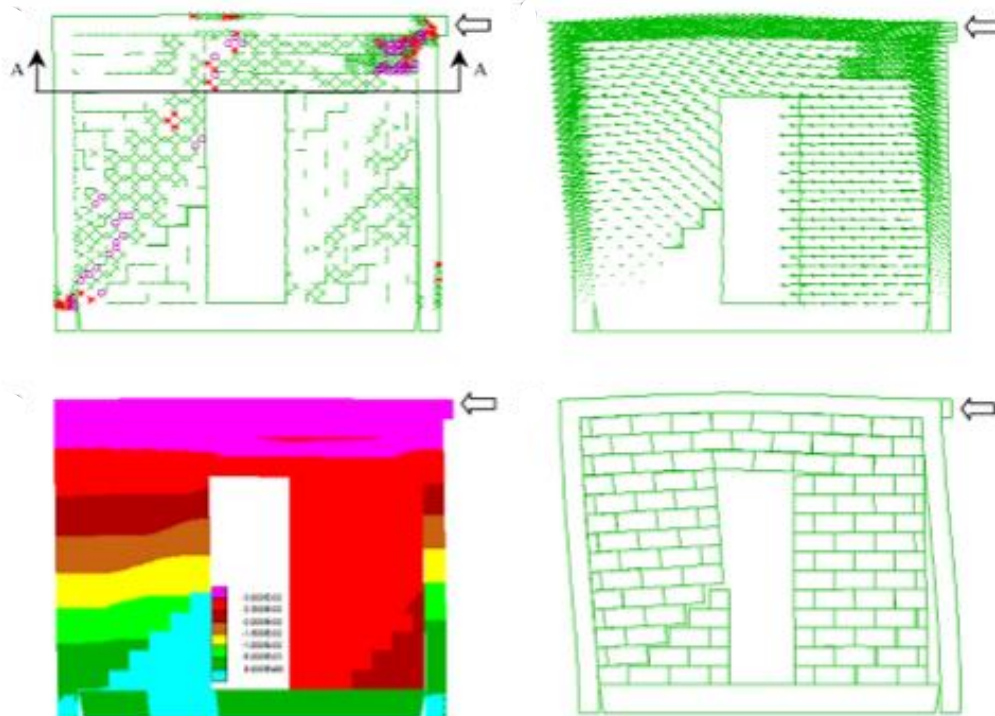
Angel et al. (1994)	Numérica e Experimental	Modelo analítico de análise sísmica e reabilitação de fissuras dos painéis.
Dukuse et al. (1994)	Experimental	Carga última, rigidez e modo de ruptura
Seah (1998)	Numérica	Diagonal equivalente, interfaces
Lourenço (1996, 1998 e 2002)	Numérica e Experimental	Macro e micro modelagem

Fonte: Adaptado de Dias (2009), Alvarenga (2002) e Pitanga (2016).

É claro que o quantil de pesquisa em relação a este tema é bem mais extenso e não apenas são esses os autores que contribuíram para o avanço tecnológico sobre o referido tema. Desse modo, optou-se por um quantitativo limitado de pesquisas para não tornar o trabalho uma revisão extensa sobre estado da arte. Sobre isso, recomenda-se os trabalhos de Asteris et al. (2013) e Nicola et al. (2015).

Mohebkah et al. (2008), fizeram uma análise não linear em pórticos preenchidos por painéis de alvenaria com discontinuidades sujeitos a carregamentos monolíticos. Carga de colapso, padrão de fissuração na região das juntas e modelos de ruptura dos sistemas com determinadas localizações como no centro e áreas de aberturas foram determinados com o auxílio de um software de implementação de método dos elementos discretos. Foi dado foco maior nas aberturas de portas em função de suas maiores áreas, alterando algumas posições ao longo do pórtico (Figura 13).

Figura 13 – Análise por elementos discretos de pórtico preenchido por alvenaria com discontinuidade.



Fonte: Mohebkah et al. (2008).

Conforme possível observar na Figura 13, os padrões de fissuração, ruptura e tendência movimentação demonstradas pelos vetores de deslocamento pela carga lateral aplicada estão demonstrados. Os autores destacam que a abertura no painel em função da porta torna próprio o rompimento do painel na região e diminui a rigidez da peça.

Liberatore e Decanini (2011) em seus estudos sobre o comportamento dos painéis de alvenaria em sistemas de concreto armado sob ação sísmica segundo o Eurocode 8, chegaram a conclusão que alguns coeficientes de segurança devem ser levados em consideração de modo a se evitar falhas na região de ligação painel pórtico. Destacaram também que a análise não-linear torna-se essencial para a caracterização de modo real dos painéis de preenchimento, devido às características e complexidade do sistema.

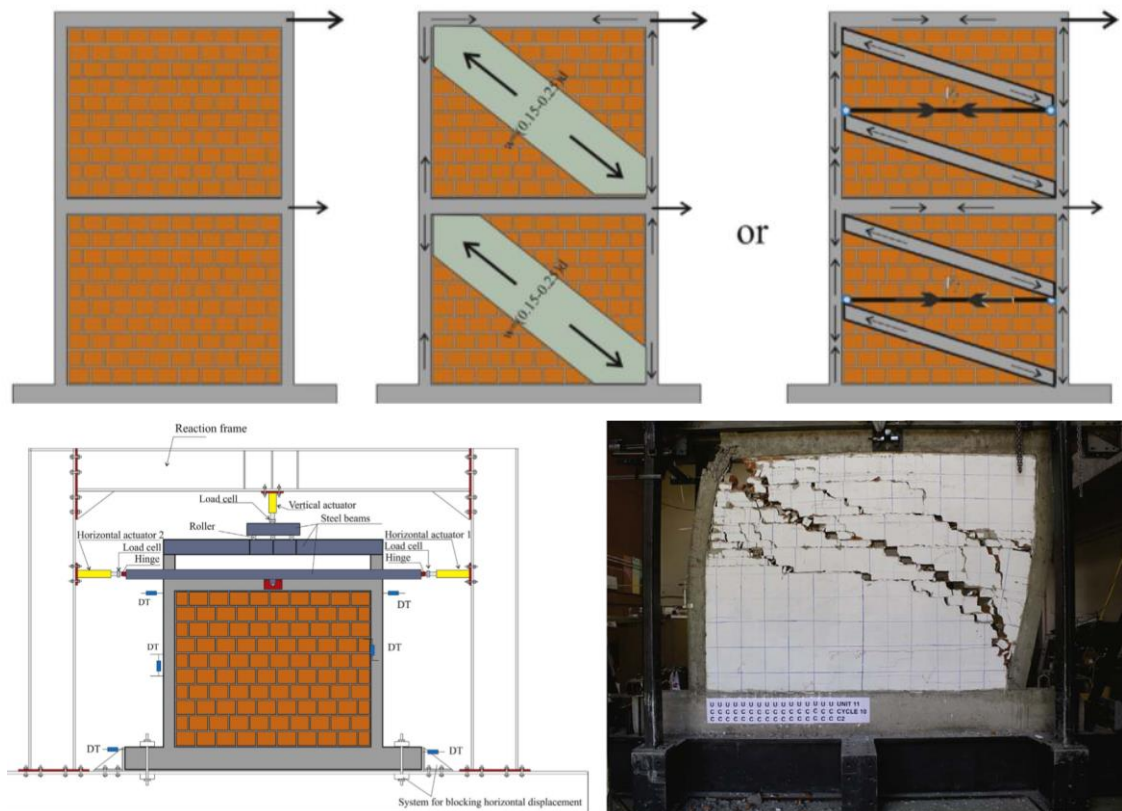
De acordo com Nicola et al. (2015), os painéis de alvenaria influenciam de grande modo, tanto positivamente quanto negativamente nos pórticos, onde destacam que esses fatores dependem das propriedades mecânicas dos painéis, ductilidade, rigidez e forma geométrica dos blocos. Destacam também a influência das aberturas como um fator de redução de rigidez do sistema e a capacidade de produção de um painel de alvenaria livre de defeitos construtivos no aspecto da mão de obra.

Kumar e Srivastava (2018), fizeram uso de análise numérica para avaliar o comportamento de pórtico em concreto armado preenchido por alvenarias, submetido a elevadas temperaturas. Estabeleceram um modelo de avaliação desse tipo de estrutura.

Hammoudah et al. (2018) fizeram uma investigação experimental das regiões de contato entre os painéis de alvenaria e o pórtico em concreto armado. Destacam que as alvenarias têm sido utilizadas apenas como elemento de vedação e que a aferição da rigidez e resistência dos painéis é complexa. Informam que a região de contato entre os elementos é de suma importância para o desempenho do conjunto. Avaliaram diferentes tipos de alvenarias para compor os painéis. A carga submetida foi lateral. O ponto principal de avaliação foi a interface entre os elementos. Como resultados experimentais, os autores chegaram a conclusão que há grande variação entre as interfaces dos elementos em função dos tipos de blocos. Destacam ainda que há um aumento da resistência ao cisalhamento nos pórticos preenchidos.

Dautaj et al. (2018), em pesquisa experimental sobre a contribuição dos painéis de alvenaria de blocos cerâmicos como preenchimento de sistema estrutural em concreto armado sob ação sísmica, constataram que o tipo de bloco de alvenaria influencia no mecanismo de ruptura. Em seu estudo, fizeram uso de blocos cerâmicos com furos e do tipo maciço. A representação do sistema testado e as amostras ensaiadas podem ser verificadas na Figura 14.

Figura 14 – Análise por elementos discretos de pórtico preenchido por alvenaria com descontinuidade.



Fonte: Dautaj et al. (2018).

Na figura acima, os três primeiros casos demonstram o comportamento e o mecanismo de transferência de cargas em função do preenchimento com alvenaria. Nos demais casos da figura, a representação esquemática com a descrição dos equipamentos e o ensaio experimental de uma amostra ensaiada podem ser verificados. O principal destaque, segundo os autores, é o mecanismo de transferência de esforços no sistema. Tanto o painel de alvenaria de bloco vazado quando o maciço apresentaram bons desempenhos. Contudo, como o bloco maciço entrou em desuso no Brasil, os resultados para o bloco vazado possuem boa representatividade para esta pesquisa.

Koutromanos et al. (2011) avaliaram a influência dos painéis de alvenaria em pórticos de concreto armado sob ação sísmica. Para os autores, o carregamento lateral cíclico exerce influência no pórtico, onde este responde de modo distinto quando do seu preenchimento, modificando os mecanismos de ruptura tanto das paredes quanto dos pilares. Foram feitas análises não-lineares de modo a caracterizar o sistema. Como resultados, também denotaram a contribuição das alvenarias para o conjunto, bem como indicaram a viabilidade de uma análise via elementos finitos para caracterização de cargas cíclicas, como também a importante contribuição da alvenaria para o sistema.

Brodsky e Yankelevsky (2017), procederam uma pesquisa na qual os painéis em alvenaria estavam preenchendo um pórtico sem um dos pilares. Eles indicaram que essa situação da retirada do pilar seria uma situação extrema, como o caso de um acidente, um terremoto ou uma explosão. Em situações de projeto, há de se considerar a contribuição das alvenarias. Segundo eles, o sistema contraventado auxilia consideravelmente na ideia de prevenção ao colapso progressivo pelo aumento de resistência do sistema. Como é válida a influência, não é impossível afirmar em um futuro próximo sobre o dimensionamento de estruturas em concreto com balanços preenchidos por alvenarias, onde essa interação entre painel e pórtico já seja considerada na etapa de projeto, avaliando-se tensões e deformações.

Em outra pesquisa, Brodsky et al. (2018) analisaram a mesma influência em um pórtico confinado. Realizaram uma pesquisa experimental. O foco, neste caso, foi verificar a questão da interação entre a parede e o pórtico, onde os autores destacaram que a resposta final do sistema depende fortemente da conexão entre esses elementos. Os resultados encontrados permitiram definir um novo método de análise experimental de pórticos preenchidos considerando a interação das regiões de contato e resposta final do comportamento do sistema.

Penava et al. (2018) também destacaram que tem sido negligenciada a influência das alvenarias nos sistemas estruturais. Eles avaliaram os painéis em pórticos de concreto armado quando submetidos a descontinuidades diversas, alterando a posição e tamanho das aberturas, conforme ocorre em casos de portas e janelas. Fizeram uma análise numérica via elementos finitos e experimental de modo a validar o estudo numérico. Nos resultados, verificaram que existe a influência dos painéis no comportamento do pórtico e as aberturas também modificam o comportamento do conjunto. Destacaram que a resistência ao cisalhamento nos pilares é maior quando ligado ao painel de alvenaria, ainda que com a descontinuidade referente a uma porta. Informam ainda que isso tem sido negligenciado na etapa de projeto.

Sipos et al. (2018) também fizeram um estudo para avaliar a contribuição dos painéis de alvenaria na resistência de um sistema estrutural em concreto armado sob ação de sismo. As variáveis avaliadas foram as áreas de preenchimento dos painéis em relação à área do pavimento, quantidade de pavimentos preenchidos e variação da aceleração do sistema com e sem os painéis por ação sísmica. Como resultados, os autores identificaram que as alvenarias contribuem de modo sólido no desempenho de uma estrutura sob ação de sismo. Informação da necessidade imediata de desenvolvimento de normativas que regulem de forma justa o assunto. E destacaram que essa ausência de procedimentos normativos referente ao tema torna o desenvolvimento de edificações de modo parcialmente fora da realidade.

2.3 CRITÉRIOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS

Diversos são os critérios de análise estrutural em edifícios altos. Além das premissas básicas do cálculo estrutural para edificações de pequeno porte, nesses tipos de estruturas, situações como estabilidade global, esforços de 2ª ordem (global e local), processo P-delta, gama-z e fav-t são algumas das variáveis que devem ser avaliadas na etapa de projeto. Outros parâmetros também são necessários para o desenvolvimento de projeto de edifícios altos, tais como o coeficiente de rigidez efetiva global (K), rigidez do pilar equivalente (EI_{eq}), índice de esbelteza efetiva (λ_{ef}), coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp}), frequência fundamental (f_1), parâmetro de instabilidade α e a aceleração para verificação do conforto humano (a). Os fatores acima serão discutidos de modo resumido a seguir.

2.3.1 Esforços de 2ª ordem

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), são considerados esforços de 2ª ordem aqueles em que surgem em função da análise de um sistema estrutural na configuração deformada. É o que vai além da análise primária, onde são verificadas as tensões e deformações na estrutura com a geometria indeformada. São esforços ligados à flexibilidade do sistema, bem como a ideia da não linearidade dos materiais.

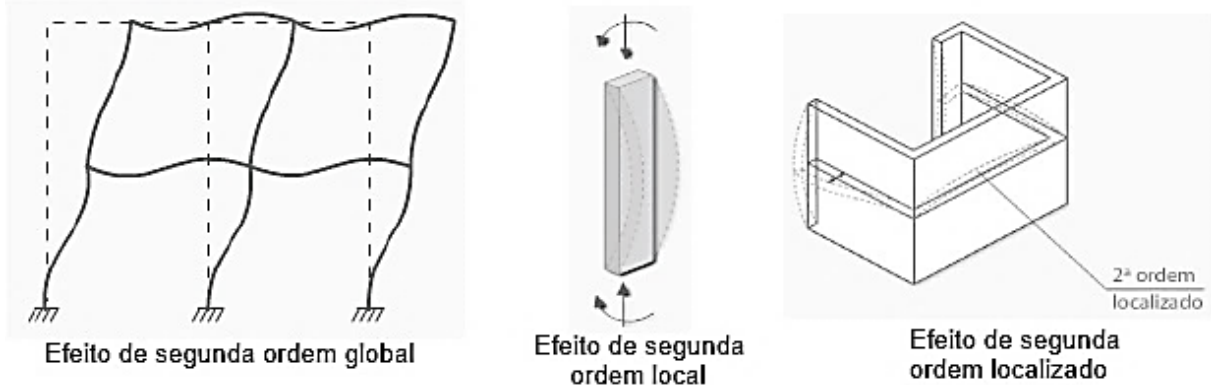
Dentro da ideia dos esforços de 2ª ordem, existem os efeitos globais, locais e localizados. Os efeitos de 2ª ordem globais são aqueles advindos de cargas laterais e verticais, que produzem deslocamento lateral no sistema. Ao longo da altura dos pilares, os eixos não permanecem de modo retilíneo, o que gera um desalinhamento, afetam os esforços solicitantes e modificam o comportamento inicial da estrutura. Esses que devem ser avaliados durante a etapa de projeto, pois podem interferir diretamente na estabilidade da estrutura. Dentro desse tipo de avaliação, parâmetros como o efeito P-delta, o coeficiente gama-z e o fav-t precisam ser analisados.

Os efeitos de 2ª ordem locais estão vinculados à esbelteza do pilar, o esforço de compressão nele atuante. Alguns modelos de previsão para avaliação desses esforços estão definidos na NBR 6118 (ABNT, 2014). Método do momento-curvatura (aplicado para pilares com esbelteza acima de 140), método do pilar-padrão com curvatura aproximada (destinado a pilares com esbelteza menor ou igual que 90), método com rigidez aproximada (destinado a pilares retangulares com esbelteza menor ou igual que 90) e o método acoplado ao diagrama $N, M, 1/r$ (destinado a pilares com esbelteza menor ou igual que 140 e se maior que 90, deve ser

considerada o efeito da fluência). Para os casos de consideração da fluência, uma excentricidade adicional deve ser prevista. Os itens da norma que demonstram tais métodos de modo mais aprofundado estão definidos em 15.8.3.2 e 15.8.3.3, com seus subitens e referências externas.

Os efeitos localizados de 2ª ordem são os que atuam em estruturas de grande geometria, que atuam esforços de flexão longitudinal e transversal simultaneamente, como em um pilar-parede, de modo que os esforços devem ser analisados por faixas verticais no sentido longitudinal do pilar, por exemplo. Pode ser dispensada a verificação de 2ª ordem local quando o índice de esbeltez for menor que o índice estabelecido no item 15.8.2 da norma brasileira. Na Figura 15, uma representação das três situações de esforços de 2ª ordem pode ser identificada.

Figura 15 – Esforços de 2ª ordem globais, locais e localizados.



Fonte: Kirsten (2017).

Na Figura 15, as representações denotam atuação de cada tipo de esforço de 2ª ordem, de modo que não se pode deixar de avaliá-los, quando assim a estrutura demandar.

O processo de cálculo segundo a norma brasileira é regido por alguns requisitos. A garantia de estabilidade do sistema e a capacidade resistente devem ser garantidas. Nada de muito difícil compreensão, visto que sem esses parâmetros clássicos, nenhuma estrutura fica estável. Em adição, a não linearidade física deve ser obrigatoriamente avaliada.

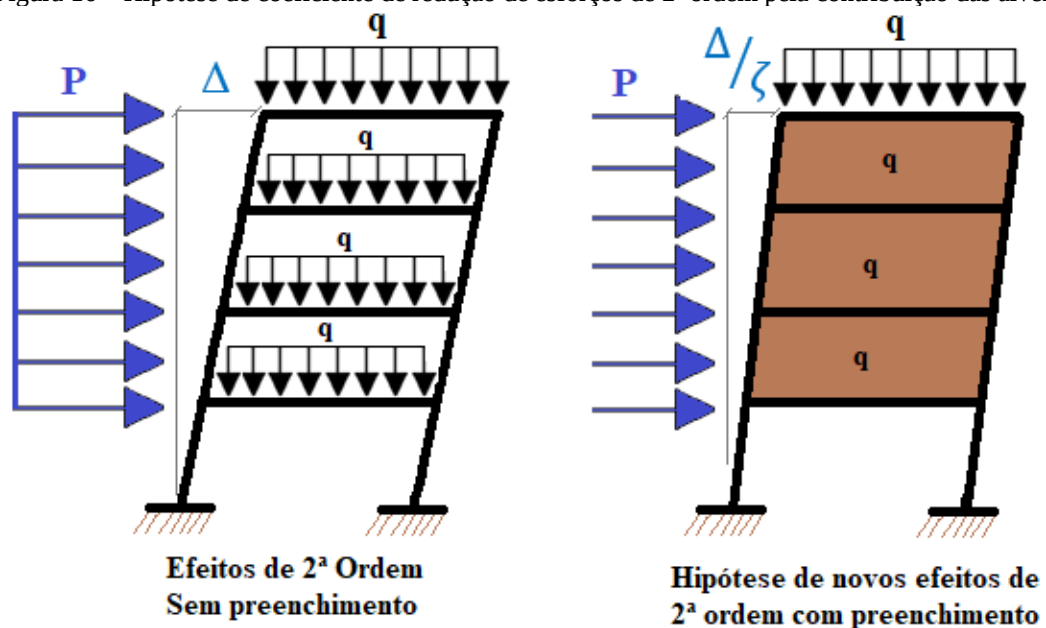
Existe a possibilidade de dispensa de análise dos efeitos de segunda ordem globais. O item 15.5 e seus subitens da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelecem que se a estrutura for classificada como de nós fixos, ou seja, os esforços de 1ª ordem não superem em até 10% seus valores, é possível dispensar a verificação desses efeitos. Isso não quer dizer que a estrutura não precise ser analisada como estrutura deslocável, pois toda edificação submetida a esforços horizontais são deslocáveis. A norma apenas se refere a possibilidade de dispensa dos esforços globais de 2ª ordem.

Em situações de estruturas consideradas de nós móveis, onde são avaliados além dos efeitos de 1ª ordem, os de 2ª ordem, parâmetros referentes à não linearidade física e geométrica devem ser considerados, juntamente com uma análise não linear. Em relação à não linearidade física, há uma recomendação normativa para aplicação apenas em edificações acima de quatro andares. Equações de determinação de módulo de deformação secante do concreto são instituídos no item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), com algumas peculiaridades em função do tipo de elemento estrutural, seja viga, pilar ou laje.

Sobre esses requisitos e após verificar os diversos trabalhos realizados pela comunidade acadêmica, há de convergir o entendimento de que os painéis de preenchimento de alvenaria de blocos cerâmicos tendem a modificar também os parâmetros dos esforços de segunda ordem. Nos trabalhos que tratam de edifícios altos, citados nos itens 4.2.1 e 4.2.2 desta pesquisa, os parâmetros relativos aos efeitos de 2ª ordem foram obrigatoriamente verificados.

Como exemplo, já que tem sido bem definido que há uma redução dos deslocamentos laterais em função do aumento da rigidez do sistema, essa redução influi em novos esforços gerais, onde a hipótese de um parâmetro redutor dos deslocamentos pode ser sugerida. Na Figura 16, a ideia de redução dos esforços pela contribuição das alvenarias pode ser verificada.

Figura 16 – Hipótese de coeficiente de redução de esforços de 2ª ordem pela contribuição das alvenarias.



Fonte: O Autor (2021).

Acima, observam-se o comportamento de pórticos com e sem preenchimento. Um possível coeficiente redutor dos deslocamentos laterais (ζ_l) seria uma hipótese de parâmetro que influenciaria na diminuição dos efeitos de 2ª ordem, quem sabe tornando-a de nós fixos.

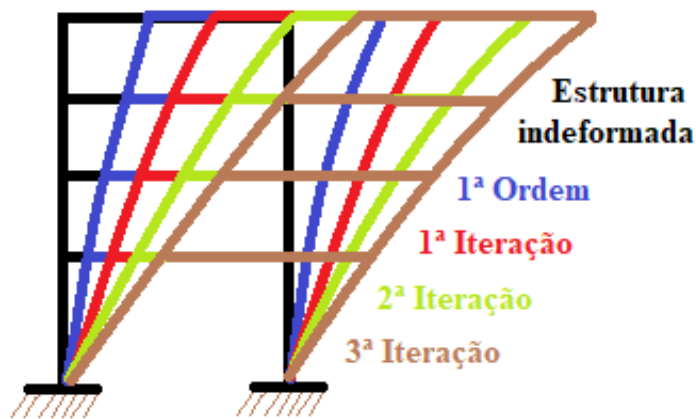
2.3.2 Efeito P-Delta ($P-\Delta$)

É um efeito em que o sistema estrutural é calculado por várias vezes (de modo iterativo) até a obtenção de esforços em que as deformações sejam mínimas ou até nulas. Nesse momento, a estrutura se encontrará na posição deformada. Para Feitosa e Alves (2015), o processo P-delta é um método iterativo implementado na análise de estruturas sujeitas a efeitos de 2ª ordem, de modo que os deslocamentos laterais sucessivos são modificados e transformados em ações horizontais equivalentes.

Consiste em avaliar os efeitos advindos de cargas que vão além dos esforços que ocorrem numa estrutura em sua posição indeformada. Tudo de modo iterativo. Os deslocamentos (Δ) que surgem neste tipo de análise servem de base para a determinação de esforços de segunda ordem. Estes são avaliados num novo momento da análise. A cada iteração, têm-se novos esforços laterais, que vai reduzindo ao tempo em que o sistema estrutural tende ao equilíbrio estático. Logo, o processo iterativo é concluído no momento em que certo esforço pode ser desprezado, quando em comparação com o esforço da etapa anterior da iteração.

Existem diversos métodos de determinação do processo P-delta. O método da carga lateral fictícia, de dois ciclos iterativos, da rigidez negativa e da carga de gravidade iterativa. Dentre eles, o que tem sido mais utilizado é o método da carga lateral fictícia. Este, consiste na execução das iterações até que a estrutura alcance a condição de estaticidade, ou seja, o equilíbrio (Figura 17).

Figura 17 – Ideia do processo P-delta.



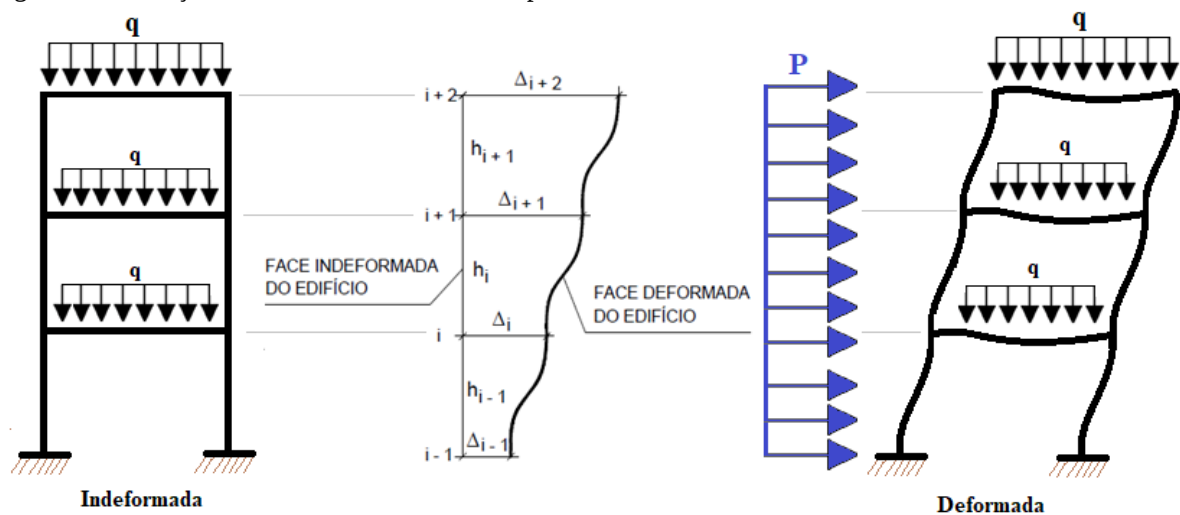
Fonte: O Autor (2021).

Neste exemplo, o processo inicia com o cálculo dos esforços de primeira ordem usual. Avaliados os esforços e constatada a necessidade de se avaliar os esforços de segunda ordem conforme as normas determinam, inicia-se a análise do processo. A primeira iteração do

processo determinar os novos parâmetros de tensão e deformação. Se não atingir o critério para o ponto de parada, uma 2ª iteração se inicia, adotando os parâmetros encontrados na iteração anterior. O processo segue. Na Figura 17, a 3ª iteração seria o ponto em que o processo converge e a estrutura conserva o equilíbrio, não sendo mais necessário continuar o processo. No entanto, o número de iterações nesse processo não é definido, mas tem que ser limitado, sob pena da estrutura ser considerada inconsistente.

O processo tem relação com a intensidade da carga axial P , a esbeltez e rigidez do sistema global, bem como a esbeltez dos componentes do sistema, ou seja, pilares e vigas. Na Figura 18, uma representação da configuração do efeito P-delta pode ser identificada.

Figura 18 – Situação indeformada, deformada e o processo P-delta.



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011).

Como indicado na figura, a linha mais fina representa a estrutura indeformada e a mais escura representa a estrutura deformada. Os deslocamentos (Δ) estão representados de modo em que para cada variação da altura, novos valores de Δ são definidos.

Em edifícios altos, é um processo bastante utilizado, de modo que os softwares comerciais utilizados no Brasil têm implementado esse método na análise dos efeitos de segunda ordem, juntamente com outros parâmetros como o gama-z e o fav-t, que serão discutidos mais à frente. No software de cálculo estrutural da AltoQi (2019), o Eberick, critérios como número de iterações, precisão mínima, combinação vertical de cálculo e combinação característica (referente ao peso próprio, carga adicional, solo, temperatura, retração, carga acidental, água, subpressão e vento em todas as direções) referente às imperfeições globais (em função do tipo da estrutura, se é usual, com predominância de lajes planas ou se tem pilares em balanço), podem ser definidos, ficando-os a critério do usuário.

No software de cálculo estrutural, o TQS (2019), um parâmetro que uniformiza os dados obtidos do processo p-delta é o RM2M1 de modo a tornar a análise mais prática para o engenheiro. Este é determinado após uma análise não linear geométrica. Neste software, sucessivas correções na matriz de rigidez são realizadas de modo a refinar os resultados do método. Essas correções são realizadas de dois modos. O primeiro tem objetivo de avaliar os dados obtidos por uma análise linear de cargas verticais aplicadas à estrutura, sem fazer uso do processo iterativo. No segundo passo, a análise não linear é realizada de modo iterativo e ações horizontais são impostas. É nesse ponto onde as correções da matriz de rigidez são realizadas (MONCAYO, 2011).

Segundo Iglesia (2016), existe uma dificuldade em analisar os efeitos de 2ª ordem nos sistemas estruturais de concreto em virtude da definição de um modelo matemático que possa se adequar corretamente às variáveis de rigidez à flexão (EI) com distintos modos de solicitação. A não linearidade dos materiais componentes do concreto armado, carregamentos cíclicos e possibilidade de fissuração ao longo das peças são exemplos. Segundo ele, a adoção de um momento de inércia (I) que pode ser utilizado em vigas e pilares considerando essa complexidade devem ser os reduzidos a 40 e 80%, respectivamente.

Ainda de acordo com o mesmo autor, uma edificação que possui um sólido dimensionamento referente à boa prática da engenharia estrutural não deve apresentar altos índices referente ao processo P-delta. De modo que caso haja uma discrepância entre deslocamentos laterais da ordem de 5% acima para a mesma carga lateral, o redimensionamento do sistema deve ser levado em consideração. Essa recomendação é em função de não deixar uma estrutura com alta flexibilidade. Ele ainda afirma que se houver uma alta relação entre o peso e a rigidez lateral da estrutura, o efeito P-delta será majorado em até 25% ou até superado esse índice, o que indica uma instabilidade física.

Em alguns casos, o lançamento do sistema deve ser realizado de modo a tornar rígido o conjunto, onde o posicionamento dos pilares deve ser feito de modo perpendicular ao eixo que indica a maior esbeltez da geometria da edificação. Em edifícios altos, algumas recomendações de sistemas em função do quantitativo de pavimentos foram definidas por Vasconcellos (1981), onde para edifícios com até 20 pavimentos, o sistema de pórtico especial é válido. Até 50 pavimentos, pórticos com paredes estruturais ou tubo porticado; até 60 pavimentos, o sistema de tudo dentro de tubo; e até 80 pavimentos, o tubo porticado multicelular é indicado.

Um processo eficaz de avaliação do processo P-delta, desenvolvido por Franco e Vasconcelos (1991) é o coeficiente gama-z que será discutido a seguir.

2.3.3 Coeficientes Gama-Z (γ_z)

Instituído pelos pesquisadores Franco e Vasconcelos (1991), é um coeficiente que tem como intuito proceder um enquadramento do sistema estrutural frente a possibilidade de deslocamento dos nós componentes do sistema. Em outras palavras, é através dele que um sistema estrutural de uma edificação se classifica como estrutura de nós fixos ou de nós móveis. Se for considerada de nós móveis, necessário se faz uma análise dos efeitos de 2ª ordem, como o caso do P-delta.

O coeficiente gama-z faz uma avaliação da estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado de modo simples, direto e eficaz. Ele também permite determinar os esforços de 2ª ordem pela majoração dos esforços de 1ª ordem. Franco e Vasconcelos (1991) definiram um limite de 1,20 para o valor do coeficiente gama-z. Entretanto, Carmo (1995) realizou estudos complementares aos dos autores do coeficiente e chegou à conclusão que o índice de 1,20 pode ser estendido um pouco, até o limite de 1,30. Essa limitação se refere à garantia da estabilidade da estrutura. De outro modo, se esse limite máximo for ultrapassado, não se pode continuar com o processo de cálculo da estrutura, devendo ser reavaliada sua concepção. Para os casos em que restrições arquitetônicas impeçam outras soluções, em certos casos uma pequena modificação dos vínculos (rígidos ou semirrígidos) entre os elementos componentes do sistema já torna esse parâmetro aceitável.

O gama-z advém da ação entre o carregamento lateral (vento) e o vertical. Tem utilização na análise da necessidade de verificação da não linearidade geométrica. Através dele também é possível determinar a influência da não linearidade geométrica, quando o valor do gama-z estiver entre 1,1 e 1,3 (limite máximo definido atualmente).

No item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de 2ª ordem devem ser avaliados através do coeficiente gama-z em estruturas de pelo menos quatro andares. Isso por que para estruturas com menor quantidade de andares, esses efeitos são desprezíveis, segundo a literatura. Sobre isso, Moncayo (2011) afirmou que essa restrição tem conexão com possíveis incertezas advindas do comportamento não linear do sistema estrutural nos casos de obras com menos de quatro pavimentos. Em adição, o mesmo destaca que a falta de regularidade entre pavimentos (repetição de pavimentos) das edificações de menor porte são fatores que limita sua verificação.

Acredita-se que análises complementares sobre esse tema precisam ser desenvolvidas, visto que existem edificações de pequeno porte em relação à altura que apresentam grande

complexidade, de modo que a concepção do sistema estrutural pode ultrapassar o limite de 1,1 para gama-z, necessitando das análises já comentadas nesta seção.

Ainda no mesmo item da norma brasileira, verifica-se que o parâmetro gama-z é composto de um momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$) definido pelo somatório dos momentos de cálculo referentes às ações horizontais e um momento referente às ações verticais ($\Delta M_{tot,d}$) determinado através de uma análise de 1ª ordem. Um roteiro de cálculo do coeficiente gama-z, instituído por Carmo (1995), segue apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Roteiro de cálculo do coeficiente gama-z

Passo	Proceder análise de 1ª ordem
Passo 1	Determinar os deslocamentos horizontais da estrutura, bem como os seus esforços de 1ª ordem
Passo 2	Estabelecer o parâmetro de estabilidade global γ_z conforme a relação $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$, onde $M_{1,tot,d}$ é o momento referente às forças verticais atuantes nas estruturas, obtidos da análise de 1ª ordem e $\Delta M_{tot,d}$ é o momento de tombamento, determinado pela soma dos momentos das forças horizontais.
Passo 3	Classificar o sistema como de nós fixos ou móveis.
Passo 4	Se de nós fixos, continuar dimensionamento do sistema, adicionando aos esforços definidos na análise de 1ª ordem advindos das ações horizontais.
Passo 5	Se for de nós móveis, prosseguir mesma ideia, ponderando os esforços de 1ª ordem por $0,95\gamma_z$, desde que estiver entre os valores de $1,10 \leq \gamma_z \leq 1,30$.
Passo 6	Se $\gamma_z > 1,30$, rever o lançamento da estrutura, pois a mesma não possui estabilidade, não sendo permitido continuar o processo de cálculo.

Fonte: Adaptado Carmo (1995).

O processo definido acima está simplificado, mas pode servir de base para as primeiras aplicações do referido coeficiente. Destaca-se a necessidade de cuidados específicos com relação ao passo 7, de modo a não se chegar em um sistema inválido.

No item 15.7.2 da norma brasileira, verifica-se que para os casos em que $\gamma_z \leq 1,3$, é possível determinar os esforços finais (o somatório dos parâmetros de 1ª e 2ª ordem) pelo produto dos esforços horizontais de 1ª ordem da combinação pela relação $0,95\gamma_z$. Essa relação tem embasamento no trabalho Franco e Vasconcelos (1991), que chegaram à conclusão que essa situação é satisfatória. Carmo (1995) e Pinto (1997) também chegaram à mesma conclusão, concordando com tal afirmação. Contudo, Lima (2001) se posicionou de modo contrário, onde afirmou que a majoração por $0,95\gamma_z$ não traduz em resultados ao todo confiáveis devido a variação dos efeitos de 2ª ordem ter grande influência ao longo da altura do edifício (SILVA JÚNIOR, 2017).

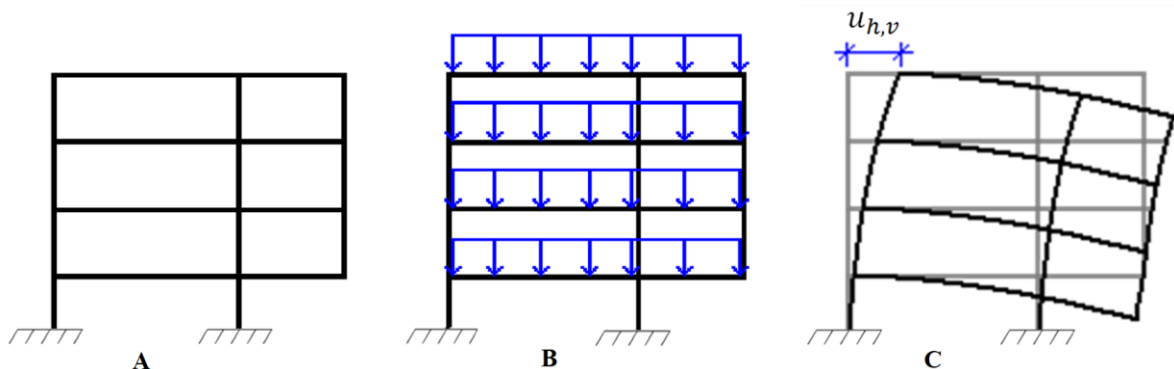
2.3.4 Coeficiente Fav-t

Este coeficiente, conhecido como fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento, é um parâmetro que faz a avaliação da estabilidade global de uma estrutura. Alguns autores fizeram análises sobre esse parâmetro, fazendo analogia ao coeficiente gama-z. Um exemplo de pesquisa sobre isso foi feito por Bueno (2009), de modo que o referido autor fez uma comparação com o processo p-delta e o gama-z, onde concluiu que é um fator que pode ser utilizado de forma similar ao gama-z, ou seja, mais opções de caracterização dos sistemas estruturais.

No Brasil, um sistema computacional que implementa este coeficiente é o TQS. O processo, como já mencionado, é determinado por esse software de modo similar ao gama-z, com exceção do momento de cálculo obtido através dos deslocamentos horizontais que surgem em função das ações verticais que é considerado no fav-t.

Para casos em que alguns sistemas estruturais não são simétricos, com elementos em balanço, vigas de transição, pilares com variação de seção durante a prumada, dentre outras situações que caracterizam a não simetria, a verificação do comportamento estrutural se faz necessária por meio do uso desse coeficiente por caracterizar deslocamentos laterais em função de cargas verticais. Um exemplo desse tipo de situação está definido na Figura 19.

Figura 19 – Exemplo de deslocamentos laterais em função de cargas verticais em estrutura não simétrica.



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011).

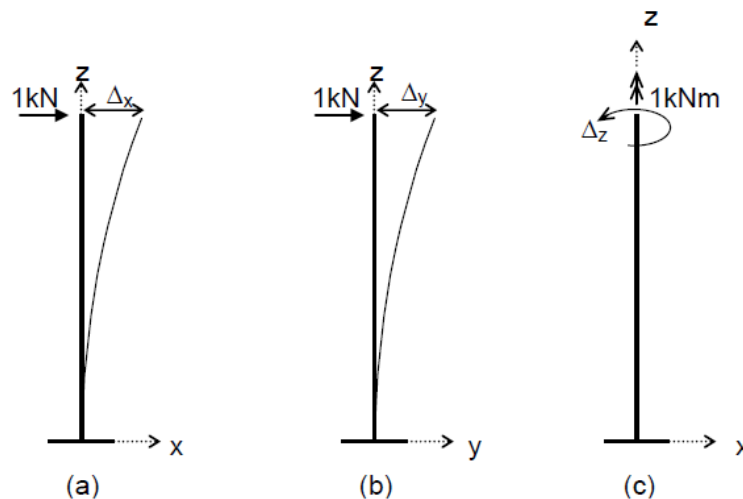
No caso (A) da Figura 19, tem-se estrutura em balanço, não simétrica. Ao atuarem os esforços verticais (B), deslocamentos surgem (C), produzindo deformação lateral ($u_{h,v}$). Para situações em que ações externas, como o vento, atuem a favor ou contra o sentido desses deslocamentos, a resultante pode aumentar ou diminuir os deslocamentos laterais. Para sistemas simétricos, os coeficientes gama-z e fav-t são semelhantes (MONCAYO, 2011).

2.3.5 Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

De acordo com Fonte et al. (2007), o parâmetro conhecido como coeficiente de rigidez (K) é todo aquele originário de uma ação de valor unitário que atua em determinada estrutura no sentido de seus deslocamentos. Podem atuar nas direções x , y e z , dependendo do sentido dos esforços.

Para Borges (2009), esses coeficientes são determinados em sistemas sujeitos a ações características em serviço (estádio elástico) e sob ações de cálculo (estádio fissurado). Se a estrutura estiver na fase fissurada, um coeficiente redutor da rigidez precisa ser instituído, de modo a caracterizar melhor a situação. Para vigas, o valor definido é de 0,40 e para pilares, o valor definido é de 0,80. A mesma autora relata que esses coeficientes são de extrema importância devido a eles serem independentes das ações de carregamento e atuarem como fator comparativo das rigidezes de sistemas sob diferentes situações, como nas fases elástica ou fissurada. Na Figura 20, uma ilustração do coeficiente de rigidez efetiva global pode ser identificada.

Figura 20 – Coeficiente de rigidez efetiva global.



Fonte: Borges (2009).

Como é possível observar na figura acima, ações unitárias que podem ser força ou momento atuam em pontos específicos do sistema de modo a se obter alguns deslocamentos que caracterizam a rigidez. A relação que determina esse coeficiente de rigidez efetiva global ($K_{x,y,z}$) é determinada pela razão entre a unidade e os deslocamentos absolutos ($\Delta_{x,y,z}$), nas direções x , y ou z , do pavimento superior obtidos por ações unitárias associadas, determinados a partir de análise estática, por exemplo.

2.3.6 Parâmetro de instabilidade (α)

Instituído pelos pesquisadores Beck e König (1966), o parâmetro de instabilidade (α) é um coeficiente que faz análise da sensibilidade de uma estrutura frente aos efeitos de 2ª ordem. Através dele é que se verifica a necessidade de avaliação dos efeitos globais de segunda ordem. Se o parâmetro for inferior a um valor definido, análises mais aprofundadas não precisam ser feitas. Do contrário, se α for maior que 0,60 necessário é que se avaliem os efeitos de 2ª ordem nos pilares.

Ele avalia, de certo modo, a condição de estabilidade e estaticidade global em sistemas estruturais de concreto armado, levando-se em conta a altura total dos pilares, a carga vertical atuante neles e a rigidez. É uma boa alternativa para se avaliar de forma rápida a estabilidade global da estrutura. Contudo, não determina os efeitos de 2ª ordem, apenas indica a necessidade ou não de avaliar 2ª ordem, o que caracteriza a diferença entre o coeficiente gama-z. Também não é aplicável em estruturas assimétricas ou que possuam deslocamentos horizontais advindos de cargas verticais. É menos utilizado que o coeficiente γ_z , por sua restrição em estimar os esforços de 2º ordem (LACERDA et al., 2014).

A norma brasileira do concreto NBR 6118 (ABNT, 2014), em seu item 15.5.2, estabelece equações para determinação do parâmetro de instabilidade, onde destaca que dependendo do valor do mesmo, a estrutura pode ser considerada de nós fixos, fato que torna a análise mais simplificada. Nessas equações, variáveis como a altura total da estrutura, cargas verticais, módulo de deformação longitudinal e inércia da seção bruta de concreto, módulo de elasticidade secante e tipo de contraventamento presente no pórtico estão definidas.

Silva Júnior (2017) afirma que quando se pretende avaliar o comportamento de sistemas reticulados simétricos em relação à não linearidade geométrica, parâmetro de instabilidade (α) deve ser comparado com outro parâmetro (α_1). Esse parâmetro, comenta Franco (1985), foi desenvolvido quando considerada uma carga vertical de cálculo $N_d = 1,4 \cdot N_k$ e uma rigidez igual a $0,7 \cdot E_{cs} I_c$. Se $\alpha < \alpha_1$, o sistema se caracteriza como estrutura de nós fixos. Se $\alpha \geq \alpha_1$, de nós móveis será considerado o sistema estrutural. Se isso se configurar, os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados, ou seja, os esforços totais de segunda ordem não são maiores em 10% aos de 1ª ordem.

O modelo considera um pilar engastado na base, com uma carga vertical distribuída ao longo de toda a sua altura, supondo-se um comportamento elástico-linear. Franco (1985) afirma que é possível associar isso para o caso de edifícios altos, desde que esteja no regime elástico.

2.3.7 Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

Segundo o CEB (1978), é possível estimar a esbeltez de um sistema estrutural, tomando consideração pela rigidez obtida pelos elementos componentes da estrutura. O índice de esbeltez efetiva difere do índice de esbeltez de corpo rígido, por consideração da deslocabilidade, distintas condições de apoio da estrutura, bem como pela consideração do efeito de fissuração. Como o processo de fissuração é condição natural no compósito concreto armado, a esbeltez efetiva representa de modo mais adequado e aproximado a uma situação real em serviço de um sistema estrutural.

A relação matemática que determina o índice de esbeltez efetiva leva em consideração o módulo de elasticidade secante do concreto, as áreas das seções transversais dos pilares, o deslocamento lateral de um andar em relação ao seu inferior ou superior imediato submetido à uma força horizontal unitária aplicada, obtido de uma análise linear e a altura do andar da edificação por completo.

Ainda de acordo com o CEB (1978), o índice de esbeltez efetiva é caracterizado conforme os dados apresentados na Tabela 3 que segue.

Tabela 3 – Valores do índice de esbeltez efetiva segundo o CEB

Esbeltez	Característica
$\lambda_{ef} \leq 40$	É possível desprezar os efeitos de 2ª ordem
$40 < \lambda_{ef} \leq 80$	Elemento apresenta esbeltez moderada
$80 < \lambda_{ef} \leq 100$	Elemento apresenta esbeltez média
$100 < \lambda_{ef} \leq 140$	Elemento apresenta esbeltez alta
$\lambda_{ef} > 140$	Elemento apresenta esbeltez muito alta

Fonte: Adaptado do CEB (1978).

Fonte (1992) também se posicionou sobre esses parâmetros, corroborando com as considerações do CEB (1978). A norma brasileira não se posiciona quanto a este índice, sendo necessário recorrer aos órgãos internacionais para avaliação desse tipo de parâmetro.

Na prática de projetos, o parâmetro de esbeltez é um fator determinante no que se refere ao dimensionamento dos elementos, após as análises de 1ª ou 2ª ordem, dependendo do sistema. Muitas situações de dimensionamentos antieconômicos podem ser verificadas por não se adotar soluções estruturais mais equilibradas no aspecto de se obter um equilíbrio entre disposição e geometria dos elementos estruturais. O item arquitetura também é um fator que restringe certas soluções, a exemplo de restrição no posicionamento de pilares em função das garagens dos pavimentos base de um edifício alto.

2.3.8 Frequência fundamental (f_1)

Efeitos dinâmicos são inevitáveis em uma estrutura de edifícios altos. A frequência fundamental (f_1) tem como função avaliar a sensibilidade desses efeitos. As ações advindas do comportamento dinâmico influem diretamente no dimensionamento dos elementos estruturais componentes do sistema. Logo, quanto mais fidedigna for a caracterização do modelo frente às variáveis de projeto, mais real será o comportamento da estrutura em serviço.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) faz referência à frequência fundamental de maneira aproximada, pelo estabelecimento de uma equação que se aplica em estruturas porticadas de concreto, sem cortinas do tipo parede de concreto, semelhante à estrutura que será avaliada no presente estudo. A equação está situada na Tabela 19 da referida norma, primeira condição. Também podem ser determinados outros valores de frequência fundamental por características específicas como a possibilidade de haver cortinas de concreto para contenção lateral e absorção de esforços horizontais, torres e chaminés com seções constantes ou variáveis, sistemas estruturais em aço com elementos soldados e estruturas de madeira.

Outra norma que permite a determinação da frequência fundamental é a NBR 15421 (ABNT, 2006). A mesma considera a frequência fundamental de modo aproximado. Nela, as variáveis frequência fundamental (f_1), dada em Hertz; altura da edificação (H), dada em metros; coeficiente de período da estrutura (C_T e x); e o período aproximado da estrutura (T_a) são correlacionadas de modo a se obter o parâmetro de frequência fundamental de uma estrutura.

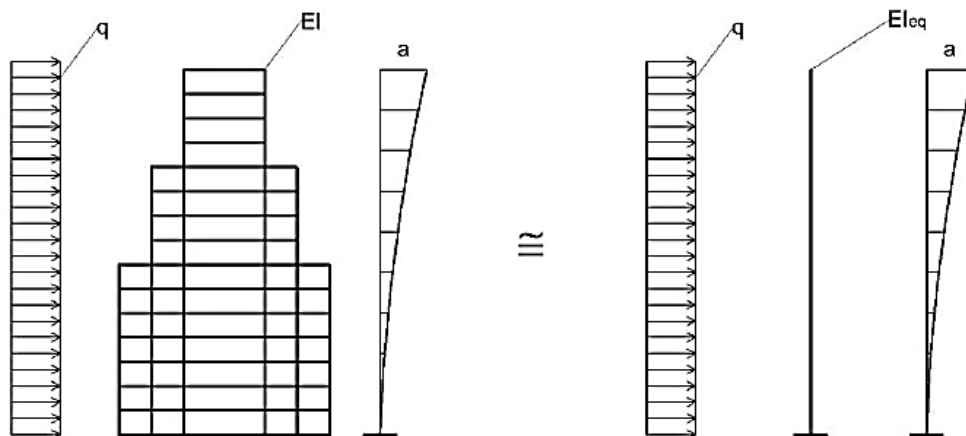
No presente estudo, as frequências naturais associadas aos modos de deformação lateral foram obtidas de diferentes maneiras. Foram utilizados os modelos matemáticos propostos nas equações da norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988), tabela 19 e suas correlações com outros itens da mesma norma. Um dos softwares que foi utilizado no presente estudo na etapa de macro modelagem, o Eberick, tem implementado essa norma para efeito de verificação da análise das frequências fundamentais. O ANSYS® também é uma opção.

Ainda de acordo com NBR 15421 (ABNT, 2006), Tabela 6, uma restrição é imposta aos resultados encontrados de modo analítico. Os valores dos períodos não devem ser maiores que o produto do coeficiente de limitação do período (C_{up}), em função da zona em que o edifício em análise estiver disposto, pelo seu período (T_a). Uma outra opção que pode ser utilizada é adotar diretamente o período natural da estrutura T_a em vez de determinar analiticamente. Salienta-se que essa recomendação normativa é aplicável para análise de sistemas estruturais que considerem a ação de sismo, que não foi objetivo do presente trabalho no momento.

2.3.9 Rigidez do pilar equivalente (EI_{eq})

Como já comentado na seção 2.3.6 deste trabalho, estabelecer uma analogia entre o desempenho de um sistema estrutural de um edifício e de um pilar engastado na base e livre no topo de seção invariável, foi estabelecida por Beck e König (1966), quando do processo de estabelecimento parâmetro de instabilidade α . A ideia defendida pelos autores levava em consideração a rigidez equivalente (EI_{eq}) do pilar concebido de modo a substituir a estrutura global, com foco na obtenção de dados como deslocamentos laterais que fossem semelhantes à estrutura real. Isso quando o sistema estiver sob as mesmas ações laterais. Um exemplo de substituição do sistema geométrico global de um edifício alto pelo modelo de pilar equivalente pode ser verificado na Figura 21.

Figura 21 – Exemplo de modelo da rigidez do pilar equivalente



Fonte: Beck e König (1966).

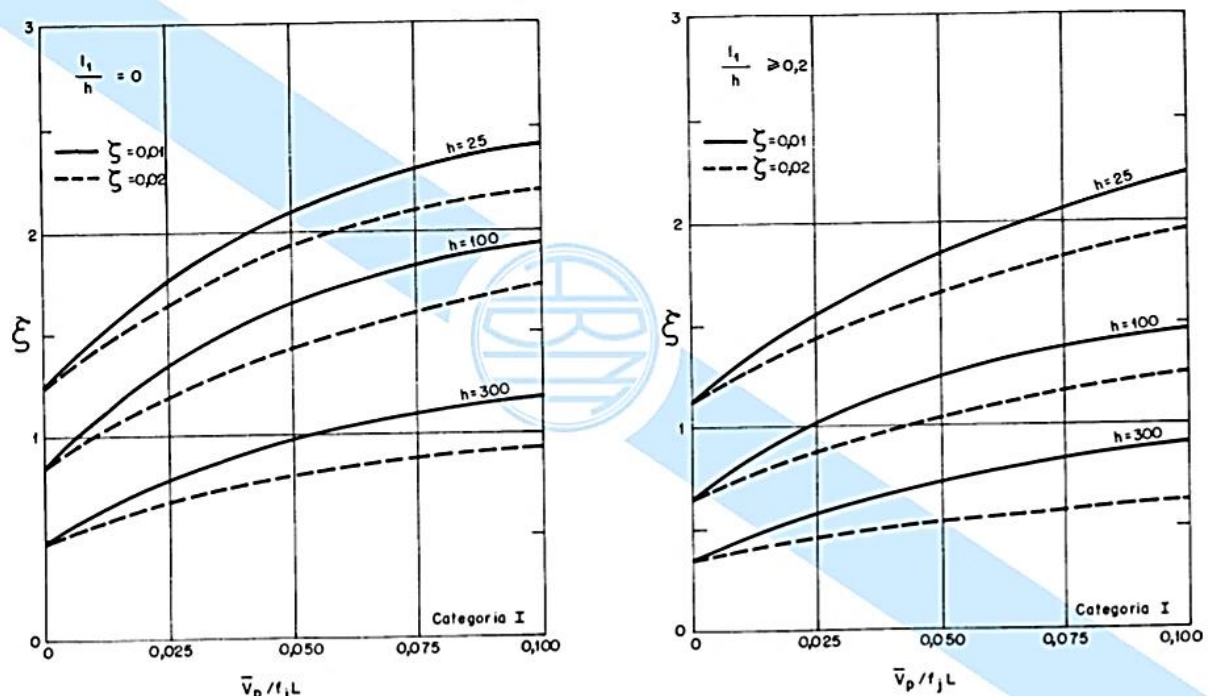
Conforme se observa, mais fácil se torna a análise dos deslocamentos laterais globais por essa analogia, desde que os parâmetros referentes às rigidezes sejam semelhantes. Por isso a ideia de rigidez equivalente. Se isso for garantido, a obtenção dos deslocamentos será de possível obtenção e estes poderão representar os deslocamentos laterais do sistema real.

Sobre isso, Zalka (2000) propôs formulações matemáticas com base nesse conceito de substituição da geometria de um edifício por um pilar engastado na base e livre no topo, de rigidez equivalente. Segundo ele, o procedimento é permitido para estruturas de geometria retangular, desde que a rigidez do sistema de contraventamento não modifique com a altura do edifício. Essa ideia só é válida para utilizar em sistemas de contraventamento com painéis de alvenaria se não houver possibilidade de modificação dos painéis por situações de descontinuidades (reposicionamento e áreas de janelas) ou modificação do pavimento tipo.

2.3.10 Coeficiente de amplificação dinâmica (Camp)

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece, em seu item 9.3.1, informações a respeito do coeficiente de amplificação dinâmica, de modo que sua quantificação, seja estática ou dinâmica, deve seguir parâmetros em função das variáveis dimensões da edificação, razão de amortecimento crítico e frequência. Nas figuras 14 a 18 da mesma norma, diferentes modos de obtenção do coeficiente de amplificação em função da rugosidade do terreno estão definidos (Figura 22).

Figura 22 – Exemplo de coeficiente de amplificação segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988).



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Na figura acima, um exemplo estabelecido pela norma brasileira do vento do coeficiente de amplificação em função da rugosidade do terreno pode ser verificado, de modo que o caso acima trata-se da situação para terrenos de categoria I, com $L = 1800 \text{ m}$ e h em metros. Outros diagramas estão estabelecidos nas figuras 15 a 18 da referida norma.

Borges (2009) comenta que a determinação desse coeficiente se dá pela razão entre o momento de tombamento em relação à base do edifício em função do carregamento dinâmico pelo carregamento estático do vento, para um período de recorrência de 50 anos, conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988). Ela ainda destaca a necessidade de se adotar esse coeficiente como parâmetro majorador das ações estáticas do vento para determinar o comportamento dinâmico total em estruturas com frequência inferior a 1 Hz (fracamente amortecidas).

2.3.11 Aceleração para verificação do conforto humano (a)

O conforto humano é fator essencial para a utilização de toda e qualquer edificação. A norma de desempenho, a NBR 15575 (ABNT, 2013) é um exemplo. Várias recomendações normativas frente à qualidade e desempenho de uma edificação estão definidas, de modo que o fator conforto humano tem grande peso na definição dos requisitos mínimos para habitação das edificações. Conforto visual e antropodinâmico são exemplos de requisitos mínimos que uma edificação deve apresentar. Nesse caso, o conforto do humano dos ocupantes e o desempenho dos equipamentos como piscinas e reservatórios elevados devem ser avaliados.

Para Rizk (2010), o fator humano na percepção da vibração de um edifício se relaciona com a amplitude e a frequência da vibração. Os calculistas de edifícios altos têm atenção especial na avaliação da aceleração, desde os pontos base quanto os pisos mais elevados, de modo a sempre garantir o conforto da edificação.

Esse fator está ligado diretamente com a concepção de um sistema estrutural. Uma estrutura muito deformável pode apresentar acelerações altas, de modo a tornar impraticável seu uso. Chang (1967) definiu zonas de conforto em função dos valores das acelerações, conforme se observa na Tabela 4.

Tabela 4 – Zonas de conforto humano em função da aceleração em edifícios

Aceleração	Zona	Conforto Humano
$a \leq 0,05 \text{ m/s}^2$	Zona 1	Vibração imperceptível
$0,05 \text{ m/s}^2 < a \leq 0,15 \text{ m/s}^2$	Zona 2	Vibração perceptível, mas não incômoda
$0,15 \text{ m/s}^2 < a \leq 0,50 \text{ m/s}^2$	Zona 3	Vibração incômoda
$0,50 \text{ m/s}^2 < a \leq 1,50 \text{ m/s}^2$	Zona 4	Vibração muito incômoda
$a > 1,50 \text{ m/s}^2$	Zona 5	Vibração intolerável

Fonte: Adaptado de Chang (1967).

Essa classificação tem sido implementada nos softwares de cálculo estrutural no Brasil. Na prática de projetos, recomenda-se que o sistema se enquadre até a Zona 2, que se trata de vibração perceptível, mas não incômoda. Um exemplo de ferramenta computacional que faz uso dessa técnica é o software Eberick, que foi utilizado neste trabalho.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) destaca que em relação às vibrações advindas da ação do vento, as vibrações nas estruturas com grande flexibilidade precisam ser avaliadas com afinco na etapa de projeto, pois o Estado Limite de Serviço em função de Vibrações Excessivas (ELS-VE) é um parâmetro limitante instituído pela NBR 6118 (ABNT, 2014), nos itens 3.2.4, 13.3 e 17.3.2 e pode ser relacionado com o desconforto dos ocupantes.

2.4 DESEMPENHO ESTRUTURAL DAS ALVENARIAS

Material de construção utilizado pelo ser humano há milênios, a alvenaria compôs desde pequenas edificações rurais de um único pavimento até grandes obras como edifícios de múltiplos andares, torres de olarias e obras de arte como o Coliseu, Arqueduto, Pontes, as Pirâmides de Gizé, o Farol de Alexandria, dentre outros. Obras com os mais diversos níveis de complexidade, onde a boa prática da engenharia estrutural foi exercida de modo a caracterizar bem o sistema e consolidar como um dos materiais mais utilizados na indústria da construção.

De acordo com Parsekian (2013), como a alvenaria apresentava um comportamento frágil frente a alguns esforços como de flexão em função do parâmetro de ductilidade, alguns métodos construtivos foram desenvolvidos para se utilizar a alvenaria para vencer vãos e permitir a passagem de veículos e pessoas. Nesse aspecto, a forma geométrica dos arcos surge como alternativa viável. Através dos arcos, ainda que de forma empírica, civilizações produziram grandes obras de engenharia e houve prosperidade. Vestígios de obras com arcos foram encontradas na Babilônia, que dataram aproximadamente 1400 a.C. Um exemplo é a utilização dos arcos em alvenaria de pedra na construção da ponte de Vilanova (Figura 23).

Figura 23 – Ponte de Vilanova: obra de arte em alvenaria.



Fonte: Adaptado de Conde et al. (2017).

Na figura acima, verificam-se os arcos componentes do sistema estrutural da ponte sobre o Rio Arnoia, situada na cidade de Allariz, região nordeste da Galícia, na Espanha. Na parte de

baixo da Figura 23, segue em destaque uma representação frente ao direcionamento dos esforços e sua transmissão aos pilares em função da descontinuidade, termo conhecido como linhas de empuxo. A ideia do posicionamento de elementos em alvenaria (nesse caso da imagem com pedras) com certa angulação, faz com que os esforços de flexão sejam anulados, atuando um sistema predominantemente à compressão.

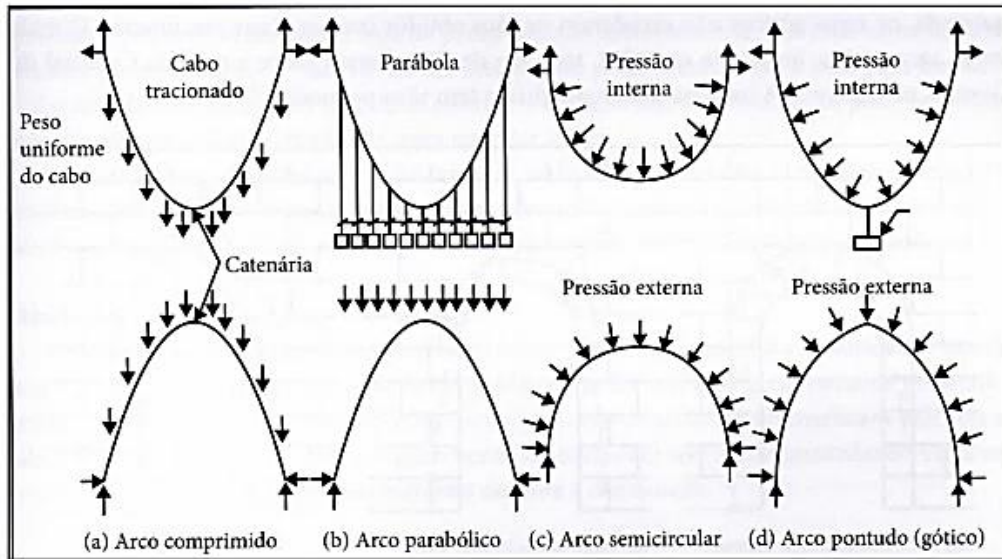
Para Ramalho e Corrêa (2003), o arco é um sistema que foi muito bem definido, de modo que os vãos das estruturas antigas eram restritos pois não se haviam grandes resistências dos materiais utilizados. Desse modo, houve a necessidade de se aprimorar as técnicas relativas a esse sistema construtivo, pela necessidade de se vencer vãos mais extensos que os usuais. Se a concepção estrutural for bem desenvolvida, os arcos conseguem vencer grandes vãos e suportar altas cargas, podendo ser dispensados os esforços de tração. Por analogia, a capacidade resistente dos arcos frente aos esforços de compressão, tensão predominante que atua neles, se assemelha à capacidade resistente do concreto.

Assim, os antigos construtores constataram que a forma dos arcos seria uma solução viável para endereçar as tensões aos elementos de apoio, sem condicionar a peça ao colapso.

Inicialmente, como ainda não se tinha muito conhecimento técnico relativo ao comportamento das alvenarias, algumas construções foram realizadas sob os olhares do conhecimento empírico. O edifício Monadnock, 16 pavimentos em alvenaria, 65 m de altura, construído entre 1889 e 1891, na cidade de Chicago, Estados Unidos, é um exemplo. Possui paredes em alvenaria com cerca de 1,80m de espessura, situação impraticável nos dias atuais. Porém, era o que se sabia até então sobre o desempenho estrutural das alvenarias e aquelas dimensões eram as mínimas ideais para o estado de carregamento ao qual a estrutura seria submetida.

O comportamento mecânico das alvenarias tem sido caracterizado ao longo dos tempos. Nesse aspecto, Parsekian (2013) e muitos outros fizeram analogias entre cabos e arcos. Tomando-se um suspenso entre duas extremidades, a forma geométrica conhecida como catenária se configura apenas pelo peso próprio, ficando submetido ao esforço de tração. Se for considerado que o cabo é composto de um material rígido e inverter o mesmo a 180°, mantendo os mesmos pontos de apoio, o esforço que inicialmente era de tração passaria a atuar no sentido inverso. Logo o cabo estaria trabalhando à compressão pura, como um arco. Isso foi avaliado para questão de peso próprio apenas. Mas caso o cabo esteja sujeito a algum tipo de esforço, o arco será remodelado e tomará a forma em função da posição relativa e intensidade dos pesos (Figura 24).

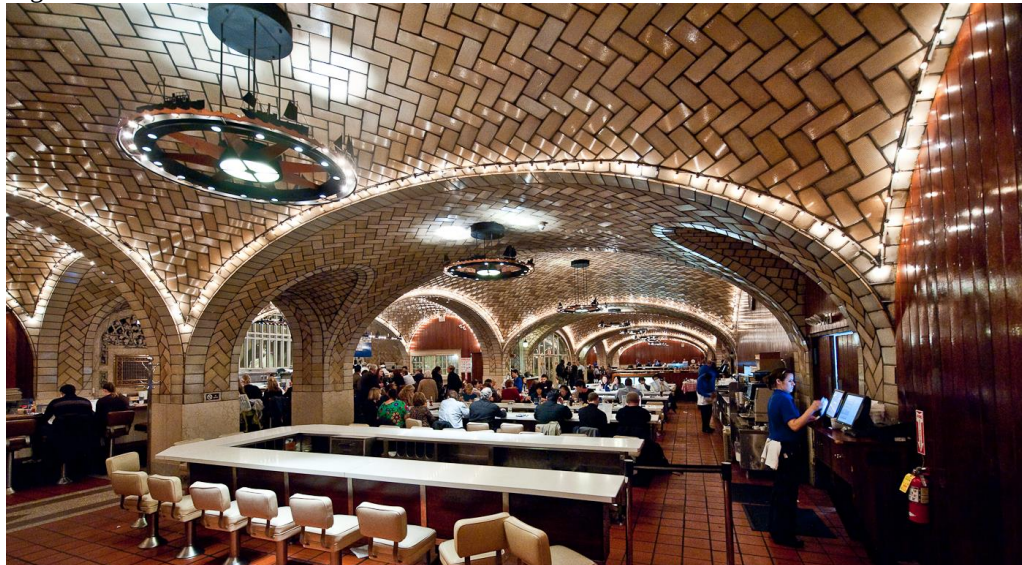
Figura 24 – Analogia entre arco e cabo em função das tensões atuantes.



Fonte: Parsekian (2013).

Essa analogia representa bem o comportamento dos arcos frente aos esforços solicitantes. Essa forma foi utilizada durante muitos anos em estruturas diversas. Atualmente, restritas a formas de algumas estruturas específicas relembrando tempos antigos ou em alguns desenho de pontes. Na Figura 25, um exemplo de arco em alvenaria em estruturas mais atuais pode ser verificado.

Figura 25 – Estrutura em alvenaria em formato de arco.



Fonte: Garlock (2019).

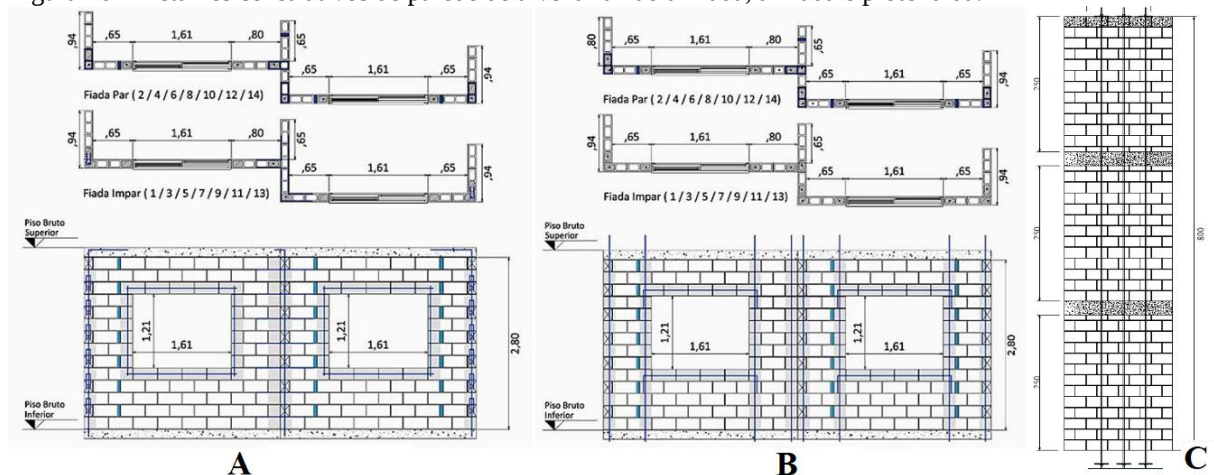
O sistema estrutural em arco de alvenaria acima pertence a uma edificação comercial situada na cidade de Nova Iorque (USA).

Sobre o desempenho estrutural, as alvenarias classificam-se em alvenaria estrutural e alvenaria de vedação.

Para Oliveira et al. (2017), a diferença entre elas se dá pelo fato de que na alvenaria estrutural, blocos estruturais são utilizados. Podem ser do tipo cerâmicos ou de concreto, com diferentes tamanhos e espessuras. São normatizados, atendem às cargas vinculadas e apresenta um bom grau de segurança. As normas que regulamentam os blocos de alvenaria estrutural são a NBR 15961-2 (ABNT, 2011), para blocos de concreto, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 6136 (2016), para os blocos cerâmicos.

Ainda há a possibilidade de as paredes de alvenaria estrutural possuírem ou não armaduras, de modo que o sistema adquire ductilidade e reduz a probabilidade de colapso brusco na edificação. Entra na classificação de serem do tipo alvenarias não armadas, armadas e protendidas, com detalhes construtivos, características e aplicações específicas (Figura 26).

Figura 26 – Detalhes construtivos de parede de alvenaria não armada, armada e protendida.



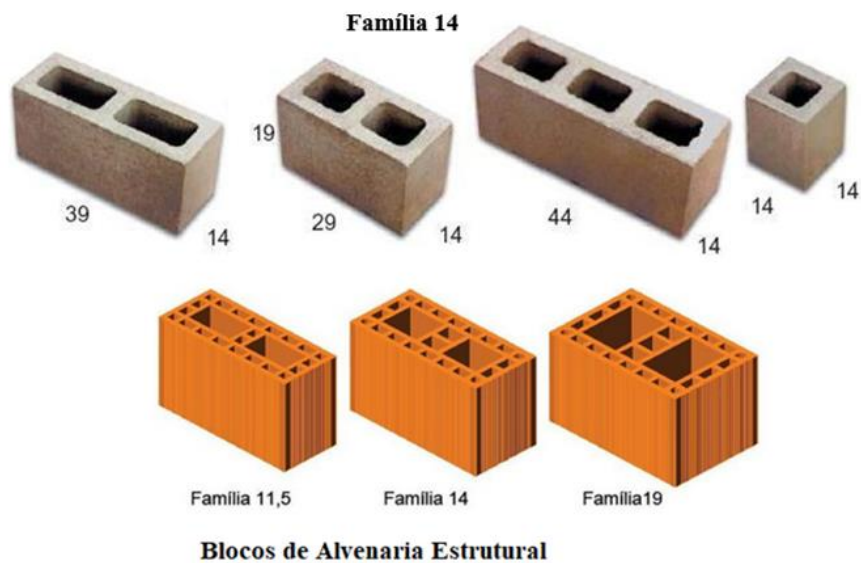
Fonte: Adaptado de Tauli e Nese (2010) e Desir e Cardoso (2015).

No caso (A) da Figura 26, um exemplo de detalhamento de uma parede em alvenaria estrutural não armada com descontinuidade por abertura de janelas pode ser identificado. No caso (B), o mesmo sistema, sendo que com alvenaria armada. Já no caso (C), um detalhamento de alvenaria estrutural protendida pode ser analisado. Neste último, existem recomendações para o uso em situações cujas paredes forem solicitadas por esforços laterais, como muros de arrimo, paredes de contenção, dentre outros (PARSEKIAN, 2002).

As paredes de alvenaria são compostas de blocos que podem ter diferentes geometrias. Podem ser inteiros, meio bloco, de amarração L e T (para encontros de paredes), bloco para ajustes de modulação do tipo A e B e blocos canaleta. Devem obedecer aos parâmetros de resistência, absorção e retração linear por secagem estabelecidos na Tabela 3 da NBR 6136

(ABNT, 2016). Uma representação dos blocos de alvenaria estrutural do tipo cerâmicos e de concreto pode ser verificada na Figura 27.

Figura 27 – Tipos de blocos estruturais.

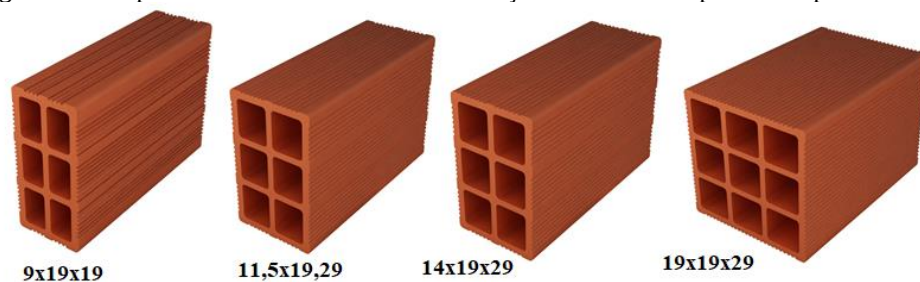


Fonte: Adaptado de Désir (2019).

As resistências características à compressão dos blocos (f_{bk}) seguem os requisitos mínimos estabelecidos na BR 6136 (ABNT, 2016), devendo ter no mínimo $f_{bk} \geq 6 \text{ MPa}$, nas paredes externas sem revestimento e $f_{bk} \geq 4,5 \text{ MPa}$ nas paredes internas ou externas com revestimento.

Já o sistema de alvenaria resistente faz uso de blocos cerâmicos vazados com baixa resistência à compressão e de pequena espessura, sem normatização para os mesmos, a não ser pela recomendação para uso de vedação (OLIVEIRA et al., 2017). Um exemplo de alvenaria resistente está apresentado na Figura 28.

Figura 28 – Tipos de blocos de alvenaria de vedação utilizados em painéis de preenchimento.



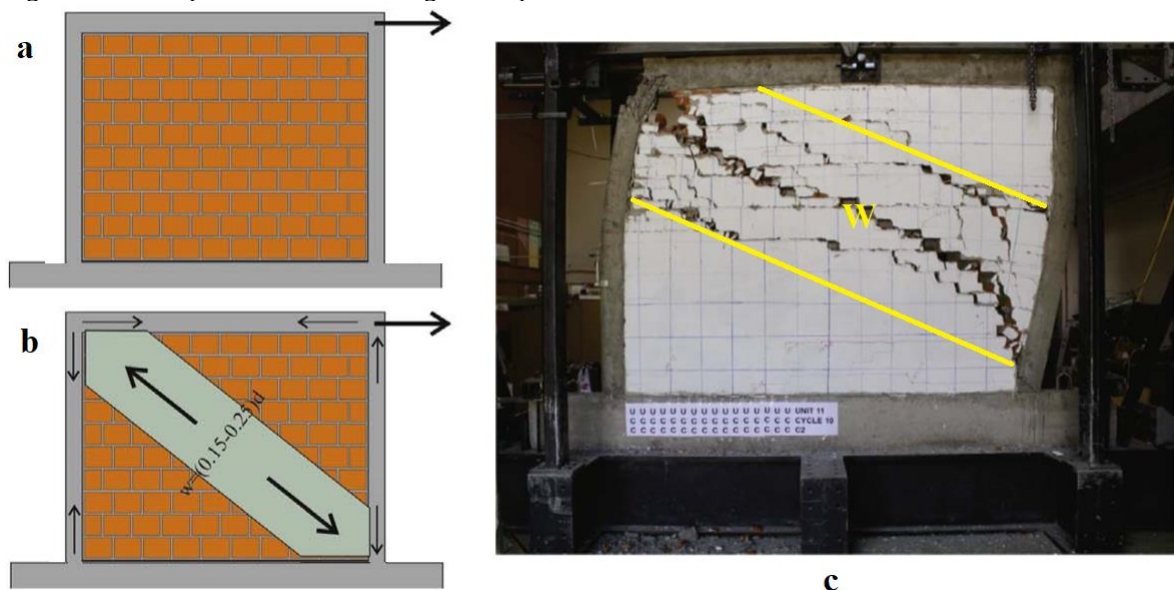
Fonte: Adaptado de Cerâmica Roque (2019).

Dentre os diversos sistemas possíveis, essa alvenaria tem sido utilizado como painel de preenchimento em edifícios altos em todo país, pelo qual foi o objeto de estudo neste trabalho.

2.5 MODELO DAS DIAGONAIS EQUIVALENTES

Inicialmente proposto pelo pesquisador Polyakov (1956), o modelo das diagonais equivalentes tem como objetivo fazer uma analogia da região da diagonal de compressão (contraventamento do painel de alvenaria) pela substituição por um elemento de barra, rotulado e suas extremidades, de modo que apresente todas as propriedades mecânicas inerentes às alvenarias e se possa definir numericamente as tensões e deformações presentes no sistema. Este elemento de barra também estará submetido aos esforços axiais de compressão. Um exemplo de modelo de diagonal equivalente representado numericamente e experimentalmente está definido na Figura 29.

Figura 29– Exemplo de modelo das diagonais equivalentes.



Fonte: Adaptado de Dautaj et al. (2018).

No caso (a) da Figura 29, tem-se um pórtico preenchido por um painel em alvenaria, submetido teoricamente a um carregamento lateral. No caso (b), a formação da diagonal equivalente comprimida está representada. No caso (c), o modelo experimental do que foi analisado numericamente pelo autor nos casos (a) e (b) pode ser verificado, onde em destaque verifica-se a região de ruptura e a respectiva representação da diagonal comprimida, por ação lateral.

As larguras das diagonais equivalentes têm sido objeto de estudo há décadas. Desde seus autores principais como Polyakov (1956) e Holmes (1961), ela vem sendo pesquisada por diversos autores ao longo dos tempos e definida por formulações matemáticas diversas. Um

resumo das principais formulações que permitem deterinar as larguras das diagonais pode ser verificado na Tabela 5.

Tabela 5 – Formulações de determinação das diagonais equivalentes.

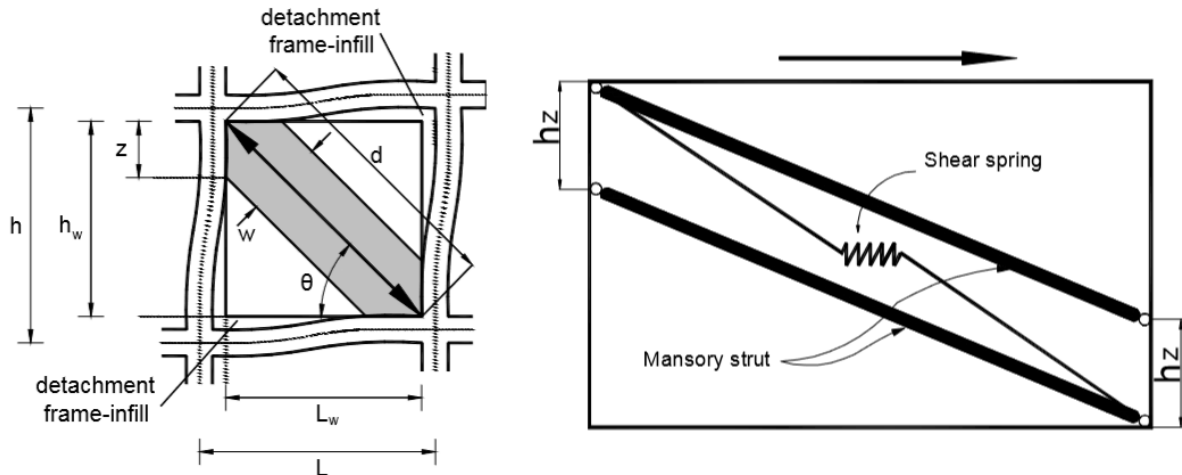
Autor	Ano	Largura da Diagonal Equivalente
Holmes	1961	$W = d/3$
Stafford-Smith	1967	$0,10 < W/d < 0,25$
Smith e Carter	1969	$W = 0,58 \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{-0,445} \cdot (\lambda_h \cdot H')^{0,335 \cdot d} \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{0,064}$
Mainstone	1971	$W = 0,16 \cdot (\lambda_h)^{-0,3} \cdot d$
Mainstone	1974	$W = 0,175 \cdot (\lambda_h)^{-0,4} \cdot d$
Bazan & Meli	1980	$W = (0,35 + 0,022\beta) \cdot h_m$, com $0,9 \leq \beta \leq 11$
Liauw e Kwan	1984	$W = \left(\frac{0,95 \cdot \sin 2\theta}{2 \cdot \sqrt{\lambda_h}}\right) \cdot d$
Tassios	1984	$W = \frac{0,20 \cdot \beta \cdot \sin \theta}{d}$, com $1 \leq \beta \leq 5$
Deccanini e Fantin (painéis não fissurados)	1987	$W = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_h}\right) \cdot d$, para $\lambda_h \leq 7,85$ ou $W = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_h}\right) \cdot d$, para $\lambda_h > 7,85$
Deccanini e Fantin (painéis fissurados)	1987	$W = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_h}\right) \cdot d$, para $\lambda_h \leq 7,85$ ou $W = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_h}\right) \cdot d$, para $\lambda_h > 7,85$
Hendry	1990	$W = \frac{0,58 \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{-0,445} \cdot (\lambda_h \cdot H')^{0,335 \cdot d} \cdot \left(\frac{1}{H}\right)^{0,064}}{2}$
Paulay e Priestley	1992	$W = 0,25 \cdot d$
Durani e Luo	1994	$W = \gamma \cdot \sin 2\theta \cdot d$
Flanagan & Bennet	1999	$W = \frac{\pi}{C \cdot \lambda_h \cdot \cos \theta}$
Moreira	2002	$W = \frac{k_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{L}{\cos^2 \left(a - \frac{\sin a}{L + \cos a}\right)}$
Cavaleri et al.	2005	$W = \frac{c \cdot d}{z \cdot \lambda^\beta}$
Amato et al.	2008	$W = \frac{c \cdot d}{z \cdot \lambda^\beta}$
Chrysostomou e Asteris	2012	$W = 0,270 \cdot (\lambda_h)^{-0,4} \cdot d$
CSA 304	2014	$W = \frac{\sqrt{(a_h)^2 + (a_l)^2}}{2}$
TMS/402/602	2016	$W = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cdot \cos \theta_{strut}}$, com $\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_{netinf} \cdot \sin 2\theta_{strut}}{4E_{bc} \cdot I_{bc} \cdot h_{inf}}}$

Fonte: Adaptado de Moreira (2002), Chrysostomou e Asteris (2012), 304 (CSA, 2014), Nicola et al. (2015), Pitanga (2016) e normas 402/602 (TMS, 2016).

Recomenda-se a consulta aos trabalhos dos autores citados na Tabela 5 para fins de aplicação das fórmulas, considerando algumas variáveis específicas estabelecidas por cada

autor. Na Figura 30, a representação de algumas variáveis utilizadas nas formulações para determinação das diagonais pode ser verificada.

Figura 30 – Exemplo de modelo das diagonais equivalentes.



Fonte: Adaptado de Chrysostomou e Asteris (2012)

Observa-se na figura acima, lado esquerdo, a ideia da diagonal comprimida e a possibilidade de deformações do pórtico ao painel de alvenaria a ele atrelado. Verifica-se também que uma treliça idealizada é representada do lado direito. Também se observa a ideia de comportamento de mola, com possibilidade de cisalhamento, se submetido a esforço lateral.

Na pesquisa realizada por Crisafulli e Carr (2007), um modelo semelhante de representação das diagonais comprimidas foi instituído, de modo que os autores destacam que na etapa da macro modelagem, essa representação tem boa resposta frente à determinação das resistências últimas e deformações limites do sistema.

No trabalho de Dautaj et al. (2018) o experimento em laboratório comprovou essa faixa idealizada, de modo que eles conseguiram estabelecer algumas recomendações em relação aos critérios de projeto mínimos referente às resistências aceitáveis para se evitar quaisquer dos mecanismos de falha no sistema.

Todas as equações apresentadas na Tabela 5 tem sua representatividade e efetividade, mas há algumas divergências entre elas que diferem nos resultados finais do sistema. Desse modo, ainda não se chegou a um consenso definitivo sobre a largura efetiva da diagonal comprimida dos pórticos preenchidos. Isso foi um dos pontos avaliados na etapa da macro modelagem do presente trabalho.

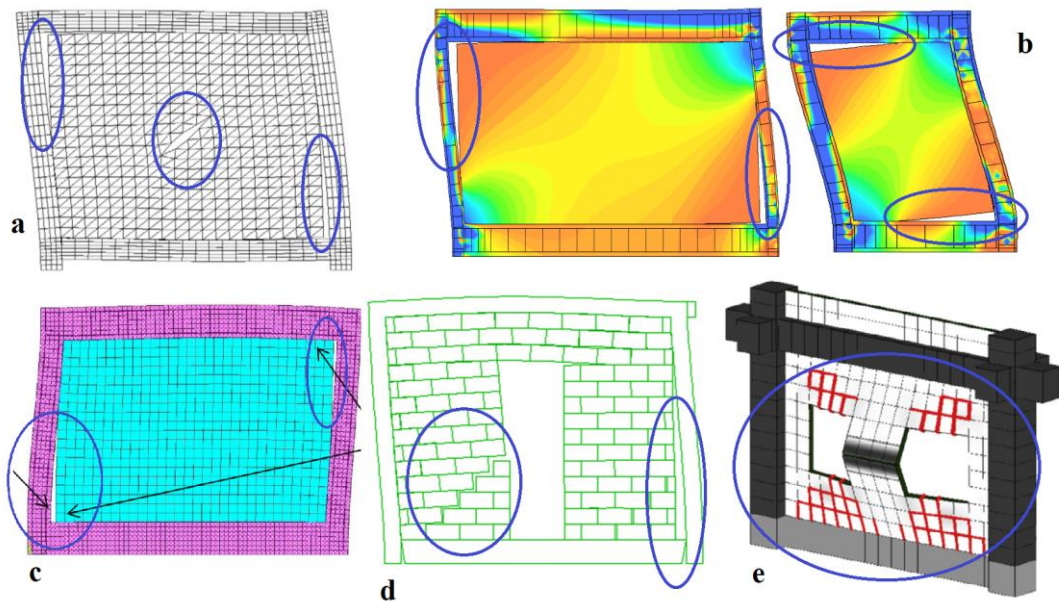
2.6 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE PÓRTICOS COM ALVENARIA

Os sistemas estruturais preenchidos por painéis de alvenaria apresentam um comportamento estrutural diferenciado. Quando submetidos ao estado de carregamento, sejam eles o peso próprio, sobrecargas ou ações externas como cargas laterais devido às ações do vento ou assimetria do sistema, o conjunto formado apresenta uma situação complexa.

O desempenho da alvenaria, quando dentro de um pórtico, tem característica não linear. Isso é natural, considerando os materiais componente desse sistema, como o concreto armado e as alvenarias apresentam comportamento não linear frente à relação de tensão e deformação.

Caracterizar o comportamento mecânico de uma estrutura é uma premissa básica da análise estrutural, de modo a se identificar os pontos críticos e evitar os mecanismos de colapso por meio de um dimensionamento adequado dos elementos componentes do sistema. Para pórticos preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos submetidos a ações laterais, algumas situações de colapso podem surgir, tanto no pórtico quanto no painel. Se as ações atuantes no sistema não forem bruscas, o sistema completo se comportará de modo único. Os trabalhos de Alvarenga (2002), Silva (2014), Pitanga (2016), também demonstram situações que ocorrem na região de contato entre os materiais (Figura 31).

Figura 31 – Região de contato entre pórtico e painel de alvenaria.



Fonte: Adaptado de Alvarenga (2002), Akhouni et al. (2014), Pitanga (2016), Mohebkhah et al. (2008) e Panto et al. (2018).

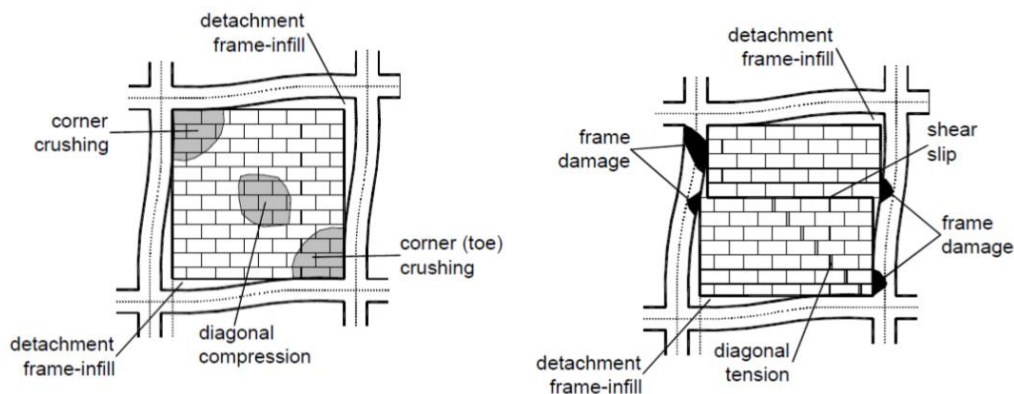
Na Figura 31, as representações destacadas com o círculo azul denotam mecanismos de falha pelo deslocamento da região de contato. Isso se dá pelo aumento de carga até atingir o

ELU ou limite de ruptura do sistema. Inicialmente há um deslocamento físico entre o painel de alvenaria e o pórtico nos bordos tracionados. Posteriormente, há uma transferência de cargas do pórtico para o painel de preenchimento, o que comprime diagonalmente as alvenarias.

Em adição, a região de contato entre pórtico e painel também contribuem para a caracterização específica do comportamento do conjunto. Nesse caso, tem-se uma situação física, pela interação de materiais distintos por contato, onde para cada modo e tempo de análise pode alterar as condições de contorno. E isso é o que caracteriza também o comportamento não linear. Pesquisas como as de Mohebkah et al. (2008), Hammoudah et al. (2018), Brodsky et al. (2018) e Dautaj et al. (2018) comprovam essa influência.

Para Pitanga (2016), existem alguns mecanismos de falhas como o esmagamento dos cantos comprimidos, esmagamento da diagonal comprimida, cisalhamento das juntas de argamassa, a fissuração da diagonal comprimida e o modo de falha do pórtico (Figura 32).

Figura 32 – Tipos de mecanismos de falha entre pórtico e painel de alvenaria.



Fonte: Asteris et al. (2011).

Observa-se na figura a questão do deslocamento entre o painel de alvenaria do pórtico, caso semelhante às outras pesquisas citadas neste trabalho. Ainda na figura, verifica-se um esmagamento dos cantos comprimidos, uma compressão da diagonal, cisalhamento das juntas de argamassa, a fissuração da diagonal comprimida e uma falha do pórtico.

Outras situações podem influenciar no comportamento final dos pórticos preenchidos, como o tipo de bloco de alvenaria, as juntas de argamassa, o sistema estrutural do pórtico, estado de carregamento, quantidade de pavimentos, vãos, descontinuidades, interface pórtico-alvenaria e o fator mão-de-obra durante a execução (PITANGA, 2016).

Para Oliveira (1995), se for considerado que o pórtico possua capacidade resistente suficiente para ter bom desempenho em serviço, sem atingir o ELU, a tendência de falha poderá ocorrer no painel, em alguns dos pontos críticos. As falhas podem ser o cisalhamento das juntas

de argamassa, esmagamento dos cantos comprimidos ou fissuração da diagonal comprimida. Tanto pode ocorrer uma ou mais situações de falha simultâneas, vai depender da ação atuante.

Um caso comum é o cisalhamento das juntas de argamassa e o esmagamento dos cantos. A falha por compressão da diagonal comprimida não é tão frequente, pelo fato dos painéis de preenchimento não possuírem esbeltezes suficientes e a parede poder flambar.

Em relação à fissuração da diagonal comprimida, alguns autores como El-Dakhkhni et al. (2003) destacam que não se considera essa situação como um mecanismo de falha, visto que mesmo com o painel fissurado, o sistema todo ainda tem capacidade resistente. Em último caso, se a falha for verificada no pórtico componente do sistema, não há que se falar em sistema estrutural válido, pois todo sistema estrutural tem que ter garantia da estabilidade, mesmo que sem nenhuma contribuição dos painéis de alvenaria. Um exemplo prático das possíveis situações aqui descritas pode ser verificado na Figura 33.

Figura 33 – Exemplo real de fissuração dos painéis de alvenaria em edifício de concreto armado.



Fonte: O Autor (2021).

Na situação acima, identificada em edifício situado na cidade de Foz do Iguaçu-PR, verificam-se painéis de preenchimento em alvenaria fissurados, mas ainda com capacidade resistente. Provavelmente, situações como flexibilidade da estrutura em função do estado de carregamento a que o sistema esteve submetido podem ter contribuído para essa situação. Salienta-se, ainda, que os reparos que foram feitos são apenas de ordem paliativa, pois nem o fator estético foi resolvido, nem há garantias que outras fissuras não irão ocorrer.

2.7 ANÁLISE NUMÉRICA VIA ELEMENTOS FINITOS

De modo a se elevar as possibilidades de sucesso das pesquisas, o uso de métodos computacionais para análises numéricas para as mais diversas áreas tem sido utilizado. Na engenharia de estruturas isso é uma realidade presente. A cada pesquisa, verificam-se recursos avançados de caracterização de elementos físicos em modelos matemáticos que representam graficamente os problemas a serem avaliados, sejam de ordem local e global. O principal ponto nisso tudo é a otimização do tempo de processamento referente aos processos de cálculo, o ganho de produtividade e capacidade de caracterização de sistemas estruturais complexos que tem tornado viável o estudo de problemas de engenharia estrutural.

Nos dias atuais, diversos *softwares* de análise estrutural estão disponíveis no mercado. Cada um com suas características, formas de utilização, métodos de cálculos e representações visuais. Como exemplo, têm-se o ANSYS®, ABAQUS, DIANA, SAP2000, TQS, Eberick, CypeCAD, MatLab e ATENA 3D. Alguns desses programas possuem ferramentas de análise por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), pelo qual tornaram-se os mais reconhecidos e utilizados softwares tanto pela comunidade acadêmica quanto os escritórios de cálculo estrutural (SOARES, 2017).

Desse modo, pesquisas têm denotado a eficácia da modelagem numérica aplicada a problemas de engenharia de estruturas. Desde a década de 50, estudos numéricos têm sido realizados. O MEF tem sido empregado nas mais diversas pesquisas acadêmicas, pela sua eficiência e nível de aprofundamento, se comparados com distintos métodos de análise.

Sobre pesquisas numéricas voltadas à relação entre sistema estrutural em concreto armado preenchidos por painéis de alvenaria, têm-se:

Santos (2007), fez uma avaliação numérica via elementos finitos no software SAP2000 de um edifício de 32 pavimentos, situados na cidade do Recife-PE. Inicialmente, avaliou o sistema estrutural sem a contribuição dos painéis de referência para servir de referência e depois reavaliou o sistema com a inclusão dos painéis de preenchimento. A etapa de modelagem se deu pelo uso do método das diagonais equivalentes. Um aumento da rigidez lateral do sistema e redistribuição dos esforços foram identificados, destacando os pavimentos e geometrias dos pórticos que apresentaram as maiores solicitações.

Dilrukshi et al. (2010) verificaram em sua pesquisa a difusão do processo de fissuração em paredes de alvenaria, quando da deformação dos elementos de placa em um sistema estrutural submetido a variações térmicas. Fizeram uma análise numérica do tipo não-linear com auxílio do software ANSYS® de modo a caracterizar a localização e tendência de

propagação das fissuras. Os resultados encontrados demonstraram a influência do clima e estado de carregamento atuante na laje para a contribuição das deformações.

Asteris et al. (2011) fizeram uma avaliação numérica via elementos finitos de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria submetidos a descontinuidades. Os resultados apresentados demonstraram que as aberturas promovem um aumento do período de vibração do conjunto. Confirmaram ainda a necessidade de caracterização dos painéis com descontinuidades, onde destacaram que mesmo já sendo consolidada a contribuição dos painéis no sistema, ainda há uma complexidade quanto a caracterização desse tipo de situação.

Silva (2014) fez uma pesquisa sobre o comportamento de sistemas estruturais em concreto armado preenchidos com alvenaria de vedação submetido a cargas horizontais, com foco de análise do ELS. Fez uso das técnicas de macro e micro modelagem, onde na etapa de macro foi utilizado o modelo das diagonais equivalentes e na etapa micro, fez uso do MEF com o software ANSYS. Os materiais concreto e alvenaria foram caracterizados numericamente. O elemento PLANE182 foi utilizado para caracterizar o pórtico e o painel. Já para modelar a situação de contato entre pórtico e painel, o elemento CONTA171 foi utilizado. A malha foi discretizada em 10cm. As variáveis analisadas foram as tensões atuantes no sistema e os deslocamentos limites. Os resultados apresentados mostraram que o processo de fissuração do painel ocorre por tração diagonal, pelo fato de ser o elemento mais fraco do elo. A autora destaca ainda que a simplicidade em utilizar o modelo das diagonais não pode ser confundida com a discrepância de resultados, onde índices com mais de 200% de divergências.

Alva et al. (2015) fizeram um estudo com o intuito de avaliar as tensões e deformações em pórticos de concreto armado preenchidos por painéis de alvenaria. O foco principal era verificar o comportamento do sistema quando submetido a ações horizontais e comparar frente aos ELS. A modelagem numérica consistiu em uma primeira análise pela modelagem do pórtico através do método das diagonais equivalentes e a segunda etapa pelo método dos elementos finitos, com uso do software ANSYS. O elemento PLANE182 foi utilizado para modelar tanto o pórtico em concreto quanto o painel. Para caracterizar a região de contato entre pórtico e painel, os elementos CONTA171 e TARGE169 foram utilizados. O módulo de elasticidade da alvenaria adotado foi de $E_a = 600 \cdot f_p$, com f_p tomado como a resistência característica do bloco de alvenaria. A discretização da malha variou em 5 cm e 10 cm. Como resultados, tensões solicitantes e tipo de fissuração foram definidos nas amostras avaliadas, destacando ainda algumas vantagens e limitações do conjunto.

Akhoundi et al. (2014), realizaram uma pesquisa numérica em estrutura de concreto armado preenchido com alvenarias. O objetivo do trabalho era realizar a calibração do modelo

numérico em função de resultados experimentais já obtidos de outros trabalhos. Foram analisados pórticos preenchidos com e sem descontinuidade. O software utilizado foi o DIANA. Os resultados apresentados demonstraram uma grande influência do módulo de elasticidade para a resistência do sistema, pelo aumento da rigidez. Destacaram ainda que o aumento da resistência à tração do painel de preenchimento não apresentou aumento da resistência lateral do pórtico preenchido.

Pitanga (2016) avaliou um sistema de uma estrutura de concreto com o objetivo avaliar o desempenho estrutural quando os mesmos estão preenchidos. Foi feita uma análise numérica via elementos finitos com auxílio do software ANSYS. Foram avaliadas realizadas 54 amostras. As variáveis analisadas foram as diagonais de compressão, seu comportamento frente ao esmagamento dos vértices e possibilidade de fissuração. A representação da modelagem via ANSYS. O elemento finito utilizado para o concreto foi o SOLID65. Para as armaduras, o elemento LINK180. Na região de contato, os elementos TARGE170 e CONTA174.

Sipos et al. (2018) realizaram uma análise numérica do comportamento de um sistema em concreto armado preenchido em alvenaria sob ação de sismo. O objetivo do trabalho foi verificar se os painéis influem no desempenho do sistema sob esse tipo específico de solicitação. As variáveis analisadas foram a quantidade de pavimentos preenchidos, a variação da aceleração do sistema com e sem os painéis e as áreas de preenchimento em função da área do total do pavimento. Nos resultados, eles enfatizaram que os painéis têm sido negligenciados com relação ao comportamento global de uma estrutura e que seu uso apenas como vedação não tem sido a melhor alternativa para as obras.

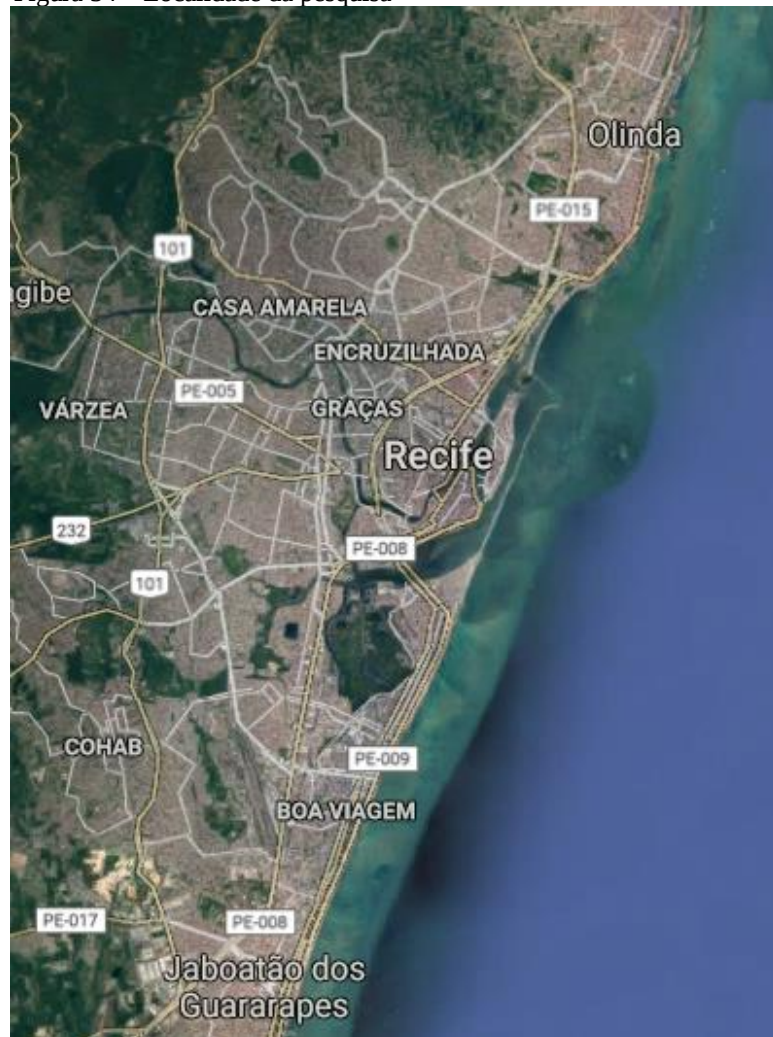
Medeiros e Parsekian (2018) fizeram uma pesquisa sobre pórticos de concreto pré-moldado preenchidos por painéis de alvenaria submetidos a estado de carregamento horizontal. O objetivo principal foi caracterizar os detalhes construtivos das paredes de modo a caracterizar sua função de contraventamento do sistema. Realizaram uma avaliação entre os mecanismos normativos vigentes como algumas normas americanas e canadense, pelo modelo das diagonais equivalentes, com um modelo numérico avaliado via elementos finitos. A amostra avaliada tratava-se de um edifício de três pavimentos situados na cidade de São Carlos-SP. As variáveis avaliadas foram as tensões, deslocamentos e pontos de possibilidade de fissuração. Os autores constataram o aumento de rigidez da estrutura e redução de deslocamentos laterais em função dos painéis de alvenaria.

3 METODOLOGIA

3.1 ÁREA DE ESTUDO

O presente trabalho tem finalidade aplicada, cujo objetivo é exploratório e explicativo, onde procedimentos referentes a pesquisas bibliográficas e estudo de caso foram realizados. Também possui caráter quantitativo. O local da pesquisa abrangeu a região metropolitana do Recife-PE, cujo quantitativo de edifícios altos que fazem uso do sistema estrutural em concreto armado com painel de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos tem sido predominante na região (Figura 34).

Figura 34 – Localidade da pesquisa



Fonte: Google Maps (2021).

Em adição, os índices dos edifícios altos que apresentam manifestações relacionadas ao deslocamento do revestimento nessa região têm crescido exponencialmente.

3.2 ESTRUTURA DA PESQUISA

Diversos estudos referentes a análise de sistemas estruturais em concreto armado preenchidos com painéis de alvenaria têm feito uso de métodos numéricos, conforme indicado na seção 4.7 deste trabalho. O MEF é um exemplo, onde o mesmo está implementado em softwares para modelagem e análise do desempenho de estruturas de concreto, ou qualquer outro material.

Assim, fazendo uso de parte das metodologias propostas por Lourenço (1996), Santos (2007), Silva (2014), Alva et al (2015), Pitanga (2016) e Nasiri e Liu (2017), o presente estudo fez uso de algumas ferramentas computacionais que utilizam elementos de barra discretizados e o MEF para análise de estruturas de concreto com esse tipo de elemento adicional no sistema, que são as alvenarias.

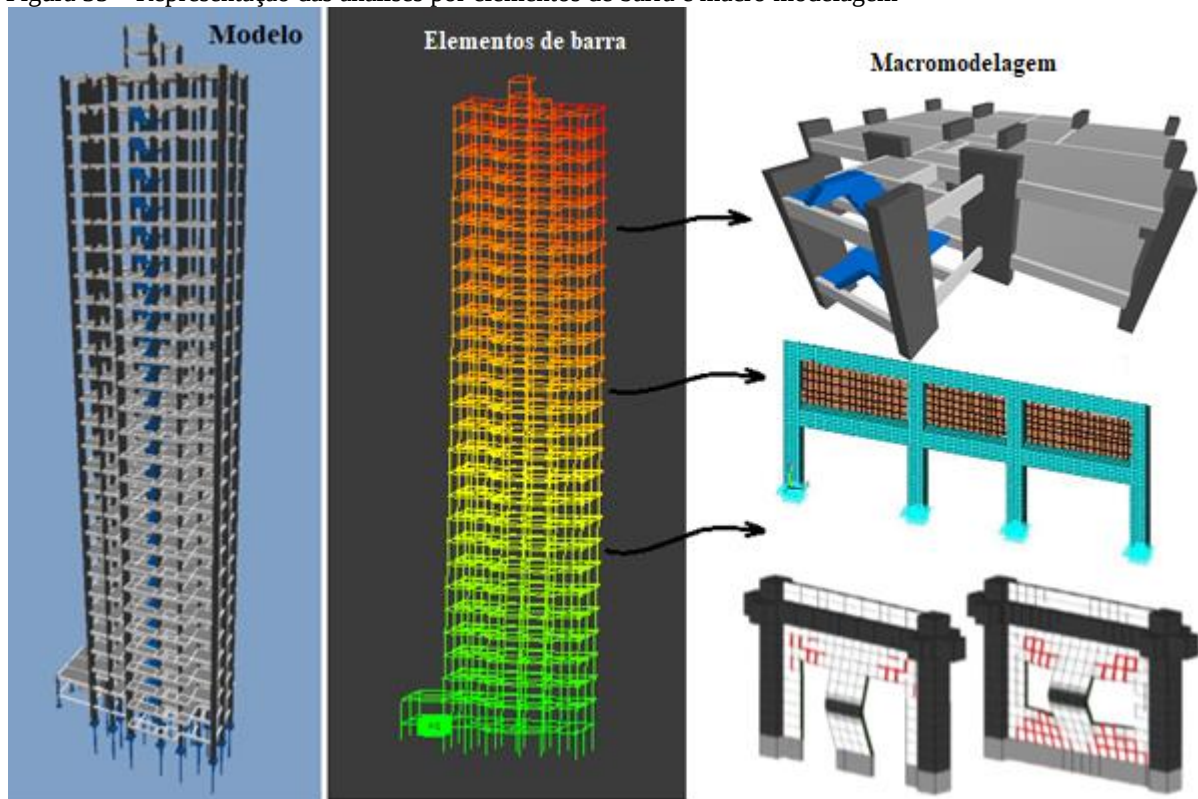
As variáveis analisadas foram as concentrações de tensões, deslocamentos laterais locais e globais do sistema. Na etapa de primeira análise, o método das diagonais equivalentes foi utilizado, tomando como base as diferentes larguras das diagonais definidas até então, pela comunidade acadêmica. Foram avaliados os pontos críticos, com vistas na constatação se há influência e de qual maneira os painéis de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos contribuem no desempenho estrutural de edifícios altos. Verificações referentes ao ELS e ELU foram realizadas com base no regimento normativo brasileiro vigente. Nessa etapa foi utilizado o software Eberick, AltoQi, na versão 2019 Next Plena, sob licença nº 350214-3.

Na etapa de análise por elementos finitos, foram avaliados alguns pórticos preenchidos componentes de um pavimento do sistema global do edifício em análise. Os pórticos foram adotados do pavimento Tipo 7, importando-os da primeira etapa o estado de carregamento e deslocamentos presentes em cada situação/amostra. Nessa etapa, a ferramenta computacional utilizada foi o software ANSYS®, R1.2023, em sua versão Estudantil.

Essa adoção do modo pavimentos isolados se faz necessária em função da restrição computacional para o MEF, de modo que tornaria impraticável a referida pesquisa pelos recursos computacionais disponíveis. Adotar todo um sistema estrutural de um edifício alto preenchido por painéis de alvenaria, submetido aos mais distintos modos de solicitação, regiões de contato entre diferentes materiais com propriedades características, demanda uma complexa malha, com elevado número de elementos e nós, um extenso tempo de processamento e até mesmo a possibilidade de não convergência a uma solução.

Uma representação geral das etapas de análise em relação a primeira etapa e a segunda etapa podem ser identificadas na Figura 35.

Figura 35 – Representação das análises por elementos de barra e macro modelagem



Fonte: O Autor (2021) e adaptado de Panto et al. (2015).

Na figura acima, está exemplificada uma representação de um modelo 3D de um edifício alto que pode ser avaliado na etapa de primeira análise por elementos de barra e na segunda etapa por macro modelagem via elementos finitos. Na representação por macro modelagem dada na figura, apresentam-se apenas pórticos simplificados. A etapa de macro modelagem que foi realizada neste trabalho é composta de pórticos isolados, por viabilidade computacional.

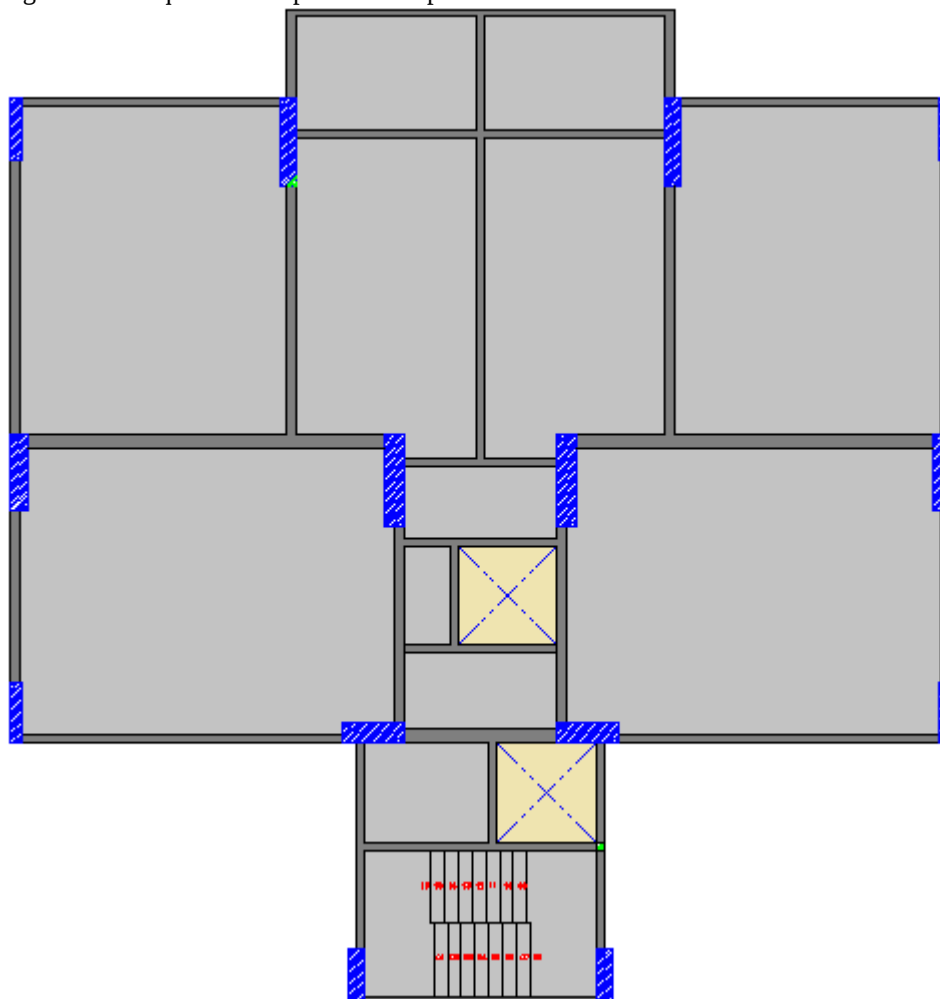
3.3 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

Foi utilizado como estudo de caso, o sistema estrutural de um edifício alto construído na Região Metropolitana do Recife. Ele serviu como amostra de referência a ser comparada com os demais modelos, sendo calculado inicialmente sem a contribuição dos painéis de preenchimento em alvenaria de bloco cerâmico, conforme normativa brasileira. Posteriormente, foram incluídos os painéis, avaliados seus novos desempenhos e comparados com a amostra referência.

O objeto de estudo trata-se de um edifício do tipo residencial, possui 27 pavimentos, dos quais é composto por um pavimento térreo, dois pavimentos de garagem, 23 são pavimentos

tipo e um pavimento cobertura. Uma representação da planta de arquitetura do pavimento tipo pode ser identificada na Figura 36.

Figura 36 – Arquitetura do pavimento tipo

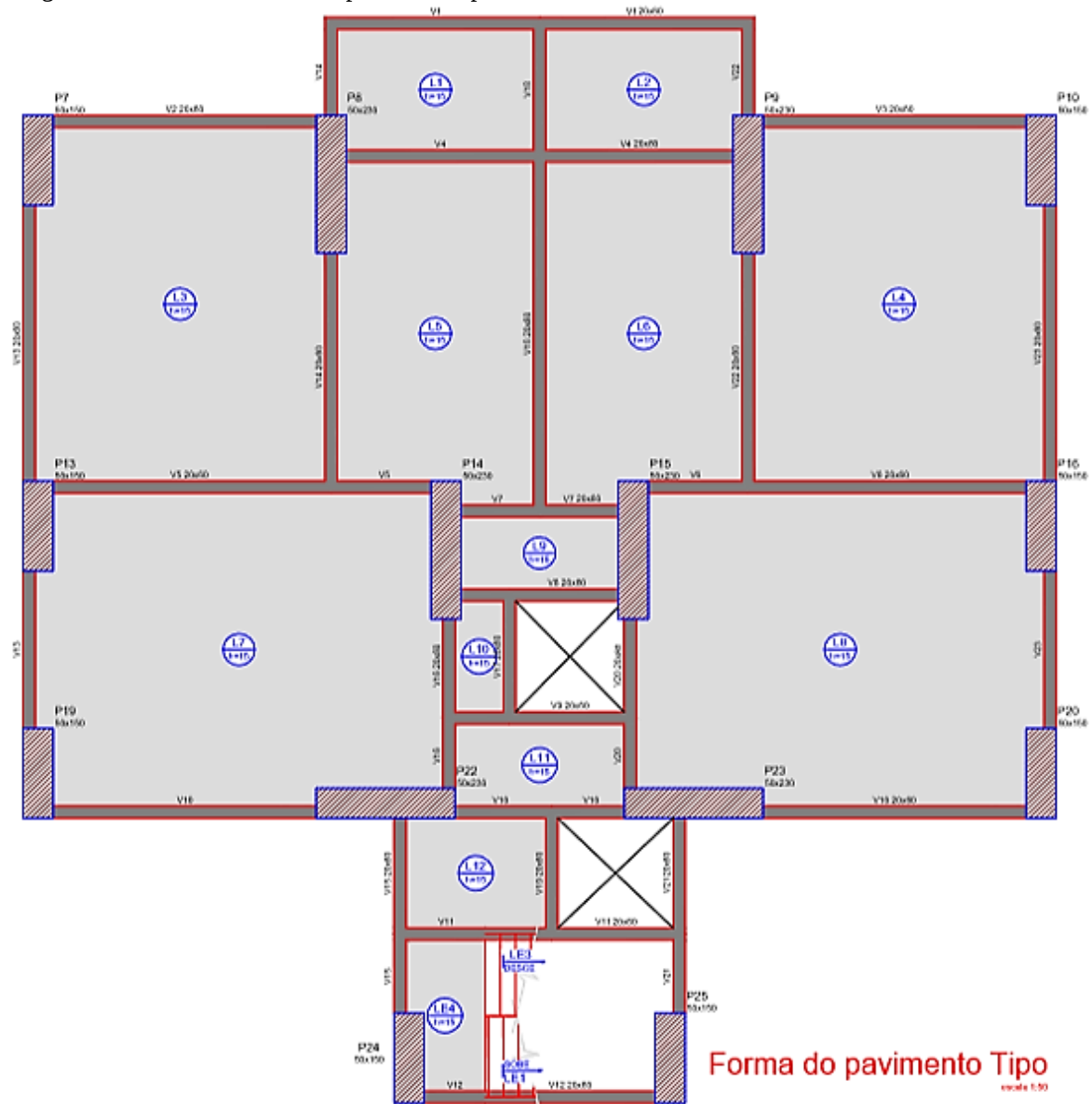


Fonte: O Autor (2021).

Cada lâmina do referido pavimento tipo possui área aproximada de 235 m². A área total aproximada da construção é de 6.750 m². Possui pé esquerdo de 3,20 m, apresentando altura de 86,40 m, onde adicionadas as alturas referentes ao reservatório e caixa do elevador, o edifício ficou com uma altura total aproximada de 91,60 m. As paredes estimadas no projeto de arquitetura possuem 15 cm de espessura, já com acabamento. A vedação prevista para o sistema estrutural em concreto armado foi do tipo alvenaria de vedação com blocos cerâmicos de 8 furos, com geometria 9x19x19 cm. Possui dois elevadores, onde um é destinado para o tráfego de pessoas e o outro para entrada de serviço/manutenção do condomínio. Na concepção estrutural, a disposição dos pilares indicada em azul pode ser verificada, onde a torre ficou

composta de 14 pilares com geometrias diferentes. A planta de formas do pavimento tipo está representada na Figura 37.

Figura 37 – Planta de formas do pavimento tipo



Fonte: O Autor (2021).

O sistema de formas apresentado destaca a disposição dos elementos estruturais, com suas geometrias. As lajes foram do tipo nervurada, possuem espessura de 15 cm (8 cm de nervura e 7 cm de capa). Vigas com seções de 20 x 60 cm e pilares de seção retangular, com seções variáveis (50 x 150 cm e 50 x 230 cm).

3.3.1 Propriedades dos materiais

Conforme normas vigentes tanto no Brasil quanto no exterior, foram adotados os seguintes parâmetros referentes às propriedades físicas e mecânicas dos materiais (Tabela 6).

Tabela 6 – Valores característicos das propriedades físicas dos materiais

Material	Propriedade	Valor adotado	Observação
Aço	Módulo de Elasticidade Longitudinal (E_s)	210 GPa	NBR 6118 (ABNT,2014)
	Coeficiente de Dilatação Térmica (α_c)	$10^{-5} / ^\circ\text{C}$	
	Tensão de Escoamento do Aço CA-50 (f_{yk})	500 MPa	
	Tensão de Escoamento do Aço CA-60 (f_{yk})	600 MPa	
Concreto	Resistência Característica à Compressão (f_{ck})	40 MPa	NBR 6118 (ABNT,2014)
	Coeficiente de Poisson (ν)	0,20	
	Módulo de Deformação Transversal (G_c)	11,25 GPa	
	Módulo de Deformação Inicial do Concreto (E_{ci})	31 MPa	
	Módulo de Deformação Secante do Concreto (E_{cs})	27 MPa	
	Massa Específica do Concreto simples (γ_c)	2400 kgf/m ³	
Alvenaria	Resistência Característica à Compressão (f_{alv})	2,5 MPa	NBR 15812 (ABNT, 2010) 5 (ASCE, 2016) 530 (ACI, 2016) 402/602 (TMS, 2016)
	Massa Específica da Alvenaria (γ_{alv})	1200 kgf/m ³	
	Módulo de Deformação da Alvenaria (E_{alv})	$600 * f_{alv} = 1500 \text{ MPa}$	
	Coeficiente de Poisson (ν_{alv})	0,15	

Fonte: O Autor (2021).

Os dados acima são os parâmetros base das propriedades dos materiais utilizados neste estudo, onde diversos pesquisadores que já atuaram nesse tema fizeram uso dos mesmos.

3.3.2 Análise global

Na etapa de primeira análise, para análise, obtenção dos dados e avaliação dos pontos máximos e mínimos de tensões e deformações, foram definidas amostras em função dos diferentes métodos de determinação de larguras das diagonais equivalentes. Estas foram adotadas conforme disponível na literatura e estão caracterizadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Caracterização das amostras da etapa de análise global

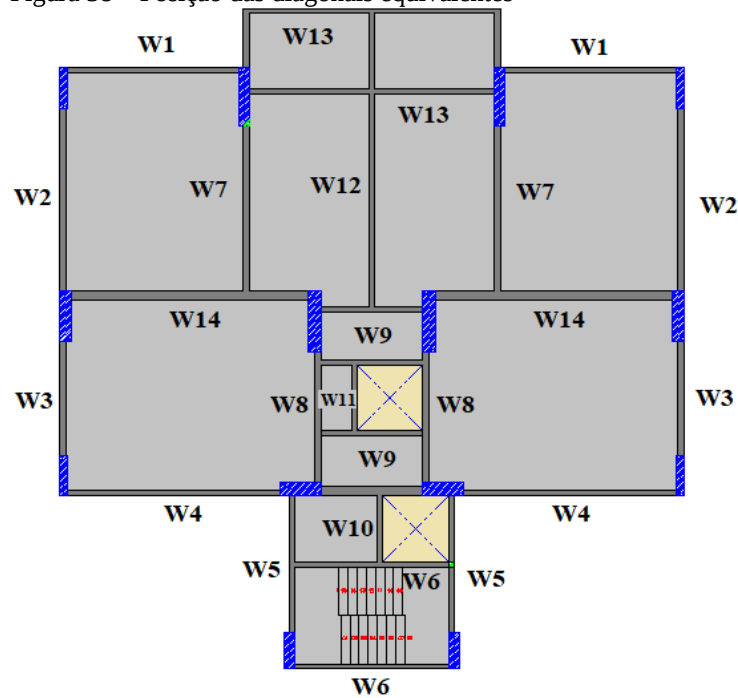
Número	Autor do Método da Diagonal Equivalente	Código da Amostra
1	Holmes	H
2	Stafford-Smith	SS
3	Smith e Carter	SC
4	Mainstone 71	M71
5	Mainstone 74	M74
6	Bazan & Meli	BM
7	Liauw e Kwan	LK
8	Tassios	T
9	Deccanini e Fantin (painéis fissurados)	DF1
10	Deccanini e Fantin (painéis fissurados)	DF2
11	Hendry	HD
12	Paulay e Priestley	PP
13	Durani e Luo	DL
14	Flanagan & Bennet	FB
15	Moreira	M
16	Cavaleri et al.	C
17	Amato et al.	A
18	Chrysostomou e Asteris	CA
19	CSA 304	CSA
20	TMS/402/602	TMS

Fonte: O Autor (2021).

Como se pode observar na tabela, cada amostra do edifício foi configurada em função do método matemático estabelecido por cada autor para determinação das diagonais equivalentes. Algumas apresentam similaridades entre elas. Contudo, nesse estudo optou-se por avaliar todas.

Além disso, considerando o sistema de pórtico espacial, foram adotados diferentes valores das diagonais para cada método, em função das distintas dimensões das paredes, por ocasião da variação dos vãos nos pórticos. As posições relativas das diagonais no sistema estrutural estão representadas na Figura 38.

Figura 38 – Posição das diagonais equivalentes



Fonte: O Autor (2021).

Como existem algumas paredes de mesma dimensão, o quantitativo de diagonais equivalentes foi definido em 14, de modo que os valores, em função dos métodos propostos (Tabela 5) e das amostras, foram determinados e estão apresentados nas Tabelas 8 e 9. Algumas diagonais não foram consideradas por não serem preenchidas como exemplo da região da entrada da escada e elevador.

Tabela 8 – Valores das diagonais equivalentes (W1 a W7) das amostras

SIGLA	W1 (m)	W2 (m)	W3 (m)	W4 (m)	W5 (m)	W6 (m)	W7 (m)
H	1,78	1,88	1,35	2,13	1,52	1,65	1,73
SS	1,07	1,13	0,81	1,28	0,91	0,99	1,04
SC	1,16	1,17	1,15	1,16	1,11	1,11	0,63
M71	1,16	1,22	0,87	1,39	0,99	1,08	1,26
M74	1,40	1,48	1,04	1,69	1,19	1,30	1,58
BM	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
LK	3,51	3,61	3,06	3,80	3,34	3,48	4,26
T	1,27	1,29	1,29	1,31	1,29	1,29	1,30
DF1	11,37	12,04	8,30	13,92	9,71	10,67	15,83
DF2	10,37	10,99	7,56	12,71	8,86	9,74	14,59
HD	0,58	0,58	0,57	0,58	0,56	0,56	0,31
PP	1,34	1,41	1,02	1,60	1,14	1,24	1,30
DL	1,27	1,29	1,23	1,29	1,28	1,29	1,31
FB	0,57	0,57	0,63	0,57	0,61	0,60	0,85

M	0,49	0,54	0,32	0,67	0,38	0,43	0,46
C	1,33	1,40	1,02	1,59	1,14	1,23	1,29
A	1,33	1,40	1,02	1,59	1,14	1,23	1,29
CA	2,16	2,28	1,61	2,60	1,84	2,01	2,43
CSA	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
TMS	2,54	2,54	2,67	2,58	2,72	2,69	5,43

Fonte: O Autor (2021).

Tabela 9 – Valores das diagonais equivalentes (W8 a W14) das amostras.

SIGLA	W8 (m)	W9 (m)	W10 (m)	W11 (m)	W12 (m)	W13 (m)	W14 (m)
H	1,47	1,27	1,06	1,05	2,12	1,39	2,33
SS	0,88	0,76	0,64	0,63	1,27	0,84	1,40
SC	0,61	0,65	0,67	0,67	0,46	1,11	0,49
M71	1,08	0,94	0,78	0,78	1,60	0,90	1,72
M74	1,37	1,18	0,99	0,98	2,03	1,09	2,18
BM	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54
LK	4,08	3,69	2,94	3,04	4,90	3,17	5,22
T	1,30	1,29	0,93	1,30	1,32	1,29	1,28
DF1	14,22	12,21	10,28	10,26	21,82	8,81	22,62
DF2	13,13	11,27	9,49	9,47	20,17	8,04	20,88
HD	0,30	0,32	0,34	0,34	0,23	0,55	0,24
PP	1,10	0,96	0,79	0,79	1,59	1,05	1,75
DL	1,27	1,18	0,92	0,89	1,30	1,25	1,23
FB	0,96	1,04	0,96	1,37	0,90	0,64	0,84
M	0,36	0,30	0,19	0,26	0,67	0,33	0,81
C	1,10	0,96	0,79	0,79	1,58	1,05	1,74
A	1,10	0,96	0,79	0,79	1,58	1,05	1,74
CA	2,11	1,82	1,53	1,52	3,13	1,68	3,36
CSA	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
TMS	6,58	7,04	6,56	9,37	6,56	2,80	5,70

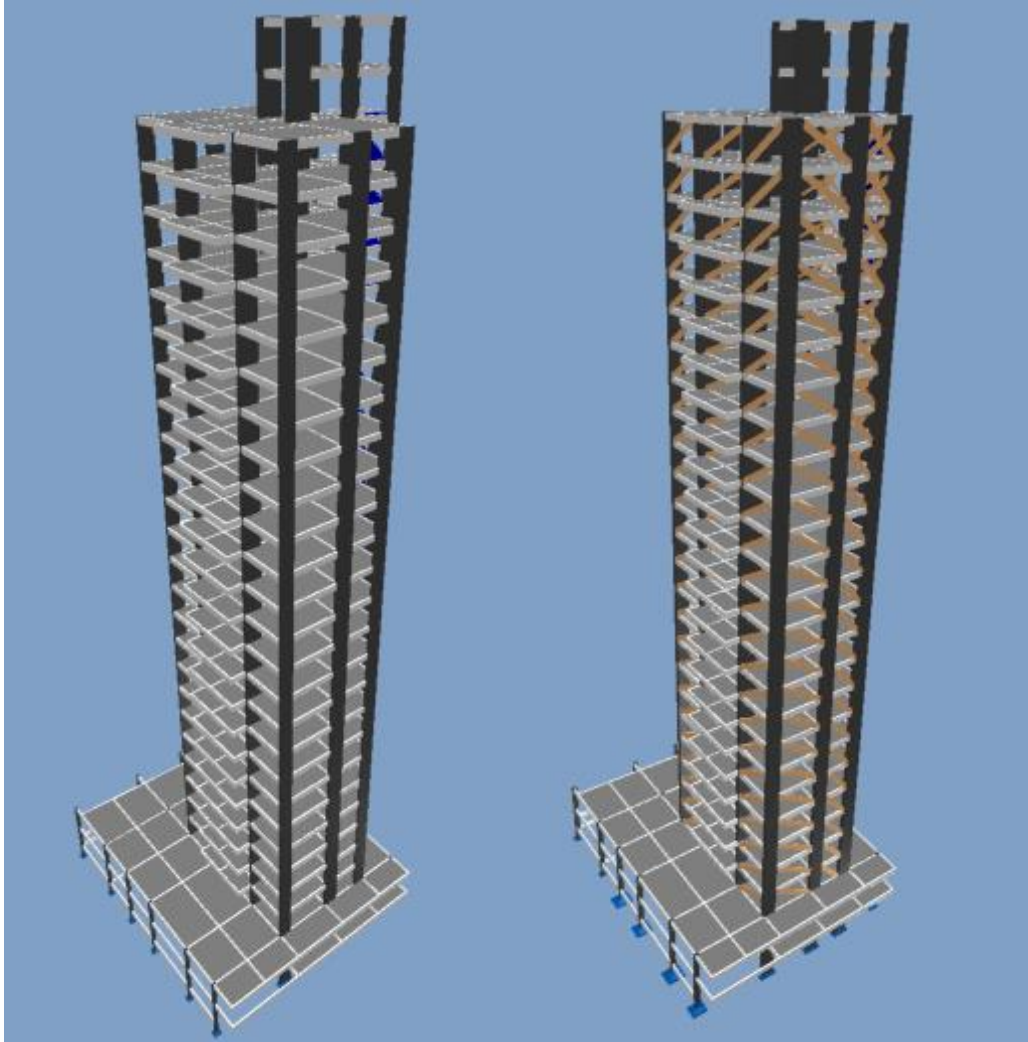
Fonte: O Autor (2021).

Algumas diagonais apresentaram discrepâncias nos valores, ultrapassando o tamanho dos painéis, de modo que essas amostras foram descartadas. As referidas amostras são a LK, DF1, DF2, CA e TMS. Verificou-se também uma grande divergência entre os valores das diagonais equivalentes. Os vários tipos de modelos matemáticos estabelecidos possuem variáveis e particularidades específicas, de maneira a produzir resultados distintos e gerar incertezas, bem como denotar que esse ainda é um parâmetro que emerge solução ou se chegar a um consenso geral.

Nesse aspecto, a avaliação do fator diagonal equivalente foi investigada no presente estudo, pela análise de qual dos modelos definidos na literatura produz o melhor desempenho

estrutural de um edifício alto composto de painéis de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos. Uma representação do sistema estrutural avaliado com e sem as diagonais equivalentes pode ser identificado na Figura 39.

Figura 39 – Perspectiva 3D do sistema estrutural avaliado na etapa da análise global



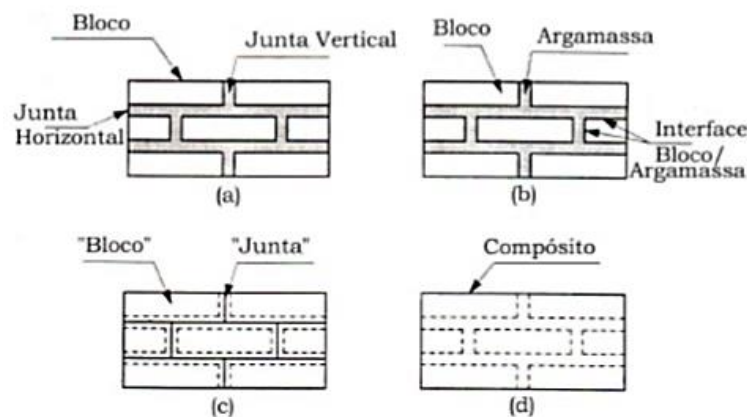
Fonte: O Autor (2021).

Como é possível observar na figura acima, as representações dos sistemas estruturais sem (esquerda) e com (direita) as diagonais equivalentes estão definidas. Apenas uma das amostras com as diagonais está representada. Ao todo, foram 15 amostras com as diagonais equivalentes definidas nas Tabelas 8 e 9, além da amostra de referência sem o preenchimento, totalizando 16 amostras avaliadas na etapa de análise global. Nesse quantitativo, já foram descontadas as amostras que apresentaram valores não aplicáveis à estrutura em análise.

3.3.3 Análise local

De acordo com Lourenço (1996), como a alvenaria é um composto heterogêneo, que possui o bloco e as argamassas nas direções horizontal e vertical, possui propriedades físicas específicas. Sua caracterização como modelo numérico tem sido avaliada de algumas estratégias distintas a nível micro. Elas são a simplificada ou detalhada. Uma representação das estratégias de modelagem das alvenarias pode ser verificada na Figura 40.

Figura 40 – Técnicas para modelagem dos painéis de alvenaria



Fonte: Adaptado de Lourenço (1996).

Na figura acima, a situação (a) representa um painel de alvenaria, (b) representa a micro modelagem detalhada, (c) a micro modelagem simplificada e (d) a macro modelagem.

Na abordagem simplificada, os elementos dos blocos e sua união com as juntas de assentamento são representados por uma unidade contínua unidas por juntas de argamassa. O desempenho estrutural das juntas e da região de contato entre bloco cerâmico e argamassa de assentamento é agrupado em elementos contínuos. Cada unidade de bloco com as juntas de argamassa dos dois lados possui características físicas e mecânicas uniformizadas, de modo a tornar a geometria das unidades inalteradas (PITANGA, 2016).

Ainda segundo o mesmo autor, na abordagem detalhada, todas as unidades que compõem o sistema do painel são levadas em consideração com elementos contínuos, com exceção apenas da interface bloco/argamassa que é representada por elementos descontínuos. Na estratégia detalhada, as propriedades dos blocos e juntas de argamassa são consideradas. E a região de contato entre bloco e junta de argamassa são considerados pontos de fragilidade.

Mesmo sabendo que é heterogêneo, na abordagem macro, a alvenaria é considerada um bloco único, homogêneo, contínuo e anisotrópico. Para Alvarenga (2002), as propriedades são específicas. Para determinar as características, são necessários ensaios experimentais.

A escolha da melhor maneira de se modelar não se dá pela qualidade da estratégia e sim pelas características que cada tipo de situação vai demandar. Logo, não há método melhor que outro, mas o que melhor se enquadra ao problema em análise.

Para Pitanga (2016), quando se pretende realizar a modelagem da alvenaria a nível macro, importante é que se tenham grandes dimensões, com foco no entendimento global do sistema. Se a ideia é a nível micro, a caracterização deve ter foco no comportamento localizado do sistema. No presente estudo, optou-se pela análise por elementos de barra da estrutura, pela busca do comportamento global do sistema e a macro modelagem, para análise local dos painéis de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos.

3.3.3.1 Modelos analisados

Considerando a necessidade de caracterização da diagonal equivalente para o modelo em estudo, bem como o comportamento estrutural do sistema, foram adotados cinco modelos estruturais, os quais possuem características específicas, conforme necessidade de análise.

Os modelos utilizados foram pórticos simplificados de um dos pavimentos do edifício analisado, o Pavimento Tipo 7. Essa simplificação se fez necessária tendo em vista a limitação de recursos computacionais de hardware e software, disponíveis para esta pesquisa.

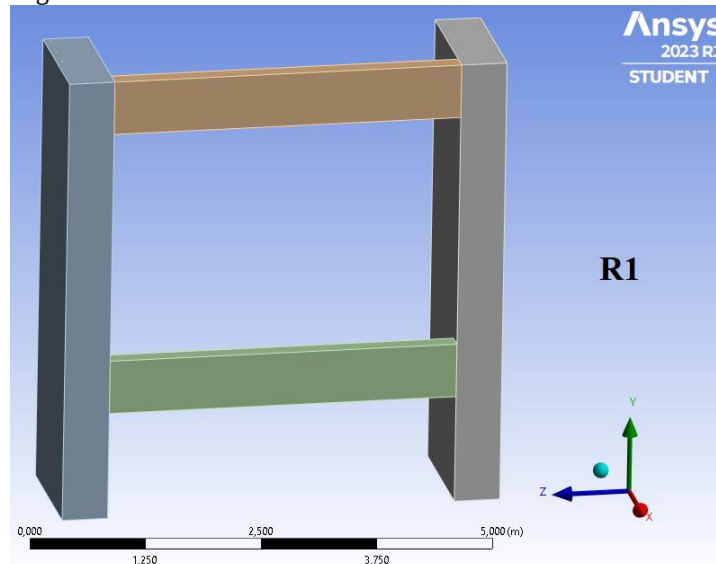
O primeiro pórtico foi tomado como referência, sem preenchimento. O segundo e sexto modelos, preenchidos com um painel de alvenaria em dimensões diferentes, como elemento de placa, conforme Lourenço (1996). No terceiro e quartos modelos, foram inseridas descontinuidades com geometrias distintas para simular abertura por ocasião de janelas. No quinto modelo, sem descontinuidade, foi considerado um elemento genérico de placa, para simular o conjunto chapisco, emboço, argamassa e revestimento.

3.3.3.1.1 Modelo R1

O primeiro modelo avaliado foi considerado um pórtico plano, retirado do sistema estrutural do edifício em análise. Foi considerado o pórtico plano de uma das fachadas, onde se localiza a diagonal W6. Sua geometria foi definida com dois pilares de seção transversal de 50x150 cm e vigas com seção 20x60 cm.

Nesse primeiro modelo, não foi considerado o efeito de contraventamento do painel de preenchimento em alvenaria, assim como foi feito na etapa da análise global, de modo a se tomar como referência. Na Figura 41, a representação do Modelo R1 está apresentada.

Figura 41 – Geometria do Modelo R1



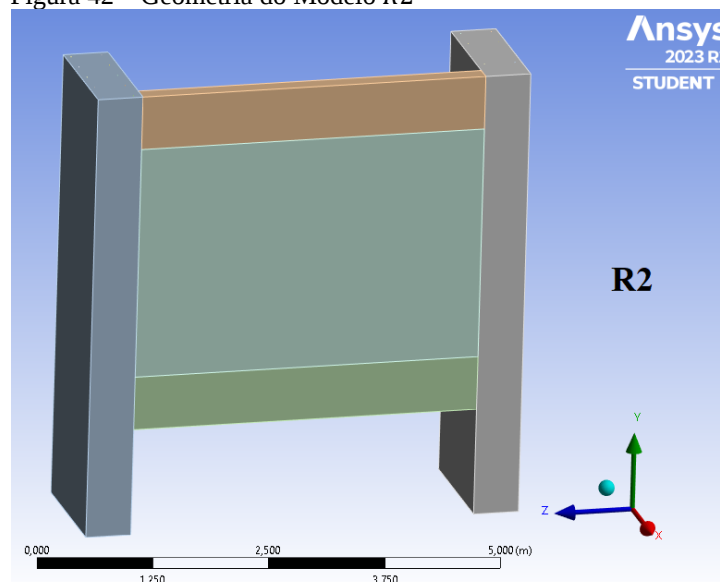
Fonte: O Autor (2023).

O estado de carregamento das alvenarias foi considerado apenas como carga distribuída no vigamento, com valor de 473 kgf/m. As demais cargas como a ação do vento, desaprumo e sobrecargas normativas foram extraídas da análise global.

3.3.3.1.2 Modelo R2

O segundo modelo seguiu as mesmas características do pórtico utilizado no Modelo α , com a ressalva que neste modelo, o painel de preenchimento em alvenaria de vedação foi considerado. Na Figura 42, o pórtico preenchido está representado.

Figura 42 – Geometria do Modelo R2



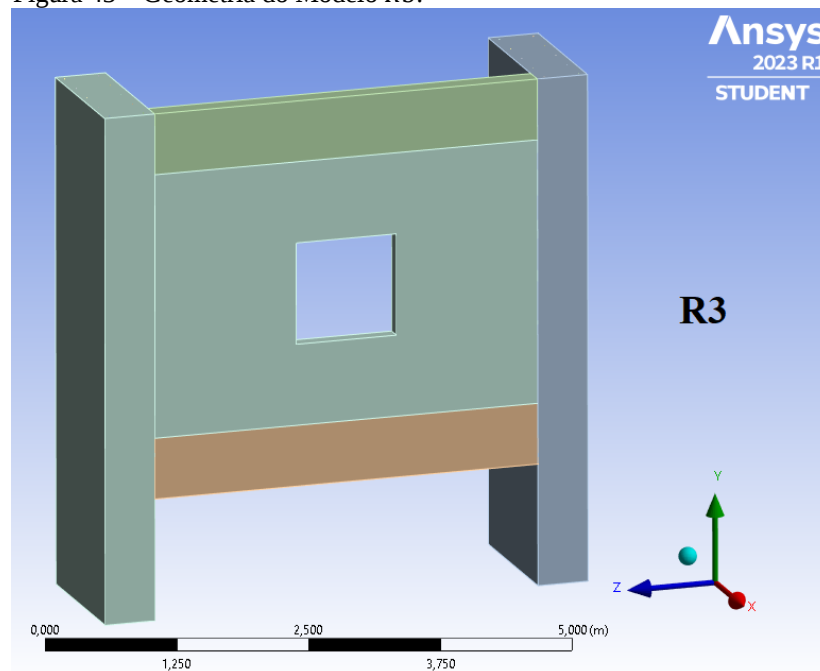
Fonte: O Autor (2023).

As dimensões do painel de preenchimento foram 3,82 m de comprimento, 2,60 m de altura e 0,15 m de largura. Nesse caso, as alvenarias foram adotadas como um compósito em elemento de placa, conforme destacou Lourenço (1996).

3.3.3.1.3 Modelo R3

No terceiro modelo, o painel de alvenaria permaneceu com as mesmas características do modelo anterior, com exceção de uma descontinuidade que foi inserida de modo a se avaliar o desempenho do sistema com uma abertura para simular uma janela, por exemplo (Figura 43).

Figura 43 – Geometria do Modelo R3.



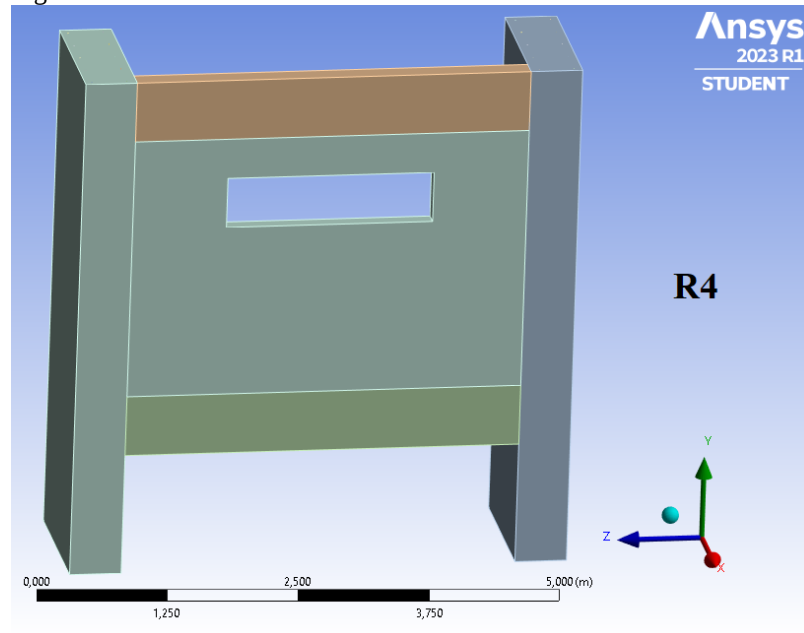
Fonte: O Autor (2023).

As dimensões da descontinuidade foram de 1,0 m de comprimento por 1,0 m de altura, situada no centro do painel de preenchimento. Essa representação geométrica foi adotada em função de ter comum aplicação em soluções arquitetônicas em edificações residenciais.

3.3.3.1.4 Modelo R4

O modelo quatro tem as mesmas características do Modelo R3, alterando-se apenas as dimensões da abertura, com altura de 0,50 m e comprimento de 2,0 m. A representação do modelo pode ser observada na Figura 44.

Figura 44 – Geometria do Modelo R4.



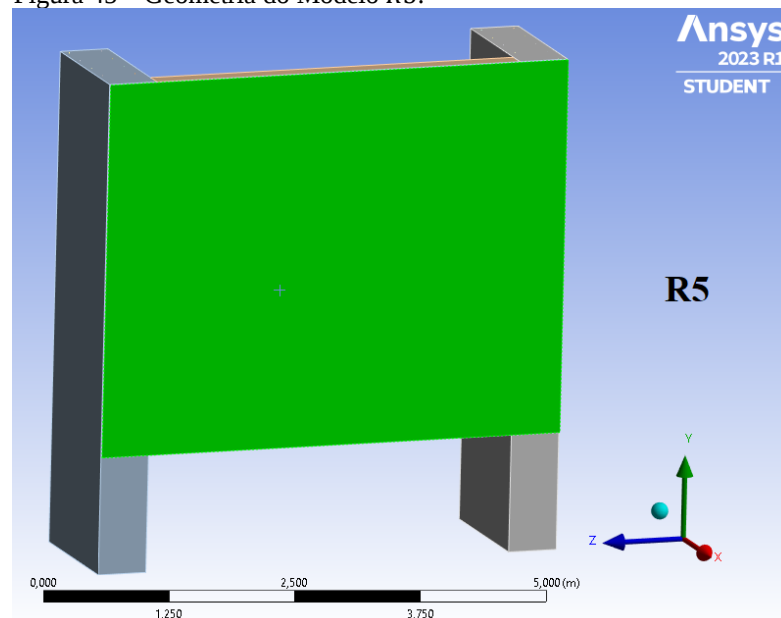
Fonte: O Autor (2023).

Essa geometria da abertura também seguiu parâmetros de concepção arquitetônica.

3.3.3.1.5 Modelo R5

No quinto modelo, foi inserido um compósito plano genérico na região frontal do pórtico de modo a representar os materiais de acabamento, como o chapisco, emboço, argamassa e revestimento cerâmico (Figura 45).

Figura 45 – Geometria do Modelo R5.



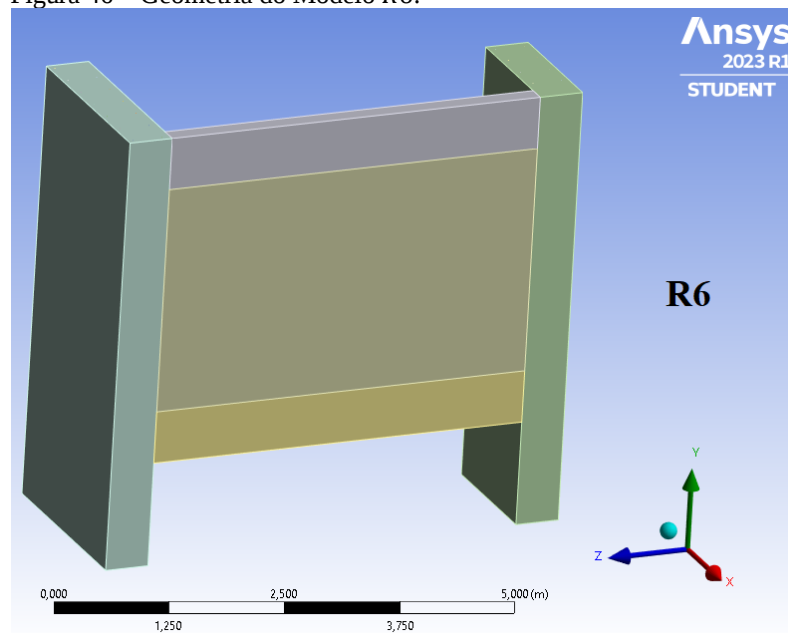
Fonte: O Autor (2023).

As armaduras das vigas e pilares foram determinadas conforme estado de carregamento aliado às recomendações mínimas normativas. Os vínculos considerados nos apoios foram engastes. Isso pela necessidade de se obter um adequado desempenho global do sistema.

3.3.3.1.6 Modelo R6

No último modelo, o painel de preenchimento em alvenaria sem descontinuidade tem algumas características distintas dos modelos anteriores, variando-se o comprimento do painel e a rigidez de um dos pilares, conforme Figura 46.

Figura 46 – Geometria do Modelo R6.



Fonte: O Autor (2023).

Nesse caso, foi adotado o modelo de diagonal W1. O comprimento do painel de alvenaria foi de 4,35 m. Um dos pilares possui a seção 50x150 cm e o outro 50x230 cm. A escolha se deu pela necessidade de comparação entre modelos, bem como avaliar uma região do prédio em que apresente os maiores deslocamentos globais.

3.3.3.2 Critérios de discretização

Foi adotado um pavimento isolado do sistema estrutural do edifício, com suas características físicas e propriedades dos materiais, conforme descrito no item 3.3.1, Tabela 6.

Essa adoção se deu após a etapa de análise global (primeira análise), tendo em vista já serem conhecidos os parâmetros de tensão e deformação do pórtico após análise global da estrutura.

A modelagem da estrutura no ANSYS se deu por meio de entrada gráfica, realizando-se definições numéricas e geométricas, com o estabelecimento de algumas restrições e elementos de contorno. O sistema foi definido através de elementos de nós e barras, de modo a formar as malhas nos elementos. Cada malha definida variou em função das características geométricas dos elementos. Essa etapa é conhecida na modelagem numérica como etapa de pré-processamento (SOARES, 2017).

Ainda em conformidade com Soares (2017), durante o procedimento, cada modelo foi discretizado por malhas. Essas malhas divide o conjunto global em subconjuntos com diferentes formas geométricas como quadriláteros ou triângulos que compõe a estrutura. Esses subconjuntos são conhecidos como elementos interligados por nós.

Como cada elemento finito possui dimensões específicas, alguns ajustes de malha foram necessários, para que os modelos trabalhassem de forma adequada. Esse ajuste foi feito com a modificação do tamanho do elemento e/ou a utilização da função *Pinball Region* do ANSYS, em que se faz uso de uma esfera abstrata com um raio que pode ser definido pelo usuário, com a finalidade de captar alguns elementos específicos. Os quantitativos de elementos e número de nós dos modelos (R1 a R6) podem ser observados na Tabela 10.

Tabela 10 – Características das malhas dos pavimentos isolados

Modelo	Quantidade de nós	Quantidade de elementos
R1	48986	34912
R2	49616	35192
R3	49298	35036
R4	49582	35162
R5	53516	37054
R6	58317	42304

Fonte: O Autor (2022).

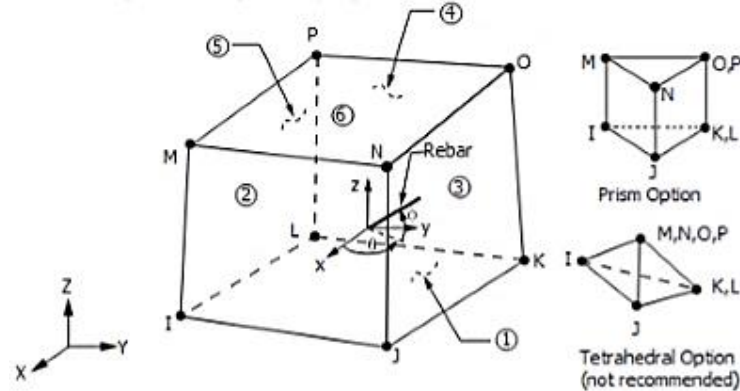
A variação da configuração das malhas ocorreu devido à necessidade de melhor caracterização dos modelos, como exemplo das distintas geometrias dos pórticos e seus diferentes contatos com os painéis de alvenaria, que por sua vez, variou entre alguns modelos.

Com relação aos elementos finitos, estes foram diferentes em função dos materiais como o concreto, aço, alvenaria e revestimento. A região de contato também foi caracterizada pelo coeficiente de fricção entre concreto/alvenaria. Assim, tomando como base o trabalho de Soares (2017), e considerando as pesquisas comentadas no item 2.7, o elemento SOLID65 foi definido

para o concreto e para as alvenarias; o LINK180, para as armaduras; os elementos CONTA174 e TARGE170, foram utilizados na região de contato entre os materiais.

De acordo com ANSYS (2023), o SOLID65 tem foco nas modelagens de sólidos. Cada elemento possui oito nós, com três graus de liberdade cada um (Figura 47).

Figura 47 – Elemento SOLID65 representado geometricamente

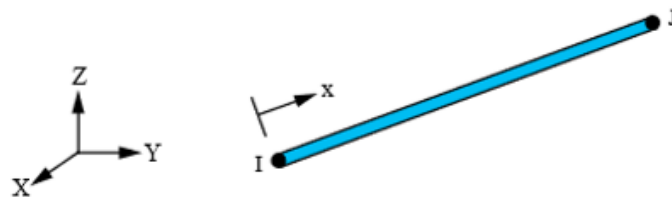


Fonte: ANSYS (2023).

Armaduras podem ser inseridas como elemento de reforço do compósito, como ocorre no concreto armado. Verifica-se ainda que o elemento SOLID65 tem possibilidade de ser utilizado com distintas configurações geométricas, como triângulos e quadriláteros. Caracterização de processo de fissuração também pode ser determinada através do SOLID65.

O LINK180, em cada nó, possui três graus de liberdade. Diversas ocasiões de modelagem de estruturas têm utilizado esse elemento para caracterizar as armaduras de elemento estruturais como vigas, lajes, treliças, cabos de protensão, molas, etc. Nele, propriedades como fluência, plasticidade, aderência e capacidades de deformação estão definidas (SOARES, 2017). Sua caracterização geométrica está definida na Figura 48.

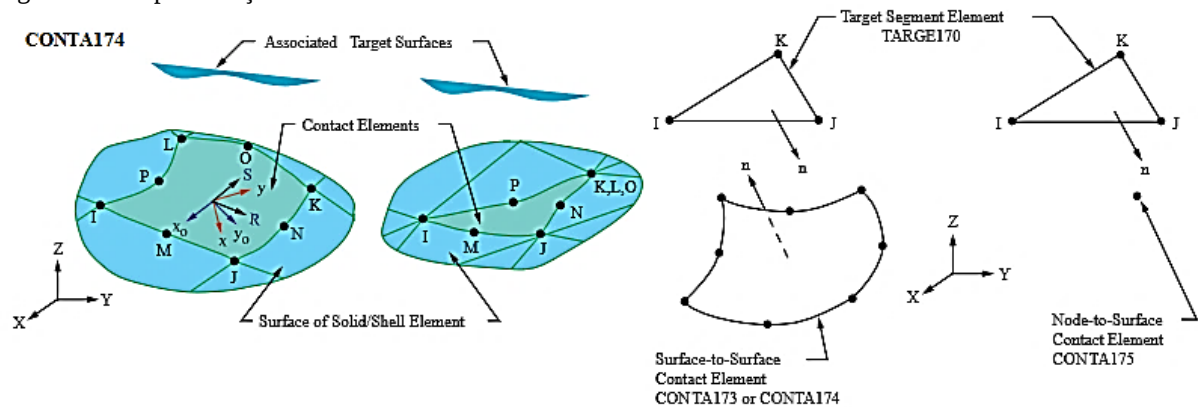
Figura 48 – Representação do elemento LINK180.



Fonte: ANSYS (2023).

De modo semelhante, a representação geométrica dos elementos CONTA174 e TARGE170, utilizados para caracterizar a região de fricção, deslizamento e contato entre o pórtico e o painel podem ser analisadas na Figura 49.

Figura 49 – Representação do elemento CONTA174 e TARGE170.



Fonte: Adaptado de ANSYS (2023).

Os elementos CONTA174 e TARGE170 permitem análises 3-D da região de contato entre elementos estruturais, assim como permite avaliar o descolamento entre pórtico e painel, de maneira a se caracterizar as interfaces dos elementos. As combinações dos elementos finitos aqui descritos têm sido objeto de uso constante pela comunidade acadêmica na área de engenharia estrutural, como exemplo dos autores já citados em 2.7.

Alguns outros elementos finitos também tem sido utilizados pelos pesquisadores, onde cada um tem algumas aplicações específicas, como o caso da utilização do elemento PLANE182 para o concreto e alvenaria em situação de duas dimensões, o TARGE169 e o CONTA171 para elementos de contato. Essa definição depende da caracterização do modelo em estudo e das restrições que a situação impor.

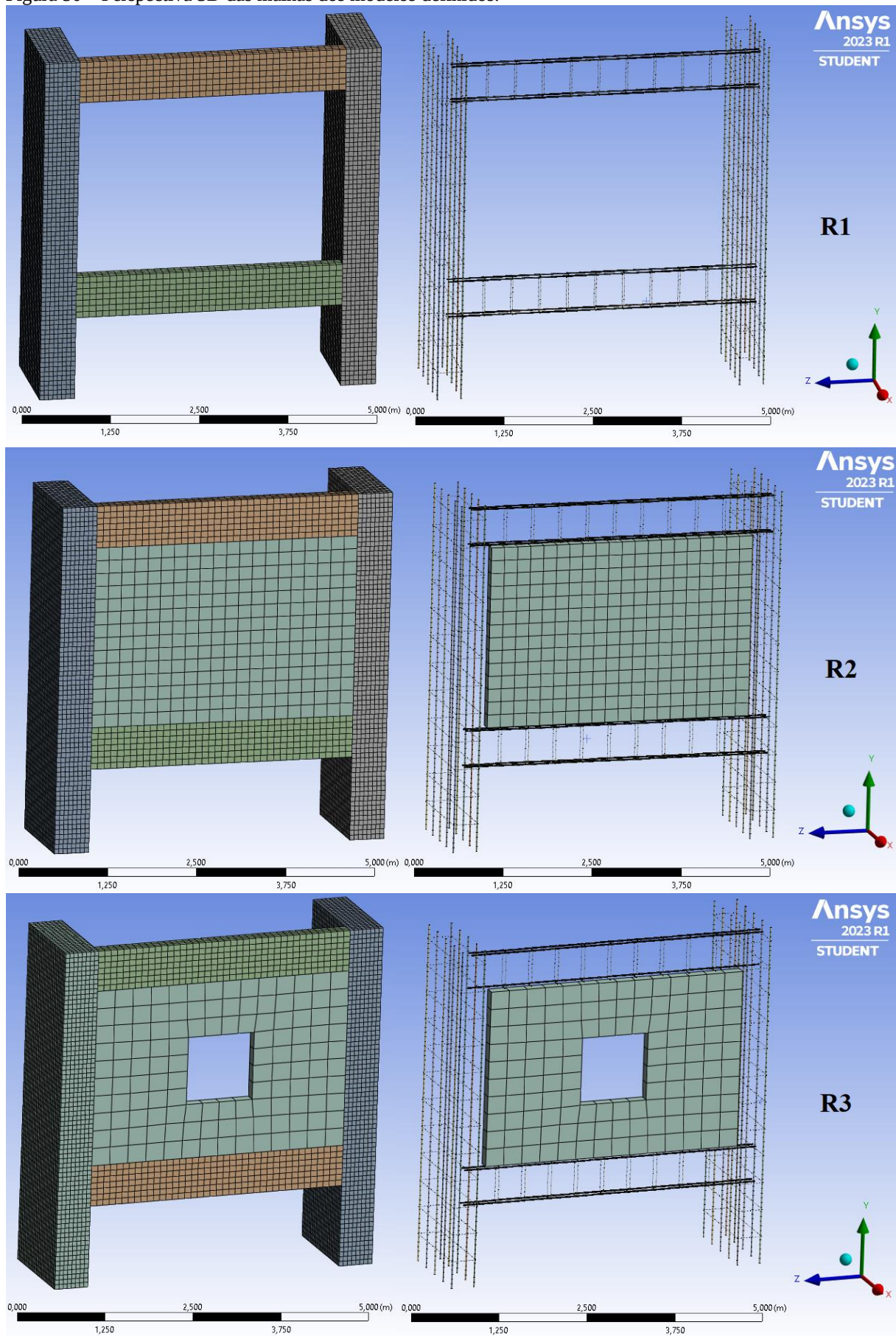
As condições de carga, ações atuantes e condições de contorno e tipo de análise foram adotadas da primeira etapa da análise e definidas no sistema estrutural de cada pavimento, considerando as suas características. No ANSYS®, essa etapa de avaliação é conhecida como solver.

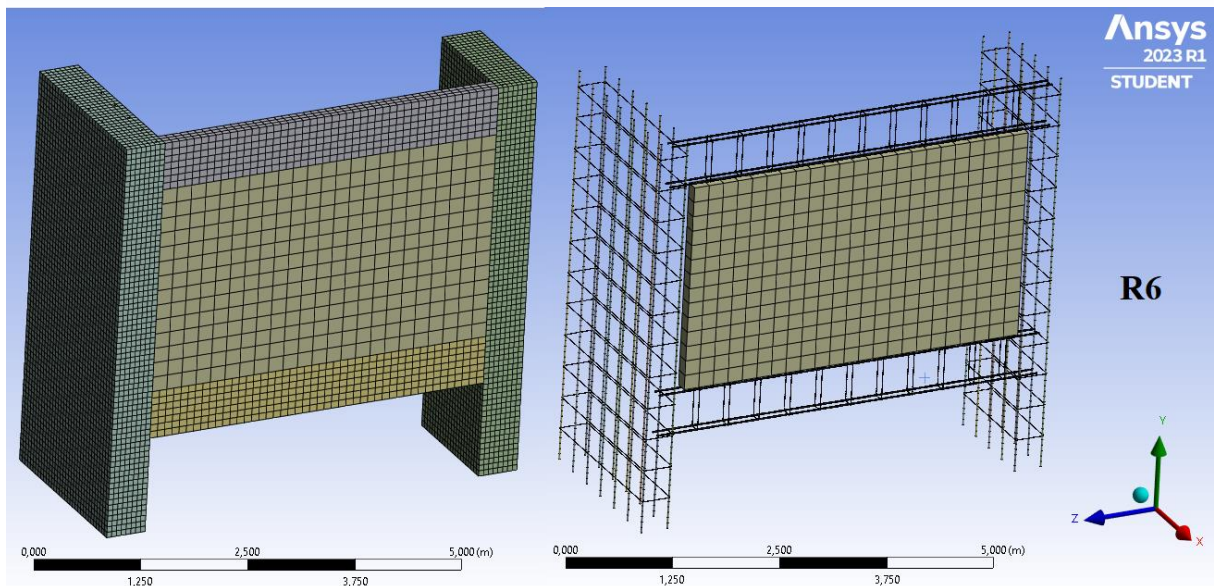
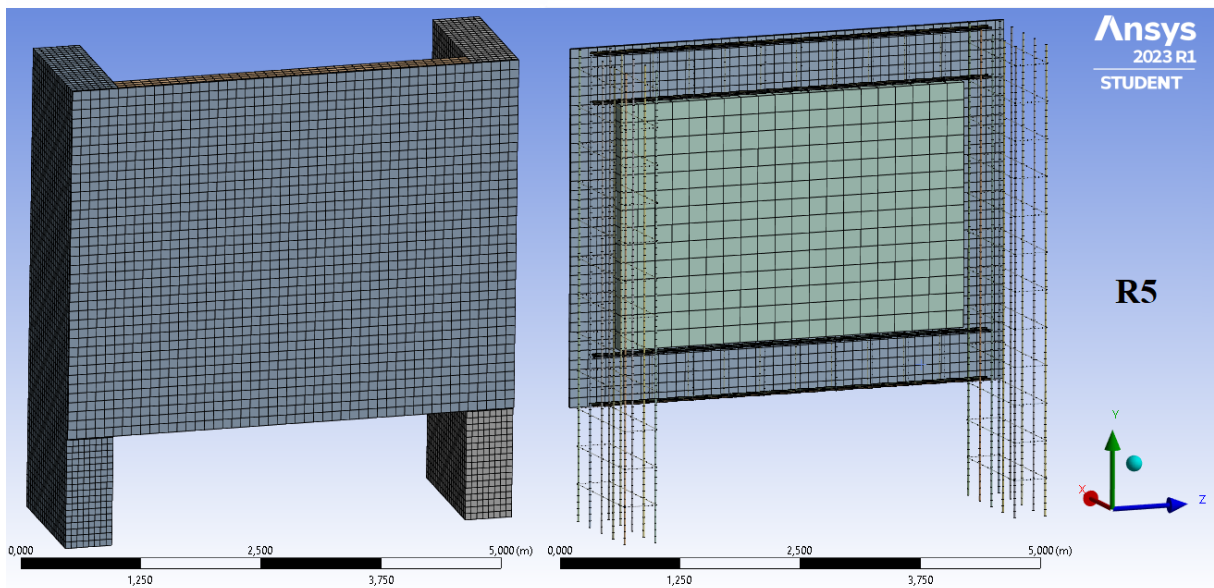
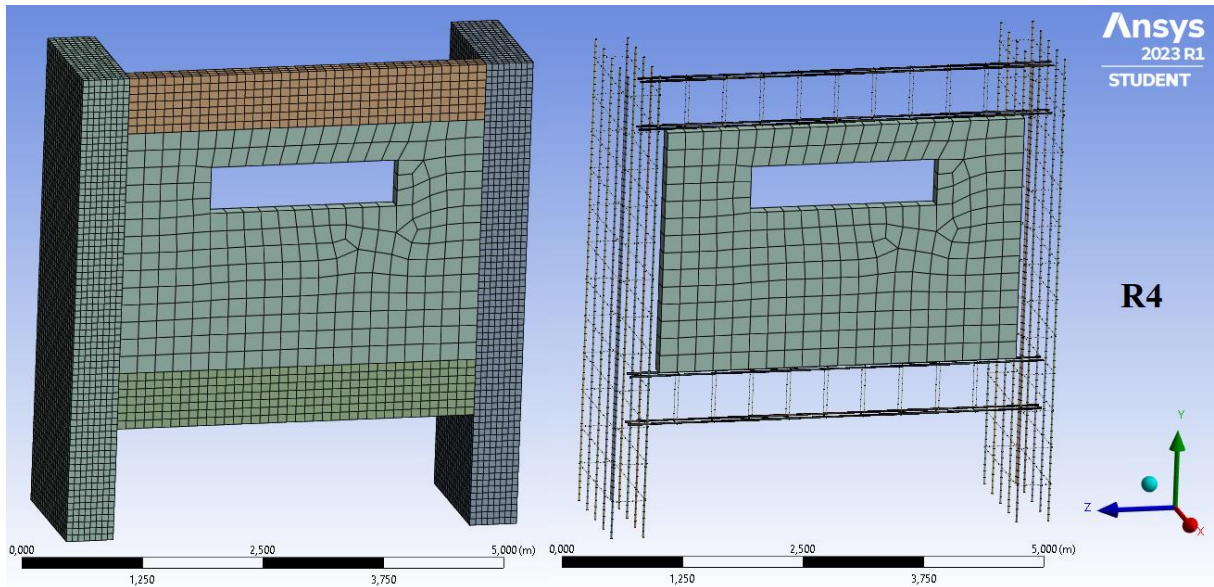
Concluídas as etapas anteriores, os resultados ficarão disponíveis para avaliação e comparação. Essa etapa é conhecida como pós-processamento. Os resultados das tensões e deslocamentos máximos foram analisados e tabulados em planilhas eletrônicas.

Os deslocamentos foram analisados com relação aos índices obtidos pela influência dos painéis de preenchimento. As tensões críticas no pórtico e nos painéis foram avaliadas e investigadas quanto ao grau de responsabilidade em relação ao surgimento das fissuras nos painéis, bem como dos deslocamentos pelo possível movimento de torção do pórtico.

As representações em 3D das geometrias e configurações das malhas dos pavimentos modelados no ANSYS® Workbench podem ser avaliadas na Figura 50 que segue.

Figura 50 – Perspectiva 3D das malhas dos modelos definidos.





Fonte: O Autor (2023).

Na Figura 50, as malhas dos modelos avaliados podem ser identificadas, onde cada modelo apresentou refinamento específico em função de suas particularidades. Salienta-se que todas as amostras foram adotadas de um dos pavimentos, o pavimento Tipo-7.

Os parâmetros das tensões e deformações determinadas na etapa de análise global foram aplicados nos referidos modelos para serem realizadas as análises locais, componentes da estratégia da análise global (primeira análise).

As malhas discretizadas dos elementos foram definidas, onde a geometria dos elementos bem como seus tamanhos foram instituídos de tal modo a se adequarem aos distintos materiais e geometrias, para que os nós dos elementos fiquem devidamente interligados. Para as malhas, notou-se que uma malha muito refinada demanda muito tempo de processamento e recursos computacionais, o que pode até inviabilizar a convergência do problema pelos recursos computacionais disponíveis para esta pesquisa. De modo similar, uma malha pouco refinada pode levar à perda de resultados importantes.

3.3.3.3 Calibração do modelo

Para calibração dos modelos, foram considerados os parâmetros obtidos na análise global, com o sistema em pórtico espacial em elementos de barra, considerando-se o pavimento Tipo-7, juntamente com o Modelo R1. Para isso, foi feita a modelagem da geometria, caracterização dos materiais, elementos de contato, inserção e ajuste das malhas, condições de apoio e aplicado o mesmo estado de carregamento obtido da análise global no Modelo R1.

Após modelagem e processo de cálculo, no ANSYS, foram encontrados os mesmos valores de tensão e deformação extraídos da avaliação global.

3.4 ESTADO DE CARREGAMENTO

O estado de carregamento que atuará no sistema estrutural é composto pelas variáveis usuais utilizadas para o cálculo de estruturas. A composição das ações atuantes, combinações, processo de cálculo e tipo de análise será discutida a seguir.

3.4.1 Ações

As ações atuantes que compõe o estado de carregamento no edifício foram definidas da seguinte maneira: carregamento estático (cargas permanentes e sobrecargas); carregamentos acidentais; e carregamentos dinâmicos (vento).

Referente às cargas estáticas e acidentais, estas foram compostas nas lajes de ambientes como sala, cozinha e dormitórios pela parcela permanente de $102,50 \text{ kgf/m}^2$ e mais 150 kgf/m^2 como sobrecargas. Para ambientes como banheiros, o carregamento das lajes foi de $137,60 \text{ kgf/m}^2$ (permanente) e mais 150 kgf/m^2 (sobrecargas). Nas cozinhas, $181,50 \text{ kgf/m}^2$ (permanente) e mais 150 kgf/m^2 (sobrecargas). Nas despensas, $154,50 \text{ kgf/m}^2$ (permanente) e mais 200 kgf/m^2 (sobrecargas). Em área de serviço e lavanderia, $137,60 \text{ kgf/m}^2$ (permanente) e mais 200 kgf/m^2 (sobrecargas). Em terraços com acesso ao público, $137,60 \text{ kgf/m}^2$ (permanente) e mais 300 kgf/m^2 (sobrecargas). Nas escadas com acesso ao público, 181 kgf/m^2 (permanente) e mais 300 kgf/m^2 (sobrecargas). Nas lajes de cobertura, 150 kgf/m^2 (permanente) e mais 150 kgf/m^2 (sobrecargas).

Na Figura 51, um exemplo de representação da composição dos carregamentos das lajes pode ser verificado.

Figura 51 – Composição das cargas verticais atuantes nas lajes.

Dados

Nome
Residencial - Copa e cozinha

Cargas

Acidental
150
kgf/m²
Revestimento
181.5
kgf/m²

Revestimento

	Espessura		Peso específico	
Pavimento	1	cm	1800	kgf/m ³
Contra-piso	3	cm	2100	kgf/m ³
Impermeabilização	0.5	cm	1200	kgf/m ³
Regularização	3	cm	2100	kgf/m ³
Reboco	1.5	cm	2100	kgf/m ³
Forro suspenso	0	cm	1250	kgf/m ³

Fonte: O Autor (2021).

Na Figura 51, tem-se a composição de cargas de uma laje destinada à uma copa/cozinha.

O carregamento atuante nas vigas referente ao carregamento estático se deu pelas cargas das paredes, adicionados os complementos referentes ao emboço, reboco e revestimento de fachada externa, adotando-se uma altura de painel de 2,60 m (Figura 52).

Figura 52 – Composição das cargas verticais atuantes nas vigas.

Dados

Nome: Bloco cerâmico vazado(9cm + 2.5 x 2.5 cm)

Cargas

Parede: 182 kgf/m²

Revestimento

	Espessura		Peso específico	
Revestimento 01	1	cm	1700	kgf/m ³
Revestimento 02	2.5	cm	1700	kgf/m ³
Enchimento	9	cm	888.89	kgf/m ³
Revestimento 03	2.5	cm	1700	kgf/m ³
Revestimento 04	0	cm	1700	kgf/m ³

☒ Obter a carga de parede a partir dos revestimentos

Fonte: O Autor (2021).

Conforme se observa, o revestimento 01 corresponde às cerâmicas de fachada externa, os revestimentos 02 e 03 ao emboço e reboco e o enchimento ao bloco cerâmico de 9x19x19 cm, ficando a parede acabada com largura final de 15 cm e carregamento linear de 182 kgf/m². Como a altura do painel é de 2,60 m, a carga vertical linear atuante nas vigas é de 473,20 kgf/m.

As cargas referentes aos elevadores seguiram recomendações de fabricantes, onde para um elevador usual com capacidade de 8 pessoas, cabina sem engrenagem, uma carga pontual de 500 kgf foi considerada no meio do vão de cada viga lateral ao elevador, por pavimento.

Como carregamento referente às ações dinâmicas (cargas laterais), adotou-se a velocidade do vento de 30 m/s, considerando a região e localidade do edifício em análise, conforme referência normativa brasileira sobre ação do vento em vigor.

A adoção desses parâmetros seguiu as recomendações das normas NBR 6118 (ABNT, 2014), NBR 6120 (ABNT, 1980) e NBR 6123 (ABNT, 1988). Em adição, as ações atuantes nas amostras serão semelhantes, sendo variados apenas a configuração das diagonais equivalentes, de modo a se avaliar a influência dos painéis no desempenho do sistema estrutural.

3.4.2 Combinação das ações

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), um determinado carregamento pode ser definido como a composição de parcelas fracionadas correspondente às ações que possuem possibilidade de ocorrer de modo simultâneo sobre a estrutura, durante a vida útil do sistema.

Essas combinações devem ser estabelecidas de modo a ser o mais desfavorável possível para a estrutura. Isso para garantir a integridade estrutural e desempenho frente aos estados limites.

As combinações são consideradas últimas, últimas normais, especiais ou de construção, excepcionais. Na Tabela 11.3 da referida norma estão descritos os processos de cálculo das solicitações, em função do tipo de solicitação e capacidade resistente para combinações últimas. Na Tabela 11.4 da mesma norma, os mesmos parâmetros estão definidos, sendo que para combinações de serviço. As demais ações devem obedecer aos requisitos estabelecidos nos itens 11.8 e seus subitens, bem como no item 23.5.2. As combinações adotadas para o edifício em análise estão indicadas no Anexo A do presente trabalho.

3.4.3 Tipo de análise

No presente trabalho foram realizadas análises lineares e não lineares, tendo em vista as variáveis a serem determinadas e o comportamento do sistema. Os processos de cálculo seguiram os procedimentos que as normas e processos de cálculo estrutural estabelecem com o processo de análise por pórtico espacial e grelhas. O MEF também foi utilizado. Inicialmente, os dados a serem determinados foram as deflexões e rotações. Para Marinho (2002), os esforços como tensões, deformações e reações podem ser obtidos pela diferenciação dos deslocamentos nos nós dos elementos (SOARES, 2017). Essas recomendações foram utilizadas.

Em adição, todos os princípios normativos vigentes nas normas brasileiras e nas internacionais foram seguidos e adotados na etapa de análise do sistema. Os dados referentes aos critérios de projeto, processo de cálculo e verificações dos estados limites último e de serviço seguiram todas as recomendações de modo a se garantir todos os critérios de qualidade, durabilidade e desempenho em serviço.

Os dados obtidos referentes às tensões e deslocamentos máximos, bem como o surgimento e propagação das fissuras foram determinados e analisados em planilhas eletrônicas. As variáveis que tiveram seus parâmetros limites extrapolados foram avaliados e comparados quanto à influência que exercem sobre o desempenho geral da estrutura.

3.5 ATIVIDADES

Algumas atividades foram desenvolvidas para que os objetivos específicos do trabalho fossem alcançados. Estas, foram descritas a seguir.

Para atingir o objetivo a: *Caracterizar o comportamento de um sistema porticado de um edifício de 27 pavimentos, quando da contribuição dos painéis de preenchimento em alvenaria de vedação na redistribuição das tensões e redução dos deslocamentos locais e globais.*

Foram realizadas análises numéricas, com foco na macro e micro modelagem, fazendo uso dos softwares Eberick e ANSYS, de modo a caracterizar o desempenho estrutural do edifício em análise sem e com os painéis de preenchimento em alvenaria.

Para atingir o objetivo b: *Determinar valores das larguras das diagonais equivalentes frente ao comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, por análise de pórtico espacial com elementos de barra e grelhas.*

Realizou-se uma análise estrutural do sistema, considerando o estado de carregamento que ocorre usualmente em edifícios, fazendo uso do modelo das diagonais equivalentes. Foi analisada a influência de cada modelo de diagonal definida pelos autores definidos ao longo do trabalho no desempenho da estrutura para verificar quais das diagonais é mais efetiva na melhoria do comportamento do conjunto.

Para atingir o objetivo c: *Definir um intervalo de confiança para as diagonais equivalentes, tendo em vista a extensa gama de equações divergentes na literatura.*

Após determinação das diagonais equivalentes por meio dos métodos estabelecidos na literatura e definidos neste estudo, uma análise por inferência estatística foi implementada para estabelecer um intervalo de confiança das referidas formulações, de modo a se obter uma maior confiabilidade nos resultados, quando da aplicação efetiva desses métodos.

Para atingir o objetivo d: *Estabelecer uma diagonal equivalente, tomando como base os dados obtidos numa modelagem local por elementos finitos.*

De posse dos esforços obtidos quando da etapa da análise global, foi realizada uma análise via elementos finitos, com vistas na determinação de uma diagonal equivalente a ser comparada com os modelos atualmente existentes.

Para atingir o objetivo e: *Definir o desempenho estrutural dos pórticos preenchidos quando sujeitos a descontinuidades como aberturas para portas ou janelas.*

Procedeu-se uma análise de tensões e deformações através da modelagem matemática, fazendo uso do Métodos dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio do ANSYS para implementar descontinuidades de modo a representar as aberturas de janelas. Avaliou-se o efeito dessas aberturas, com distintas dimensões e posições, no comportamento do sistema.

Para atingir o objetivo f: *Constatar os fatores intervenientes do deslocamento de revestimentos em função do comportamento dinâmico do sistema.*

Foi modelado via elementos finitos um pórtico preenchido com a inserção de um compósito genérico que represente a parcela de chapisco, emboço, argamassa e revestimento. Essa avaliação levou em conta o pórtico preenchido submetido às ações laterais que provocam deslocamentos nos pórticos a ele interligados, fazendo com que o sistema apresente deslocamentos específicos pelo possível movimento de torção. Esse movimento de torção do pórtico pode ter influência no deslocamento dos revestimentos.

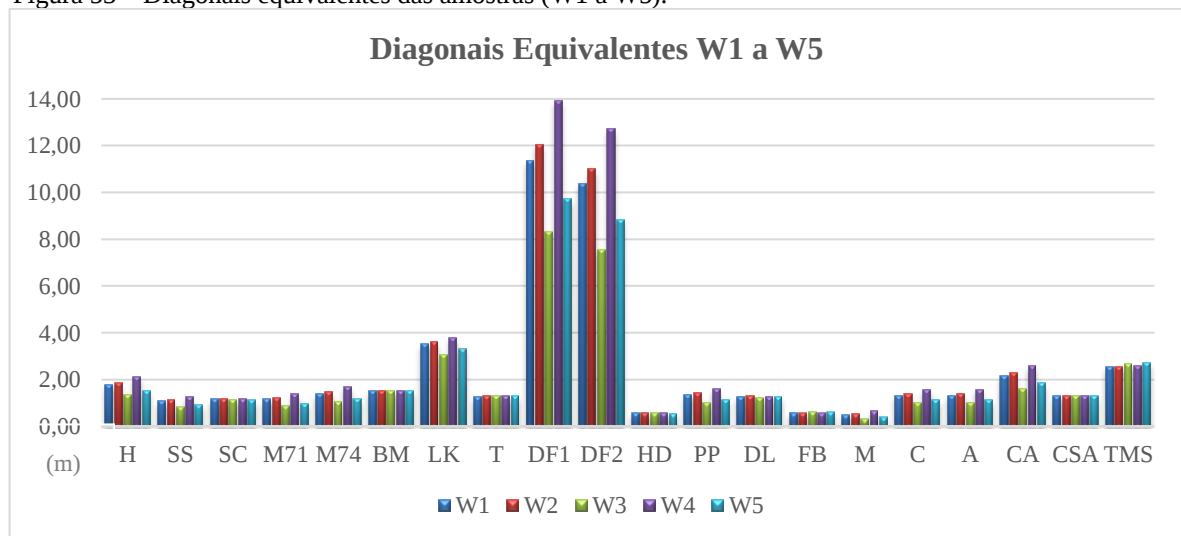
4 RESULTADOS

4.1 AVALIAÇÃO GLOBAL

4.1.1 Diagonais equivalentes: via pórtico espacial

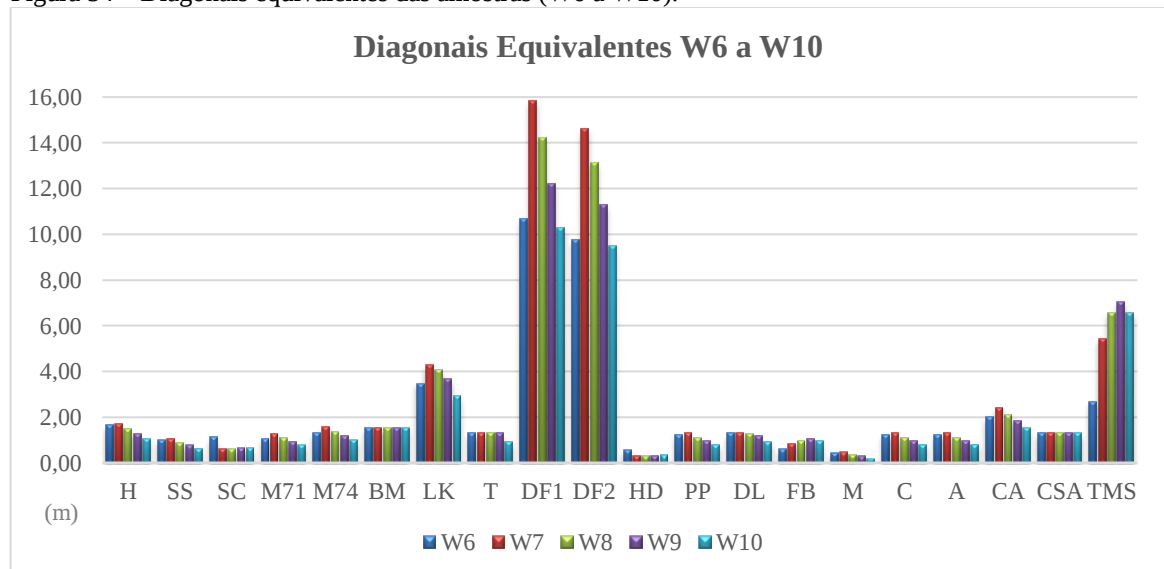
Cada amostra possui o mesmo sistema estrutural. As modificações se deram apenas nas diagonais equivalentes, conforme método matemático estabelecido por cada autor. Isso levou à obtenção de diferentes larguras de diagonais, o que caracterizou desempenhos estruturais distintos para cada amostra. Representações das diagonais equivalentes determinadas estão definidas nas Figuras 53 a 55.

Figura 53 – Diagonais equivalentes das amostras (W1 a W5).



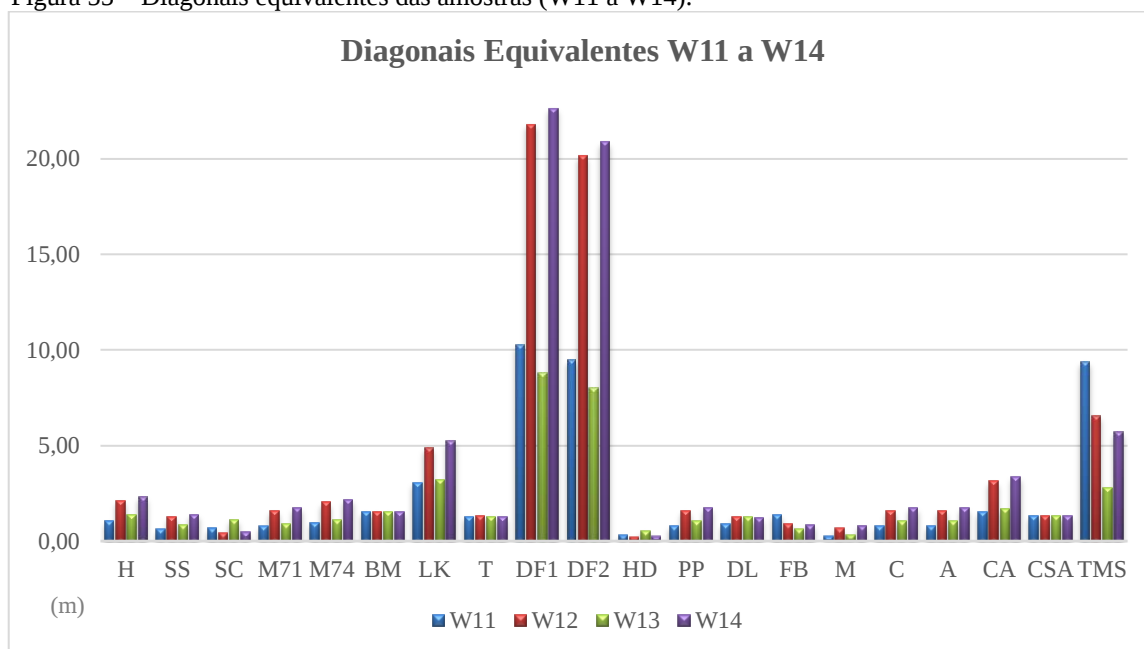
Fonte: O Autor (2021).

Figura 54 – Diagonais equivalentes das amostras (W6 a W10).



Fonte: O Autor (2021).

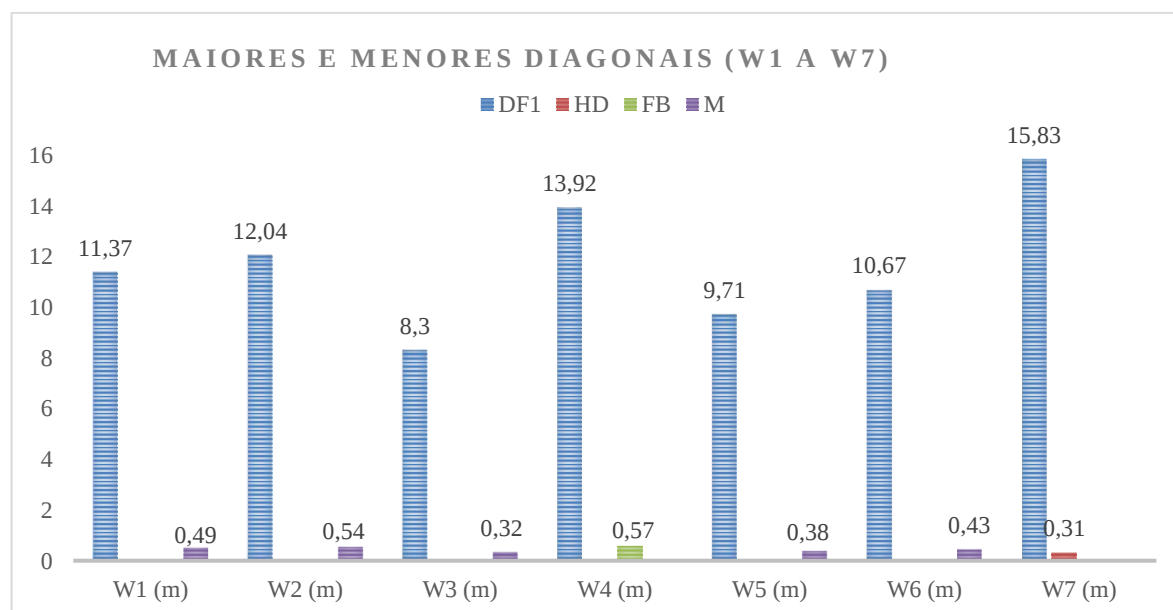
Figura 55 – Diagonais equivalentes das amostras (W11 a W14).



Fonte: O Autor (2021).

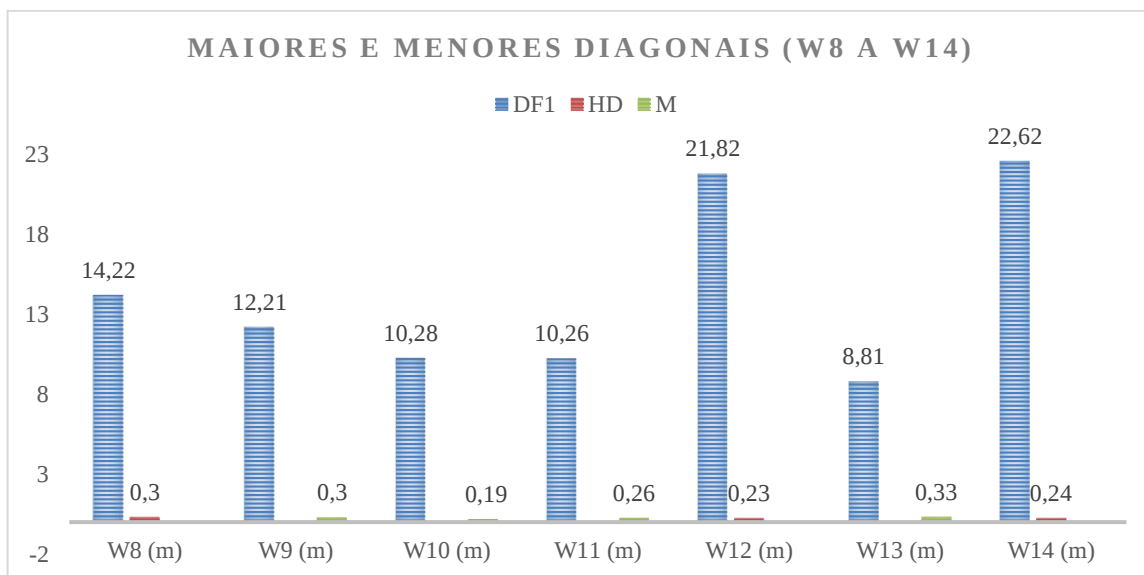
Como se observa, algumas amostras produziram grandes divergências, com valores das diagonais maiores até que as alturas dos painéis. As amostras com grande divergência foram descartadas na etapa de modelagem do edifício, por não representar de modo adequado o problema. Tratam-se das amostras LK, DF1, DF2, CA e TMS. Um comparativo entre as maiores e menores larguras das diagonais equivalentes de todas as amostras está definido nas Figuras 56 e 57.

Figura 56 – Composição das maiores e menores diagonais (W1 a W7).



Fonte: O Autor (2021).

Figura 57 – Composição das maiores e menores diagonais (W8 a W14).

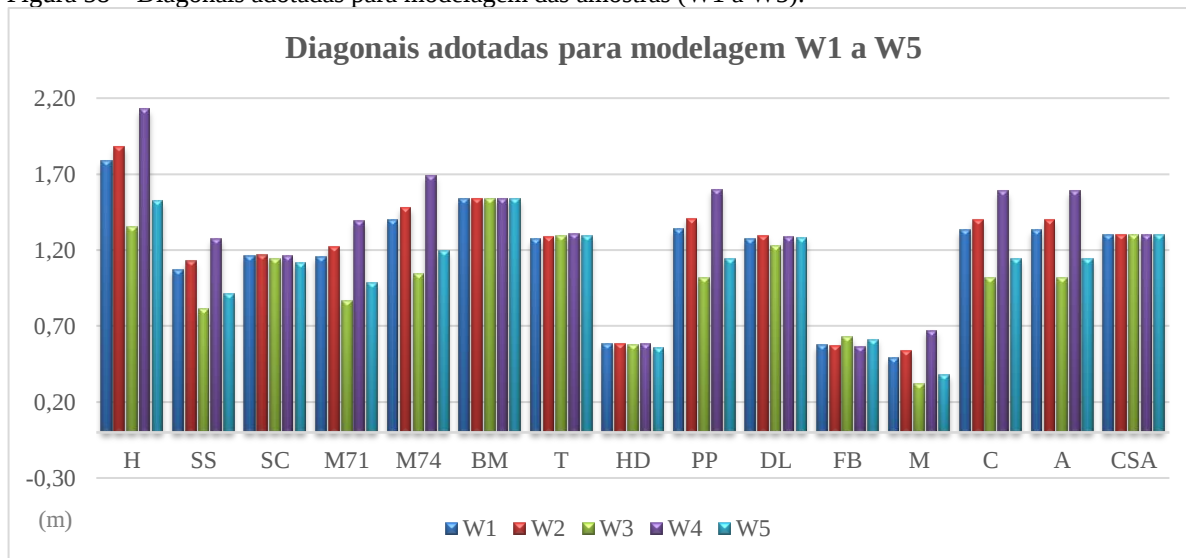


Fonte: O Autor (2021).

Foram identificadas grandes divergências entre as larguras das diagonais, conforme se observa nas figuras anteriores. As maiores discrepâncias entre os valores foram constatadas nas amostras DF1, HD, FB e M, com grande variação percentual entre a menor e a maior largura da diagonal. Situação, por exemplo, em que o intervalo das menores diagonais representava entre 1,04 % a 4,46 % das maiores larguras das diagonais. O caso de 1,04 % se verifica entre as amostras DF1 e H, na diagonal W12. E o de 4,46 % das amostras DF1 e M, da diagonal W2.

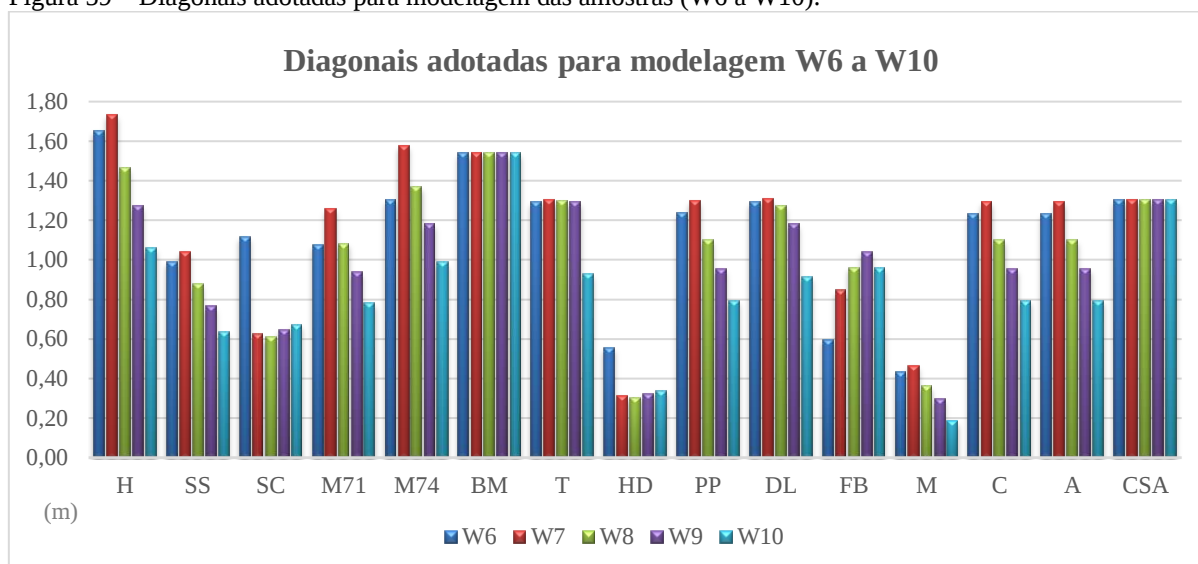
Descartando as amostras que não se enquadraram ao problema, uma nova comparação foi realizada e estão definidas nas Figuras 58 a 60.

Figura 58 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W1 a W5).



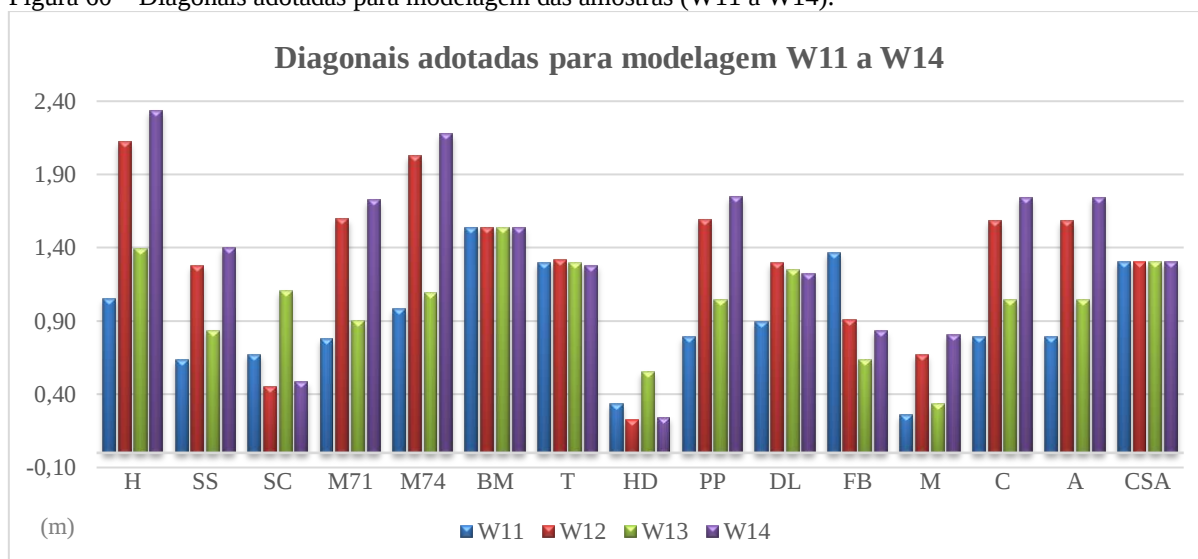
Fonte: O Autor (2021).

Figura 59 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W6 a W10).



Fonte: O Autor (2021).

Figura 60 – Diagonais adotadas para modelagem das amostras (W11 a W14).

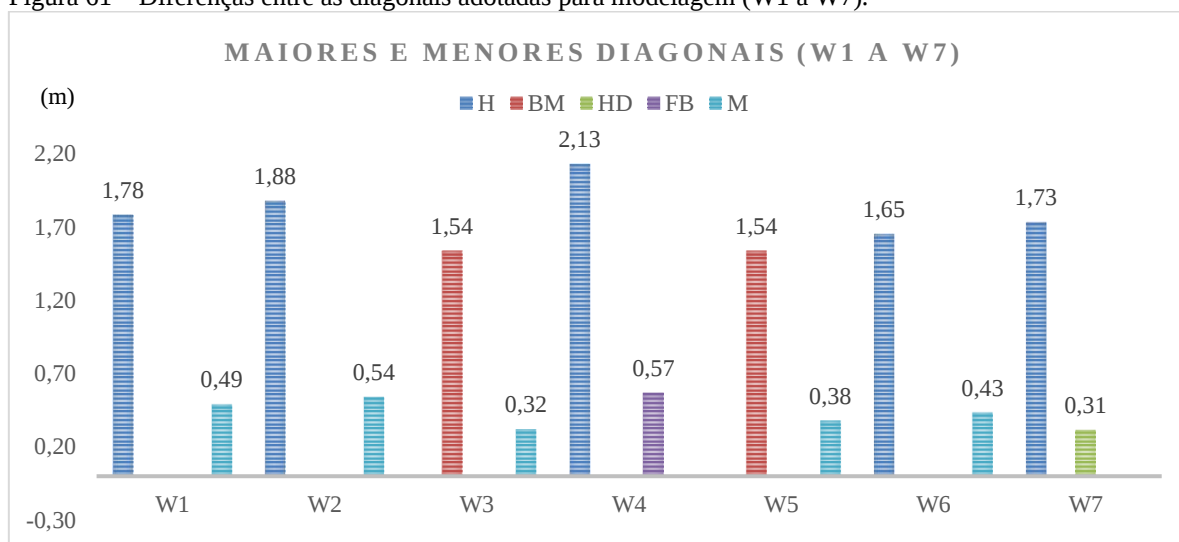


Fonte: O Autor (2021).

Após nova análise, foram verificados menores índices de divergência das diagonais para as amostras avaliadas. As amostras que apresentaram os menores valores das larguras das diagonais foram a HD e M. Já as amostras cujos valores foram os maiores foram a H, M71 e M74. Nota-se que a maioria das diagonais está definida no intervalo de 0,70 m a 1,60 m.

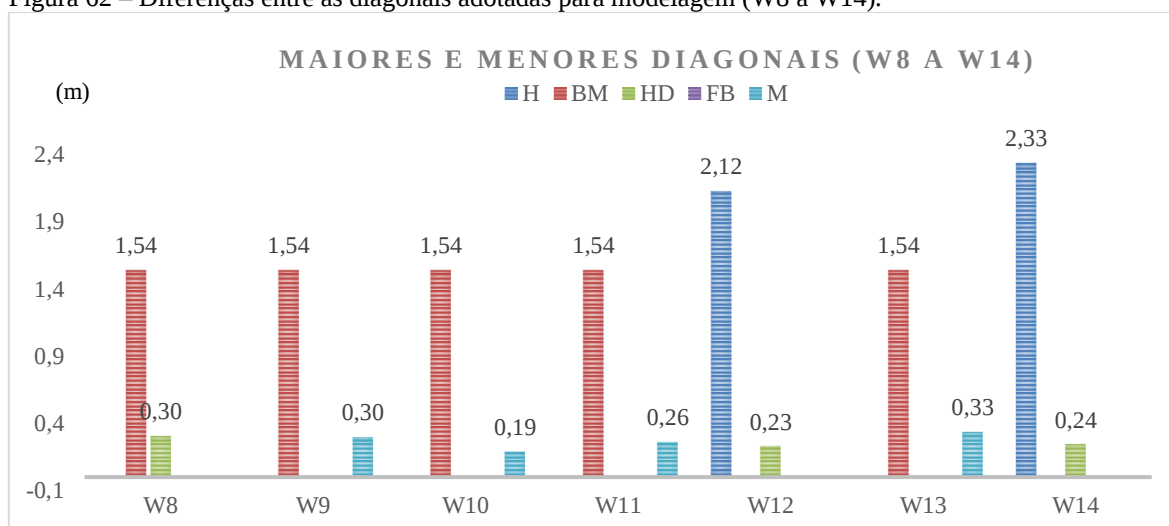
Comparando-se entre as menores e maiores diagonais, chegou-se a um percentual do intervalo em que as menores diagonais representavam de 10,41 % até 28,63 % das maiores diagonais. Os valores das diagonais e as representações dessas diferenças estão definidas nas Figuras 61 e 62.

Figura 61 – Diferenças entre as diagonais adotadas para modelagem (W1 a W7).



Fonte: O Autor (2021).

Figura 62 – Diferenças entre as diagonais adotadas para modelagem (W8 a W14).



Fonte: O Autor (2021).

O índice de 10,41 % se refere às amostras H e HD da diagonal W14 e o índice de 28,63 % se refere às amostras H e M, da diagonal W2.

Mesmo verificando-se uma redução significativa da divergência entre as amostras após nova análise, para fins de definição de um modelo unificado que represente as diagonais equivalentes frente aos painéis de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos, ainda se constata uma lacuna grande entre os modelos teóricos propostos de determinação das diagonais.

Desse modo, fez-se necessário realizar uma análise estatística com base no intervalo de confiança estabelecido por Neyman (1937). Assim, considerando as diagonais equivalentes que se enquadraram neste estudo, o intervalo de confiança foi determinado conforme segue.

4.1.2 Determinação do intervalo de confiança

Com base nos parâmetros determinados das diagonais equivalentes e considerando as equações de determinação consideradas no presente estudo, foram reunidos os dados, determinada a média, desvio padrão, de modo a se estabelecer o intervalo de confiança, considerando o quantitativo de amostras, nível de confiança, significância e variável aleatória conforme curva de distribuição normal de probabilidades, conforme apresentado na Tabela 11.

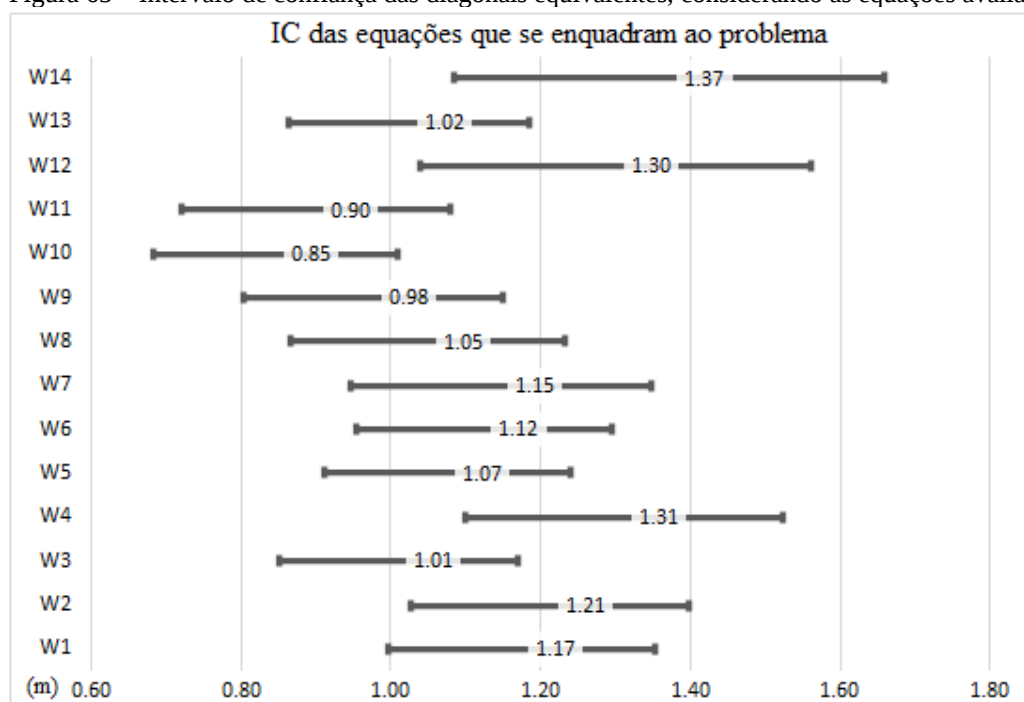
Tabela 11 – Determinação do Intervalo de Confiança (IC) das equações para determinação das diagonais.

Variável	Representação	Valor
Número de amostras de cada diagonal	n	15
Nível de Confiança	γ	95 %
Nível de Significância	α	5 %
Variável aleatória normal padronizada	Z_c	1,96

Fonte: O Autor (2021).

Foi utilizado o nível de confiança de 95%, o nível de significância de 5% e a variável aleatória determinada conforme tabela de distribuição normal. Assim, utilizando a formulação $IC = X \pm Z_c * \frac{\sigma}{n}$, com X sendo a média das amostras e σ , seu desvio padrão, foram determinados os intervalos de confiança das diagonais equivalentes, considerando as equações que se enquadraram no problema (Figura 63).

Figura 63 – Intervalo de confiança das diagonais equivalentes, considerando as equações avaliadas.

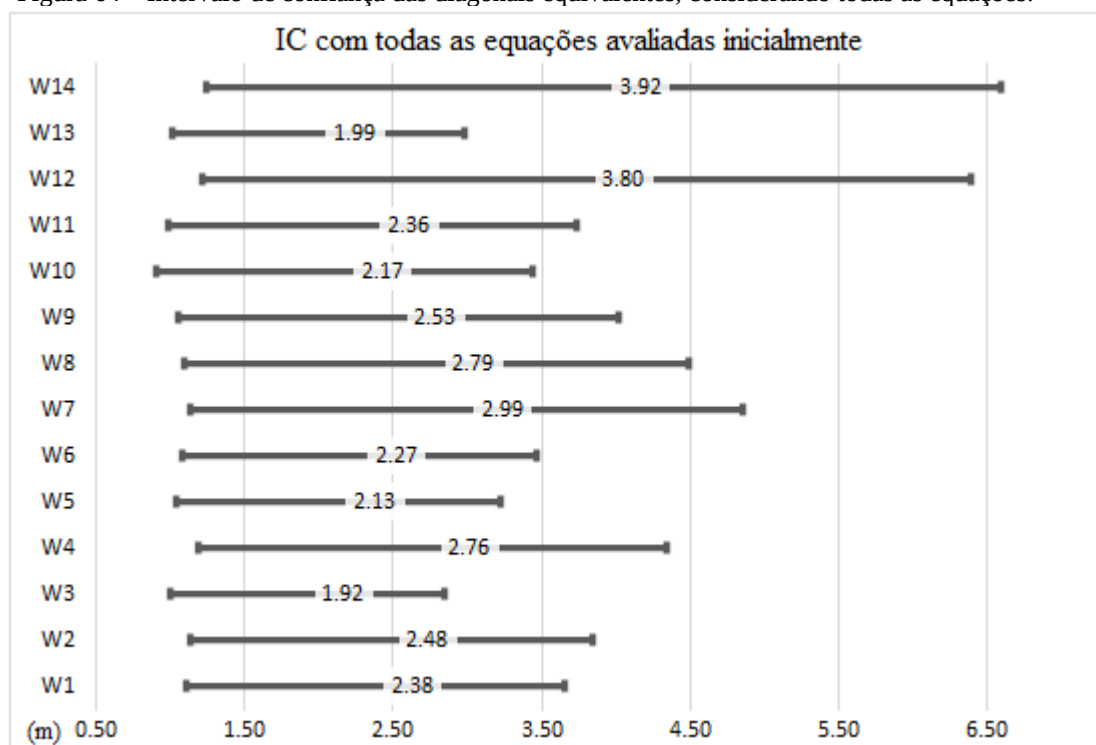


Fonte: O Autor (2022).

Conforme se observa na Figura 63, pode-se afirmar que há uma probabilidade de 95 % dos intervalos identificados conterem a média das diagonais equivalentes. No entanto, ainda se observa uma divergência entre os intervalos. Isso porque as equações de determinação das diagonais possuem variáveis específicas, cada uma com sua particularidade. Assim, considerando o problema analisado, o quantitativo de equações avaliadas que se enquadraram ao problema e diagonais equivalentes determinadas, considera-se que o intervalo de confiança fica determinado entre 0,68-1,66 m. Um intervalo de 0,98 m.

Se fossem consideradas todas as equações inicialmente propostas, essa divergência seria maior. Nesse caso, o número de amostras seria 20, porém mantidos os parâmetros de confiança, significância e variável aleatória. Assim, o IC estaria determinado conforme Figura 64.

Figura 64 – Intervalo de confiança das diagonais equivalentes, considerando todas as equações.



Fonte: O Autor (2022).

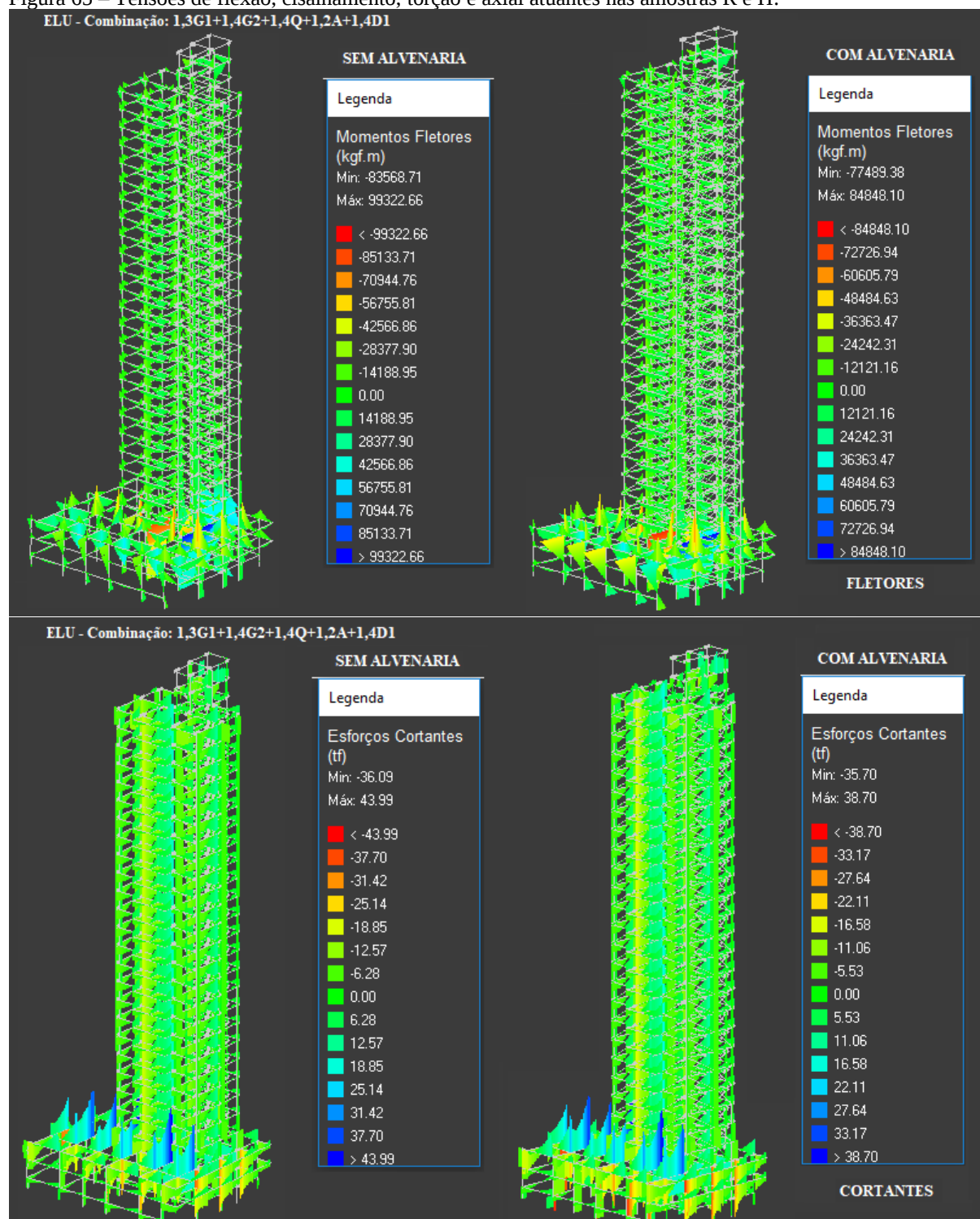
Os IC nesse caso são maiores, ficando entre 0,91-6,59 m (5,68 m), o que reduz a confiabilidade dos resultados, tendo em vista permitir situações que ultrapassem a máxima largura das diagonais, sendo maiores até que o próprio painel de preenchimento. Comparando-se com o primeiro intervalo, verifica-se um aumento de 579,59 %. Logo, o primeiro IC calculado é o que se deve considerar.

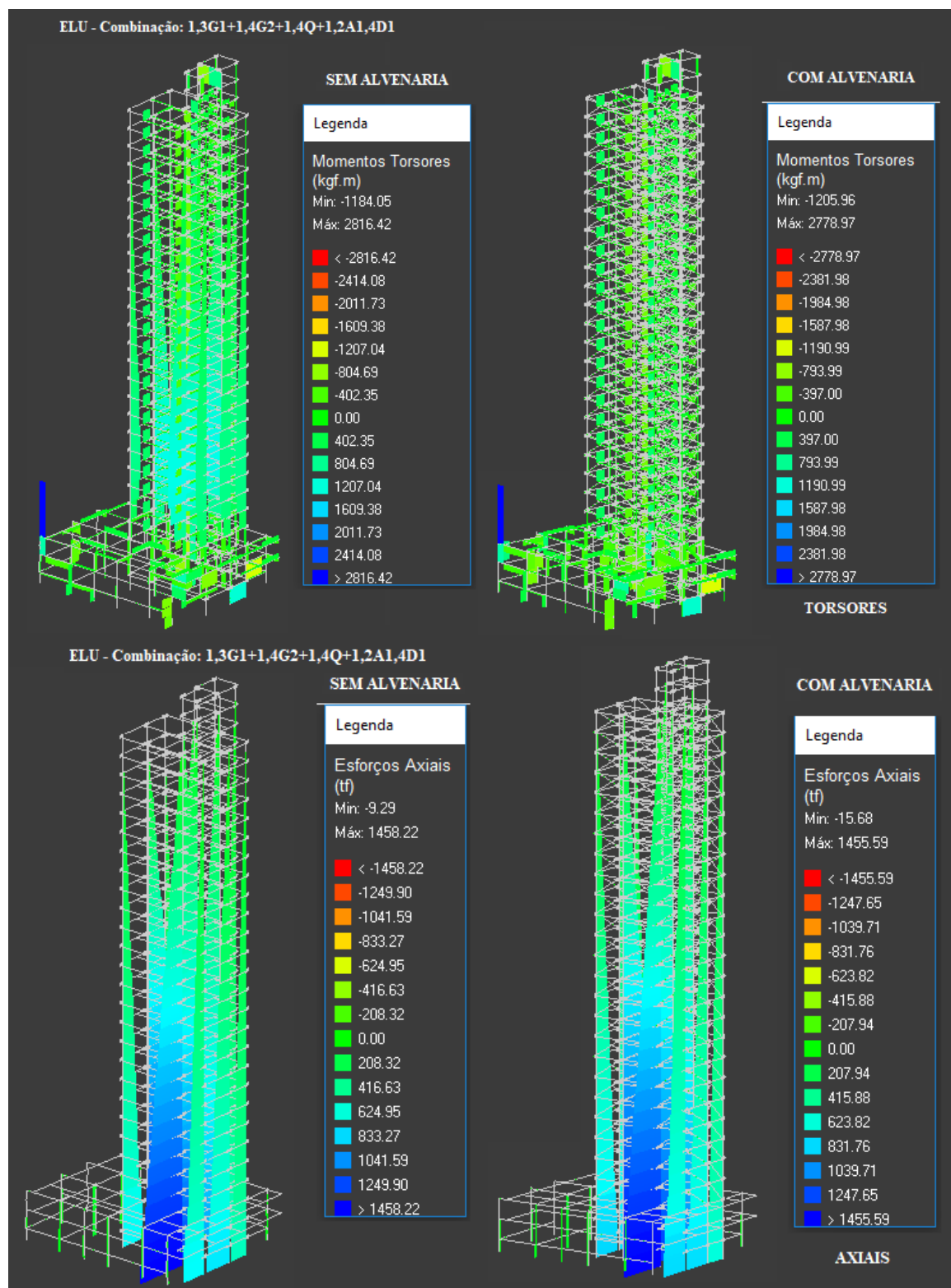
Em seguida, foram obtidos os resultados globais referentes aos deslocamentos máximos laterais, índices dos coeficientes gama-z e p-delta, bem como os esforços solicitantes.

4.1.3 Tensões de flexão, cisalhamento, torção e axiais

Foram obtidos os valores das tensões de flexão, cisalhamento, torção e axial dos sistemas estruturais analisados, onde constatarem-se reduções expressivas (Figura 65).

Figura 65 – Tensões de flexão, cisalhamento, torção e axial atuantes nas amostras R e H.





Fonte: O Autor (2021).

Os valores acima são exemplos identificados que se referem às tensões obtidas para as combinações das ações referentes ao ELU indicadas na figura, conforme cada tipo de tensão.

Em relação às tensões de flexão, uma redução de 14,57 % foi identificada. Para as tensões de cisalhamento, 12,02 %. Para as tensões de torção, apenas 1,33 %. Já em relação aos

esforços axiais, não houveram índices de redução expressivos. Isso pelo fato de os esforços axiais não terem sido modificados, já que se tratava do mesmo sistema estrutural, submetido ao mesmo estado de carregamento axial.

Com relação aos resultados das ações nas fundações como carga máxima, momentos e tensões laterais, estas podem ser verificadas nas Tabela 12.

Tabela 12 – Cargas na fundação (S9) das amostras avaliadas.

Amostra	Carga Máx. (tf)	Carga Mín. (tf)	Variação (%) com relação R	
			Carga Máx.(tf)	Carga Mín.(tf)
R	1120,10	887,30	Não se aplica	Não se aplica
H	1118,20	895,30	-0,17	+0,89
SS	1112,20	891,50	-0,71	+0,47
SC	1111,10	890,60	-0,81	+0,37
M71	1111,80	891,50	-0,75	+0,47
M74	1114,40	893,40	-0,51	+0,68
BM	1114,30	895,00	-0,52	+0,86
T	1114,80	895,70	-0,48	+0,94
HD	1108,70	888,00	-1,03	+0,08
PP	1113,20	892,10	-0,62	+0,54
DL	1114,30	895,00	-0,52	+0,86
FB	1110,10	892,30	-0,90	+0,56
M	1108,10	886,30	-1,08	-0,11
C	1113,20	892,10	-0,62	+0,54
A	1113,20	892,10	-0,62	+0,54
CSA	1114,70	895,60	-0,48	+0,93
Média (%)			-0,65	+0,57

Fonte: O Autor (2021).

Nesse caso, houve uma redução entre os valores das cargas máximas da fundação mais solicitada axialmente. No entanto, esses índices não foram superiores a 1,08 %, conforme se observa para a amostra M. Para as cargas mínimas da fundação citada, o percentual de 0,94 % foi encontrado, só que neste caso tem-se um aumento de tensão. Com os valores médios, tem-se os índices de 0,65 %, para redução da carga máxima, e 0,57 % de aumento da carga mínima, o que não representa muita influência nos resultados finais. Há de se avaliar os outros esforços como os de flexão e cisalhamento para se comparar os resultados.

Com relação aos momentos fletores máximos e mínimos, considerando a mesma fundação para fins comparativos, foram verificadas diferenças entre a amostra de referência e as demais amostras. Os valores obtidos e seus percentuais de variação estão definidos na Tabela 13 a seguir.

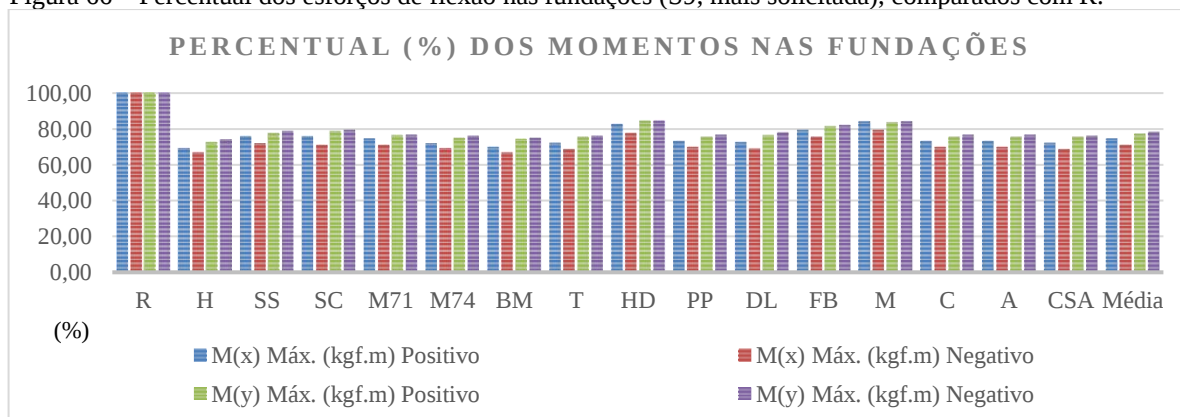
Tabela 13 – Momentos fletores na fundação (S9, mais solicitada) das amostras avaliadas.

Amostra	M(x) Máx. (kgf.m)		M(y) Máx. (kgf.m)		Variação (%) com relação R			
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	M(x)+ (kgf.m)	M(x)- (kgf.m)	M(y)+ (kgf.m)	M(y)- (kgf.m)
R	203800	-257800	26800	-27500	Não aplica	Não aplica	Não aplica	Não aplica
H	155900	-193400	21000	-21800	30,72	33,30	27,62	26,15
SS	164200	-201300	21900	-22700	24,12	28,07	22,37	21,15
SC	164000	-200000	22100	-22800	24,27	28,90	21,27	20,61
M71	162300	-199700	21700	-22300	25,57	29,09	23,50	23,32
M74	158900	-196900	21400	-22200	28,26	30,93	25,23	23,87
BM	156700	-193600	21300	-22000	30,06	33,16	25,82	25,00
T	159500	-196100	21500	-22200	27,77	31,46	24,65	23,87
HD	173700	-210600	23200	-23800	17,33	22,41	15,52	15,55
PP	160600	-197900	21500	-22300	26,90	30,27	24,65	23,32
DL	159800	-196500	21700	-22500	27,53	31,20	23,50	22,22
FB	168900	-206800	22600	-23300	20,66	24,66	18,58	18,03
M	175600	-213500	23000	-23700	16,06	20,75	16,52	16,03
C	160700	-197800	21500	-22300	26,82	30,33	24,65	23,32
A	160700	-197800	21500	-22300	26,82	30,33	24,65	23,32
CSA	159400	-196000	21500	-22200	27,85	31,53	24,65	23,87
Média (%)					25,38	29,09	22,88	21,98

Fonte: O Autor (2021).

De acordo com a tabela supracitada, a influência dos painéis tem representatividade direta no fator modificação das solicitações de flexão. Os maiores valores de redução ocorrem na amostra H, com 30,72 % para M(x)+, 33,30 % para M(x)-, com 27,62 % para M(y)+ e 26,15 % para M(y)-. Os menores, por outro lado, ocorrem na amostra M com 16,06 % para M(x)+, 20,75 % para M(x)-, com 16,52 % para M(y)+ e 16,03 % para M(y)-. Como média, tem-se 25,38 % para M(x)+, 29,09 % para M(x)-, com 22,88 % para M(y)+ e 21,98 % para M(y)-. Uma representação gráfica da situação acima está descrita na Figura 66.

Figura 66 – Percentual dos esforços de flexão nas fundações (S9, mais solicitada), comparados com R.



Fonte: O Autor (2021).

Na Figura 66, verifica-se que todas as amostras apresentaram reduções nos esforços de flexão. Essa menor solicitação conduz a um dimensionamento mais leve, já que as solicitações são menores. Os valores referentes às reações laterais da mesma fundação podem ser identificados na Tabela 14.

Tabela 14 – Reações laterais na fundação (S9) das amostras avaliadas.

Amostra	F(x) Máx. (tf)		F(y) Máx. (tf)		Variação (%) com relação R			
	(+)	(-)	(+)	(-)	F(x) Pos. (tf)	F(x) Neg. (tf)	F(y) Pos. (tf)	F(y) Neg. (tf)
R	8,90	-7,10	14,50	-16,00	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
H	7,60	-6,00	14,40	-17,20	-17,11	-18,33	-0,69	6,98
SS	7,80	-6,10	13,80	-16,50	-14,10	-16,39	-5,07	3,03
SC	7,80	-6,30	13,90	-16,70	-14,10	-12,70	-4,32	4,19
M71	7,70	-6,10	13,90	-16,60	-15,58	-16,39	-4,32	3,61
M74	7,70	-6,20	14,10	-17,00	-15,58	-14,52	-2,84	5,88
BM	7,60	-6,20	14,40	-17,00	-17,11	-14,52	-0,69	5,88
T	7,70	-6,10	14,20	-17,00	-15,58	-16,39	-2,11	5,88
HD	8,00	-6,30	13,20	-16,10	-11,25	-12,70	-9,85	0,62
PP	7,70	-6,20	14,00	-16,90	-15,58	-14,52	-3,57	5,33
DL	7,70	-6,10	14,10	-16,80	-15,58	-16,39	-2,84	4,76
FB	7,90	-6,20	13,50	-16,40	-12,66	-14,52	-7,41	2,44
M	8,00	-6,40	13,00	-15,80	-11,25	-10,94	-11,54	-1,27
C	7,70	-6,20	14,00	-16,90	-15,58	-14,52	-3,57	5,33
A	7,70	-6,20	14,00	-16,90	-15,58	-14,52	-3,57	5,33
CSA	7,70	-6,20	14,20	-17,00	-15,58	-14,52	-2,11	5,88
Média (%)					-14,82	-14,79	-4,30	4,26

Fonte: O Autor (2021).

Na Tabela 14 é possível verificar que houve uma redistribuição de tensões, de modo que em alguns lugares houveram reduções, nos casos F(x)+, F(x)- e F(y)+. Em outros casos, houve um aumento das solicitações, como em F(y)-. Os índices máximos e mínimos de redução foram identificados na amostra H e foram de 18,33 % e 0,69 %, respectivamente. As médias de reduções para F(x)+, F(x)- e F(y)+ foram de -14,82 %, -14,79 % e -4,3 %, respectivamente. Já para F(y)-, houve uma média de aumento de solicitação de 4,26 %.

Essas reduções e redistribuições dos esforços nas fundações são de suma importância, tendo em vista a possibilidade de se definir a tipologia das fundações adequada, com vistas em se aproximar da realidade em serviço.

Salienta-se que os resultados aqui apresentados se referem apenas à fundação submetida aos maiores esforços axiais (S9). Sugere-se uma análise mais detalhada com todas as fundações do edifício em análise, para avaliar a questão da redistribuição de tensões.

4.1.4 Estabilidade global

Os resultados referentes à estabilidade global das amostras analisadas permitiram caracterizar o comportamento dos sistemas estruturais sem e com os painéis de preenchimento em alvenarias, de acordo com os distintos modelos de previsão das diagonais equivalentes. Em se tratando de estabilidade global, ficou clara a contribuição dos painéis no aumento da rigidez do sistema. Na Tabela 15, os resultados referentes à estabilidade global das amostras analisadas podem ser identificados.

Tabela 15 – Parâmetros de estabilidade global obtidos nas amostras.

Amostra	Gama-z (eixo x)	Gama-z (eixo y)	Gama-z (limite nós fixos)	Variação (%) para R (eixo x)	Redução (%) para R (eixo y)
R	1,16	1,18	1,10	Não se aplica	Não se aplica
H	1,08	1,12	1,10	6,90	5,08
SS	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
SC	1,10	1,13	1,10	5,17	4,24
M71	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
M74	1,08	1,13	1,10	6,90	4,24
BM	1,08	1,12	1,10	6,90	5,08
T	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
HD	1,12	1,14	1,10	3,45	3,39
PP	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
DL	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
FB	1,11	1,14	1,10	4,31	3,39
M	1,11	1,15	1,10	4,31	2,54
C	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
A	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
CSA	1,09	1,13	1,10	6,03	4,24
Média (%)				5,75	4,12

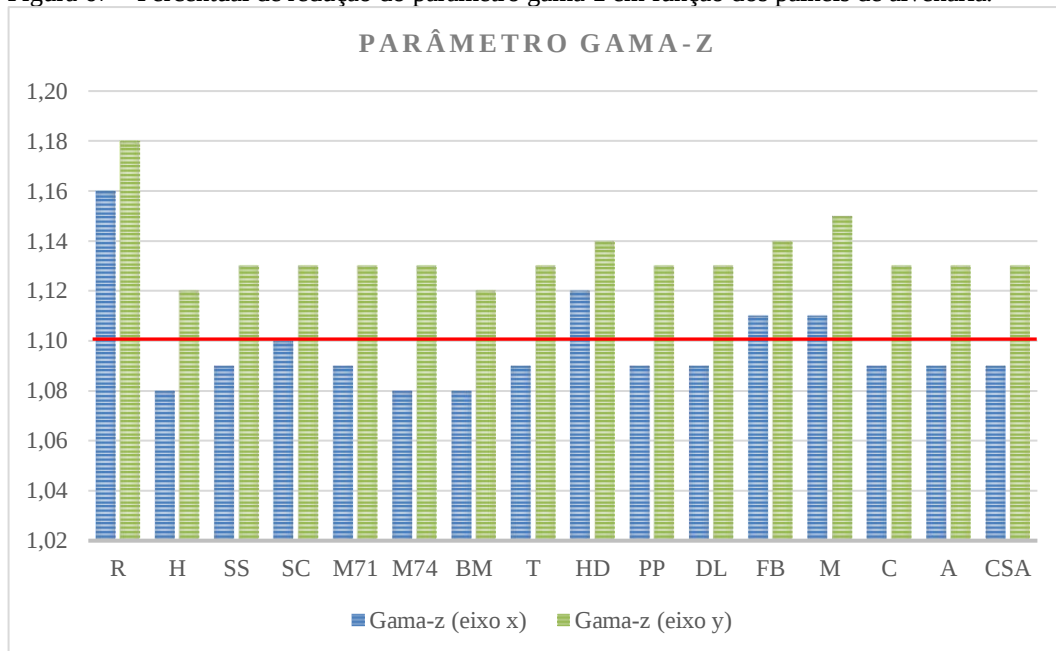
Fonte: O Autor (2021).

A amostra R trata-se da amostra de referência, cujo sistema estrutural não possui o painel de preenchimento. Conforme se observa, em todas as situações de participação das alvenarias, reduções puderam ser observadas em relação ao parâmetro gama-z. Uma representação gráfica dos dados obtidos na tabela acima pode ser identificada na Figura 67.

Os maiores índices de redução foram identificados nas amostras H, M74, BM, para o eixo x, com redução percentual de 6,90 %. Em relação ao eixo y, as amostras que apresentaram as maiores reduções referentes ao gama-z foram H e BM, com redução percentual de 5,08 %. Os menores índices de redução puderam ser identificados nas amostras HD (para eixo x) e HD,

FB e M (para eixo y). A média de redução do parâmetro de estabilidade global foi de 5,75 % (eixo x) e de 4,12 % (eixo y). As demais amostras não tiveram muita variação entre as mesmas.

Figura 67 – Percentual de redução do parâmetro gama-z em função dos painéis de alvenaria.



Fonte: O Autor (2021).

Em todos os casos houveram reduções, nos dois eixos, referente ao parâmetro de estabilidade global. A linha vermelha indica o limite entre a consideração de nós fixos ou nós móveis, conforme norma NBR 6118 (ABNT, 2014), item 15.5.3. Acima desse valor limite, análise não linear de segunda ordem se faz necessária (item 15.7).

Na amostra de referência (R), sem a consideração das alvenarias, em todos os eixos analisados o sistema era considerado de nós móveis, tornando obrigatórias análises complementares de segunda ordem para caracterização correta da estrutura e garantir seu bom desempenho em serviço, tanto no ELS quanto no ELU. Já com as alvenarias presentes, várias amostras apresentaram índice do gama-z para o eixo x menor que o limite normativo para caracterização de estrutura de nós fixos.

Salienta-se ainda que a depender do aumento de rigidez imposto pela inserção dos painéis de alvenaria de blocos cerâmicos, um sistema que inicialmente poderia estar enquadrado como estrutura de nós móveis, ou seja, $1,1 < \gamma_z < 1,3$, após a inserção dos painéis, poderá sua estrutura passar a ser de nós fixos, com $\gamma_z \leq 1,1$. Isso pode simplificar o processo de cálculo e tornar o sistema mais otimizado com relação às taxas de armaduras e seções transversais dos elementos componentes da estrutura.

4.1.5 Deslocamentos laterais devido à ação do vento

Em relação aos deslocamentos laterais por ação de esforços horizontais relativos ao vento, constam na Tabela 16 os deslocamentos horizontais do sistema. Na Tabela 17, estão representados os deslocamentos máximos dos pilares por ação do vento.

Tabela 16 – Deslocamentos horizontais obtidos das amostras.

Amostra	Deslocam. horizontal (cm) (Eixo x)	Deslocam. horizontal (cm) (Eixo y)	Limite Admissível (cm)	Redução (%) em relação R (eixo x)	Redução (%) em relação R (eixo y)
R	4,86	3,41	5,39	Não se aplica	Não se aplica
H	1,97	1,94	5,39	59,47	43,11
SS	2,45	2,21	5,39	49,59	35,19
SC	2,59	2,19	5,39	46,71	35,78
M71	2,32	2,16	5,39	52,26	36,66
M74	2,18	2,05	5,39	55,14	39,88
BM	2,15	1,98	5,39	55,76	41,94
T	2,26	2,06	5,39	53,50	39,59
HD	3,26	2,56	5,39	32,92	24,93
PP	2,23	2,09	5,39	54,12	38,71
DL	2,34	2,08	5,39	51,85	39,00
FB	2,90	2,42	5,39	40,33	29,03
M	3,10	2,63	5,39	36,21	22,87
C	2,24	2,09	5,39	53,91	38,71
A	2,24	2,09	5,39	53,91	38,71
CSA	2,24	2,06	5,39	53,91	39,59
Média (%)				49,97	36,25

Fonte: O Autor (2021).

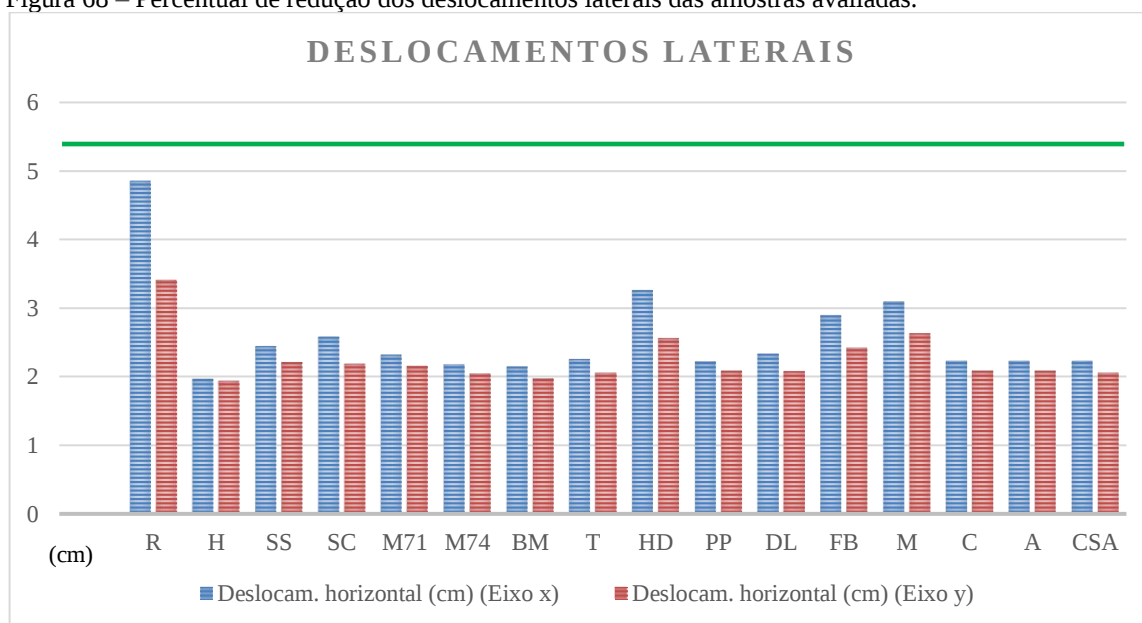
Esse parâmetro é um fator de grande impacto quando se considera os painéis de preenchimento das alvenarias num sistema estrutural. Como se pode verificar, todas as amostras em que estavam presentes as alvenarias apresentaram valores interessantes se comparadas com a amostra de referência.

Verifica-se também como é grande a redução dos deslocamentos, chegando-se a índices de redução de até 59,47 % (eixo x) e 43,11 % (eixo y), conforme se verifica na amostra H. O menor índice de redução encontrado foi de 36,21% (eixo x) e 22,87 % (eixo y), nesse caso para a amostra M. Mesmo sendo classificado como o menor percentual de redução, ainda assim é um bom fator de redução, pois abre possibilidades de novas configurações das geometrias dos elementos estruturais, com vistas na otimização do sistema como um todo. Se for considerar

uma média de redução entre todas as amostras avaliadas, têm-se respectivamente os percentuais de 49,97 % e 36,25 %, para os eixos x e y.

Outrossim, mais uma vez se verifica a influência dos painéis na redução dos deslocamentos laterais em pórticos, corroborando os resultados com os autores citados no referencial deste trabalho. Nesse caso específico não apenas em pórticos planos isolados, mas em sistemas estruturais completos de um edifício alto, submetido às mais variadas ações, conforme situação real. A representação gráfica dessas reduções obtidas por influência dos painéis de alvenaria pelo método das diagonais equivalentes pode ser verificada na Figura 68.

Figura 68 – Percentual de redução dos deslocamentos laterais das amostras avaliadas.



Fonte: O Autor (2021).

Como se observa na Figura 68, os limites máximos de deslocamento não foram ultrapassados em nenhum momento, nem mesmo pela amostra de referência, de modo a se garantir a estabilidade do sistema, como esperado. No entanto, fica clara a folga entre deformação limite normativa e deslocamentos das amostras cujos painéis estão presentes. Isso, como já citado anteriormente, torna possível adotar sistemas estruturais mais flexíveis e econômicos, como preconiza a boa prática da engenharia estrutural.

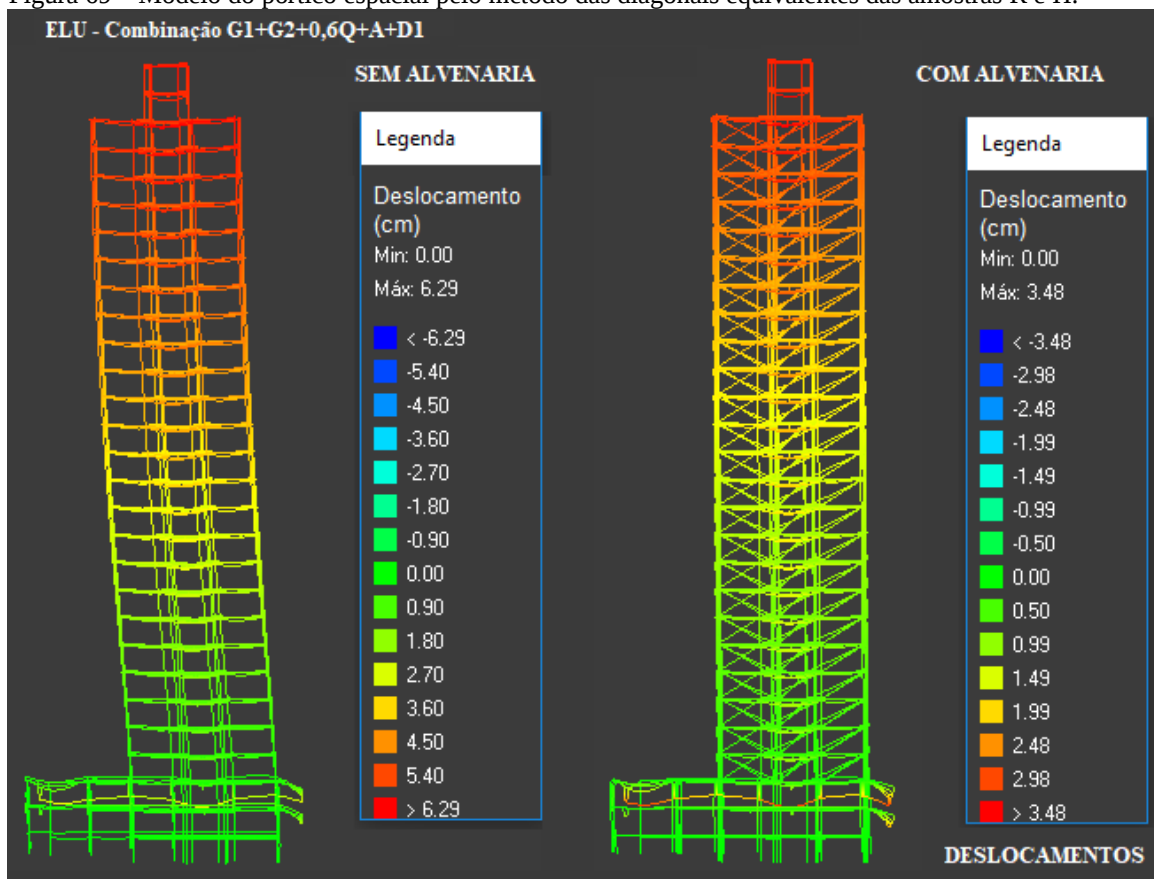
Como exemplo, as geometrias dos pilares podem ser reduzidas. Os vínculos entre vigas e pilares podem ser reavaliados, de modo a não se engastar todos os elementos para se evitar transferência de momentos para os pilares, que consequentemente afetará as fundações, se estas estiverem engastadas na base. Adoção de nós semirrígidos ou rótulas talvez se torne opções

viáveis onde anteriormente não seriam. Tudo isso com foco num sistema otimizado, eficiente e condizente com a realidade em serviço.

Importante destacar que tudo isso só será viável, considerando os fatores materiais e mão de obra eficientes, tanto para o sistema estrutural quanto para os painéis de preenchimento.

Como forma de representação gráfica do comparativo de redução entre as amostras R e H, verifica-se na Figura 69 os deslocamentos obtidos nos modelos de pórtico sem e com as diagonais equivalentes, para uma determinada combinação referente ao ELU.

Figura 69 – Modelo do pórtico espacial pelo método das diagonais equivalentes das amostras R e H.



Fonte: O Autor (2021).

Na Figura 69, a representação dos pórticos espaciais se refere à amostra de referência (pórtico da esquerda) e a amostra H (pórtico da direita). Nesse caso específico, tem-se a combinação referente ao ELU indicada, onde uma redução aproximada de 45% pode ser verificada.

Em relação aos deslocamentos máximos laterais nos pilares, tanto para o eixo x quanto o eixo y, também foram identificadas reduções. Estas estão definidas na Tabela 16, em que percentuais de redução de 8,47 % (eixo y) até 32,33 % (eixo x) podem ser verificados.

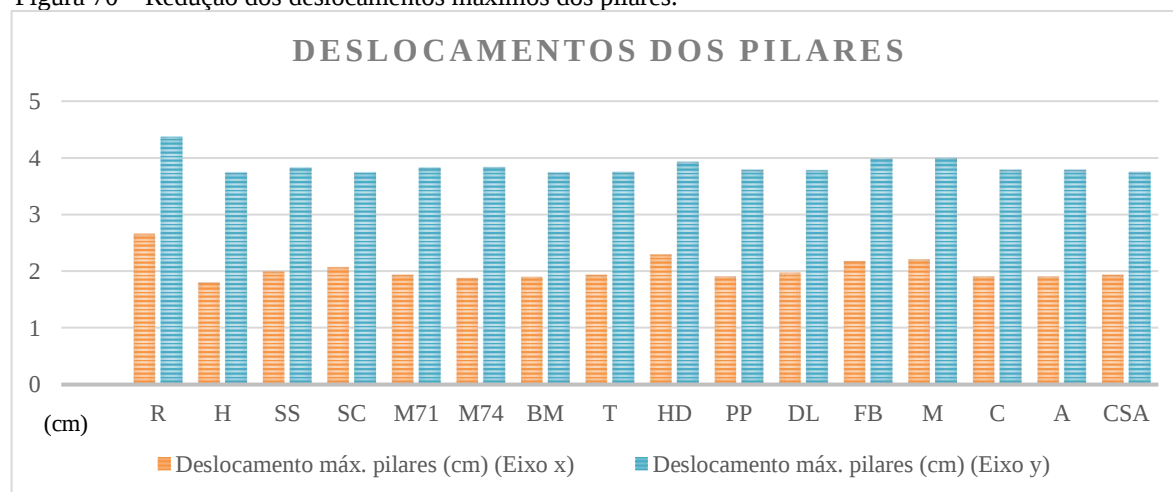
Tabela 17 – Deslocamentos máximos nos pilares obtidos das amostras.

Amostra	Deslocamento máx. pilares (cm) (Eixo x)	Deslocamento máx. pilares (cm) (Eixo y)	Redução (%) em relação R (eixo x)	Redução (%) em relação R (eixo y)
R	2,66	4,37	Não se aplica	Não se aplica
H	1,80	3,74	32,33	14,42
SS	1,99	3,83	25,19	12,36
SC	2,07	3,74	22,18	14,42
M71	1,94	3,83	27,07	12,36
M74	1,88	3,84	29,32	12,13
BM	1,90	3,74	28,57	14,42
T	1,94	3,75	27,07	14,19
HD	2,29	3,93	13,91	10,07
PP	1,91	3,79	28,20	13,27
DL	1,97	3,78	25,94	13,50
FB	2,18	3,99	18,05	8,70
M	2,21	4,00	16,92	8,47
C	1,91	3,79	28,20	13,27
A	1,91	3,79	28,20	13,27
CSA	1,94	3,75	27,07	14,19
Média (%)			25,21	12,60

Fonte: O Autor (2021).

Conforme se observa acima, houve uma importante redução dos deslocamentos dos pilares para todas as amostras. As maiores puderam ser identificadas nos modelos H e M74 para o eixo x e nos modelos H, SC, BM, T e CSA, para o eixo y. No eixo y, menores índices de redução foram obtidos, isso pelo fator geométrico da arquitetura do sistema não favorecer para a estabilidade do conjunto, ou seja, maior esbeltez (Figura 70).

Figura 70 – Redução dos deslocamentos máximos dos pilares.



Fonte: O Autor (2021).

Nesse caso, percentuais de redução de 8,47 % (eixo y) e 32,33 % (eixo x) foram obtidos como mínimos e máximos valores. As médias de redução dos deslocamentos laterais dos pilares foram de 25,21 % (eixo x) e 12,60 % (eixo y). São bons resultados, pois até então são situações desprezadas por diversas normas de estruturas de concreto. Isso precisa ser revisto.

4.1.6 P-delta

Os valores referentes ao processo p-delta foram obtidos e comparados quanto aos percentuais de redução pela função de contraventamento dos painéis (Tabelas 18 a 21).

Tabela 18 – Variação e redução do processo P-delta das amostras R, H, SS e SC.

Amostra	R	H	SS	SC	Redução (%) em relação a R		
Carregamento	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	H	SS	SC
Acidental	11,00%	6,32%	7,12%	7,07%	42,55	35,27	35,73
Água	8,49%	5,12%	5,71%	5,65%	39,69	32,74	33,45
Vento X+	15,81%	6,46%	8,00%	8,50%	59,14	49,40	46,24
Vento X-	15,81%	6,46%	8,00%	8,51%	59,14	49,40	46,17
Vento Y+	12,50%	7,37%	8,30%	8,18%	41,04	33,60	34,56
Vento Y-	12,50%	7,37%	8,30%	8,18%	41,04	33,60	34,56
Desaprumo X+	16,70%	6,82%	8,44%	8,97%	59,16	49,46	46,29
Desaprumo X-	16,70%	6,82%	8,44%	8,97%	59,16	49,46	46,29
Desaprumo Y+	12,47%	7,36%	8,29%	8,17%	40,98	33,52	34,48
Desaprumo Y-	12,47%	7,36%	8,29%	8,17%	40,98	33,52	34,48

Fonte: O Autor (2021).

Tabela 19 – Variação e redução do processo P-delta das amostras M71, M74, BM e T.

Amostra	M71	M74	BM	T	Redução (%) em relação a R			
Carregamento	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	M71	M74	BM	T
Acidental	6,95%	6,66%	6,41%	6,65%	39,45	41,73	39,55	39,55
Água	5,59%	5,37%	5,18%	5,36%	36,75	38,99	36,87	36,87
Vento X+	7,58%	7,07%	6,98%	7,38%	55,28	55,85	53,32	53,32
Vento X-	7,57%	7,07%	6,98%	7,38%	55,28	55,85	53,32	53,32
Vento Y+	8,11%	7,75%	7,43%	7,71%	38,00	40,56	38,32	38,32
Vento Y-	8,11%	7,75%	7,43%	7,71%	38,00	40,56	38,32	38,32
Desaprumo X+	8,00%	7,46%	7,36%	7,79%	55,33	55,93	53,35	53,35
Desaprumo X-	8,00%	7,46%	7,36%	7,79%	55,33	55,93	53,35	53,35
Desaprumo Y+	8,09%	7,74%	7,42%	7,70%	37,93	40,50	38,25	38,25
Desaprumo Y-	8,09%	7,75%	7,42%	7,70%	37,85	40,50	38,25	38,25

Fonte: O Autor (2021).

Tabela 20 – Variação e redução do processo P-delta das amostras HD, PP, DL e FB.

Amostra	HD	PP	DL	FB	Redução (%) em relação a R			
Carregamento	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	HD	PP	DL	FB
Acidental	8,16%	6,77%	6,72%	7,72%	38,45	38,91	29,82	29,82
Água	6,47%	5,45%	5,40%	6,18%	35,81	36,40	27,21	27,21
Vento X+	10,64%	7,31%	7,64%	9,32%	53,76	51,68	41,05	41,05
Vento X-	10,64%	7,31%	7,64%	9,32%	53,76	51,68	41,05	41,05
Vento Y+	9,45%	7,89%	7,78%	8,96%	36,88	37,76	28,32	28,32
Vento Y-	9,45%	7,89%	7,78%	8,96%	36,88	37,76	28,32	28,32
Desaprumo X+	11,22%	7,72%	8,05%	9,84%	53,77	51,80	41,08	41,08
Desaprumo X-	11,22%	7,72%	8,05%	9,84%	53,77	51,80	41,08	41,08
Desaprumo Y+	9,43%	7,88%	7,77%	8,95%	36,81	37,69	28,23	28,23
Desaprumo Y-	9,43%	7,88%	7,77%	8,95%	36,81	37,69	28,23	28,23

Fonte: O Autor (2021).

Tabela 21 – Variação e redução do processo P-delta das amostras M, C, A e CSA.

Amostra	M	C	A	CSA	Redução (%) em relação a R			
Carregamento	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	Variação P-Δ (+)	M	C	A	CSA
Acidental	8,37%	6,77%	6,77%	6,64%	38,45	38,45	39,64	39,64
Água	6,67%	5,45%	5,45%	5,35%	35,81	35,81	36,98	36,98
Vento X+	10,12%	7,32%	7,32%	7,32%	53,70	53,70	53,70	53,70
Vento X-	10,12%	7,32%	7,32%	7,32%	53,70	53,70	53,70	53,70
Vento Y+	9,77%	7,90%	7,90%	7,70%	36,80	36,80	38,40	38,40
Vento Y-	9,77%	7,90%	7,90%	7,70%	36,80	36,80	38,40	38,40
Desaprumo X+	10,69%	7,73%	7,73%	7,73%	53,71	53,71	53,71	53,71
Desaprumo X-	10,69%	7,73%	7,73%	7,73%	53,71	53,71	53,71	53,71
Desaprumo Y+	9,76%	7,89%	7,89%	7,69%	36,73	36,73	38,33	38,33
Desaprumo Y-	9,76%	7,89%	7,89%	7,69%	36,73	36,73	38,33	38,33

Fonte: O Autor (2021).

Grandes reduções ocorreram no processo P-delta. Todas válidas, pois ficaram no intervalo de aproximadamente 28-60 % de redução. Para as cargas acidentais, os maiores e menores percentuais de redução foi de 42,55% (H) e 29,82 % (FB), respectivamente. Para as cargas de água, 39,69 % (H) e 27,21 % (FB). Para vento X+ e X-, 59,14 % (H) e 41,05 % (FB). Para vento Y+ e Y-, 41,04 % (H) e 28,32 % (FB). Para desaprumo X+ e X-, 59,16 % (H) e 41,08 % (FB). Para desaprumo Y+ e Y-, 40,98 % (H) e 28,23 % (FB). Logo, os maiores índices de redução que se deram nas cargas avaliadas no processo p-delta foram obtidos da amostra H e os menores índices dos referidos parâmetros foram obtidos da amostra FB.

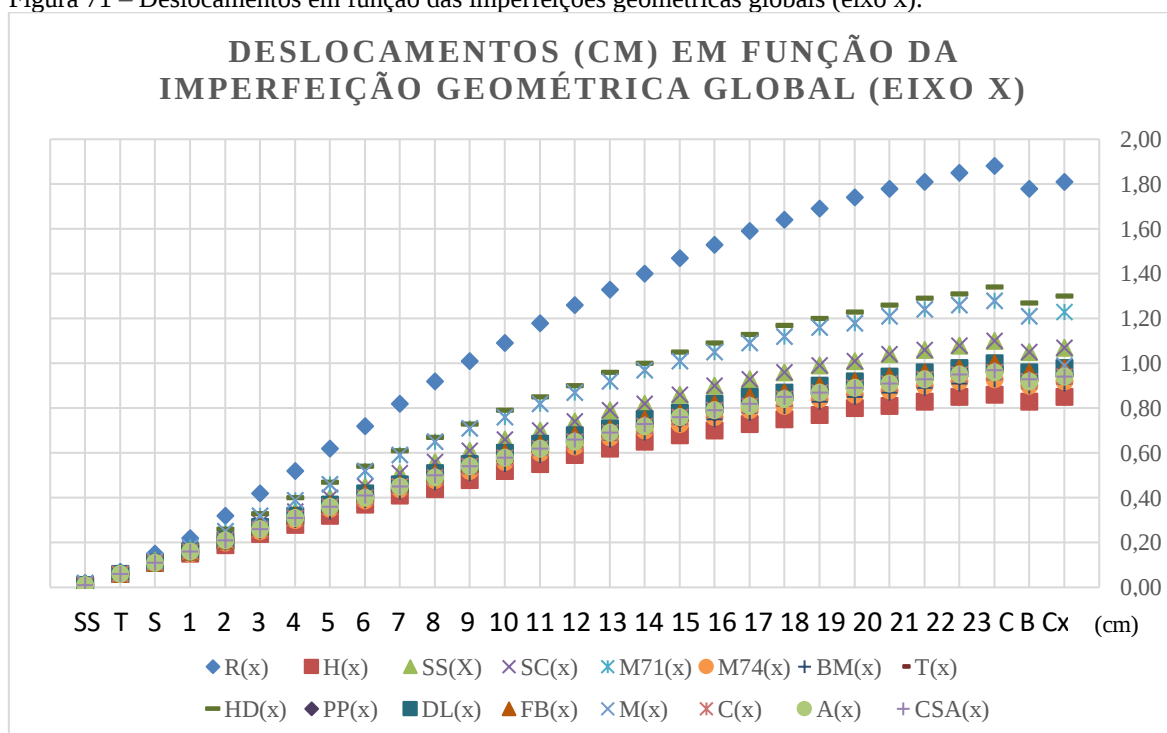
4.1.7 Imperfeições geométricas globais

As imperfeições geométricas globais levam em consideração possíveis erros durante a fase de execução da obra, tais como o desaprumo, nível e alinhamento. Desse modo, um determinado pavimento pode apresentar alguma imperfeição que gerem esforços extras no sistema. Isso se traduz em deslocamentos laterais adicionais na estrutura, que deve ser considerado, pois não se tem como garantir que durante a execução de um edifício alto os perfeitos prumos, níveis e alinhamentos entre todos os pavimentos.

Como exemplo, não é difícil identificar situações em que no momento em que vai ser executado o revestimento para fachada dos edifícios, encontrarem-se grandes lacunas no que se refere ao prumo do primeiro até o último pavimento. Isso além de gerar os esforços e deslocamentos tratados no parágrafo anterior, pode caracterizar (ou descaracterizar) o comportamento do sistema. Isso por que para “corrigir” esse gap, adição de espessa camada de argamassa vai ser implementada, aumentando o peso próprio em toda fachada, situação que dificilmente é levada em consideração no momento de projeto. Por isso a necessidade de se levar em conta essas imperfeições.

Os dados obtidos dos deslocamentos laterais em função das imperfeições geométricas globais foram identificados e estão dispostos nas Figuras 71 e 72.

Figura 71 – Deslocamentos em função das imperfeições geométricas globais (eixo x).

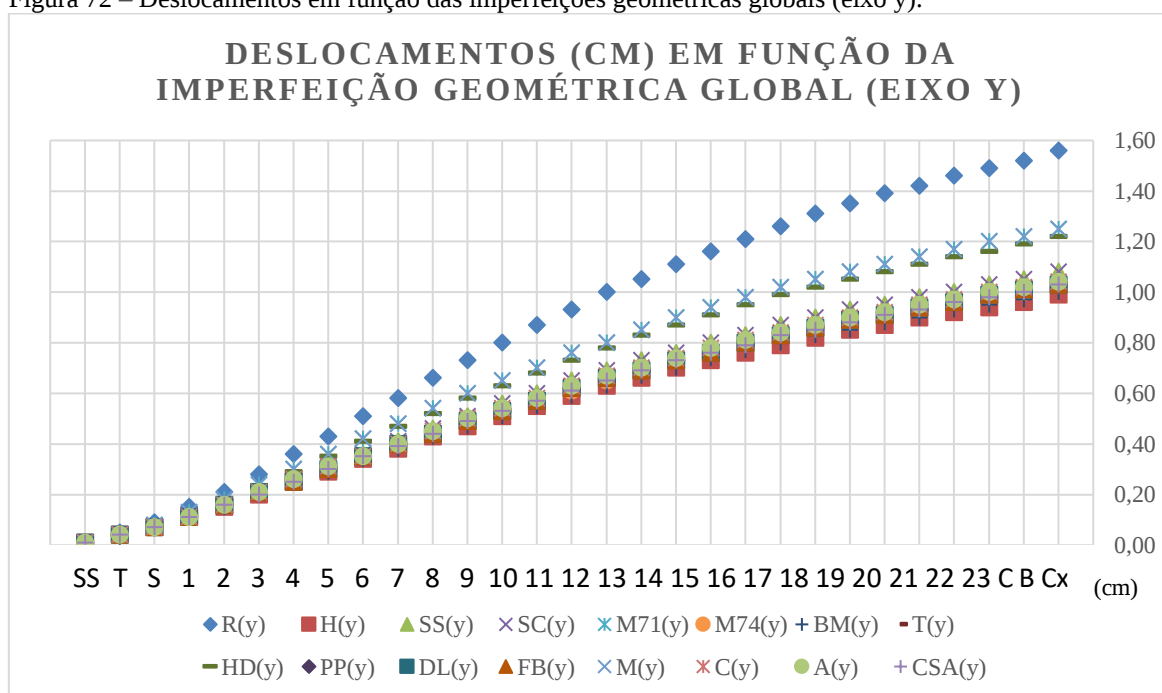


Fonte: O Autor (2021).

Na figura anterior, verifica-se que todas as amostras cujos painéis de preenchimento estavam presentes, verificaram-se reduções nos deslocamentos laterais. O eixo horizontal se refere aos pavimentos do edifício. O eixo vertical do plano cartesiano se refere aos deslocamentos (cm) por ocasião das imperfeições.

Algumas dessas amostras, como o caso da HD e M, para o eixo x, ficaram com menores percentuais de redução, 40,30 % e 46,88 %, respectivamente. Os maiores índices de redução foram identificados na amostra H (no eixo x), com 118,60 %. Índices estes quando comparados no topo da edificação (pavimento cobertura). Os deslocamentos em função das imperfeições geométricas globais para o eixo y estão definidos na Figura 72.

Figura 72 – Deslocamentos em função das imperfeições geométricas globais (eixo y).



Fonte: O Autor (2021).

De modo análogo, todas as amostras em que os pórticos estavam preenchidos pelas alvenarias apresentaram reduções nos deslocamentos laterais. As amostras HD e M, agora considerando o para y, apresentaram os menores percentuais de redução, 28,45 % e 24,17 %, respectivamente. E a amostra H apresentou os maiores percentuais de redução (no eixo y), com 58,51 %. Para as demais amostras, os percentuais de variação entre elas não foram significativos, apenas destaca-se importante redução em comparação com a amostra de referência, sem as alvenarias.

Assim, observa-se a grande influência das alvenarias quando de sua participação como componente do sistema estrutural num edifício alto.

4.1.8 Análise dinâmica

Na análise dinâmica, os parâmetros de aceleração horizontal nas direções X e Y foram avaliadas, de modo a caracterizar e classificar a percepção humana quanto ao conforto dos usuários. Os dados obtidos na análise foram dispostos na Tabela 22.

Tabela 22 – Acelerações horizontais das amostras avaliadas na análise dinâmica.

Amostra	Aceleração horizontal (x)	Aceleração horizontal (y)	Limite (m/s²)	Redução (%) em relação R (eixo x)	Redução (%) em relação R (eixo y)
R	0,156	0,072	Não se aplica	Não se aplica	Não se aplica
H	0,144	0,066	0,147	7,69	8,33
SS	0,149	0,068	0,147	4,49	5,56
SC	0,154	0,069	0,147	1,28	4,17
M71	0,147	0,068	0,147	5,77	5,56
M74	0,135	0,067	0,147	13,46	6,94
BM	0,147	0,067	0,147	5,77	6,94
T	0,148	0,067	0,147	5,13	6,94
HD	0,157	0,070	0,147	-0,64	2,78
PP	0,147	0,067	0,147	5,77	6,94
DL	0,149	0,068	0,147	4,49	5,56
FB	0,151	0,070	0,147	3,21	2,78
M	0,152	0,070	0,147	2,56	2,78
C	0,147	0,067	0,147	5,77	6,94
A	0,147	0,067	0,147	5,77	6,94
CSA	0,148	0,067	0,147	5,13	6,94

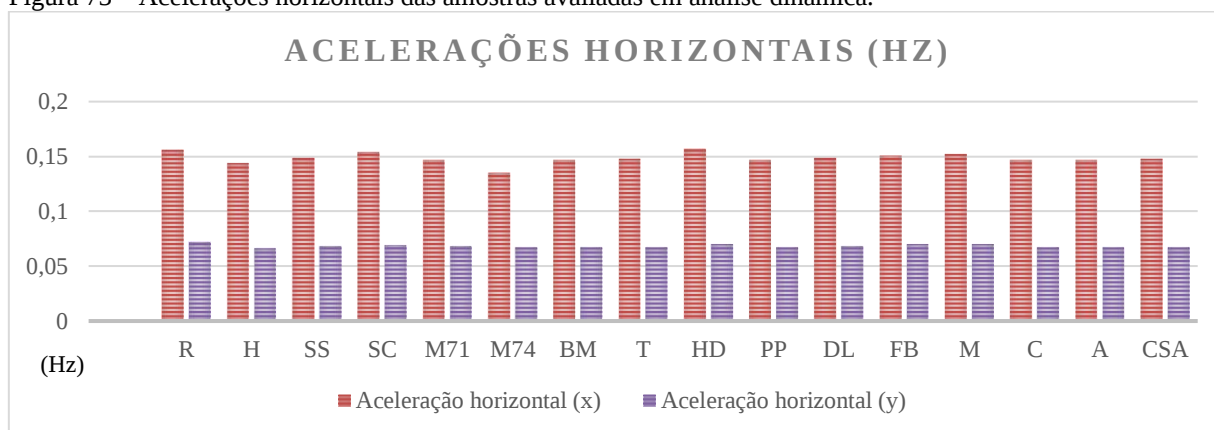
Fonte: O Autor (2021).

Conforme se verifica nas tabelas, a inserção das alvenarias nos sistemas possibilitou uma redução de até 13,46 %, como no caso da amostra M74. O menor índice de redução se deu para a amostra SC, com apenas 1,28 %. Um aumento de 0,64 % na aceleração horizontal, eixo x, pode ser constatado na amostra HD.

Essa percepção humana e o conforto dos ocupantes é fator fundamental quando se trata de edifícios altos, além de ser requisito definido na norma brasileira de desempenho, a NBR 15575 (ABNT, 2013). Isso influi diretamente na concepção do sistema estrutural, onde tudo tem que ser projetado de modo a garantir a qualidade de vida dos ocupantes.

Na Figura 73, uma representação gráfica dos parâmetros de aceleração horizontal das amostras sem e com os painéis de preenchimento em alvenaria de blocos cerâmicos pode ser identificada.

Figura 73 – Acelerações horizontais das amostras avaliadas em análise dinâmica.



Fonte: O Autor (2021).

Na figura acima, pequenas variações foram identificadas em relação às acelerações, principalmente com relação ao eixo y.

Em relação aos índices de percepção do conforto humano, as amostras que possuem os preenchimentos apresentaram a mesma classificação nos pavimentos, sendo imperceptível até o pavimento Tipo 5 e perceptível, mas não incômoda, nos pavimentos superiores. Na amostra de referência, o pavimento Tipo 23 e a Cobertura foram classificados como nível incômodo, o que se sugere uma modificação do sistema para fins práticos, de modo a se eliminar esse fator. Ou então considerar a influência das alvenarias no sistema, que é como ocorre na realidade.

A frequência natural também foi caracterizada e estão descritas na Tabela 23.

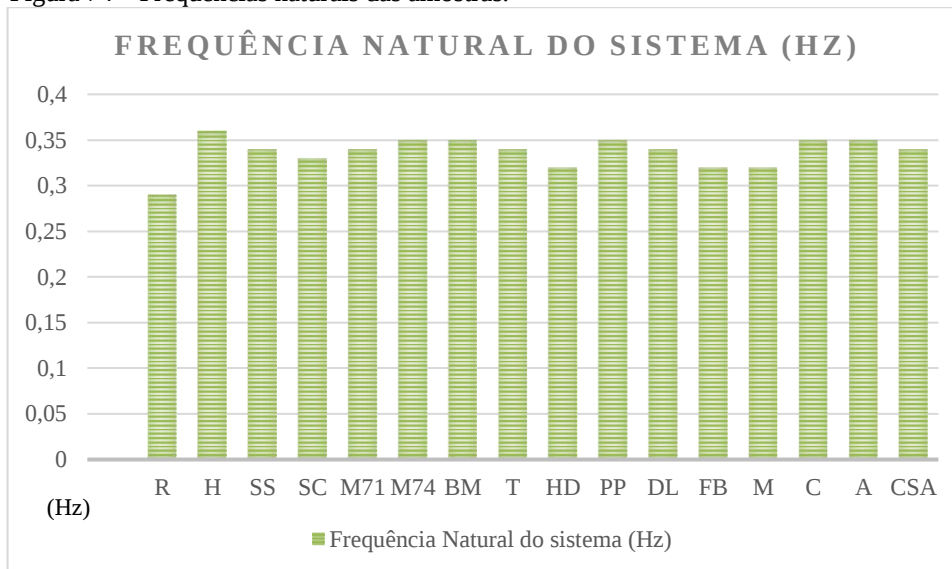
Tabela 23 – Frequências naturais dos sistemas na análise dinâmica.

Amostra	Frequência Natural do sistema (Hz)	Variação (%) em relação R (Hz)
R	0,29	Não se aplica
H	0,36	24,14
SS	0,34	17,24
SC	0,33	13,79
M71	0,34	17,24
M74	0,35	20,69
BM	0,35	20,69
T	0,34	17,24
HD	0,32	10,34
PP	0,35	20,69
DL	0,34	17,24
FB	0,32	10,34
M	0,32	10,34
C	0,35	20,69
A	0,35	20,69
CSA	0,34	17,24

Fonte: O Autor (2021).

Nos casos da Tabela 23, o preenchimento dos pórticos promoveu um aumento na frequência natural dos sistemas, para todas as amostras. O maior índice de aumento encontrado foi de 24,14 %. O menor foi de 10,34 % (Figura 74).

Figura 74 – Frequências naturais das amostras.



Fonte: O Autor (2021).

Esse aumento é válido, tendo em vista que frequências naturais maiores fazem com que a ação do vento não produza efeitos significativos nas estruturas, ou seja, tem-se um sistema com maior participação de massa no desempenho geral do conjunto.

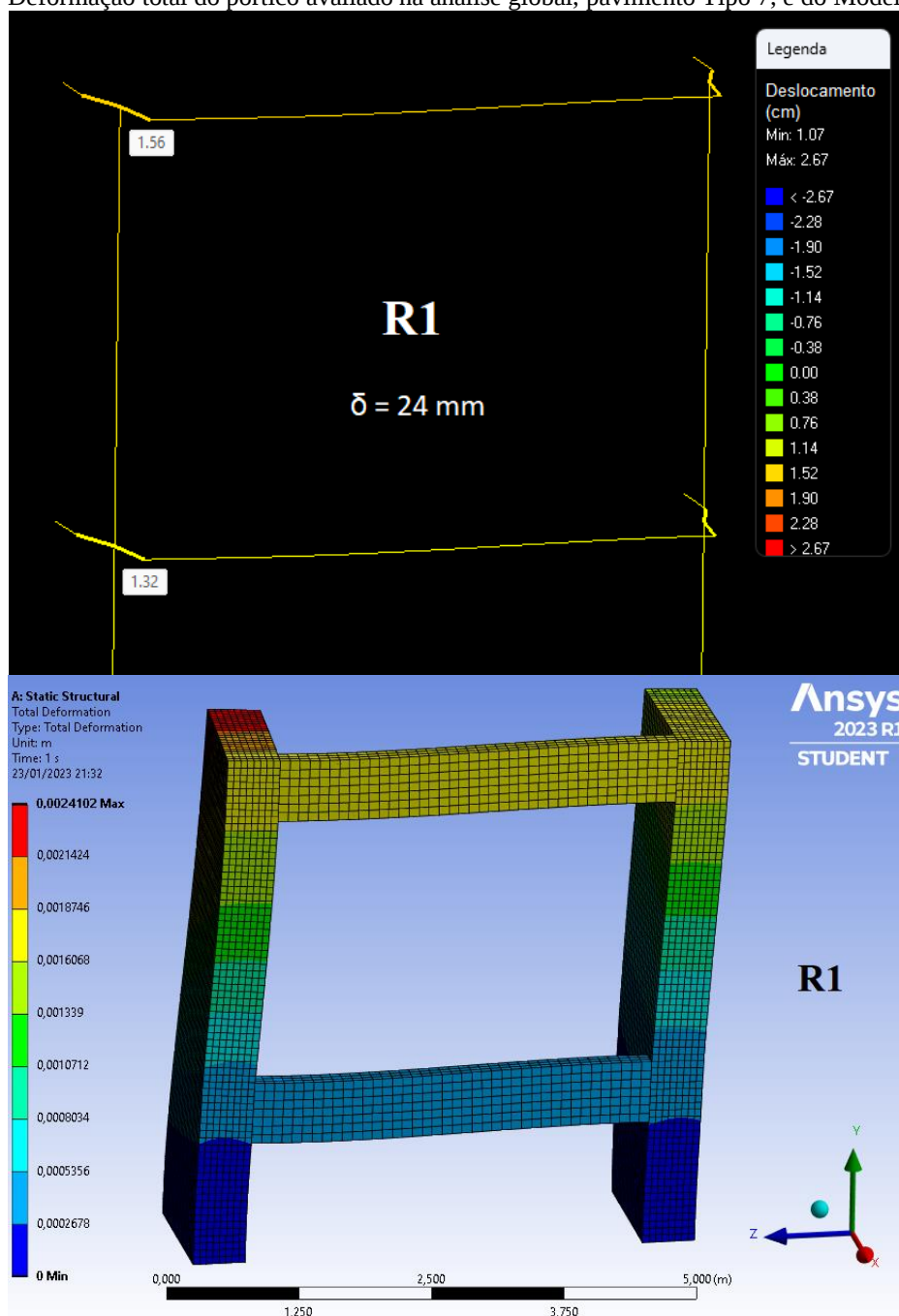
De maneira geral, as amostras que obtiveram o melhor desempenho considerando os resultados descritos foram a H, M e M74.

4.2 ANÁLISE LOCAL: VIA ELEMENTOS FINITOS

4.2.1 Modelo R1

Como o foco do primeiro modelo foi manter os parâmetros de tensão e deformação encontrados na análise global do sistema estrutural avaliado, foi dada maior atenção para tais parâmetros. Desse modo, constatou-se que o Modelo R1 apresentou parâmetros similares de deformação, com pequena divergência (0,42 %) entre o modelo avaliado na análise global e o modelo via elementos finitos. Essa diferença foi identificada na deformação total, com relação ao eixo de deformação z, eixo este considerado no software ANSYS conforme modelagem. Na Figura 75, a representação dos dois modelos deformados pode ser identificada.

Figura 75 – Deformação total do pórtico avaliado na análise global, pavimento Tipo 7, e do Modelo R1(eixo z).



Fonte: O Autor (2023).

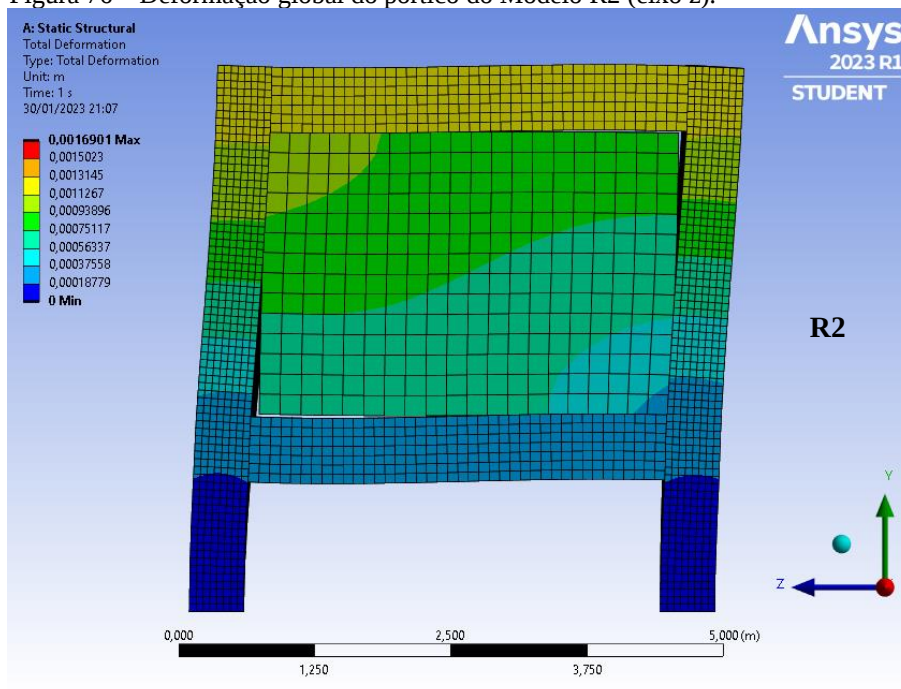
Conforme se observa, no modelo calculado no AltoQi Eberick, da análise global, consideram-se apenas duas casas decimais. No ANSYS, foram consideradas várias casas decimais. Desse modo, a divergência de 0,42 % encontrada entre os dois modelos pode ter como justificativa essa desconsideração das demais casas decimais, como identificadas no Modelo R1. Contudo, ainda foi considerada uma boa aproximação entre os modelos.

No Modelo R1 foi feito um ajuste de escala na representação dos deslocamentos do pórtico com intuito de facilitar a visualização dos deslocamentos. Idem para os demais modelos.

4.2.2 Modelo R2

No segundo modelo, após a inserção do painel de alvenaria, os parâmetros de tensão e deformação foram determinados, onde a diagonal equivalente foi caracterizada. A representação da deformação global do pórtico pode ser identificada na Figura 76.

Figura 76 – Deformação global do pórtico do Modelo R2 (eixo z).



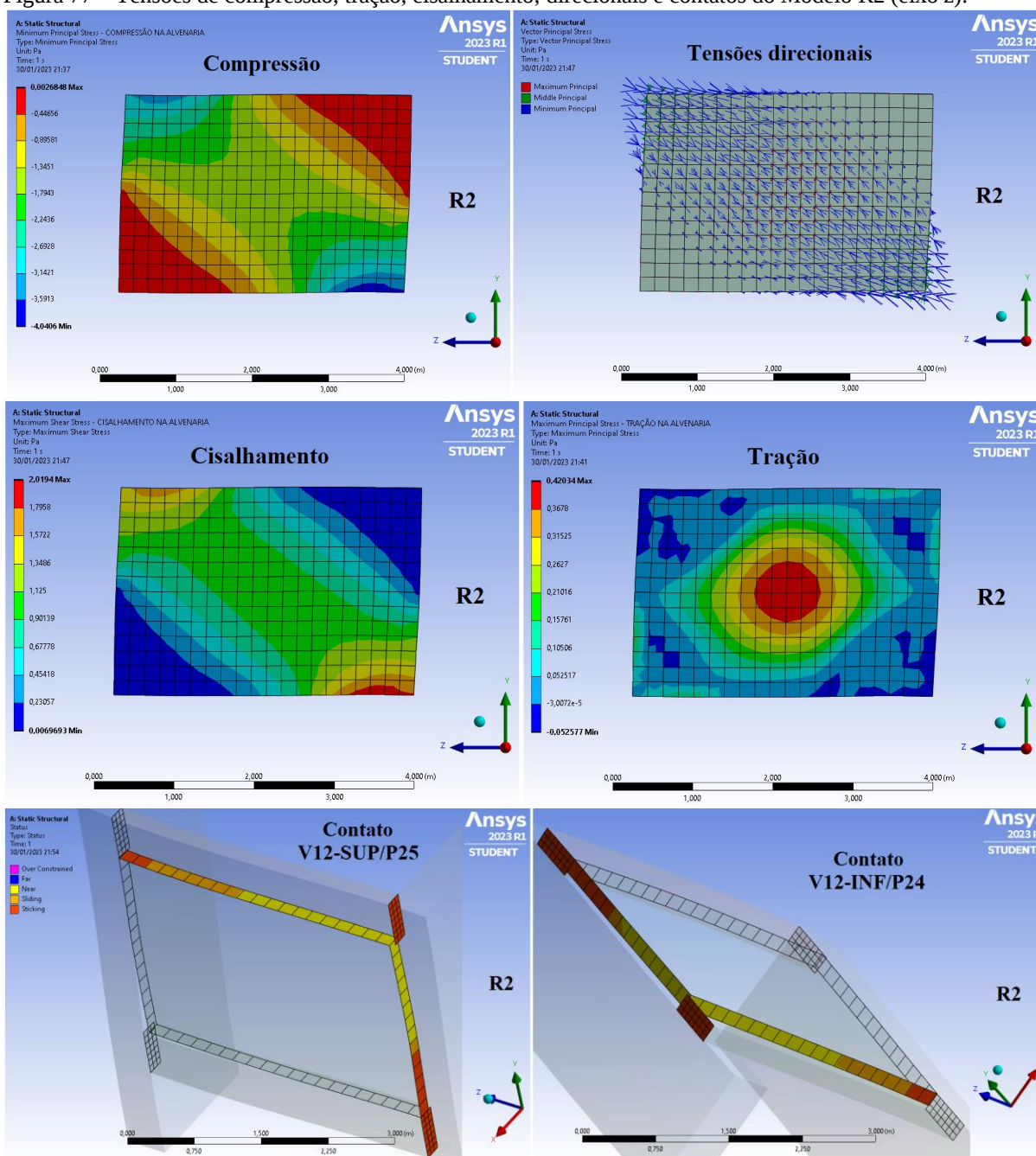
Fonte: O Autor (2023).

Como se observa, em relação aos deslocamentos globais, houve uma redução aproximada em 29,88 % dos deslocamentos laterais em relação ao Modelo R1, este sem a contribuição das alvenarias. Também se observa uma região de compressão em duas extremidades, bem como uma região de descolamento nas demais extremidades, o que indica região de compressão e tração, respectivamente.

Esses efeitos corroboram com as diversas pesquisas já citadas neste trabalho, como as pesquisas de Mohebkah et al. (2008), Asteris et al. (2011), Chrysostomou e Asteris (2012), Akhoundi et al. (2014), Pitanga (2016), Panto et al. (2018), bem como com os resultados de redução dos deslocamentos laterais identificadas na análise por elementos de barra.

Com relação à diagonal equivalente, esta foi identificada no painel de alvenaria, sendo caracterizada através das tensões máximas de compressão. Também foram caracterizados os comportamentos relativos à tração, cisalhamento, vetores direcionais e efeito do descolamento da região parede/concreto do Modelo R2, conforme possível observar na Figura 77.

Figura 77 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R2 (eixo z).

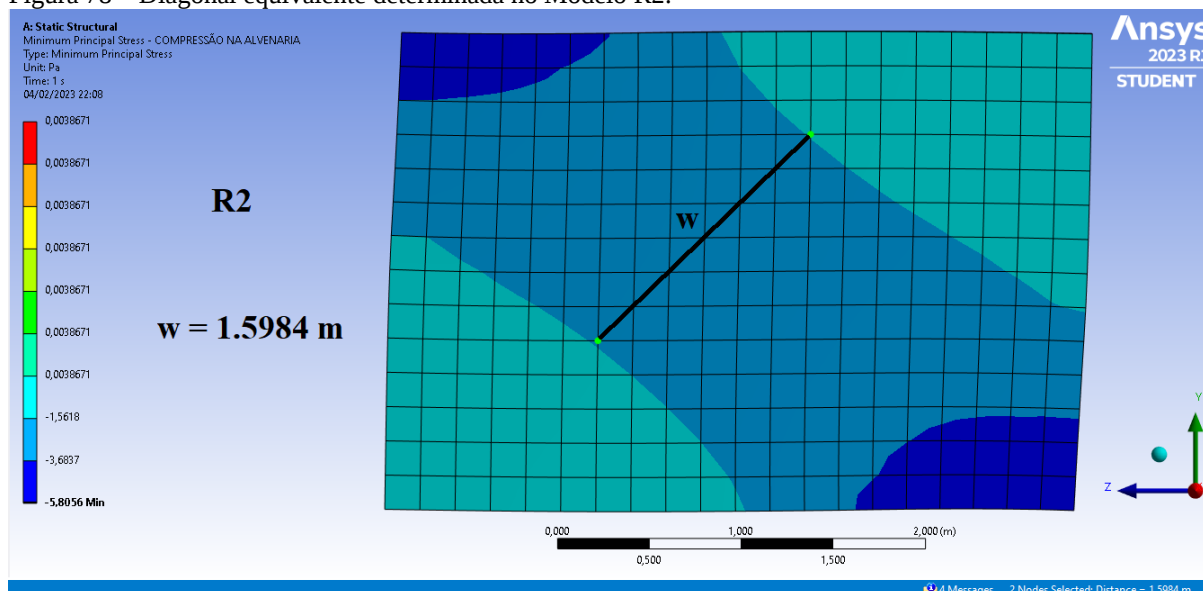


Fonte: O Autor (2023).

Na Figura 77, foi feita a representação do painel de alvenaria do Modelo R2, excluindo-se o pórtico em concreto armado, apenas para efeito de se ter uma melhor visualização da escala de cores, considerando as distintas intensidades de tensões recebidas entre os materiais.

Desse modo, verifica-se nos dois primeiros painéis da figura o efeito da compressão no painel de alvenaria. Esse efeito caracterizou a diagonal equivalente, de modo que considerando-se as medidas dos elementos finitos adotados, a diagonal equivalente determinada para o Modelo R2 foi de $w = 1,5984 \text{ m}$ (Figura 78).

Figura 78 – Diagonal equivalente determinada no Modelo R2.



Fonte: O Autor (2023).

Verifica-se que a diagonal equivalente formada tem largura de 1,5984 m. Esse valor determinado através da análise por elementos finitos tem boa aproximação com as formulações de alguns autores já destacados neste estudo, como Holmes (1961) e Bazan & Meli (1980), onde apresentou divergências de apenas 3,13 % a menos que o modelo proposto por Holmes (1961) e 3,79 % a mais que o modelo de Bazan & Meli (1980).

O efeito das tensões de cisalhamento no painel teve característica geométrica similar aos efeitos de compressão. Contudo, os maiores esforços foram identificados nas extremidades da diagonal equivalente formada. Esse comportamento apresenta comportamento similar ao identificado no trabalho experimental do Dautaj et al. (2018), em que as regiões de extremidade da diagonal comprimida receberam forte influência também do efeito cisalhamento, fazendo com que os pilares apresentassem fissuras em grande intensidade naquela região.

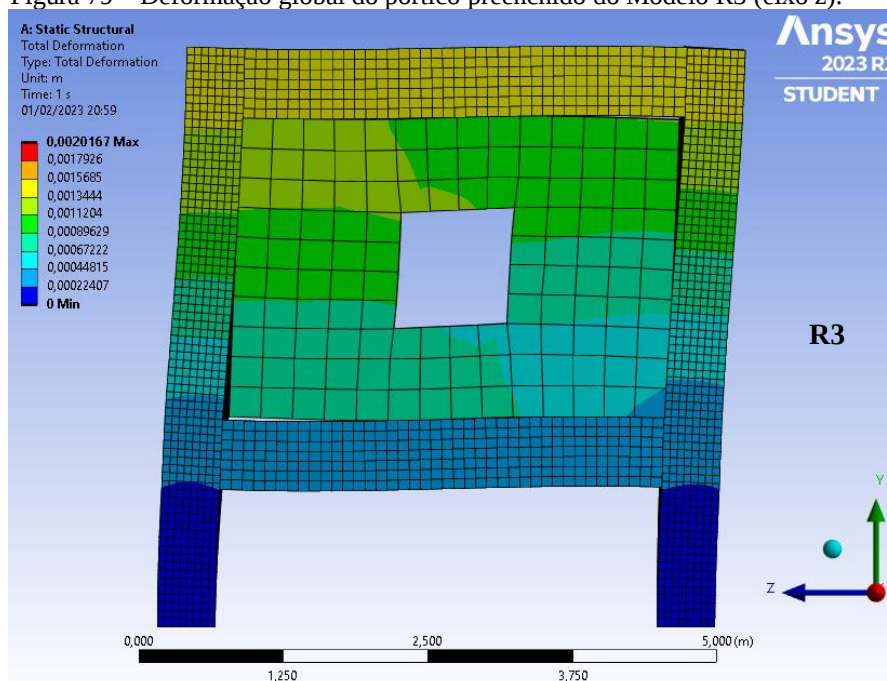
Também ficou constatada a influência dos esforços de tração no painel de alvenaria, onde o mesmo contribuiu para o efeito do descolamento nas extremidades, apresentando as maiores trações na região central do painel.

No tocante às regiões de contato entre painel de alvenaria e o concreto, constataram-se pontos de contato direto (cor vermelha), deslizamento (cor laranja) e um descolamento (cor amarela). Isso reforça o efeito identificado nos deslocamentos globais. Esse efeito denota os diferentes comportamentos dos materiais em que, ainda que trabalhando em forma de contato inicial, após as tensões aplicadas, deformam-se tomando os efeitos identificados.

4.2.3 Modelo R3

No Modelo R3, os deslocamentos totais foram superiores com relação ao Modelo R2. Isso por ocasião das aberturas. Na Figura 79, a representação do sistema com os deslocamentos totais está definida.

Figura 79 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R3 (eixo z).



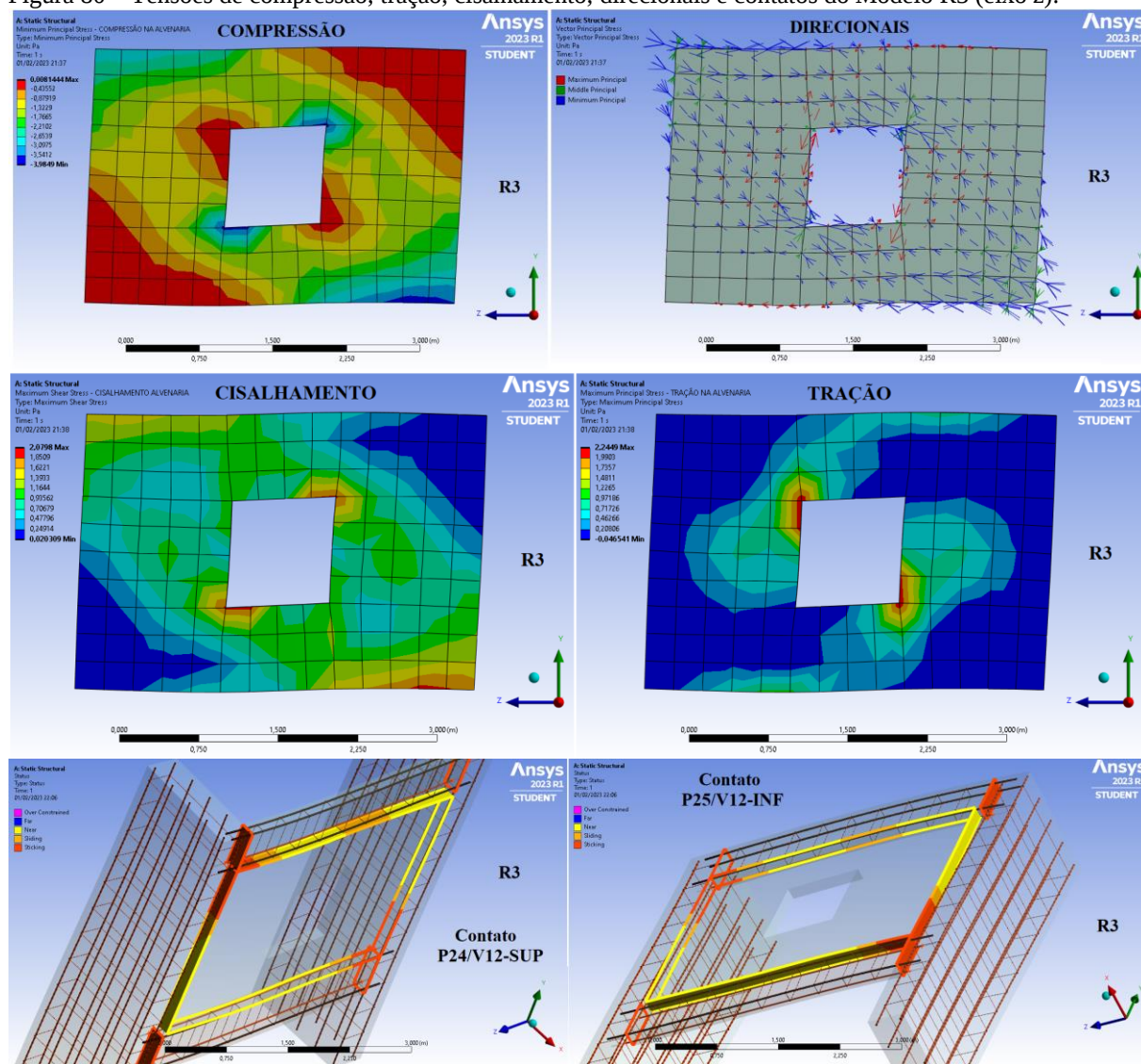
Fonte: O Autor (2023).

Foram observados comportamentos similares no que tange a regiões de compressão, bem como nas regiões tracionadas, onde observou-se o efeito do descolamento de algumas extremidades, como se observa na Figura 79.

No aspecto dos deslocamentos, houve uma redução de 16,32 % quando comparada com o Modelo R1 (sem o painel de alvenaria) e um aumento de 19,32 % em relação ao Modelo R2 (com o painel de alvenaria, sem descontinuidade). No primeiro caso, verifica-se que, mesmo apresentando uma descontinuidade, o painel de alvenaria contribuiu para redução dos deslocamentos laterais. No segundo caso, esse aumento de deslocamentos se justifica pela descontinuidade na região do painel de alvenaria, onde há uma redução na rigidez da peça, que não acontece no Modelo R2.

Tratando-se da diagonal equivalente, esta apresentou um comportamento diferente do padrão. Isso quando se comparada com o Modelo R2, por exemplo. Os parâmetros de tensões de compressão, tração, cisalhamento e direcionais da parede de alvenaria com a abertura podem ser identificados na Figura 80.

Figura 80 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R3 (eixo z).



Fonte: O Autor (2023).

A razão do aumento da largura da diagonal equivalente foi a inserção da abertura no painel de alvenaria, onde houve um redirecionamento das tensões, culminando em deslocamentos com comportamento distinto de um painel totalmente preenchido. Comportamentos semelhantes foram identificados nos trabalhos de Mohebkah et al. (2008) e Panto et al. (2018).

Quando a parede está submetida aos esforços de compressão, tração e cisalhamento, verifica-se um possível aumento da largura da diagonal equivalente, em função da abertura no centro da parede. Essa compressão tendeu a gerar esforços de tração em duas extremidades da janela (cor azul). Esse efeito pode justificar algumas situações de manifestações patológicas encontradas em janelas de edificações que, mesmo tendo sido inseridas as vergas e contravergas conforme recomendação normativa, ainda assim apresentam problema de fissuração após essas

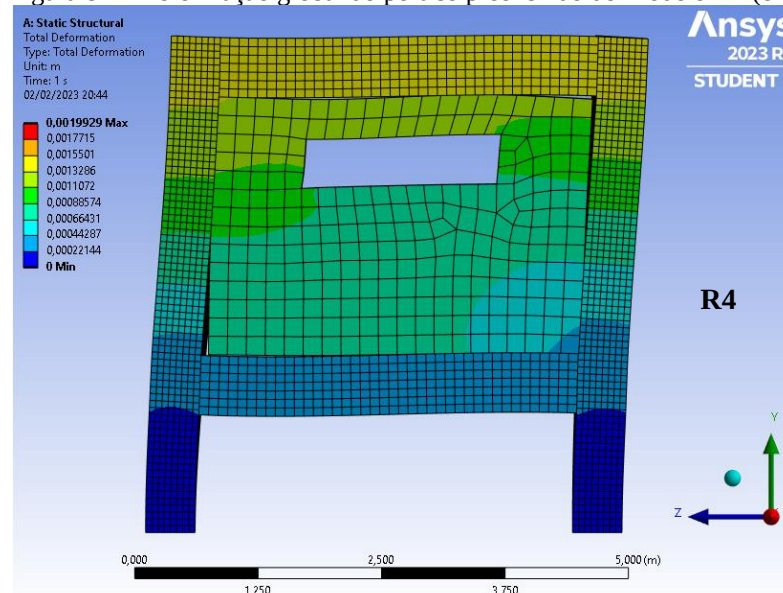
vergas e/ou contravergas. Logo, verifica-se que esse problema de fissuração nas janelas após as vergas/contravergas, pode ter como causa a flexibilidade elevada do sistema estrutural que imprimiu na parede um estado de tensão elevado a ponto de fissurar em local após a extensão das vergas/contravergas. Nesse sentido, sugere-se a execução das vergas e contra-vergas durante toda extensão da parede, de forma a evitar esse tipo de problema.

Em relação às regiões de contato na interface alvenaria/concreto, assim como no Modelo R2, foram identificadas situações semelhantes de contato (cor vermelha), deslizamento (cor alaranjada) e descolamento (amarelo). Isso indica que o problema de contato independe de a parede ter ou não descontinuidade.

4.2.4 Modelo R4

Os resultados referentes aos deslocamentos totais no Modelo R4 apresentaram comportamento similar ao verificado no modelo anterior. Isso por ocasião da abertura. Nesse caso, um pouco diferente em função da diferente geometria e posição em planta da descontinuidade. Na Figura 81, os deslocamentos podem ser constatados.

Figura 81 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R4 (eixo z).

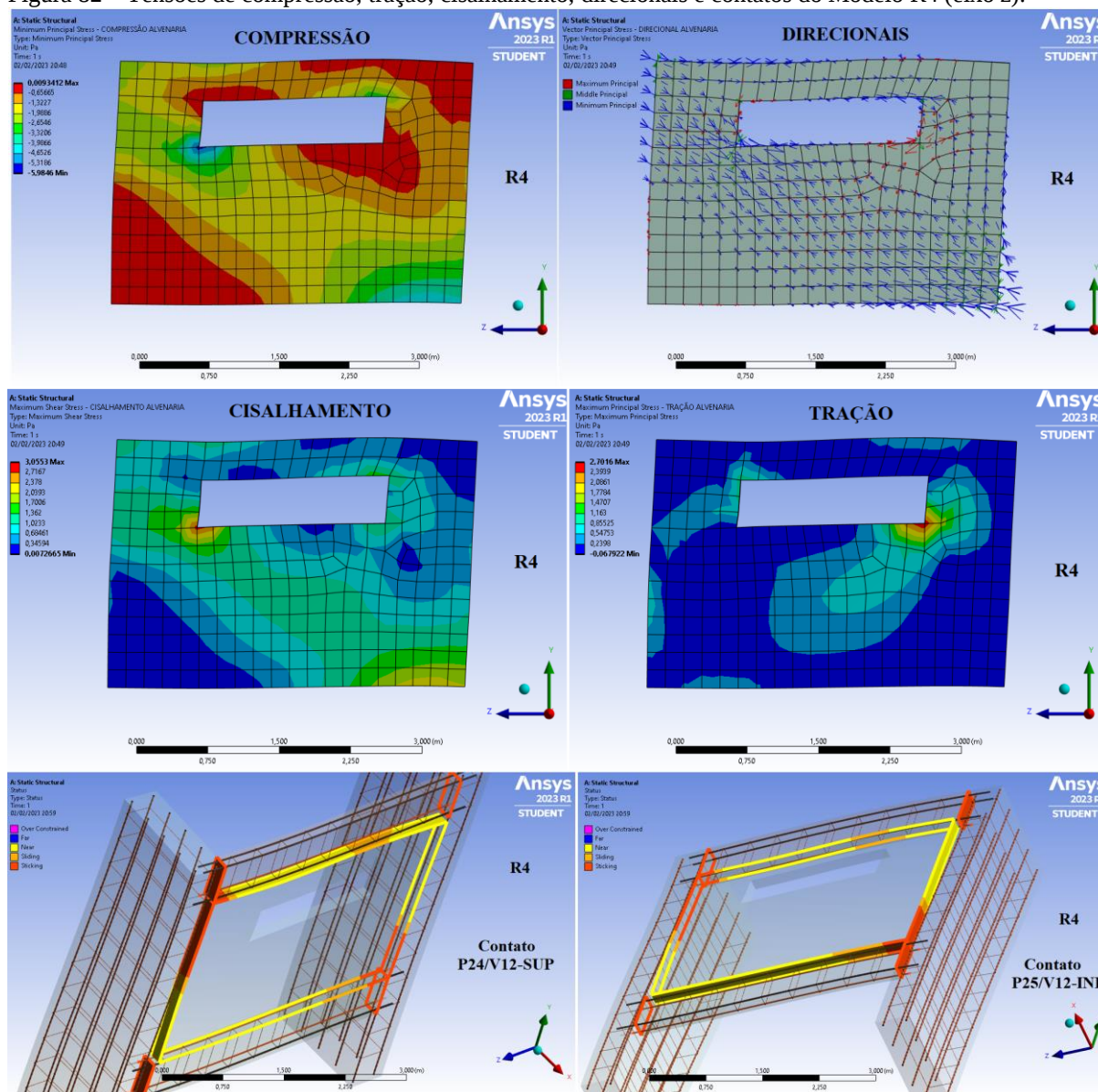


Fonte: O Autor (2023).

Nesse modelo, constatou-se uma redução dos deslocamentos laterais em 17,31 % com relação ao Modelo R1, sem as alvenarias. Também foi constatado um aumento de 17,92 % com relação ao Modelo R2. Com relação ao Modelo R3, uma redução de apenas 1,18 %. Essa última redução pode ter como justificativa as diferentes geometria e posição da abertura na parede.

Os esforços de compressão, tração, cisalhamento, bem como os direcionais e regiões de contato também foram caracterizados, conforme Figura 82.

Figura 82 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R4 (eixo z).



Fonte: O Autor (2023).

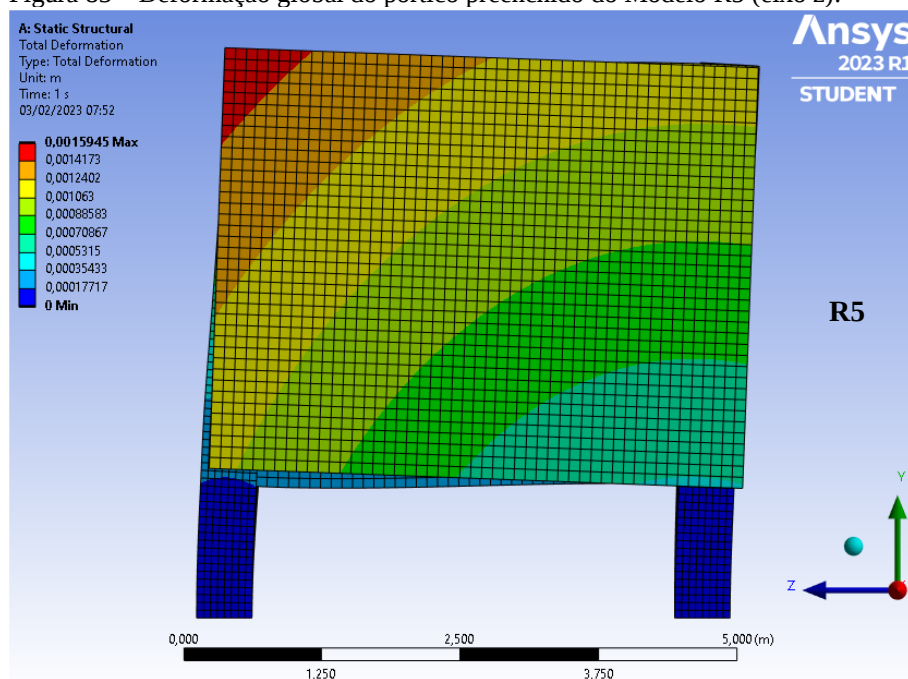
A diagonal equivalente também sofre influência da abertura, onde há uma descaracterização da mesma por ocasião da janela, como se observa na representação da região comprimida. Também foi observado que tanto na região de compressão, tração e cisalhamento há tensões críticas nos vértices das aberturas, como denotam os direcionais. O efeito do descolamento em duas extremidades também foi constatado nesse modelo, onde poucas regiões apresentam contato direto, outra pequena parte com deslizamento e o restante da região apresenta um descolamento.

Assim, conclui-se que para um painel de alvenaria que apresente uma descontinuidade, seja qual for sua forma geométrica e posição no plano da parede, quando submetido a um estado de carregamento horizontal, sua diagonal equivalente não apresentará o mesmo comportamento de um painel totalmente preenchido. Ou seja, as formulações para determinação da diagonal equivalente até então apresentadas e discutidas neste estudo só possui efetividade para os painéis de alvenaria sem aberturas.

4.2.5 Modelo R5

O foco desse modelo foi avaliar o comportamento da placa genérica de revestimento. Como a configuração do modelo foi similar à do Modelo R2, apenas com a diferença da inserção de uma placa para simular o revestimento, uma atenção especial foi dada a essa região. Na Figura 83, a representação dos deslocamentos totais do Modelo R5 está definida.

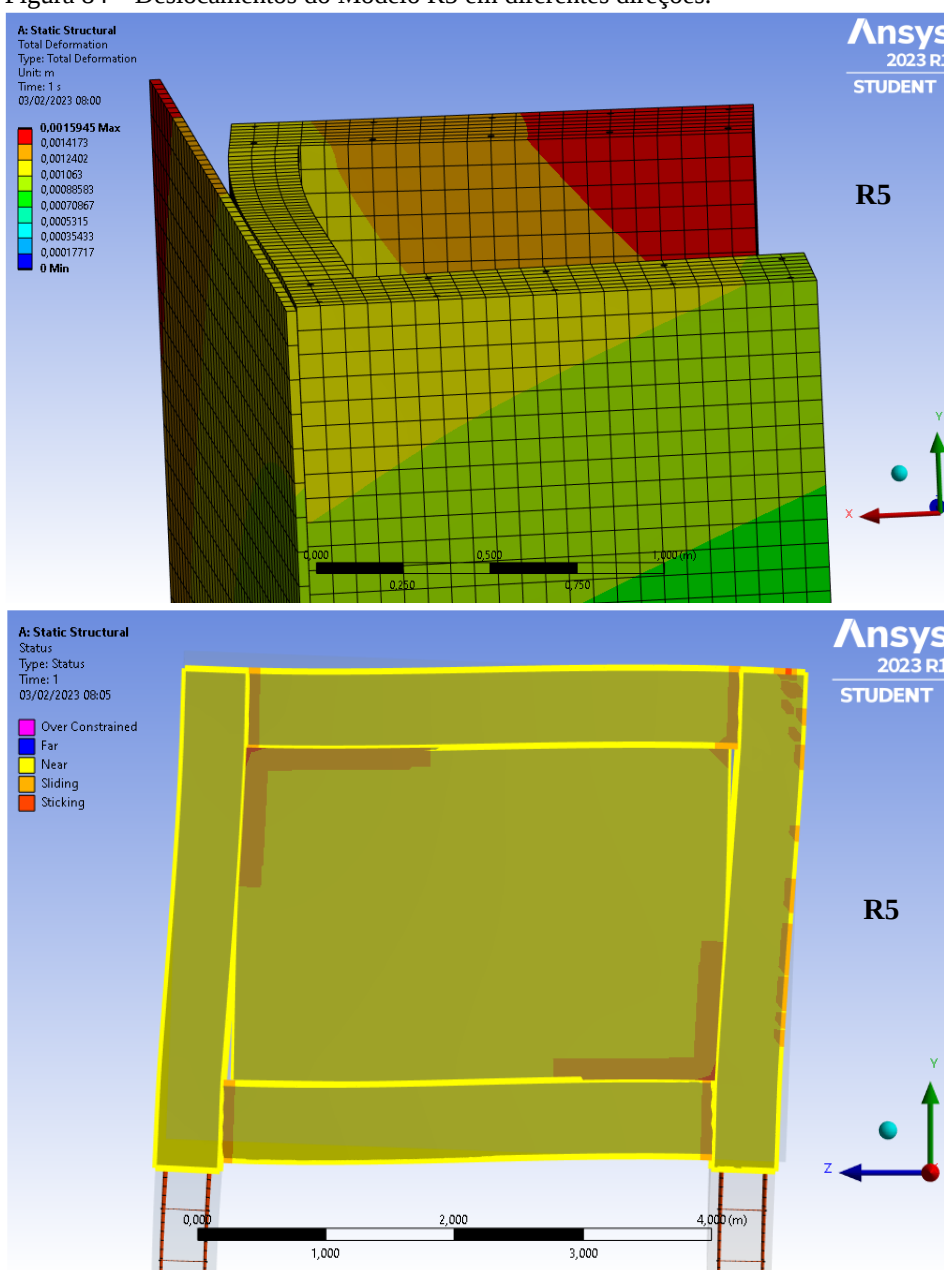
Figura 83 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R5 (eixo z).



Fonte: O Autor (2023).

A deformação total nesse caso foi 33,84 % inferior ao Modelo R1, 5,66 % inferior ao Modelo R2, 20,93 % inferior ao Modelo R3 e 19,99 % inferior ao Modelo R4. Além dos deslocamentos laterais identificados (eixo z), também foram verificados deslocamentos que caracterizaram possível efeito de torção (eixos x e y). Esses deslocamentos em diferentes sentidos contribuem para o efeito do descolamento da placa de revestimento (Figura 84).

Figura 84 – Deslocamentos do Modelo R5 em diferentes direções.

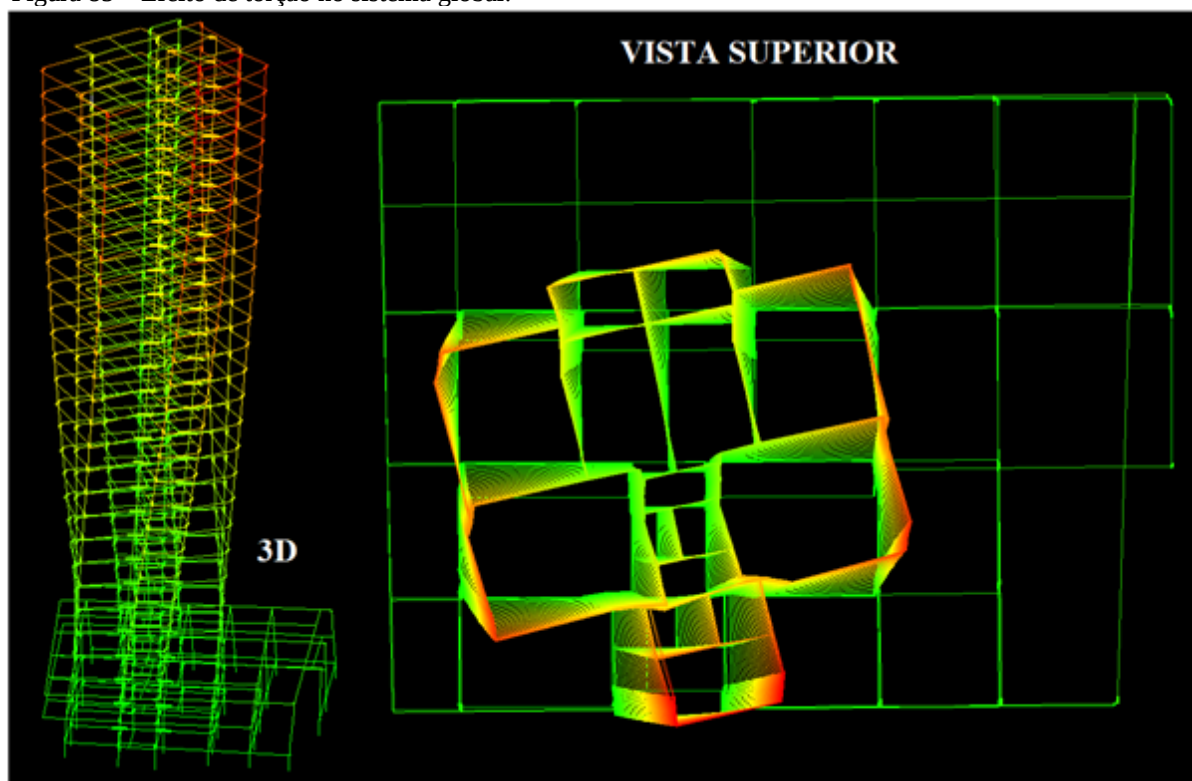


Fonte: O Autor (2023).

Na Figura 84, constata-se que o efeito da torção nas vigas e pilares, advindos dos diferentes esforços impostos no sistema imprimem deslocamentos críticos, onde ocorre o descolamento da placa de revestimento em determinados pontos. Isso tende a se concluir que o efeito do deslocamento de revestimentos em edifícios de múltiplos andares não é apenas uma questão dos materiais envolvidos, suas propriedades físicas, químicas e mecânicas, mas também de um comportamento estrutural de todo sistema. A escala de representação dos deslocamentos foi aumentada apenas para melhor visualização.

Ainda na mesma figura, constata-se o deslocamento, pela representação das regiões de contato, onde apenas em poucos locais indicam contato direto (vermelho) deslizamento (alaranjado) e os demais descolamento (amarelo). No modelo por analogia de grelhas, esse comportamento de torção também foi identificado (Figura 85).

Figura 85 – Efeito de torção no sistema global.



Fonte: O Autor (2021).

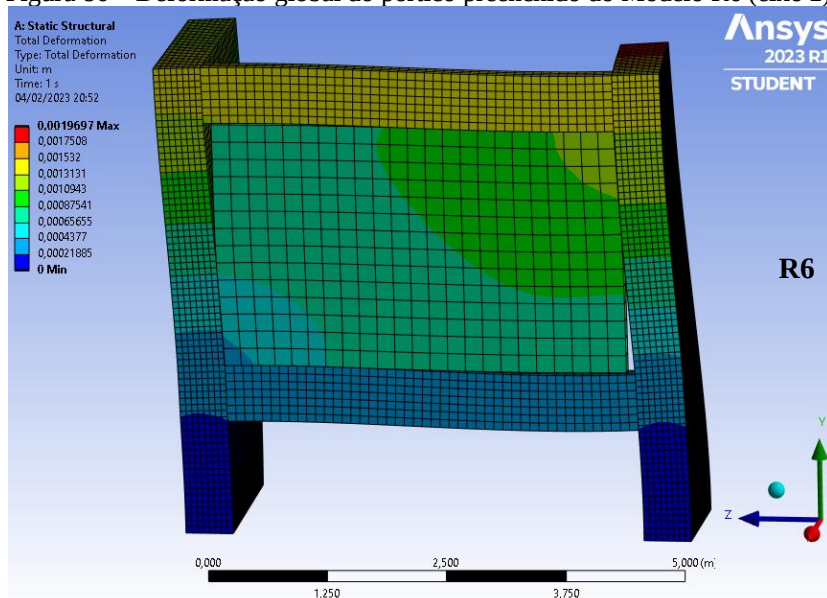
O efeito de torção foi identificado tanto no modelo global (pela análise modal) quanto no modelo local (por elementos finitos).

No entanto, como para este estudo via elementos finitos foi feita a consideração de uma placa genérica de revestimento em toda extensão do pórtico, por limitação computacional, faz-se necessário desenvolvimento de mais estudos nessa seara, tanto numéricos quanto experimentais, com vistas na consideração de todas as camadas e interfaces que compõe um revestimento externo, sejam elas o chapisco, emboço, reboco, argamassa de assentamento, revestimento cerâmico, rejunte e juntas de dilatação. E os revestimentos sendo modelados com os espaçamentos entre placas, preenchidos com o rejunte, de modo a caracterizar melhor o problema.

4.2.6 Modelo R6

Como foi considerada a diagonal W1, em que nesse modelo têm-se um maior comprimento do painel de alvenaria, maior dimensão de um dos pilares, assim como pelo pórtico se localizar em região de extremidade na planta de arquitetura do edifício avaliado, onde foram identificados os maiores deslocamentos globais na etapa de primeira análise, os resultados encontrados para os deslocamentos foram maiores quando comparados com os modelos anteriores, componentes da diagonal W6 (Figura 86).

Figura 86 – Deformação global do pórtico preenchido do Modelo R6 (eixo z).



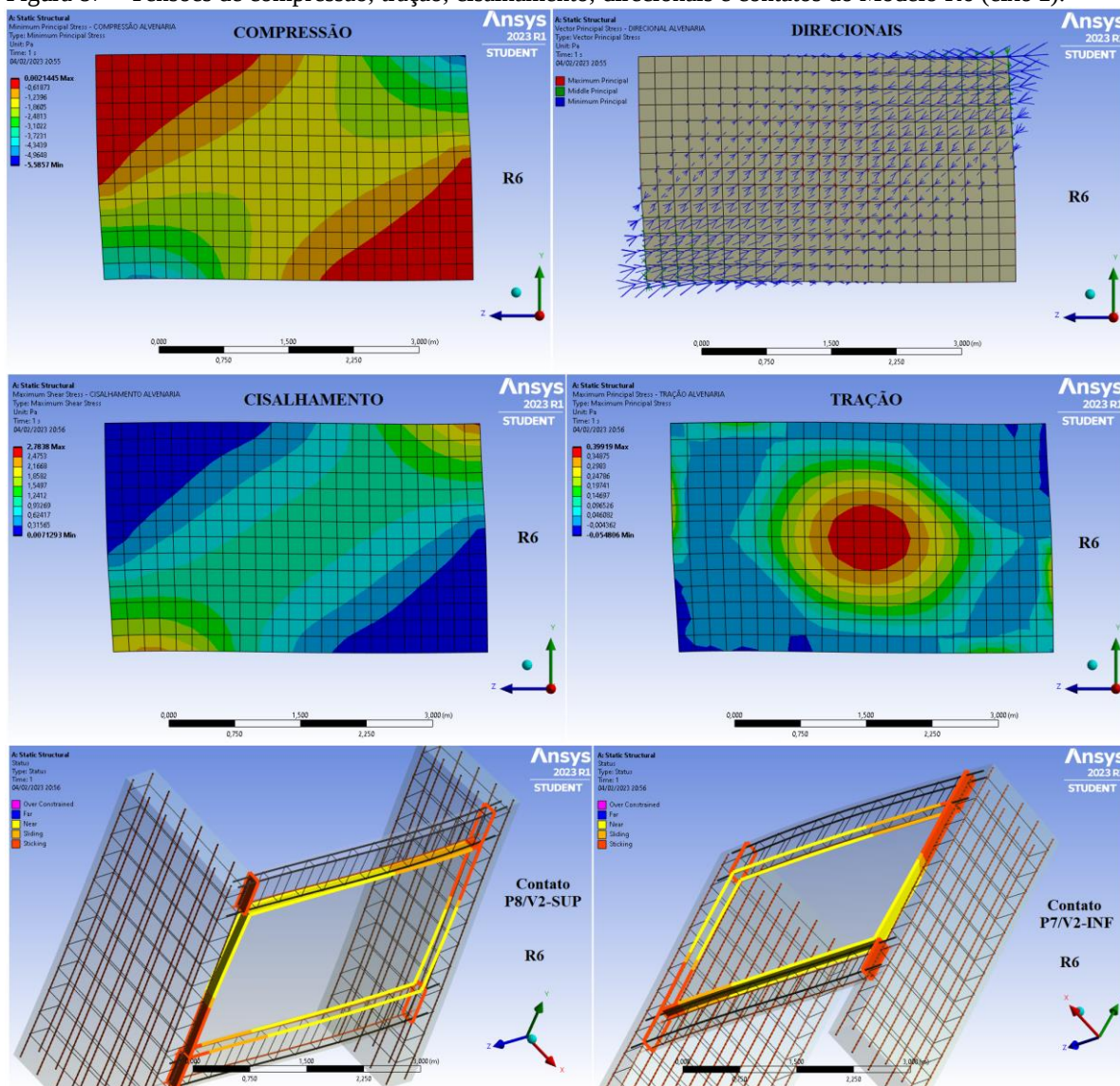
Fonte: O Autor (2023).

Nesse caso, a direção dos esforços laterais foi inversa aos demais modelos, pela posição do pórtico em planta. Constatou-se um aumento dos deslocamentos em 7,33 %, quando comparado com o Modelo R1, ambos sem as alvenarias. Também se verificou um aumento de deslocamentos de 16,54 % com relação ao Modelo R2. O efeito de descolamento entre painel de alvenaria e pórtico em concreto armado nas regiões tracionadas também foi identificado.

Em R6, o percentual dos deslocamentos foi menor em aproximadamente 31,33 %, quando se considera a contribuição do painel de alvenaria como elemento auxiliar no comportamento estrutural do sistema. Esse índice corrobora com os percentuais de redução encontrados entre os Modelos R1 e R2 (-29,88 %), bem como quando se compara com a análise inicial por elementos de barra, o que remete a uma tendência média de redução dos deslocamentos laterais pela inserção do painel de preenchimento em alvenaria da ordem de 30,60 %.

Com relação aos esforços de compressão, tração, cisalhamento e direcionais na parede de alvenaria, comportamento similar aos demais modelos já discutidos foi identificado. Na Figura 87, a representação de tais esforços podem ser identificada.

Figura 87 – Tensões de compressão, tração, cisalhamento, direcionais e contatos do Modelo R6 (eixo z).

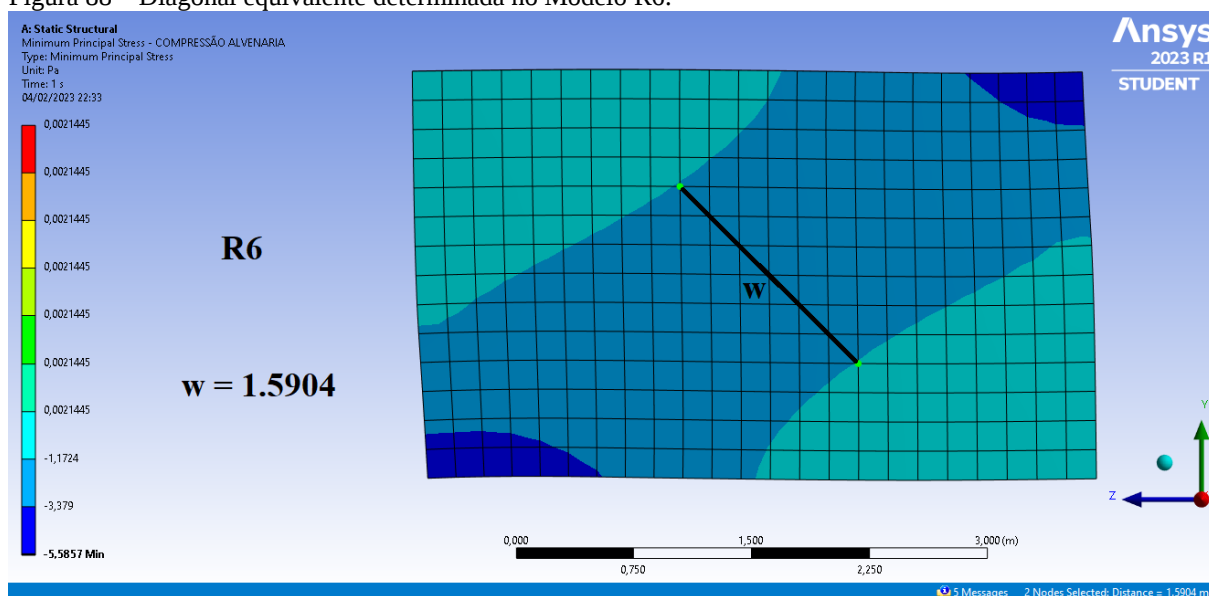


Fonte: O Autor (2023).

Os demais esforços, como tração e cisalhamento, bem como com relação às regiões de contato, um comportamento análogo aos demais modelos foi identificado. As verificações das tensões nas paredes foram necessárias em todos os modelos para a caracterização das diagonais.

A diagonal equivalente caracterizada nesse modelo obteve largura de $w = 1,5904 \text{ m}$. Esse valor tem divergência de apenas 0,503 % para menos, quando comparada com a diagonal determinada no Modelo R2. A representação da diagonal equivalente encontrada nesse modelo pode ser identificada na Figura 88.

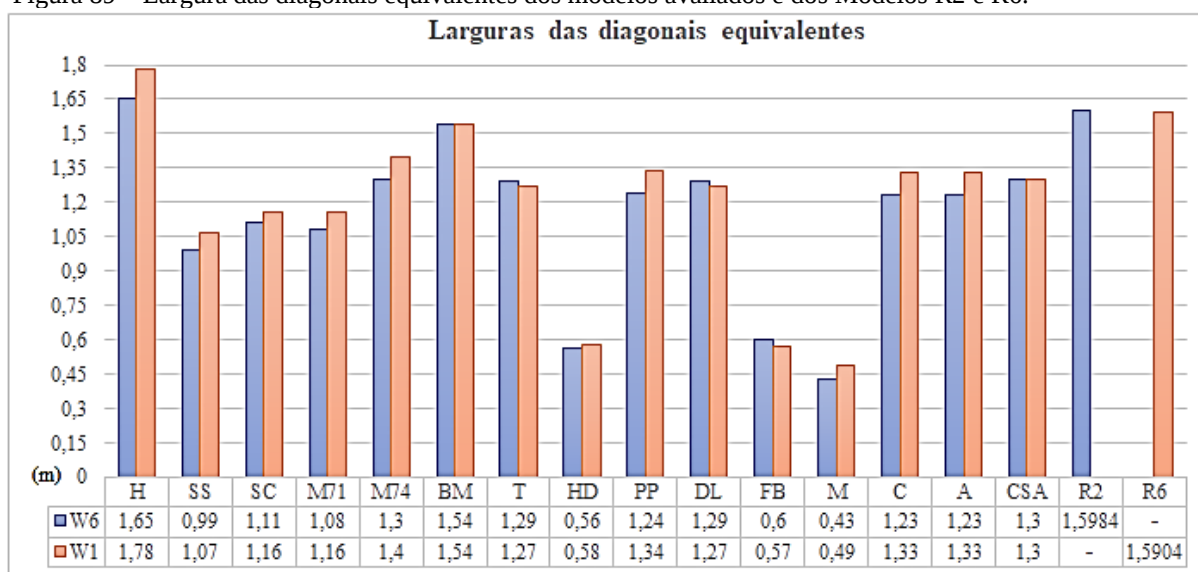
Figura 88 – Diagonal equivalente determinada no Modelo R6.



Fonte: O Autor (2023).

Para finalizar, um comparativo foi realizado entre as larguras das diagonais equivalentes identificadas nos Modelos R2 e R6, com relação as demais larguras determinadas com base nas formulações dos demais autores já citados neste trabalho. Isso com foco na verificação da assertividade entre os modelos já propostos e a largura da diagonal equivalente numericamente determinada nesta pesquisa. Os dados estão dispostos na Figura 89.

Figura 89 – Largura das diagonais equivalentes dos modelos avaliados e dos Modelos R2 e R6.



Fonte: O Autor (2023).

Verifica-se que as larguras das diagonais determinadas a partir dos Modelos R2 e R6 se aproximam da diagonal determinada através do modelo matemático proposto por Holmes (1961) e Bazan & Meli (1980), com divergência média de 3,46 % para mais ou para menos.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O intuito deste estudo foi trazer mais resultados com relação ao desempenho estrutural de sistemas porticados em concreto armado preenchidos por painéis de alvenaria de vedação em edifícios de múltiplos pavimentos. Tais resultados buscaram um melhor entendimento dessa relação, de modo a caracterizar melhor a situação.

Inicialmente, foram determinadas as larguras das diagonais equivalentes, considerando-se alguns modelos matemáticos definidos na literatura técnica. Tais determinações foram utilizadas para caracterização do desempenho estrutural do edifício avaliado um modelo de barras, considerando-se a influência das alvenarias como parte integrante do sistema estrutural.

Os resultados dessa primeira análise destacaram que nem todo modelo matemático dos que foram estudados se enquadram a qualquer painel de alvenaria, quando se trata da determinação da diagonal equivalente, onde identificou-se que 25 % dos modelos matemáticos não se enquadraram ao problema. Isso porque foram encontrados valores de diagonais que ultrapassaram até mesmo o tamanho do próprio painel de alvenaria.

Após serem descartadas essas formulações que não se enquadraram ao problema, uma nova análise foi feita. Foram verificados menores índices de divergência das diagonais. Comparando-se entre as menores e maiores diagonais, chegou-se a um percentual do intervalo em que as menores diagonais representavam de 10,41 % até 28,63 % das maiores diagonais.

Considerando que ainda se verificaram um intervalo grande entre formulações, foi feita uma análise estatística com base no intervalo de confiança, onde pode-se afirmar que há uma probabilidade de 95 % dos intervalos identificados conterem a média das diagonais equivalentes com um intervalo de confiança entre 0,68-1,66 m. Intervalo este de 0,98 m.

Após isso, foram determinados os resultados globais referentes aos deslocamentos máximos laterais, índices dos coeficientes gama-z e p-delta, bem como os esforços solicitantes do edifício avaliado, tanto sem as alvenarias, quanto com as alvenarias.

Quando inseridas as alvenarias, as tensões de flexão apresentaram uma redução de 14,57 %, as tensões de cisalhamento, redução de 12,02 %. Para as tensões de torção, apenas 1,33 %. Já em relação aos esforços axiais, não houveram índices de redução expressivos. Com relação às ações nas fundações como carga máxima e mínima, constatou-se pequena influência, onde esses índices não foram superiores a 0,65 %, de redução da carga máxima, e 0,57 % de aumento da carga mínima. Houve uma redistribuição de tensões. Entretanto, a influência dos painéis teve representatividade direta no fator modificação das solicitações de flexão das fundações. Redução de esforços de 16,06 % até 33,30 %. Salienta-se que essa redução em uma

fundação não descarta a possibilidade de incremento de cargas em outra fundação, pelo efeito da redistribuição de esforços. Com relação às reações laterais da mesma fundação constataram-se uma redistribuição de tensões, de modo que em alguns lugares houveram reduções e em outros casos, um aumento das solicitações. A média de redução foi de -14,82 %. Essa redistribuição dos esforços nas fundações é importante, considerando a possibilidade de um dimensionamento das fundações com vistas em se aproximar da realidade em serviço.

Relativo à estabilidade global, ficou evidenciada a contribuição dos painéis no aumento da rigidez do sistema. Um percentual de redução de até 6,90 % foi identificado, onde inicialmente sem a consideração das alvenarias, o sistema era considerado de nós móveis, tornando obrigatórias análises complementares. Com as alvenarias, diversas amostras apresentaram um gama-z (eixo x) que caracterizou o sistema como estrutura de nós fixos.

Para o parâmetro P-delta, reduções foram identificadas no intervalo de 28-60 %, entre cargas acidentais, cargas de água, vento e desaprumo.

Em se tratando dos deslocamentos horizontais, a influência das alvenarias evidencia um importante papel no desempenho estrutural de um sistema. Foram encontrados índices de redução de 36,21 % a 59,47 %. Isso denota a influência dos painéis na redução dos deslocamentos laterais em pórticos de concreto armado.

Em relação aos deslocamentos máximos laterais nos pilares, também foram identificadas reduções, com percentuais de redução de 8,47 % até 32,33 % (eixo x), com médias de redução de 25,21 % (eixo x) e 12,60 % (eixo y).

Quanto às imperfeições geométricas globais, foram verificadas reduções nos deslocamentos laterais em todas as amostras cujos painéis de alvenaria estavam presentes. Os índices foram expressivos, com valores entre 24,17 % (eixo y) a 118,60 % (eixo x).

Na análise dinâmica, a inserção das alvenarias nos sistemas possibilitou uma redução de até 13,46 %. Essa redução de movimentação pelo aumento da rigidez pode permitir um melhor conforto dos ocupantes conforme previsto nos requisitos normativos vigentes.

Sobre as acelerações horizontais, pequenas variações foram identificadas em relação às acelerações. Em relação aos índices de percepção do conforto humano, as amostras que possuem os preenchimentos foram classificadas como imperceptível até o pavimento Tipo 5 e perceptível, mas não incômoda, nos pavimentos superiores. Na amostra de referência, pavimento Tipo 23 e pavimento Cobertura foram classificados como nível incômodo. Como forma de melhorar essa classificação sugere-se considerar a influência das alvenarias no sistema, que é como ocorre na realidade.

A frequência natural também foi caracterizada, onde o preenchimento dos pórticos promoveu um aumento na frequência natural dos sistemas para todas as amostras. O intervalo de aumento foi de 10,34 % a 24,14 %. Aumento válido, visto que maiores frequências naturais fazem com que a ação do vento não produza efeitos significativos na estrutura.

Na etapa de análise numérica por elementos finitos, índices de redução também foram identificados quando inseridos os painéis de alvenaria. No Modelo R2, a redução dos deslocamentos laterais foi de 29,88 %. No Modelo R3, houve uma redução de 16,32 %, quando comparada com o Modelo R1, e um aumento de 19,32 % em relação ao Modelo R2. No Modelo R4, a redução foi de 17,31 % com relação ao Modelo R1, porém foi constatado um aumento de 17,92 % com relação ao Modelo R2, por questão das aberturas. Em relação a R3, R4 apresentou redução de apenas 1,18 %. No Modelo R5, a redução foi 33,84 % inferior ao Modelo R1, 5,66 % inferior ao Modelo R2, 20,93 % inferior ao Modelo R3 e 19,99 % inferior ao Modelo R4.

No Modelo R6, redução de 31,33 %, quando comparado esse mesmo modelo, sem as alvenarias. Esse índice corrobora com os percentuais de redução encontrados entre os Modelos R1 e R2 (-29,88 %), bem como quando se compara com a análise inicial por elementos de barra, o que remete a uma tendência média de redução dos deslocamentos laterais pela inserção do painel de preenchimento em alvenaria da ordem de 30,60 %. Também se verificou um aumento dos deslocamentos de R6 em 7,33 %, comparado com R1, ambos sem as alvenarias. Verificou-se, ainda, um aumento de deslocamentos de 16,54 % de R6 com relação a R2.

Nos Modelos R2, R3, R4 R5 e R6, o efeito das tensões de compressão, tração e cisalhamento foram similares, no aspecto geométrico. Os maiores esforços foram identificados nas extremidades da diagonal equivalente formada para os esforços de compressão e cisalhamento. Os esforços de tração imprimiram influência tanto nas extremidades quanto na região central, pela contribuição para o efeito do descolamento.

No tocante às regiões de contato entre painel de alvenaria e o concreto, constataram-se pontos de contato direto, deslizamento e um descolamento, em todos os modelos avaliados, independe de a parede ter ou não descontinuidade. Esse efeito denota os diferentes comportamentos dos materiais em que, ainda que trabalhando em forma de contato inicial, após as tensões aplicadas, deformam-se tomando o comportamento identificado.

Nos Modelos R3 e R4 que apresentaram descontinuidades, verificaram-se tensões críticas nos vértices das aberturas. Quando a parede está submetida esses esforços, um aumento e/ou descaracterização da largura da diagonal equivalente ocorreu. Nesse sentido, conclui-se que para um painel de alvenaria que apresente uma descontinuidade, seja qual for sua forma geométrica e posição no plano da parede, quando submetido a um estado de carregamento

horizontal, sua diagonal equivalente não apresentará o mesmo comportamento de um painel totalmente preenchido. Ou seja, as formulações para determinação da diagonal equivalente até então apresentadas e discutidas neste estudo só possui efetividade para os painéis de alvenaria sem aberturas.

Com relação à diagonal equivalente, esta foi identificada e caracterizada no painel de alvenaria, com o valor de $w = 1,5984 \text{ m}$ para o Modelo R2 e $w = 1,5904 \text{ m}$, para o Modelo R6, diferença de apenas 0,503 %, e média de $w = 1,5944 \text{ m}$. Esse valor tem boa aproximação com as formulações de Holmes (1961) e Bazan & Meli (1980), com divergências de 3,13 % e 3,79 %, respectivamente e divergência média de 3,46 % para mais ou para menos.

O efeito de torção foi identificado tanto no modelo global (pela análise modal) quanto no modelo local (por elementos finitos). Constatou-se que o efeito da torção nas vigas e pilares, advindos dos diferentes esforços impostos no sistema imprimem deformações críticas, onde ocorre o descolamento da placa de revestimento em determinados pontos.

Logo, verifica-se que o efeito do deslocamento de revestimentos em edifícios de múltiplos andares não é apenas uma questão dos materiais envolvidos, suas propriedades físicas, químicas e mecânicas, mas também de um comportamento estrutural de todo sistema.

No entanto, como para este estudo via elementos finitos foi feita a consideração de uma placa genérica de revestimento em toda extensão do pórtico, por limitação computacional, faz-se necessário desenvolvimento de mais estudos nessa seara, tanto numéricos quanto experimentais, com vistas na consideração de todas as camadas e interfaces que compõe um revestimento externo, sejam elas o chapisco, emboço, reboco, argamassa de assentamento, revestimento cerâmico, rejunte e juntas de dilatação. E os revestimentos sendo modelados com os espaçamentos entre placas, preenchidos com o rejunte, de modo a caracterizar melhor o problema.

Como recomendação de uso para projetos estruturais em concreto armado, destaca-se que é possível considerar a contribuição dos painéis de preenchimento em alvenaria de vedação, sem descontinuidade, com foco na melhoria do seu desempenho estrutural do sistema. Em adição, se forem considerados os painéis de alvenarias como componente do sistema estrutural, esses painéis jamais devem ser modificados, retirados ou ainda abertos parcialmente.

Por fim, considerando os dados encontrados nesta pesquisa e considerando a necessidade de continuidade dos estudos nessa área, sugere-se para trabalhos futuros, as seguintes análises:

- Avaliar um sistema completo de um edifício de múltiplos pavimentos, por elementos finitos, com foco em micro modelagem.
- Definir experimentalmente o desempenho estrutural dos pórticos preenchidos de edifícios altos quando sujeitos a descontinuidades como aberturas de portas e/ou janelas, levando em consideração as dimensões e posições das descontinuidades presentes dos painéis de preenchimento de alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto.
- Avaliar experimentalmente e numericamente o comportamento de painéis de alvenaria submetido a descontinuidades, mas com a inserção de vergas e contra-vergas durante toda extensão da parede.
- Constatar experimentalmente os fatores intervenientes do deslocamento de revestimentos cerâmicos em função do comportamento dinâmico do sistema. Apreciar o olhar para situação estrutural global desse fenômeno, não apenas ter foco nos materiais envolvidos.
- Avaliar o desempenho do sistema de revestimento considerando todas as camadas e interfaces que fazem parte do revestimento externo, como o chapisco, emboço, reboco, argamassa e revestimento cerâmico externo.

REFERÊNCIAS

- ABDEL-HAFEZ, L. M.; ABOUELEZZ, A. E. Y.; ELZEFEARY, F. F. Behavior of masonry strengthened infilled reinforced concrete frames under in-plane load. **HBRC Journal**. Vol. 11, p. 213-223, Elsevier, 2015.
- AKHOUNDI, F.; LOURENÇO, P. B.; VASCONELOS, G.. Numerical modelling of masonry infilled reinforced concrete frames: model calibration and parametric study. **9th International Masonry Conference**, Guimarães, 2014.
- ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR, J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R.. Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. Vol. 8, n. 3, p. 390-426, RIEM, 2015.
- ALVARENGA, R. C. S. S.. **Análise teórico experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. 2002. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.
- ALTOQI. Base de conhecimento e software Eberick. Disponível em: <www.altoqi.com.br>. Acesso em 26JUL2019.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 530.1-13**: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures and Companion Commentaries. Farmington Hills, 2013.
- _____. **ACI 318M-14**: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, 2014.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE 5**: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. ASCE/SEI, Virginia, USA, 2011.
- ANGEL, R.; ABRAMS, D.; SHAPIRO, D.; UZARSKI, J.; WEBSTER, M.. **Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills**. 1994. Doctoral Thesys, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign, IL, USA, 1994.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Vol. 1-4. ISBN: 978-85-86717-13-0. Dunas, Rio Grande do Sul, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- _____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 15812**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15961**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Rio de Janeiro, 2011.

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**. American Society of Civil Engineers, Vol. 137 (12), p.1508-1517. ASCE, 2011.

ASTERIS, P. G.; COTSOVOS, D. M.; CHRYSOSTOMOU, C. Z.; MOHEBKHAH, A.; AL-CHAAR, G.K. Mathematical micromodeling of infilled frames: state of the art. **Engineering Structures**. Vol. 56, p. 1905-1921. Elsevier, 2013.

BAZAN, E.; MELI, R. Seismic Analysis Of Structures With Masonry Walls. In **7th World Conf. on Earthquake Engineering**, Vol. 5, International Association of Earthquake Engineering (IAEE), Tokyo, 1980, pp. 633–640.

BECK, H.; KÖNIG, G.. Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings. In: **Symposium On Tall Buildings**. Oxford, Proceedings, Pergamon Press, 1966.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. The behavior of one-storey reinforced concrete shear walls. **Journal of the Structural Division**. Vol. 83(3), p. 1-49. ASCE, 1957.

_____. The behavior of one-storey brick shear walls. **Journal of the Structural Division**. Vol. 84, n. ST4. ASCE, 1958.

BORGES, A. C. L. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. 2009. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2009.

BRAGUIM, J. R. **Contribuições ao estudo do enrijecimento de estruturas de aço em edifícios de múltiplos pavimentos**. 1989. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1989.

_____. Paineis de alvenaria: um fator de enrijecimento das estruturas. **Encarte técnico do Instituto de Pesquisas Tecnológicas**. Vol. 43, p. 19-22, São Paulo, 1993.

BRODSKY, A.; YANKELEVSKY, D. Z. Resistance of reinforced concrete frames with masonry infill walls to in-plane gravity loading due to loss of a supporting column. **Engineering Structures**. Vol. 140, p. 134-150. Elsevier, 2017.

BRODSKY, A.; RABINOVITCH, O.; YANKELEVSKY, D. Z. Determination of the interaction between a masonry wall and a confining frame. **Engineering Structures**. Vol. 167, p. 214-226. Elsevier, 2018.

BUENO, M. M. E.. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CAMERON, W. B. **Informal Sociology**: a casual introduction to sociological thinking random house, New York, 1963.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION. **S304-14**: Design of Masonry Structures. Toronto, CA, 2014.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 1995.

CERÂMICA ROQUE. Alvenaria de vedação horizontal. Disponível em: <<http://www.ceramicaroque.com.br>>. Acesso em 28JUL2019.

CHRYSTOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. **Engineering Structures**, Vol. 41, p. 385-402. Elsevier, 2012.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Manual of Buckling and Instability**. London, Thomas Telford, 1978.

_____. **CEB-FIP Model Code 2010**. First complete draft, Lausanne, Switzerland, 2010.

CONDE, B.; RAMOS, L. F.; OLIVEIRA, D. V.; RIVEIRO, B.; SOLLA, M.. Structural assessment of masonry arch bridges by combination of non-destructive testing techniques and three-dimensional numerical modelling: Application to Vilanova bridge. **Engineering Structures**. Vol. 148, p. 621-638. Elsevier, 2017.

CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J.. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. **New Zealand Society for Earthquake Engineering**. Vol. 40(2), p. 69-77, 2007.

DHANASEKAR, M.; PAGE, A. W.. The influence of brick masonry infill properties on the behavior of infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 81(2), p. 593-605. ICE, 1986.

DAUTAJ, A. D.; KADIRI, Q.; KABASHI, N.. Experimental study on the contribution of masonry infill in the behavior of RC frame under seismic loading. **Engineering Structures**. Vol. 165, p. 27-37. Elsevier, 2018.

DAWE, J. L.; CHARALAMBOUS, P. D.. Finite element analysis for wall-frame interaction. **Proceedings, 8th International Loadbearing Brickwork Symposium**, British Ceramic Society, UK, 1983.

DÉSIR, J. M.; CARDOSO, R.. Alvenaria estrutural protendida: procedimento e aplicação. **Revista Concreto & Construções**. Vol. 78, p. 57-63. IBRACON, 2015.

DIAS, E. M. B.. **Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando as alvenarias de vedação**. 2009. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco, 2009.

DILRUKSHI, K. G. S.; DIAS, W. P. S.; RAJAPAKSE, R. K. N. D.. Numerical modelling of cracks in masonry walls due to thermal movements in an overlying slab. **Engineering Structures**, V. 32, p. 1411-1422. Elsevier, 2010.

EL-DAKHAKHNI, W. W.; ELGAALY, M.; HAMID, A. A. Three-strut model for concrete masonry-infilled frames. **Journal of Structural Engineering**. American Society of Civil Engineers, Vol. 129, p.177-185. ASCE, 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**. 1998-1, CEN-EN, 2004.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 356: Seismic Rehabilitation Prestandard**. Chapter 7: Masonry. Washington, DC, 2000.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**. Vol.8, n.2, p. 196-224, RIEM, 2015.

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

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; BORGES, A. C. L.. Análise do comportamento estrutural global de um edifício esbelto de 36 pavimentos. In: **49º Congresso Brasileiro do Concreto**. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). Anais. Bento Gonçalves, 2007.

FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise linear com redistribuição e análise plástica de vigas de edifícios. **Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto**. ISBN 85-98576-07-7. Pernambuco, 2005.

FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. Anais da **Reunião Anual do IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado**. São Paulo-SP, 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. **Colloquium on the CEB-FIP MC 90**, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

GARLOCK, M. E. M. The art of structural engineering: vaults. Free Course Through edX. Princeton University. Disponível em: <www.edx.org> Acesso em 02ABR2019.

GOOGLE MAPS. Estado de Pernambuco. 2019. Disponível em: <http://maps.google.com.br/>. Acesso em 14MAIO2019:

HAMMOUDAH, S. M. W.; CHAUDHARY, M. T. A.; ESSAWY, A. S. Experimental investigation of interface stiffness between concrete masonry infill and reinforced concrete frames. **Engineering Structures**. Vol. 171, p. 779-793. Elsevier, 2018.

HOLMES, M. Steel frames with brickwork and concrete infilling. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 19, p. 473-478, 1961.

IGLESIA, S. M. Use P-Delta para calcular efeitos de segunda ordem em estruturas. Base de conhecimento da AltoQi, 2016. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br>> Acesso em 25JUL2019.

IRWIN, P.; DENOON, R.; SCOTT, D. **Wind tunnel testing of high-rise buildings: an output of the CTBUH wind engineering working group**. ISBN 13-978-0-415714-59-4. Council on Tall Buildings and Urban Habitat: Chicago, 2013.

JAMAL, B. D.; BENNET, R. M., FLANAGAN, R. D. Numerical analysis for in-plane behavior of infilled frames. **Proceedings, 6th. Canadian Masonry Symposium**. Saskatoon, Saskatchewan, p. 633-644, 1992.

KING, G. J. W.; PANDEY, P. C.. The analysis of infilled frames using finite elements. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 65(2), p. 749-760. ICE, 1978.

KIRSTEN, A. E.. Principais métodos de cálculo dos efeitos de segunda ordem local em pilares. Base de conhecimento da AltoQi, 2017. Disponível em: <<http://maisengenharia.altoqi.com.br>> Acesso em 25JUL2019.

KOUTROMANOS, I.; STAVRIDIS, A.; SHING, P. B.; WILLAM, K.. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. **Computers and Structures**. Vol. 89, p. 1026-1037. Elsevier, 2011.

KUMAR, P.; SRIVASTAVA, G. Effect of fire on in-plane and out-of-plane behavior of reinforced concrete frames with and without masonry infills. **Construction and Building Materials**. Vol. 168, p. 82-95, Elsevier, 2018.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: verificação da capacidade de utilização. Vol. 4, **Interciência**, Rio de Janeiro, 1979.

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H.. Non-linear analysis of multi-storey infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 73(2), p. 441-454. ICE, 1982.

LIBERATORE, L.; DECANINI, L.D. Effects of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8. **Ingegneria Sismica**. Vol. 3, 7-23, 2011.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 2001.

LOURENÇO, P. B. **Computational strategies for masonry structures**. 1996. Doctoral Thesys, Civil Engineering Department, Delft University, The Netherlands, 1996.

_____. Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, 44, p. 27-32, 1998.

_____. Computations on historic masonry structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**. Vol. 4(3), 301-319, 2002.

MALLICK, D. V.; SEVERN, R. T.. The behavior of infilled frames under static loading. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 38, p. 639-656. ICE, 1967.

MALLICK, D. V.; BARUA, H. K.. Behavior of mortar infilled steel frames under lateral load. **Building and Environment**. Vol. 12, p. 263-272, Pergamon Press, 1977.

MARINHO, I. J. P. **Projeto ótimo de estruturas metálicas de arquibancadas reutilizáveis via ANSYS**. 2002. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2002.

MEDEIROS, W. A.; PARSEKIAN, G. A. Infill shear walls in precast concrete frames. **Pesquisa em Arquitetura e Construção (PARC)**, Campinas, SP, ISSN 1980-6809, Vol. 9, nº 3, p. 234-245, Set., 2018.

MOHEBKHAH, A.; TASNIMI, A. A.; MOGHADAM H. A.. Nonlinear analysis of masonry-infilled steel frames with opening using discrete elements method. **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 64, p. 1463-1472. Elsevier, 2008.

MOHYEDDIN, A.; GOLDSWORTHY, H. M.; GAD, E. F.. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. **Engineering Structures**, Vol. 51, p. 73-87. Elsevier, 2013.

MONCAYO, W. J. Z.. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

MOREIRA, T. V.. **Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas**. 2002. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

NASIRI, E.; LIU, Y.. Development of a detailed 3D FE model for analysis of the in-plane behaviour of masonry infilled concrete frames. **Engineering Structures**. Vol. 143, p. 603-616. Elsevier, 2017.

NEYMAN, J.. Outline of a theory of statistical estimation based on the classical theory of probability. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**. Series A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 236, p. 333-380, 1937.

NICOLA, T.; LEANDRO, C.; GUIDO, C.; ENRICO, S.. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. **Earthquake and Structures**, Vol. 8, nº 1, p. 733-759, 2015.

OLIVEIRA, R. A.; SILVA, F. A. N.; PIRES SOBRINHO, C. W. P.; AZEVEDO, A. A. C.. Edificações em alvenaria resistente na região metropolitana do Recife. **Revista Ambiente Construído**. Vol. 17, n. 2, p. 175-199. ISSN 1415-8876. Porto Alegre, 2017.

PANTO, B.; CALIO, I.; LOURENÇO, P.. A 3D discrete macro-element for modelling the out-of-plane behavior of infilled frame structures. **Engineering Structures**. Vol. 175, p. 371-385. Elsevier, 2018.

PARSEKIAN, G. A.. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida**. 2002. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

_____. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EDUFSCar, 2013.

PENAVA, D.; SARHOSIS, V.; KOZAR, I.; GULJAS, I.. Contribution of RC columns and masonry wall to the shear resistance of masonry infilled RC frames containing different in size window and door openings. **Engineering Structures**. Vol. 172, p. 105-130. Elsevier, 2018.

PINTO, R. S.. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 1997.

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

POLYAKOV, S. V.. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. **Translations in Earthquake Engineering**. San Francisco: EERI; Vol. 196, p. 36-42, 1960.

PRADO, J. F. M. A.; GIONGO, J. S.. Redistribuição de momentos fletores em vigas de edifícios. In: **Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, 28, São Carlos, 1-5 set. Anais. p. 1555-1564, 1997.

RAMALHO, M.; CORREA, M. R. S.. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2003.

RIVERO, C. D.. **Na analytical study of the interaction of frames and infill masonry walls**. 1982. Doctoral Thesis, Civil Engineering Department, University of Illinois, USA, 1982.

RIZK, A. S. S.. Structural design of reinforce concrete tall buildings. **Council on Tall Buildings and Urban Habitat Journal (CTBUH)**, v. 1, p. 34-41, 2010.

SANTOS, E. M.. **Influência da alvenaria de vedação no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. 2007. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SCHMIDT, D.. **Análise elastoplástica com não-linearidade geométrica de estruturas através de elementos hexaédricos tri-lineares com um ponto de integração.** 2006. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.

SEAH, C. K.. **A universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures.** 1998. Doctoral Thesys, Civil Engineering Department, The University of New Brunswick, Canada, 1998.

SILVA, L. R.. **Contribuição dos painéis de alvenaria na análise de pórticos de concreto armado.** 2014. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2014.

SILVA JÚNIOR, H. J.. **Avaliação da estabilidade global de edifícios altos no município de Caruaru com consideração da ação do vento e de sismo.** 2017. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Caruaru, 2017.

SIPOS, T. K.; RODRIGUES, H.; GRUBISIC, M.. Simple design of masonry infilled reinforced concrete frames for earthquake resistance. **Engineering Structures.** Vol. 171, p. 961-981. Elsevier, 2018.

SOARES, R. G. P.. **Análise dos fatores intervenientes da fissuração de placa de piso de concreto apoiada sobre lajes de concreto armado.** 2017. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Caruaru, 2017.

STAFFORD-SMITH, B.. Behavior of square infilled frames. **Journal of the Structural Division.** Vol. 92, n. ST1, p. 381-403. ASCE, 1966.

STAFFORD-SMITH, B.; COULL, A.. **Tall building structures – analysis and design.** John Wiley and sons Inc., a Wiley-interscience publication. Vol. 91, p. 168, 1991.

STAFFORD-SMITH, B.; RIDDINGTON, J. R.. Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations. **The Structural Engineer.** Vol. 55, n. 6, p. 263-268, 1977.

_____. The design of masonry infilled steel frames for bracing structures. **The Structural Engineer.** Vol. 56, n. 1, p. 1-7, 1978.

SWANSON ANALYSIS SYSTEMS INC. **ANSYS User's Guide.** R.23-Student, 2023.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M.. **Alvenaria Estrutural.** São Paulo: PINI, 2010.

THOMAS, F. G.. The strength of brickwork. **Structural Engineer.** Vol. 36, p. 35-41, 1953.

TQS INFORMÁTICA LTDA. Biblioteca digital. Disponível em: <www.tqs.com.br>. Acesso em 26JUL2019.

VASCONCELLOS, A.. **Edifícios de Andares Múltiplos.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais, 1981.

VIEIRA, P. C. S.; SILVA, W. T. M.. Elastoplastic analysis of framed structures with interaction surfaces obtained for multiple linear regression. **Revista Internacional de**

Métodos Numéricos para Cálculo Diseño en Ingeniería. Vol. 29, p. 175-187. Elsevier, 2013.

THE MASONRY SOCIETY. **TMS 402/602:** Building code requirements and specification for masonry structures. Longmont, USA, 2016.

WHITNEY, C., S.; ANDERSON, B. G.; COHEN, E.. Design of blast resistant construction fot atomic explosions. **ACI Journal.** p. 655-673, USA, 1955.

WOOD, R. H.. Plastic composite actions and colapse design of unreinforced shear walls panel in frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers.** Vol. 65(2), p. 381-411, 1978.

ZALKA, K. A.. **Global structural analysis of buildings.** London: E & FN Spon – Taylor & Francis Group, 2000.

APÊNDICE A - COMBINAÇÃO DAS AÇÕES UTILIZADAS PARA CÁLCULO DO EDIFÍCIO

A partir das ações de carregamento definidas, obteve-se as seguintes combinações (Tabela A1) para análise e dimensionamento da estrutura nos estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS).

Tabela A1 – Combinações adotadas na análise.

Tipo	Combinações
Últimas	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+0.84V1+0.44D1
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+0.84V2+0.44D2
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+0.84V3+0.44D3
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+0.84V4+0.44D4
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+1.4V1+0.26D1
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+1.4V2+0.26D2
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+1.4V3+0.26D3
	1.3G1+1.4G2+0.98Q+1.2A+1.4V4+0.26D4
	1.3G1+1.4G2+1.4D1
	1.3G1+1.4G2+1.4D2
	1.3G1+1.4G2+1.4D3
	1.3G1+1.4G2+1.4D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+0.84V1+0.26D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+0.84V2+0.26D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+0.84V3+0.26D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+0.84V4+0.26D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+1.4D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+1.4D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+1.4D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+1.4D4
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+D1
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+D2
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+D3
	1.3G1+1.4G2+1.4Q+1.2A+D4
	1.3G1+1.4G2+D1
	1.3G1+1.4G2+D2
	1.3G1+1.4G2+D3
	1.3G1+1.4G2+D4
	G1+G2+0.98Q+1.2A+0.84V1+0.44D1
	G1+G2+0.98Q+1.2A+0.84V2+0.44D2
	G1+G2+0.98Q+1.2A+0.84V3+0.44D3
	G1+G2+0.98Q+1.2A+0.84V4+0.44D4
	G1+G2+0.98Q+1.2A+1.4V1+0.26D1
	G1+G2+0.98Q+1.2A+1.4V2+0.26D2
	G1+G2+0.98Q+1.2A+1.4V3+0.26D3
	G1+G2+0.98Q+1.2A+1.4V4+0.26D4

Últimas	G1+G2+1.4D1
	G1+G2+1.4D2
	G1+G2+1.4D3
	G1+G2+1.4D4
	G1+G2+1.4Q+1.2A+0.84V1+0.26D1
	G1+G2+1.4Q+1.2A+0.84V2+0.26D2
	G1+G2+1.4Q+1.2A+0.84V3+0.26D3
	G1+G2+1.4Q+1.2A+0.84V4+0.26D4
	G1+G2+1.4Q+1.2A+1.4D1
	G1+G2+1.4Q+1.2A+1.4D2
	G1+G2+1.4Q+1.2A+1.4D3
	G1+G2+1.4Q+1.2A+1.4D4
Incêndio	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+1.2D1
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+1.2D2
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+1.2D3
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+1.2D4
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+D1
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+D2
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+D3
	1.2G1+1.2G2+0.28Q+0.7A+D4
	1.2G1+1.2G2+1.2D1
	1.2G1+1.2G2+1.2D2
	1.2G1+1.2G2+1.2D3
	1.2G1+1.2G2+1.2D4
	1.2G1+1.2G2+D1
	1.2G1+1.2G2+D2
	1.2G1+1.2G2+D3
	1.2G1+1.2G2+D4
	G1+G2+0.28Q+0.7A+1.2D1
	G1+G2+0.28Q+0.7A+1.2D2
	G1+G2+0.28Q+0.7A+1.2D3
	G1+G2+0.28Q+0.7A+1.2D4
	G1+G2+1.2D1
	G1+G2+1.2D2
	G1+G2+1.2D3
	G1+G2+1.2D4
Fundações	G1+G2+0.7Q+0.6V1+0.31D1
	G1+G2+0.7Q+0.6V2+0.31D2
	G1+G2+0.7Q+0.6V3+0.31D3
	G1+G2+0.7Q+0.6V4+0.31D4
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V1+0.19D1
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V1+0.31D1
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V2+0.19D2
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V2+0.31D2
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V3+0.19D3
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V3+0.31D3
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V4+0.19D4
	G1+G2+0.7Q+A+0.6V4+0.31D4

Fundações	$G1+G2+0.7Q+A+D1$
	$G1+G2+0.7Q+A+D2$
	$G1+G2+0.7Q+A+D3$
	$G1+G2+0.7Q+A+D4$
	$G1+G2+0.7Q+A+V1+0.19D1$
	$G1+G2+0.7Q+A+V2+0.19D2$
	$G1+G2+0.7Q+A+V3+0.19D3$
	$G1+G2+0.7Q+A+V4+0.19D4$
	$G1+G2+0.7Q+V1+0.19D1$
	$G1+G2+0.7Q+V2+0.19D2$
	$G1+G2+0.7Q+V3+0.19D3$
	$G1+G2+0.7Q+V4+0.19D4$
	$G1+G2+A+0.6V1+0.19D1$
	$G1+G2+A+0.6V1+0.31D1$
	$G1+G2+A+0.6V2+0.19D2$
	$G1+G2+A+0.6V2+0.31D2$
	$G1+G2+A+0.6V3+0.19D3$
	$G1+G2+A+0.6V3+0.31D3$
	$G1+G2+A+0.6V4+0.19D4$
	$G1+G2+A+0.6V4+0.31D4$
	$G1+G2+A+D1$
	$G1+G2+A+D2$
	$G1+G2+A+D3$
	$G1+G2+A+D4$
	$G1+G2+A+V1+0.19D1$
	$G1+G2+A+V2+0.19D2$
	$G1+G2+A+V3+0.19D3$
	$G1+G2+A+V4+0.19D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
	$G1+G2+Q+0.6V1+0.19D1$
	$G1+G2+Q+0.6V2+0.19D2$
	$G1+G2+Q+0.6V3+0.19D3$
	$G1+G2+Q+0.6V4+0.19D4$
	$G1+G2+Q+A+0.6V1+0.19D1$
	$G1+G2+Q+A+0.6V2+0.19D2$
	$G1+G2+Q+A+0.6V3+0.19D3$
	$G1+G2+Q+A+0.6V4+0.19D4$
	$G1+G2+Q+A+D1$
	$G1+G2+Q+A+D2$
	$G1+G2+Q+A+D3$
	$G1+G2+Q+A+D4$
	$G1+G2+Q+D1$
	$G1+G2+Q+D2$
	$G1+G2+Q+D3$
	$G1+G2+Q+D4$

Frequentes	$G1+G2+0.4Q+A+0.3V1$
	$G1+G2+0.4Q+A+0.3V2$
	$G1+G2+0.4Q+A+0.3V3$
	$G1+G2+0.4Q+A+0.3V4$
	$G1+G2+0.6Q+A+D1$
	$G1+G2+0.6Q+A+D2$
	$G1+G2+0.6Q+A+D3$
	$G1+G2+0.6Q+A+D4$
Frequentes	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
Quase permanente	$G1+G2+0.4Q+A+D1$
	$G1+G2+0.4Q+A+D2$
	$G1+G2+0.4Q+A+D3$
	$G1+G2+0.4Q+A+D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
Raras	$G1+G2+0.6Q+A+0.3V1+0.31D1$
	$G1+G2+0.6Q+A+0.3V2+0.31D2$
	$G1+G2+0.6Q+A+0.3V3+0.31D3$
	$G1+G2+0.6Q+A+0.3V4+0.31D4$
	$G1+G2+0.6Q+A+V1+0.09D1$
	$G1+G2+0.6Q+A+V2+0.09D2$
	$G1+G2+0.6Q+A+V3+0.09D3$
	$G1+G2+0.6Q+A+V4+0.09D4$
	$G1+G2+D1$
	$G1+G2+D2$
	$G1+G2+D3$
	$G1+G2+D4$
	$G1+G2+Q+A+0.3V1+0.09D1$
	$G1+G2+Q+A+0.3V2+0.09D2$
	$G1+G2+Q+A+0.3V3+0.09D3$
	$G1+G2+Q+A+0.3V4+0.09D4$
	$G1+G2+Q+A+D1$
	$G1+G2+Q+A+D2$
	$G1+G2+Q+A+D3$
	$G1+G2+Q+A+D4$

Fonte: O Autor (2021).

O parâmetro G1 se refere ao peso próprio, G2 é a sobrecarga adicional, Q é a carga accidental, A se refere a água, D se refere ao desaprumo e V a parcela de vento. Salienta-se que essas combinações seguiram os parâmetros estabelecidos a partir do item 11.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014).