

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PÓRTICOS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO PREENCHIDOS
COM ALVENARIA PARTICIPANTE

Wallison Angelim Medeiros

São Carlos
2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

PÓRTICOS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO PREENCHIDOS
COM ALVENARIA PARTICIPANTE

Wallison Angelim Medeiros

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Wallison Angelim Medeiros, realizada em 26/02/2018:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
UFSCar

Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva
UFMG

Prof. Dr. Luiz Sérgio Franco
POLI

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Roberto Márcio da Silva, Luiz Sérgio Franco e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian

RESUMO

MEDEIROS, Wallison Angelim. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163f. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

O presente trabalho realizou um estudo sobre o comportamento de estruturas aperticadas em concreto pré-moldado preenchidas com painéis de alvenaria, para fim de contraventamento de edificações, considerando a contribuição dessa alvenaria de preenchimento no pórtico pré-moldado para análise de ações horizontais. O estudo traz uma revisão da literatura sobre o tema. Um ensaio experimental de um pórtico de concreto armado preenchido ou não com alvenaria é usado para calibrar um modelo de elementos finitos usando o pacote Simulia Abaqus 2017. O modelo utiliza o dano plástico do concreto (CDP) para considerar o comportamento do concreto e alvenaria. Elementos embutidos são usados para considerar armaduras dentro do concreto. Os elementos de alvenaria são considerados homogêneos com as superfícies de contato ao longo da interface concreto-alvenaria. Depois que as propriedades foram calibradas, os modelos numéricos apresentaram excelente precisão quando comparados aos testes experimentais. Os quadros de concreto pré-fabricados, cujas dimensões e propriedades eram de um caso real, foram então modelados com e sem o preenchimento de alvenaria participante. A conexão pilar-viga foi modelada com elementos sólidos com superfície de contato na interface permitindo representar seu comportamento. Os modelos considerados foram um quadro com um, cinco e dez andares, duas resistências de alvenaria e o uso ou não de uma camada de argamassa para fixar alvenaria sob a viga de concreto. A conclusão das análises do modelo de elementos finitos indica a influência de cada parâmetro no comportamento do sistema. Os resultados de MEF foram utilizados para calibrar a largura de uma diagonal equivalente para ser usado em modelos simples de elementos de barras. Finalmente, um modelo de pórticos em 3D foi usado para avaliar um prédio de concreto pré-moldado de 10 andares, considerando ou não a alvenaria participante. Apenas duas paredes de alvenaria, perto do núcleo central do edifício e sem aberturas foram consideradas, os resultados indicam grande influência ao considerar o preenchimento participante, levando a um projeto de construção eficiente. O trabalho futuro é proposto para avaliar experimentalmente as conclusões das análises numéricas aqui relatadas.

Palavras-chave: pórtico pré-moldado, alvenaria participante, elementos finitos.

ABSTRACT

MEDEIROS, Wallison Angelim. **Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante**. 2018. 163f. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

This research presents a study on the behavior of precast concrete frames with participating masonry infill to be considered in the design of a building lateral load bracing system. The study brings a literature review on the topic. An experimental testing of a reinforced concrete frame infilled or not with masonry is used to calibrate a finite element model using the Simulia Abaqus 2017 package. The model uses concrete damage plasticity to consider both the concrete and the masonry behaviour. Embedded elements are used to consider rebars inside the concrete. Masonry elements are considered homogeneous with contact surfaces along the concrete-masonry interface. After the properties were calibrated the numerical models showed excellent accuracy when compared to the experimental tests. Precast concrete frames, whose dimensions and properties were from a real case, was then modelled with and without the participating masonry frame. The column-corbrel and beam connection was modelled with solid elements with contact surface on the interface allowing to close represent its behaviour. Models considered a frame with one, five and ten storeys, two masonry strength and the use or nor of a mortar layer to fix masonry under the concrete beam. Conclusion from the finite element model analyses indicate the influence of each parameter on the system behaviour. The FEM results were then used to calibrate the width of a diagonal truss to be used in simple bar element models. Finally, a 3D-frame model was used to evaluate a actual 10-story precast concrete building considering or not the participating infill masonry. Only two masonry walls, close to the building central core and without openings, were considered yet results indicate great influence on considering the participating infill leading to an efficient building design. Future work is proposed to experimentally evaluate the conclusions from the numerical analyses here reported.

Key words: precast frame, masonry infill shear wall, finite element.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – (a) pórtico preenchido com quadro rígido; (b) quadro de tensões em preenchimento de alvenaria.....	15
Figura 1.2 – Estrutura de concreto pré-moldado com alvenaria participante.....	16
Figura 1.3 – Estrutura de pórticos pré-moldados preenchidos com alvenaria.....	20
Figura 2.1 – Estágios de comportamento de pórticos preenchidos submetidos a carregamento	25
Figura 2.2 – Modos de ruptura de pórticos com alvenaria participante	26
Figura 2.3 – Abordagem de diagonal comprimida	26
Figura 2.4 – Modelo equivalente de diagonal comprimida	28
Figura 2.5 – Ensaio de pórtico preenchido	30
Figura 2.6 – Ensaio de pórtico preenchido com múltiplos tramos	31
Figura 2.7 – Ensaio de pórticos com diferentes preenchimentos	32
Figura 2.8 – Técnicas de reparos examinadas	33
Figura 3.1 – Abordagens para modelagem de alvenaria: a)representação de alvenaria; b)micromodelagem detalhada; c)micromodelagem simplificada; d)macromodelagem	44
Figura 3.2 – Mecanismos de falha na alvenaria	45
Figura 3.3 – Modos de fratura	46
Figura 3.4 – Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição da energia de fratura – Modo I: a) tração; b) compressão	46
Figura 3.5 – Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição da energia de fratura - Modo II (c indica a coesão)	47
Figura 3.6 – Modelos de interfaces proposta (<i>cap mode</i>) de Lourenço e Rots	47
Figura 3.7 – Superfícies de ruptura no plano (p-q)	48
Figura 3.8 – Comportamento uniaxial do modelo	48
Figura 3.9 – Superfícies de ruptura no estado plano de tensões.....	49
Figura 3.10 – Envoltória de Coulomb	51
Figura 4.1 – Elemento de 8 nós	60
Figura 4.2 – Modelo elastoplástico do material aço	61
Figura 4.3 – Resposta do concreto para carregamento uniaxial	62
Figura 4.4 – Curva teórica tensão-deformação na compressão	64

Figura 4.5 – Parâmetro α_t para o ramo descendente.....	65
Figura 4.6 – Curva teórica tensão-deformação na tração	65
Figura 4.7 – Superfície de falha em direção ao eixo hidrostático	66
Figura 4.8 – Representação gráfica do plano de tensões.....	67
Figura 4.9 – Representação gráfica para os diferentes valores de K_c	67
Figura 4.10 – Região de escorregamento para modelo de atrito com um limite crítico de tensão cisalhante	69
Figura 4.11 – Resposta típica de tração-separação.....	70
Figura 4.12 – Geometria e detalhamento do modelo	71
Figura 4.13 – Bloco de concreto vazado do ensaio	71
Figura 4.14 – Curvas força-deslocamento pórtico vazio.....	77
Figura 4.15 – Curvas força-deslocamento pórtico preenchido.....	77
Figura 4.16 – Deformação plástica máxima - Modelo 1	78
Figura 4.17 – Danos relatados no ensaio.....	78
Figura 4.18 – Dano à tração - Modelo 8.....	79
Figura 4.19 – Dano à compressão - Modelo 8.....	79
Figura 4.20 – Curvas força-deslocamento de malhas diferentes.....	80
Figura 5.1 – Exemplo de componente de catálogo.....	83
Figura 5.2 – Planta baixa com destaque para pórtico analisado.....	83
Figura 5.3 – Maquete volumétrica do edifício em concreto pré-moldado	84
Figura 5.4 – Fluxogramas dos modelos realizados	85
Figura 5.5 – Pilares do modelo.....	86
Figura 5.6 – Viga do modelo.....	86
Figura 5.7 – Parede do modelo.....	87
Figura 5.8 – Imagem da malha dos pilares.....	88
Figura 5.9 – Imagem da malha das vigas	88
Figura 5.10 – Imagem da malha das paredes.....	88
Figura 5.11 – Montagem dos pórticos com 1 pavimento	91
Figura 5.12 – Montagem dos pórticos com 5 pavimentos.....	92
Figura 5.13 – Montagem dos pórticos com 10 pavimentos.....	92
Figura 5.14 – <i>Constraint Embedded Region</i>	93
Figura 5.15 – <i>Constraint Tie</i>	94
Figura 5.16 – Superfície entre viga e pilares	94
Figura 5.17 – Superfícies das paredes totalmente encunhadas.....	95

Figura 5.18 – Superfícies das paredes parcialmente encunhadas	95
Figura 5.19 – Ponto acoplado à região de carregamento.....	96
Figura 5.20 – Condição de contorno (apoio pilares)	96
Figura 5.21 – Condição de contorno (parede 1º pav.)	97
Figura 5.22 – Condição de contorno (restrição no eixo Z).....	97
Figura 5.23 – Deslocamento imposto nos diferentes modelos	99
Figura 6.1 – Curvas força-deslocamento do pórtico com 1 pavimento.....	100
Figura 6.2 – Curva força-deslocamento (ELS).....	101
Figura 6.3 – Comparação rigidez - ELS	101
Figura 6.4 – Deformação plástica do pórtico vazio (a)	102
Figura 6.5 – Dano à tração em passos de cargas diferentes	103
Figura 6.6 – Dano à compressão em passos de carga diferentes	104
Figura 6.7 – Deformação plástica máxima.....	105
Figura 6.8 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga	106
Figura 6.9 – Dano à tração em carregamentos diferentes.....	107
Figura 6.10 – Dano à compressão em carregamentos diferentes	108
Figura 6.11 – Deformação plástica máxima.....	108
Figura 6.12 – Tensões mínimas em momentos diferentes.....	109
Figura 6.13 – Dano à tração painel 8MPa totalmente encunhado.....	110
Figura 6.14 – Dano à compressão do painel de 8MPa totalmente encunhado	111
Figura 6.15 – Deformação plástica máxima no pico de carga.....	111
Figura 6.16 – Tensões mínimas no painel com blocos de 8MPa totalmente encunhado	112
Figura 6.17 – Dano na tração com blocos de 8MPa e encunhamento parcial.....	113
Figura 6.18 – Dano à compressão com blocos de 8MPa e encunhamento parcial.....	114
Figura 6.19 – Deformação plástica máxima no pico de carga.....	114
Figura 6.20 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga	115
Figura 6.21 – Curvas força-deslocamento para os modelos com 5 pavimentos.....	116
Figura 6.22 – Ganho de rigidez nos pórticos de 5 pavimentos - ELS	116
Figura 6.23 – Deformações plásticas e dano à tração.....	118
Figura 6.24 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes	119
Figura 6.25 – Dano à compressão em passos de carga diferentes.....	119
Figura 6.26 – Deformação plástica máxima.....	120
Figura 6.27 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga	120
Figura 6.28 – Dano do material à tração em carregamentos diferentes	121

Figura 6.29 – Dano à compressão em carregamentos diferentes	121
Figura 6.30 – Deformação plástica máxima final.....	122
Figura 6.31 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes.....	122
Figura 6.32 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes	123
Figura 6.33 – Zona compressiva de degradação.....	124
Figura 6.34 – Deformação plástica máxima.....	124
Figura 6.35 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga	125
Figura 6.36 – Dano do material à tração em momentos diferentes	125
Figura 6.37 – Dano à compressão em carregamentos diferentes	126
Figura 6.38 – Deformação plástica máxima final.....	126
Figura 6.39 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes.....	127
Figura 6.40 – Curvas força-deslocamento para os modelos com 10 pavimentos.....	128
Figura 6.41 – Ganho de rigidez nos pórticos de 10 pavimentos.....	128
Figura 6.42 – Deformações plásticas e dano à tração.....	129
Figura 6.43 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes	130
Figura 6.44 – Dano do material à compressão em passos de carga diferentes.....	131
Figura 6.45 – Deformação plástica máxima.....	132
Figura 6.46 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga	133
Figura 6.47 – Dano do material à tração em carregamentos diferentes	134
Figura 6.48 – Dano à compressão em carregamentos diferentes	135
Figura 6.49 – Deformações plásticas no deslocamento-limite de serviço e no pico de carga	136
Figura 6.50 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes.....	137
Figura 6.51 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes	138
Figura 6.52 – Zona compressiva de degradação.....	138
Figura 6.53 – Deformação plástica máxima.....	139
Figura 6.54 – Tensões mínimas.....	140
Figura 6.55 – Dano do material à tração em momentos diferentes	140
Figura 6.56 – Dano à compressão do material	141
Figura 6.57 – Deformação plástica máxima final.....	142
Figura 6.58 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes.....	142
Figura 7.1 – Representação da alvenaria participante por barra rotulada	143
Figura 7.2 – Diagrama força-deslocamento	144
Figura 7.3 – Planta baixa do edifício com alvenaria participante em destaque.....	146

Figura 7.4 – Coeficiente de arrasto para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência	148
Figura 7.5 – Deslocamento horizontal – edifício sem preenchimento	151
Figura 7.6 – Detalhe de montagem das diagonais equivalentes	152
Figura 7.7 – Deslocamentos encontrados no modelo (blocos 3MPa)	153
Figura 7.8 – Deslocamentos encontrados no modelo com blocos de 8MPa	154

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Vantagens e desvantagens dos métodos de análise numérica para alvenaria.....	54
Tabela 3.2 – Vantagens e desvantagens dos procedimentos de modelagem numérica para pórticos de concreto armado com alvenaria participante	55
Tabela 4.1 – Dados dos materiais: concreto e alvenaria.....	72
Tabela 4.2 – Dados do material: aço	72
Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas do aço	73
Tabela 4.4 – Parâmetros para CDP – pórtico vazio.....	73
Tabela 4.5 – Comportamento à compressão do pórtico vazio.....	73
Tabela 4.6 – Comportamento à tração do pórtico vazio.....	74
Tabela 4.7 – Parâmetros adotados para interfaces pórtico-parede	75
Tabela 4.8 – Parâmetro para CDP – pórtico preenchido	75
Tabela 4.9 – Comportamento à compressão do pórtico preenchido.....	76
Tabela 4.10 – Comportamento à tração do pórtico preenchido.....	76
Tabela 5.1 – Parâmetros do material: aço	89
Tabela 5.2 – Parâmetros CDP do modelo proposto	90
Tabela 5.3 – Parâmetros à compressão.....	90
Tabela 5.4 – Parâmetros da tração.....	91
Tabela 7.1 – Valores obtidos e assumidos para análise do prédio real	145
Tabela 7.2 – Dados da pressão dinâmica.....	148
Tabela 7.3 – Dados para cálculo γz sem preenchimento	151
Tabela 7.4 – Parâmetros para cálculo do gama Z.....	153
Tabela 7.5 – Dados para cálculo do gama Z.....	155

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	14
1.2	OBJETIVOS	17
1.2.1	GERAL.....	17
1.2.2	ESPECÍFICOS	18
1.3	JUSTIFICATIVA	18
1.4	DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	21
2.	ALVENARIA PARTICIPANTE.....	23
2.1	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	23
2.2	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA.....	27
2.3	RECOMENDAÇÕES DE PROJETO CONFORME DIFERENTES CÓDIGOS E NORMAS.....	35
2.3.1	NORMA CANADENSE (CSA 304-2014).....	35
2.3.2	CÓDIGO AMERICANO (TMS 402/602-2016).....	36
2.3.3	NORMA NEOZELANDESA (NZS 4230-2004).....	37
2.4	VARIÁVEIS QUE AFETAM O COMPORTAMENTO DA ALVENARIA PARTICIPANTE.....	38
2.4.1	RIGIDEZ DA ALVENARIA PARTICIPANTE	38
2.4.2	RELAÇÃO DAS DIMENSÕES DO PAINEL	38
2.4.3	ARMADURAS PARA JUNTA DE ASSENTAMENTO.....	39
2.4.4	ABERTURAS NAS PAREDES DE PREENCHIMENTO DE ALVENARIA.....	39
2.4.5	ARMADURA NA DIAGONAL COMPRIMIDA.....	39
2.4.6	PRESENÇA DE CINTA INTERMEDIÁRIA	39
2.4.7	CARREGAMENTO VERTICAL.....	39
2.4.8	CONTATO ENTRE PAINEL E PÓRTICO	40
2.4.9	RIGIDEZ DO PÓRTICO	40
2.4.10	POSIÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE EM RELAÇÃO AO PÓRTICO	41
3.	MODELAGEM NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	42
3.1	GENERALIDADES	42
3.2	TÉCNICAS DE MODELAGEM	43
3.3	MODELOS CONSTITUTIVOS	45

3.4	TRABALHOS SOBRE ANÁLISE NUMÉRICA DE ALVENARIA PARTICIPANTE.....	49
4.	<i>MATERIAIS E MÉTODOS.....</i>	59
4.1	DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE MEF UTILIZADA.....	59
4.2	ELEMENTOS DE ALVENARIA, CONCRETO E AÇO	60
4.3	MODELO CONSTITUTIVO DOS MATERIAIS	60
4.3.1	MATERIAL AÇO.....	61
4.3.2	MATERIAL CONCRETO E ALVENARIA	62
4.4	PROPRIEDADE DE INTERFACE.....	68
4.5	VALIDAÇÃO DOS MODELOS.....	70
4.5.1	DADOS EXPERIMENTAIS	70
4.5.2	CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS	72
4.5.2.1	CALIBRAÇÃO DO MODELO DO PÓRTICO VAZIO.....	72
4.5.2.2	CALIBRAÇÃO DO MODELO DO PÓRTICO PREENCHIDO.....	74
4.5.3	RESULTADOS NUMÉRICOS	76
4.5.4	EFEITO TAMANHO DA MALHA	80
4.5.5	ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A VALIDAÇÃO.....	81
5.	<i>MODELAGEM NUMÉRICA DO PÓRTICO PRÉ-MOLDADO COM ALVENARIA PARTICIPANTE.....</i>	82
5.1	APRECIÇÃO INICIAL.....	82
5.2	GEOMETRIA DOS MODELOS.....	86
5.3	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	87
5.4	PARÂMETROS DOS MATERIAIS	88
5.5	MONTAGEM	91
5.6	CONTATOS.....	93
5.6.1	CONTATO ENTRE ARMADURA E CONCRETO.....	93
5.6.2	CONTATO VIGA-PILAR.....	94
5.6.3	CONTATOS COM A PAREDE	94
5.6.4	ACOPLAMENTO.....	95
5.7	CONDIÇÕES DE CONTORNO.....	96
5.8	PASSOS DE CARGA.....	98
5.9	CARREGAMENTO.....	98
5.10	DADOS DE SAÍDA	99
5.11	TRABALHO	99
6.	<i>RESULTADOS DOS MODELOS PROPOSTOS</i>	100
6.1	RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 1 PAVIMENTO.....	100

6.1.1	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS 3MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL	103
6.1.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL.....	106
6.1.3	PORTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL.....	109
6.1.4	PÓRTICOS PREENCHIDOS COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL.....	112
6.2	RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 5 PAVIMENTOS.....	115
6.2.1	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E TOTALMENTE ENCUNHADO.....	118
6.2.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E PARCIALMENTE ENCUNHADO.....	120
6.2.3	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E TOTALMENTE ENCUNHADO.....	123
6.2.4	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E PARCIALMENTE ENCUNHADO.....	125
6.3	RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 10 PAVIMENTOS.....	127
6.3.1	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL.....	130
6.3.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL.....	133
6.3.3	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL.....	137
6.3.4	PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL.....	140
7.	<i>ANÁLISE COM DIAGONAL EQUIVALENTE</i>	<i>143</i>
7.1	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE	143
7.2	CONSIDERAÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE EM EDIFÍCIO REAL	145
7.2.1	CARGA DO VENTO.....	146
7.2.2	GAMA Z	150
7.2.3	ESTRUTURA SEM PAREDE PARTICIPANTE	150
7.2.4	ESTRUTURA COM ALVENARIA PARTICIPANTE (BLOCOS 3MPa)	152
7.2.5	ESTRUTURA COM ALVENARIA PARTICIPANTE (BLOCOS 8MPa)	154
8.	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</i>	<i>156</i>
8.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	158
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	<i>159</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A escassez de espaço para a construção nos grandes centros urbanos, o avanço científico na engenharia civil e de materiais, juntamente com a constante busca pela melhoria no desempenho, construtibilidade e sustentabilidade das obras civis, potencializou o uso de sistemas construtivos como o pré-moldado e a alvenaria estrutural. O sistema pré-moldado possibilita que a obra seja realizada com mais rapidez e menores custos com mão de obra, permitindo ainda, uma redução na perda de materiais, o que significa uma obra mais racional, eficiente e de qualidade. A alvenaria estrutural é um sistema construtivo onde os elementos que desempenham a função estrutural são os mesmos que fazem a vedação da edificação, admitindo assim também uma ótima racionalização. Este sistema tem sido cada vez mais utilizado na construção civil por apresentar vantagens como custo competitivo, menor prazo de execução e bom desempenho térmico e acústico.

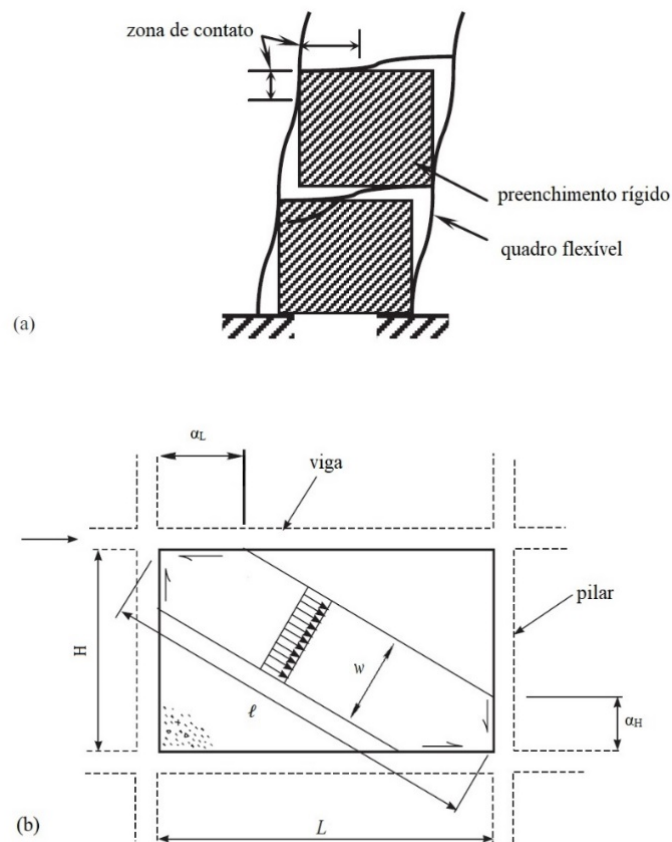
Paredes de alvenaria são amplamente utilizadas como elemento de preenchimento em estrutura de aço ou de concreto. No Brasil, essas paredes são consideradas como elementos não-estruturais, e a sua contribuição à resistência lateral não é contabilizada no dimensionamento da estrutura. Engenheiros negligenciam a contribuição das paredes de alvenaria de preenchimento para resistir às ações laterais devido à complexidade da análise e da falta de informações de projeto suficientes. Esta prática nem sempre conduz a projetos conservadores. As paredes de preenchimento podem aumentar a rigidez dos quadros flexíveis afetando, significativamente, a distribuição de ações laterais para os elementos do sistema. Esforços maiores que os previstos serão atraídos para os quadros preenchidos, o que pode levar à fissuração da parede e a sobrecarga da estrutura. Além disso, a distribuição desigual de paredes de preenchimento ocasiona a redistribuição das ações laterais devido aos efeitos de torção. Separar completamente paredes de preenchimento dos quadros circundantes requer medidas complexas e dispendiosas para garantir a estabilidade fora do plano das paredes de preenchimento, que é de outra forma comprometida. Portanto, consideração das paredes de alvenaria de preenchimento na análise de estruturas reticuladas contribui para o

desenvolvimento de modelos eficientes que possam assegurar que nem a parede, nem os elementos do pórtico sejam subaproveitados ou eventualmente sobrecarregados.

A resposta de edifícios existentes fornecem ampla evidência da capacidade das paredes de alvenaria de preenchimento em aumentar a resistência lateral de edifícios. Durante o terremoto de 1990, em Manjil no Irã, vários edifícios que não eram adequadamente projetados para resistir a ações sísmicas, entretanto, devido à presença das paredes de alvenaria de preenchimento, não entraram em colapso. Uma situação semelhante foi relatada durante o terremoto de 1992 no Egito. A presença das paredes de alvenaria de preenchimento contribuiu para resistir à ação lateral. Além disso, a maioria dos danos ocorreram nas paredes de alvenaria de preenchimento e não no quadro (BRZEV, 2007).

Como exemplificado na figura abaixo, sempre que houver uma parede de preenchimento construída solidamente, mas não de forma monolítica, numa estrutura flexível, sua resistência à ação horizontal aumenta consideravelmente devido à ação composta com a estrutura (ELLIOTT e JOLLY, 2013).

Figura 1.1 – (a) pórtico preenchido com quadro rígido; (b) quadro de tensões em preenchimento de alvenaria

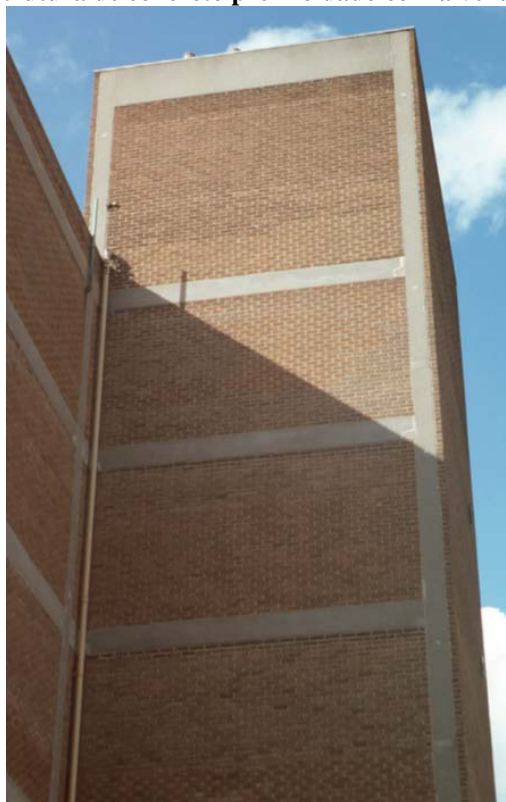


Fonte: adaptado Elliott e Jolly, 2013

Algumas normas atuais, como a canadense (CSA S304-14), a neozelandesa (NZS 4230-04) e americana (TMS 402/602-16) fornecem prescrições de projeto para o uso de alvenaria participante. Os manuais e boletins, *Planning and design handbook on precast building structures* (THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, 2013) e *Precast concrete in mixed construction* (THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, 2002) contemplam que uma estrutura de concreto pré-moldado pode ser combinada com a alvenaria estrutural, apesar de não ocorrer comumente em edifícios de múltiplos pavimentos. Recentemente, no Brasil, a Comissão ABNT CE-002:123.010 – Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02) trabalha em uma proposta de unificação e atualização das normas de alvenaria estrutural e propõe capítulo sobre o tema.

Elliott e Jolly (2013) indica que o uso das paredes de alvenaria participante em estruturas de concreto pré-moldado já é utilizado, na Europa (Figura 1.2). Afirmam ainda que a construção mista é por definição rentável, pois maximiza as vantagens estruturais e arquitetônicas na utilização de componentes de diferentes materiais. A técnica requer a cooperação de arquitetos, engenheiros, fabricantes, fornecedores e empreiteiros; sendo que algumas demandas de clientes e de arquitetura só possam ser satisfeitas usando a construção mista.

Figura 1.2 – Estrutura de concreto pré-moldado com alvenaria participante



Fonte: Elliott e Jolly (2013)

Mesmo existindo unanimidade quanto aos efeitos de enrijecimento no pórtico pela alvenaria participante, levando a um aumento da capacidade de carga da estrutura, os estudos envolvendo os elementos isolados, pórtico ou alvenaria, apresentam resultados divergentes daqueles com os pórticos preenchidos. As tentativas de obtenção de procedimentos de cálculo para estimar o comportamento do conjunto pórtico-painel, não geraram resultados de aplicação prática imediata. Apesar de comprovações a respeito da economia e eficiência de pórticos preenchidos, os projetistas estruturais ainda relutam em considerar a alvenaria como elemento resistente. De acordo com Alvarenga (2002) isso pode ser explicado pela carência de ferramentas de projeto e de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desses sistemas.

Para se estudar o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria estrutural e submetidos a esforços no plano horizontal é comum a realização de ensaios. No entanto, os ensaios experimentais são dispendiosos e, portanto, uma solução muito utilizada para se analisar um determinado fenômeno são as simulações numéricas, pois, desde que calibradas, podem fornecer informações acertadas sobre o comportamento estrutural e contribuir para determinar, com segurança, os parâmetros a serem utilizados em normas de projeto.

O modelo numérico é considerado confiável e preciso quando possui uma descrição completa de todos materiais e é comparado e validado com resultados experimentais. Após ser calibrado, pode-se variar os parâmetros desejados e verificar seus efeitos isoladamente. Na alvenaria, a obtenção desse modelo pode ser uma tarefa árdua, visto que se trata de um material compósito, heterogêneo e com características anisotrópicas.

Nesse contexto, percebe-se que a formalização da consideração da alvenaria participante no contraventamento de edifícios, requer um maior conhecimento do meio técnico. Este trabalho contribui para o assunto, analisando os métodos usuais de consideração da alvenaria de preenchimento no projeto de edifícios e, através de modelagem numérica, avaliando detalhes específicos para o caso de pórticos pré-moldados. Entende-se que os resultados aqui descritos trazem benefícios para o meio técnico-acadêmico e a sociedade.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 GERAL

O objetivo principal deste projeto é analisar o comportamento de pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria estrutural e submetidos a esforços no plano horizontal, a fim de observar a influência que esse enrijecimento resulta na estrutura.

1.2.2 ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos deste trabalho, pretende-se:

- Determinar o estado da arte da literatura sobre consideração de alvenaria participante em pórticos;
- Calibrar parâmetros e propriedades dos materiais envolvidos na modelagem numérica do problema, utilizando o software comercial *Abaqus* com base em experimentos realizados por outros autores;
- Utilizar Modelos em Elementos Finitos (MEF) para investigar o efeito do preenchimento com alvenaria participante em pórticos pré-moldados, especificamente sobre os parâmetros: presença de encunhamento, característica dos blocos da alvenaria e número de pavimentos;
- Propor valores para a largura da diagonal equivalente a alvenaria participante em sistemas estruturais de pórticos pré-moldados com as características das modelagens realizadas;
- Avaliar um caso real de edifício em estrutura pré-moldada quando utilizada a alvenaria de preenchimento.

1.3 JUSTIFICATIVA

A crescente demanda por edifícios de múltiplos pavimentos e as vantagens do concreto pré-moldado e da alvenaria estrutural, tais como produtividade, racionalização e agilidade, são de conhecimento amplo e difundido. A utilização de sistemas mecanizados e industrializados, diminui as etapas de produção com redução da dependência de mão de obra resultando em estruturas mais econômicas. Uma obra bem planejada, com uso da alvenaria estrutural e elementos pré-moldados pode reduzir desperdícios, retrabalhos e mão-de-obra, sendo possível ainda eliminar diversas etapas de serviços como as tradicionais fôrmas de madeira e escoramentos.

Estruturas pré-moldadas tendem a serem mais deslocáveis devido a necessidade de ligações entre os elementos, o que a princípio torna a estrutura não monolítica. Uma opção para minimizar esse efeito é a consideração da alvenaria participante. O painel preenchido adquire maior rigidez lateral, contribuindo para a estabilidade global do prédio, tendo assim menores deslocamentos horizontais. Essas contribuições podem resultar em projetos mais econômicos

visto que o dimensionamento dos elementos permitirá seções menos robustas além de viabilizar, entre outras situações, a execução de edifícios altos. Apesar da viabilidade técnica, essa solução não é usual na construção civil nacional.

Figura 1.3 – Estrutura de pórticos pré-moldados preenchidos com alvenaria



Disponível em: <<http://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br>>
Acesso em: 07 de fevereiro de 2018

A alvenaria tem sido comumente usada como elemento de preenchimento de quadros na construção de estruturas (Figura 1.3). Ela cumpre com sucesso a função de separar espaços como divisórias, bem como elemento de vedação do envelope do edifício. Embora tenham grande rigidez e resistência, as paredes participantes são frequentemente tratadas como elementos não-estruturais. As ações laterais são consideradas para serem suportadas apenas pelo quadro delimitador. No entanto, se os painéis preenchidos de alvenaria são construídos firmemente ligados ao quadro delimitador, ignorar sua contribuição para a rigidez e resistência do sistema estrutural não vai necessariamente resultar em um projeto seguro e econômico. Em vez disso, a presença dos painéis preenchidos irá atrair grandes forças para a região do pórtico e assim afetar a distribuição de ação lateral da estrutura. Em uma hipótese extrema, se não forem adequadamente dimensionadas elas podem comprometer a estabilidade de todo sistema estrutural pois uma distribuição assimétrica pode gerar esforços de torção na edificação. Em todos os casos, a consideração da alvenaria participante no projeto pode levar a economia, uma vez que essa usualmente está presente na edificação, porém é desconsiderada no projeto. Assim, uma avaliação precisa da contribuição do preenchimento à rigidez e resistência do sistema estrutural é vantajosa.

O uso da alvenaria participante em estruturas pré-moldadas já é previsto em disposições de normas e em recomendações técnicas de organizações e associações internacionais, porém, não são comumente usadas e geralmente limitadas a edifícios de baixa altura. Além disso, os estudos que tratam sobre o preenchimento de alvenaria para contraventamento de pórticos pré-

moldados são poucos e raros no Brasil, acredita-se que a falta de uma teoria universalmente aceita e a complexidade requerida dos projetos, havendo diversos parâmetros que carecem de pesquisa mais aprofundada.

A contribuição da alvenaria participante para os pórticos de concreto pré-moldado é um problema importante e poucas foram as iniciativas de pesquisa por meio de métodos experimentais e numéricos conduzidas para investigá-la a fundo. Geralmente são estudados pórticos de aço ou de concreto armado. Internacionalmente, os resultados dessas pesquisas sobre o desempenho estrutural estão sendo reconhecidos nas últimas gerações de normas e códigos de projeto estrutural.

Neste trabalho realizou-se modelagem com MEF de modelo experimental realizado por outro autor para assim validar e calibrar os modelos propostos. Após essa validação, foram realizados 15 (quinze) modelos analisando a presença ou não da alvenaria participante, variando a resistência dos blocos, a presença do encunhamento e o número de pavimentos de um prédio construído em concreto pré-moldado. Compararam-se as tensões, reações de apoio, deslocamento e modo de ruptura das paredes e dos pórticos, além de confrontarem-se os valores da modelagem com o método simplificado de barras. Foi utilizado a geometria do pórtico de uma obra real construída em concreto pré-moldado, observando o comportamento e ganho na rigidez que essa obra teria com a consideração da alvenaria participante. Não foi realizado uma análise de custo da obra, portanto não foi possível comprovar os possíveis benefícios econômicos que uma estrutura pré-moldada poderia obter com a substituição de ligações mais onerosas pela consideração da alvenaria participante.

Assim, o desenvolvimento deste trabalho é justificado pelo fato de que a modelagem numérica é uma ferramenta importante para auxiliar na variação dos parâmetros que compõem o estudo, possibilitando a elaboração e ajuste de um modelo matemático simplificado que possa ser utilizado em projetos; além de contribuir para a utilização e análise crítica dos métodos usuais de consideração da alvenaria participante para contraventamento de pórticos pré-moldados de concreto.

1.4 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O trabalho é composto por oito capítulos. O primeiro capítulo trata da introdução do trabalho, expondo o tema juntamente com os objetivos e o âmbito desta pesquisa.

No capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica, sobre o comportamento de paredes de alvenaria participante a partir da literatura disponível, demonstrando os principais

experimentos realizados pelos pesquisadores. Além disso, as metodologias de projeto apresentados em diferentes os códigos e normas que contemplam o assunto foram analisadas e resumidas.

A técnica de modelagem de elementos finitos utilizada para a avaliação das paredes de preenchimento de alvenaria de contraventamento também é descrita no capítulo 3, com base numa revisão literária e indicando os parâmetros que mais influenciam o comportamento dos pórticos preenchidos de alvenaria.

O quarto capítulo está tratando dos materiais e métodos utilizados na modelagem numérica. Os experimentos utilizados para validação do modelo numérico, os parâmetros que serão fixados e variados no estudo, além da proposta de um modelo único de edificação real. O capítulo conta ainda com a forma que os resultados encontrados serão comparados e analisados para conseguir atender os objetivos propostos para esse trabalho

No capítulo seguinte, é apresentado a metodologia utilizada na modelagem de pórticos de concreto pré-moldado com alvenaria participante.

No capítulo 6, estão expostos os resultados encontrados nas modelagens realizadas conforme a descrição do capítulo anterior.

No sétimo capítulo a modelagem de edifício real com modelos de diagonal equivalente é realizado.

Por fim, no capítulo 8, são apresentadas as considerações finais e as recomendações para trabalhos futuros.

2. ALVENARIA PARTICIPANTE

Este capítulo inclui o estudo da literatura relevante, expondo o estado da arte no tema e identificando lacunas existentes para a avaliação da alvenaria participante. A seção 2.1 reporta a contextualização e descrição geral do comportamento da alvenaria participante. Na seção 2.2 é apresentada uma revisão e resumo da literatura associada aos ensaios experimentais já realizados com as paredes de alvenaria de preenchimento em pórticos, enquanto que na seção 2.3 está demonstrado um breve resumo das determinações de projeto conforme diferentes códigos e normas que já contemplam o assunto. Os parâmetros e fatores que mais afetam o comportamento da alvenaria participante estão expostos na seção seguinte.

2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Desde a antiguidade, a alvenaria vem sendo utilizada como um dos principais materiais de construção. Com os blocos de material como argila, pedra e muitos outros, foram construídas obras que até hoje se encontram em condições de utilização. No entanto, apenas a partir do século XX a alvenaria passou a receber tratamento científico baseado no cálculo racional, deixando de lado o tratamento puramente empírico recebido até então.

No Brasil, por muitos anos a alvenaria estrutural foi pouco utilizada em virtude de fatores como maior domínio da tecnologia do concreto armado por parte de construtores e projetistas, e pouca divulgação do assunto nas universidades durante o processo de formação do profissional. Os primeiros edifícios em alvenaria estrutural foram construídos em São Paulo na década de 60, de até quatro pavimentos. Na década de 70 foram construídos edifícios em alvenaria armada de 12 pavimentos. Em 1977, construíram-se os primeiros edifícios em alvenaria não-armada constituídos de nove pavimentos.

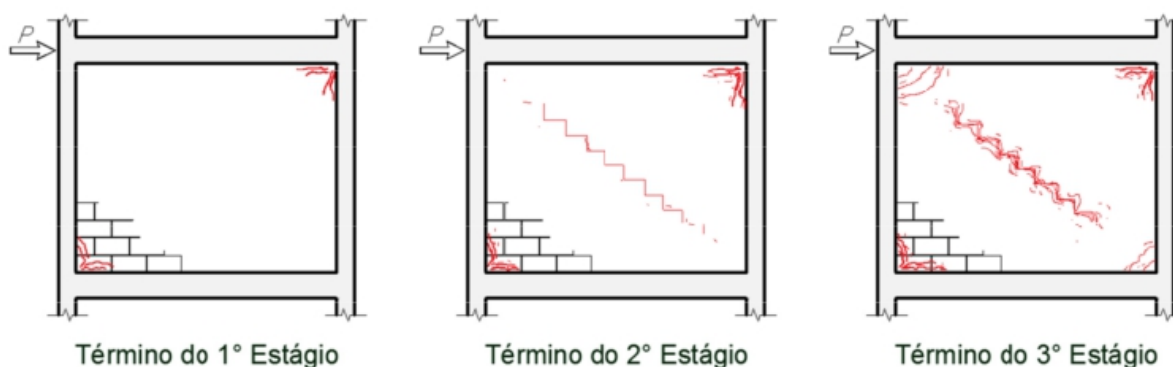
Na construção moderna, paredes de alvenaria são usadas extensivamente para preencher quadros de aço, concreto armado e pré-moldado devido à alta resistência ao impacto e às suas propriedades térmicas e acústicas. Quando essa parede é intencionalmente dimensionada e construída como parte do sistema de contraventamento, são chamadas de paredes de alvenaria participante. Devido à falta de informação de normas e códigos, a prática tem sido a de ignorar a interação entre a parede de alvenaria de preenchimento e o quadro circundante para simplificar o dimensionamento. Entretanto, a interação entre as paredes de preenchimento e o quadro

circundante pode não ser benéfica para o quadro (KOUTROMANOS *et al.*, 2011) pois, pode igualmente conduzir a uma concepção insegura e/ou antieconômico (PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE, 2013).

A colaboração da alvenaria participante em resistir à ação lateral veio à luz pela primeira vez, quando Rathbun (1938) publicou pesquisa sobre a força do vento em edifícios altos, onde constatou, no Edifício Empire State, em New York, que durante uma tempestade com rajadas de vento excedendo a 145 km/h, observou-se fissuras diagonais em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 41. Também foram observadas, separações entre os pórticos e o painel de alvenaria. Entretanto, os extensômetros fixados nos pilares de aço não registraram quaisquer deformações no pórtico antes do início das fissuras no painel, apesar da presença de forte vento. Isso foi explicado pela alta rigidez dos painéis de alvenaria, que dessa forma impediu distorções no pórtico de aço. Quando os painéis foram solicitados além de sua capacidade de fissuração, houve uma diminuição acentuada de sua rigidez. Conseqüentemente, os extensômetros começaram a registrar deformações, indicando que o pórtico de aço havia iniciado sua participação na resistência à ação do vento. Devida à interação entre pórtico-painel, o conjunto continuou a resistir fortemente as ações laterais, mesmo na presença de fissuras no painel.

Conforme Seah (1998) a primeira pesquisa publicada sobre pórticos preenchidos submetidos a elevadas cargas foi de Polyakov (1956), que descreveu três estágios de comportamento de pórticos preenchidos submetido a carregamento. No primeiro estágio, o painel de alvenaria e os membros do pórtico estrutural se comportam como uma unidade monolítica. Esta fase termina quando começam a desenvolver fendas de separação nas interfaces do painel-pórtico, com exceção de pequenas regiões onde as tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel, nos dois cantos diagonalmente opostos. O segundo estágio foi caracterizado por um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Esta fase terminou com fissuras da alvenaria de preenchimento ao longo da diagonal comprimida. As fissuras geralmente aparecem de forma escalonada nas juntas horizontais e verticais. No terceiro estágio, o conjunto estrutural continuou a resistir a uma carga crescente, apesar das fissuras na diagonal comprimida, estas continuam a ampliar e novas fissuras apareceram. Essa é considerada como sendo a fase final, e o sistema não tem valor prático já que grandes fissuras aparecem.

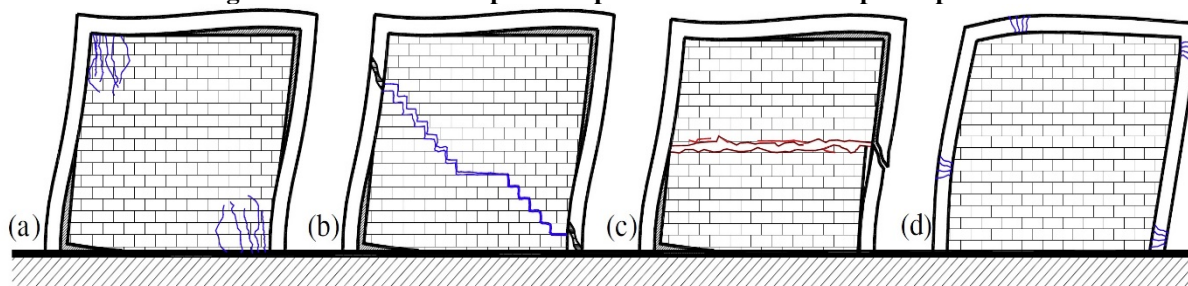
Figura 2.1 – Estágios de comportamento de pórticos preenchidos submetidos a carregamento



Fonte: adaptado Polyakov (1956)

Os modos de ruptura dos pórticos com alvenaria participante são representados qualitativamente na Figura 2.2. A ruptura por esmagamento dos cantos (Figura 2.2a) está associada à ruína do preenchimento em pelo menos um dos cantos carregados. Esse mecanismo de falha geralmente ocorre na presença de uma alvenaria participante fraca cercada por um quadro com ligações fracas e elementos fortes (ASTERIS, ANTONIOU, *et al.*, 2011). A ruptura por tração diagonal corresponde a um colapso diagonal de cisalhamento e manifesta-se por fissuração ao longo da diagonal comprimida do preenchimento (Figura 2.2b), este é um mecanismo comum que muitas vezes está associado a danos no pórtico. O modo de ruptura com dupla diagonal comprimida está associado à falha de cisalhamento devido ao escorregamento da junta de assentamento, este mecanismo geralmente acontece no caso de painéis com juntas de argamassa fracas cercadas por um quadro forte (Figura 2.2c). No comportamento pós-fissuração, o painel de alvenaria se comporta como duas barras comprimidas formando uma grande rótula através de duas diagonais comprimidas. A fissura de cisalhamento por escorregamento da junta separa o painel em duas partes. A ruptura, nesse caso, ocorre por flexão ou cisalhamento nos pilares. A ductilidade dos pilares à flexão pode impedir o colapso por esse tipo de esforço, enquanto a ruptura ao cisalhamento irá necessariamente sobrecarregar os demais pilares participantes da estrutura de contraventamento do prédio (PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE, 2013). O modo de ruptura dos elementos do pórtico é visto na forma de uma distribuição de rótulas plásticas produzindo a falha no quadro (Figura 2.2d), este modo geralmente ocorre em quadros fracos preenchidos com alvenaria participante forte. Vale ressaltar que todos os mecanismos básicos considerados podem ocorrer sob diferentes combinações e podem envolver pequenos e grandes danos no quadro circundante.

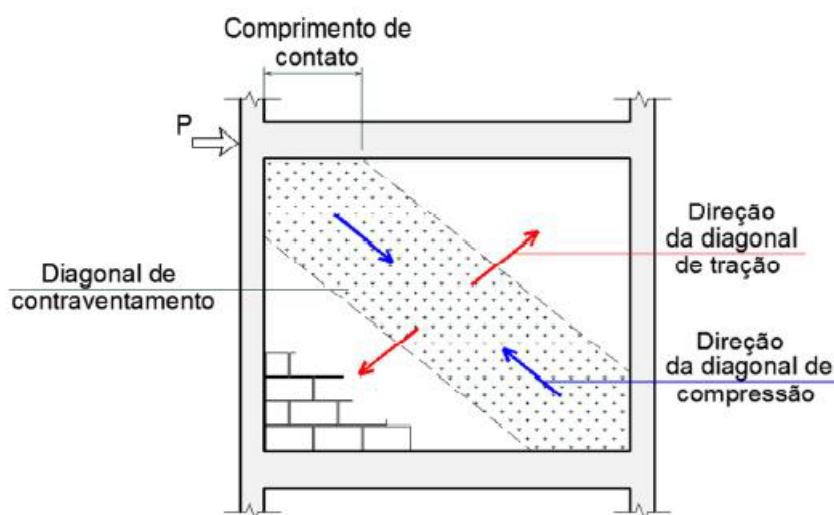
Figura 2.2 – Modos de ruptura de pórticos com alvenaria participante



Fonte: Caliò e Pantò (2014)

O comportamento das paredes resistentes de alvenaria de preenchimento foi estudado experimentalmente e analiticamente. Smith (1966) investigou o comportamento utilizando modelos de elementos finitos. Smith e Carter (1969), Smith e Coull (1991) e Mainstone (1971) utilizaram a abordagem de diagonal comprimida para simular o comportamento de paredes de preenchimento sob carga monotônica. As paredes de preenchimento foram apresentadas por uma única diagonal comprimida. Nazief e Korany (2013) comparou os resultados de diferentes prescrições de projeto de alguns códigos e normas em relação a largura da diagonal comprimida e rigidez inicial da parede de preenchimento com testes experimentais.

Figura 2.3 – Abordagem de diagonal comprimida



Fonte: Madia (2012)

Macleod e Liauw (1974) adotaram um método para analisar o pórtico preenchido através da utilização de uma estrutura equivalente que representasse todo o sistema composto. Kwan e Liauw (1983) desenvolveram uma teoria do colapso plástico para o preenchimento de alvenaria com base em testes de preenchimento de micro concreto. Notou-se que a presença da alvenaria participante provoca um considerável aumento da rigidez global e do momento de inércia no plano do quadro composto, bem como um aumento de energia dissipada, além de redução

considerável da probabilidade de colapso, mesmo em casos de quadros preenchidos defeituosos, quando adequadamente projetados (ASTERIS, 2008).

Estas paredes também devem ser concebidas para resistir a ações fora do plano, que possam ser exercidas sobre elas. Os investigadores indicaram que as paredes são capazes de resistir a carregamentos maiores, embora fissuras diagonais tenham se formado na parede; portanto, a fissura diagonal não deve ser considerada como sendo o modo de falha estrutural (EL-DAKHAKHNI, ELGAALY e HAMID, 2003) e (FLANAGAN e BENNETT, 2001).

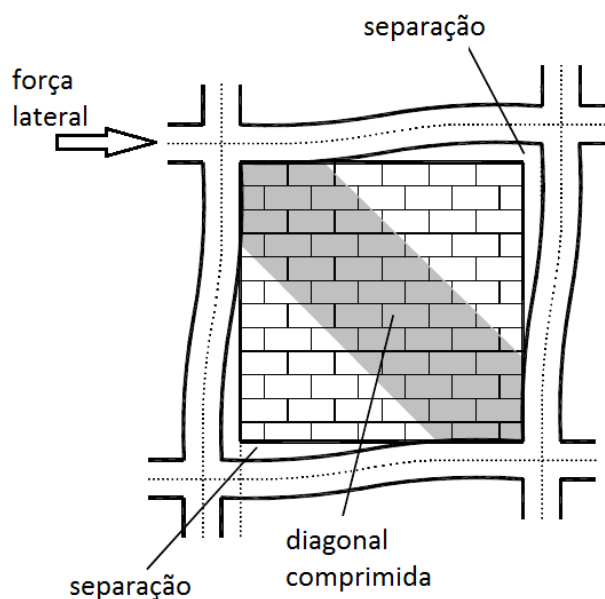
No Brasil, Braguim (1989) realizou análises experimentais caracterizando as ligações semirrígidas de pórticos de aço e, posteriormente, verificou a influência das ligações no comportamento de pórticos preenchidos. Madia (2012) realiza estudos sobre o comportamento de estruturas aporticadas preenchidas com painéis de alvenaria, para fins de contraventamento de edificações, averiguando o modelo de diagonais comprimidas e indicando critérios para projetos; o autor utiliza o programa comercial TQS, traz para análise um edifício real composto por 22 pavimentos submetidos a ações horizontais. Silva (2014) apresenta estudo sobre pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria submetidos a ações horizontais de Estado Limite de Serviço (ELS), considerando a contribuição do painel de preenchimento na rigidez da estrutura. Em seu trabalho, além de empregar o conceito de diagonal equivalente, utiliza também o método dos elementos finitos. Nesta análise, adota pórticos de concreto preenchidos com alvenaria, com e sem aberturas, com diferentes vãos.

Embora haja quantidade significativa de pesquisas realizadas sobre o tema, todos eles foram limitados a um pequeno conjunto de parâmetros que podem afetar o comportamento. Nenhum dos pesquisadores investigaram os pórticos de concreto pré-moldado e as variáveis que poderiam influenciar seu comportamento.

2.2 ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Polyakov (1956) foi o primeiro a propor o método da diagonal comprimida como análise de quadros preenchidos. Em seu teste de carga no plano, ele ensaiou estrutura de três andares, com painéis de alvenaria preenchendo quadros de aço; baseando-se nos padrões de ruptura, observou-se que o sistema se comportou como uma diagonal comprimida. A transmissão de tensões partindo do pórtico para o preenchimento foram observadas na área de compressão. Nas extremidades da diagonal comprimida ocorreram deformações concentradas enquanto que nos cantos opostos da diagonal ocorreu a separação do preenchimento e do quadro.

Figura 2.4 – Modelo equivalente de diagonal comprimida



Fonte: Adaptado Asteris *et al.* (2011)

Vários ensaios experimentais foram realizados para investigar o efeito de diversos parâmetros sobre o desempenho de pórticos de aço preenchidos de alvenaria. Dawe e Seah (1989) realizaram uma investigação experimental onde testaram 28 modelos em escala real de pórticos de aço preenchidos por blocos de concreto com o objetivo de determinar a distribuição das tensões e o seu comportamento quando submetido a uma ação no plano horizontal ao nível superior. Os modelos foram variados para observar: os efeitos da ligação painel-pórtico; a resistência da argamassa; as condições de contorno entre painel e quadro; tamanho da abertura, armação da diagonal comprimida; presença de cintas no preenchimento; e pórticos com ligações rígidas *versus* articuladas.

Notadamente, o preenchimento de pórticos com alvenaria aumenta consideravelmente a resistência no plano do cisalhamento de estruturas de aço. De forma recíproca, a estrutura de aço em torno garante um sistema dúctil. No entanto, a natureza variável das condições da interface entre painel e pórtico e o comportamento variável e anisotrópico do preenchimento de alvenaria de concreto apresentam dificuldades consideráveis em termos quantitativos de prever a força e o comportamento dos pórticos de aço preenchidos de alvenaria. Dawe e Seah (1989) reconheceram a maioria dos parâmetros influentes que afetam o comportamento de paredes de alvenaria participante.

Foi relatado que a ausência de argamassa entre o quadro e a parede de preenchimento tem um pequeno efeito sobre a rigidez inicial do sistema, mas a redução máxima de carga foi de 16%. A presença de conectores entre o quadro e a parede de preenchimento não afeta a

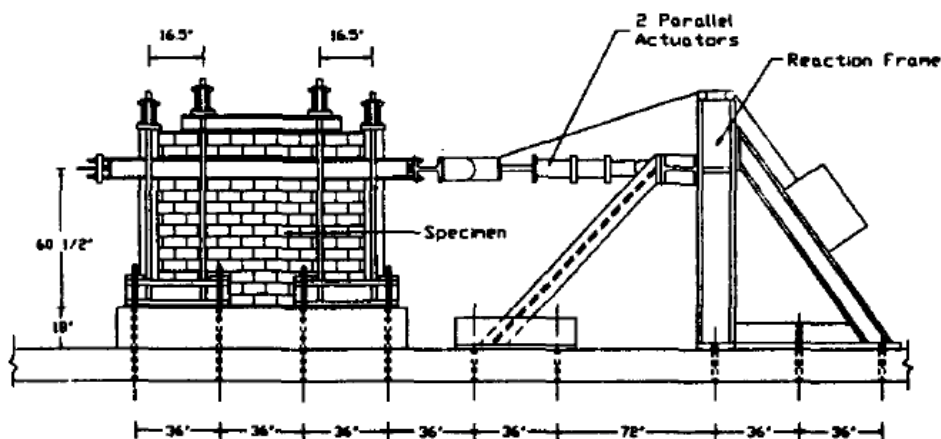
rigidez inicial da parede de preenchimento em comparação com os que não têm conectores; no entanto, a carga máxima foi reduzida em 20%. Além disso, a ruptura padrão da parede de preenchimento não foi a mesma que do modelo padrão, ela foi atribuída à restrição fornecida pela presença dos conectores. A presença de folga ou junta de ligação entre a parede de preenchimento e a viga de topo levou à redução das principais fissuras e carga máxima de 50%. Uma conclusão similar foi alcançada quando uma argamassa “pobre” foi usada entre o quadro e o preenchimento. Isto foi atribuído à eliminação da interface de cisalhamento que ajuda a diminuir o tamanho das rachaduras desenvolvidas. Armadura nas articulações não teve efeito significativo sobre a capacidade de rigidez inicial. Um pórtico completamente articulado apresentou uma redução na carga última, bem como a ruptura inicial em 50% e 25%, respectivamente. A forma deformada dos pórticos articulados levou à separação entre o preenchimento e o quadro (semelhante ao caso em que possuía abertura entre pórtico e preenchimento).

A presença de local de abertura da porta foi investigada e verificou que para aberturas das portas centrais, a redução da rigidez inicial e capacidade final foi de 54% e 40%, respectivamente; quando a abertura estava localizada longe da lateral de carregamento a redução da rigidez inicial e da capacidade de carga foi menor que no caso anterior (32% e 34%, respectivamente). Os piores locais para as aberturas foram observados quando estavam perto do ponto de carregamento, apresentando a uma redução de 54% e 56% na rigidez inicial e na capacidade de carga da parede de preenchimento, respectivamente. Armadura na diagonal comprimida levou a um aumento da rigidez inicial e na capacidade de carga final em 76% e 31%, respectivamente, em comparação com as paredes sem armação. A utilização de cinta intermediária na alvenaria participante teve um efeito menor sobre a capacidade de carga máxima das paredes de preenchimento (apenas 3% a mais em relação ao preenchimento de alvenaria padrão).

Mehrabi *et al.* (1996) ensaiaram doze modelos em meia-escala, considerando dois tipos de pórticos de concreto armado de um pavimento, preenchidos com blocos de alvenaria de dimensões: 92,075×193,675×92,075mm, projetados de acordo com o ACI 318-1989, sendo que um deles foi dimensionado para resistir a um alto carregamento lateral, como em terremotos, utilizando blocos maciços (chamado aqui de preenchimento forte); e o outro modelo, utilizando blocos vazados, dimensionado para resistir a uma velocidade básica de vento de aproximadamente 160km/h (preenchimento fraco). Durante a concepção dos quadros, a contribuição da parede de alvenaria foi ignorada. O painel de alvenaria foi construído após a construção do quadro como comumente acontece na construção civil. Durante os testes, os

níveis dos carregamentos verticais foram mantidos constante; alguns corpos-de-prova tinham a carga vertical atuando na coluna, enquanto outros tinham um terço da carga vertical aplicada na viga e dois terços aplicada nos pilares. No seu ensaio experimental, Mehrabi *et al.* (1996) não consideraram o efeito de aberturas ou tamanho da folga entre o quadro e a parede de preenchimento.

Figura 2.5 – Ensaio de pórtico preenchido

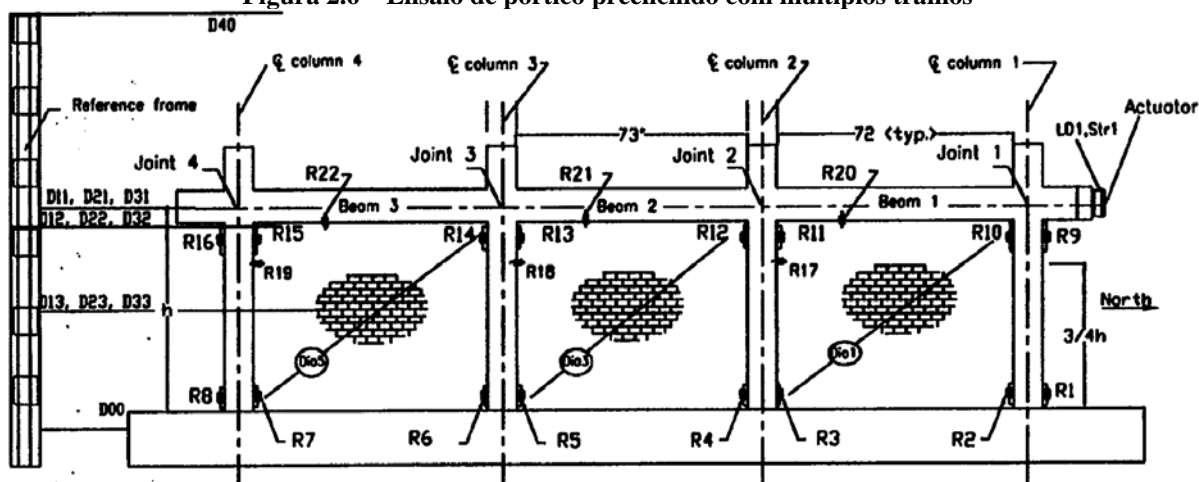


Fonte: Mehrabi (1996)

Observou-se que os painéis de preenchimento, com relação de dimensões mais baixas (h/ℓ) suportam uma ação lateral mais elevada do que os com relação de dimensões mais elevada. Para h/ℓ de $1/2$, a resistência lateral é de 17% maior do que h/ℓ de $2/3$. Também foi observado que o uso de preenchimento forte teve um aumento na rigidez da parede de 35 vezes maior que a parede de preenchimento fraco. Observou-se que o aumento das cargas verticais sobre as paredes de alvenaria de preenchimento aumentou a rigidez e resistência a ações laterais da parede, devido ao confinamento do sistema.

Al-Chaar (1998) estudou o desempenho de pórticos de concreto armado preenchido com blocos de concreto, bem como blocos cerâmicos. A experimentação foi realizada em corpos-de-prova de meia-escala. Os pórticos possuíam tramos únicos, duplos e triplos com largura entre eixo de pilar de 203,2cm; a altura das paredes de preenchimento era de 152,4cm. A seção transversal do pilar era de $20,3 \times 12,7$ cm, enquanto que a seção transversal da viga era de $19,7 \times 12,7$ cm. Os painéis tinham uma relação entre altura e espessura (h/t) de 13,9 para parede de blocos de concreto e 23,13 para parede de blocos cerâmicos. A argamassa do tipo N foi utilizada em todas as investigações. Ao contrário de outros pesquisadores, Al-Chaar observou o comportamento de múltiplos tramos. Ele não analisa o efeito das folgas (superior e total) entre o pórtico e a parede de preenchimento.

Figura 2.6 – Ensaio de pórtico preenchido com múltiplos tramos

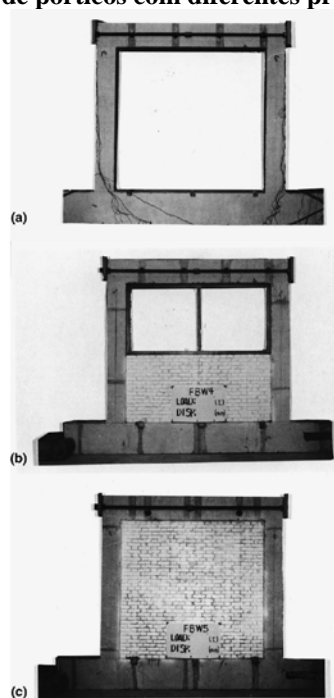


Fonte: Al-Chaar (1998)

Observou-se que a presença da parede com alvenaria participante permitiu ao sistema uma maior capacidade de carga do que no caso de pórtico não-preenchido. Para pórticos de múltiplos tramos a rigidez não aumenta linearmente conforme se dá o aumento do número de painéis preenchidos. A maioria das rupturas nas paredes de preenchimento ocorreram nos painéis localizados mais próximos ao lado carregado. Notou-se que o aumento da resistência do prisma conduz a uma melhoria da resistência da parede de preenchimento.

O comportamento estrutural de um pórtico de concreto armado com alvenaria participante cerâmica, moldado em escala real e submetido a carga monotônica no plano foi investigado por Chiou, Tzeng e Liou (1999). Três modelos foram considerados em sua investigação: o primeiro, um pórtico sem preenchimento; o segundo tratava-se de um pórtico preenchido até meia altura, assemelhando-se a situações onde existe a presença de grandes janelas; enquanto o último, era totalmente preenchido, sem folgas e com contato total entre painel e pórtico. Observou-se que a presença da parede com altura parcial diminuiu a capacidade final de carga lateral do sistema em 47% em comparação com os pórticos completamente preenchidos. O pórtico parcialmente preenchido induz a um efeito de pilar curto e leva a uma ruptura grave da coluna, por outro lado, o pórtico completamente preenchido, sem folgas aumenta a rigidez da estrutura e com fissuração uniforme do pilar adjacente.

Figura 2.7 – Ensaio de pórticos com diferentes preenchimentos



Fonte: Chiou *et. al.* (1999)

Flanagan e Bennett (1999) estudaram experimentalmente pórticos de aço preenchidos com blocos cerâmicos. Em seu trabalho, 9 modelos com pilares e vigas em dimensões diferentes foram testados até a ruptura. A espessura da parede de preenchimento também foi variada entre parede simples (19,5cm de espessura) e parede dupla (33cm de espessura). Os tamanhos das seções do pórtico de aço, bem como o comprimento e a altura da parede de preenchimento variou de um pórtico para outro com objetivo de analisar o efeito na rigidez do pórtico.

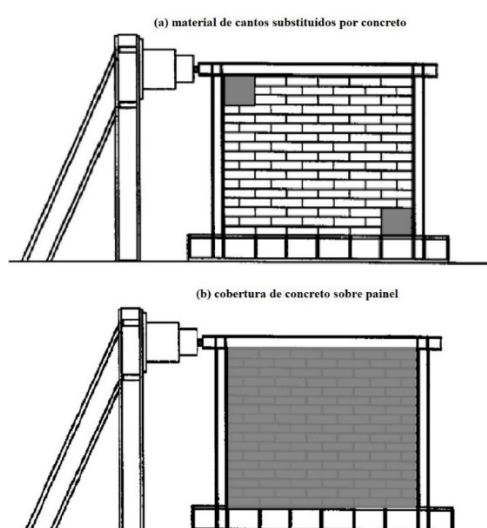
Os resultados mostraram que todos os preenchimentos falharam através de esmagamento no canto, e a carga de ruptura foi relativamente indiferente do pórtico padrão. A contribuição para resistência total do pórtico era pequena e a contribuição do preenchimento era quase constante. Um procedimento analítico foi proposto em que a força máxima para o esmagamento do canto do preenchimento no estado limite seja em função apenas de f_m' e da espessura do preenchimento. Este método simples previu a força melhor do que qualquer outro método de análise.

Uma equação linear da diagonal comprimida foi usada para definir a rigidez do preenchimento. O método foi qualitativamente relacionado com as falhas observadas no preenchimento. O comportamento dos blocos cerâmicos (fissuras, ruptura e rigidez) foi melhor correlacionada com deslocamentos reais do que com os relatos históricos. O momento fletor no pórtico de aço foi semelhante ao momento fletor no pórtico vazio, exceto no canto de carregamento. A expansão do preenchimento devido a abertura de fissuras foi causada pelos

momentos negativos da viga superior. As forças axiais no pilar mais próximo a aplicação do carregamento foram semelhantes às cargas aplicadas. Uma tensão foi desenvolvida na porção superior do pilar mais distante. Os resultados de várias outras configurações, incluindo um preenchimento reparado, um preenchimento excêntrico, um preenchimento com folga junto aos pilares, e um preenchimento com abertura no canto, também foram analisados.

Moghaddam (2004) introduz uma nova abordagem analítica para a avaliação da força de cisalhamento e padrão de fissuras em painéis de preenchimento de alvenaria. Ele também apresenta os resultados de investigações experimentais e analíticas sobre pórtico de aço preenchido por alvenaria reparada e armada. Duas técnicas de reparo foram examinadas: em uma o material de canto é substituído por concreto, em outra uma cobertura de concreto é colocada sobre o painel.

Figura 2.8 – Técnicas de reparos examinadas



Fonte: adaptado Moghaddam (2004)

Como resultado de sua contribuição, as paredes preenchidas de alvenaria são submetidas a ruptura e esmagamento durante os terremotos graves e necessitam de reparados para restabelecer sua resistência original. Um método analítico foi desenvolvido para determinar os padrões de fissuras e a resistência ao cisalhamento dos painéis preenchido de alvenaria. Este método também permitiu avaliar os parâmetros de resistência do material de alvenaria. Demonstrou-se que o padrão de fissuração é independente da tensão de cisalhamento, e a predominância das fissuras apareceram na diagonal. Apresentou-se que o módulo de elasticidade da alvenaria E_{in} é obtido a partir de testes que grosseiramente subestima a rigidez geral de um quadro preenchido, sendo assim, apresentada uma abordagem analítica mais precisa

para a formulação de novo valor de E_{in} . Utilizando uma análise de elemento finito, a distribuição das tensões no painel de preenchimento foi avaliada e os resultados indicaram que os cantos comprimidos são submetidos a grandes tensões biaxiais e, por conseguinte, são suscetíveis a esmagamento quando o pórtico é sujeito a uma forte ação lateral. Assim, previu-se que a resistência do canto esmagado pode ser aumentada através da substituição do material de baixa resistência com um material mais forte, tal como concreto. Os experimentos realizados com cantos reforçados comprovaram esta hipótese. Também foi demonstrado que a colocação de uma cobertura de concreto na superfície de um painel de preenchimento é um método viável e eficaz para reparar os preenchimentos de alvenaria que tenham sido danificados durante um terremoto.

Kaltakc, Köken e Korkmaz (2006) ensaiaram 30 pórticos de aço parcialmente e totalmente preenchidos com as dimensões e propriedades de preenchimento diferentes. Eles foram submetidos a uma ação lateral cíclica e invertida para determinar as suas cargas de ruptura experimentais. O método elástico simplificado da diagonal comprimida equivalente, foi usado para determinar as cargas de ruptura analíticas. Em seu trabalho, eles concluíram que: o método sugerido de diagonal equivalente para a solução analítica é fácil de usar e simples para encontrar as cargas de falhas de sistemas de pórticos preenchidos, pois só é necessário saber as dimensões e as propriedades mecânicas dos materiais do preenchimento para utilizar o método; as cargas de ruptura analíticas e experimentais determinadas no estudo são geralmente próximas umas das outras, no entanto, a relação das cargas de ruptura obtidas do método analítico para cargas de ruptura experimentais excede 40% em pórticos de aço vazios, de um pavimento e dois tramos. Os tipos de falha da parede de preenchimento obtidos a partir do método analítico concordam muito bem com os resultados experimentais. As cargas de ruptura dos pórticos de aço vazios obtido pela análise plástica são semelhantes para as cargas de ruptura obtidos experimentalmente. Embora os resultados analíticos geralmente acordaram com os resultados experimentais, observou-se algumas diferenças que foram assumidas como sendo, apesar da atenção, pequenas falhas experimentais de carregamento, apoio, medidas etc., além de possíveis falhas na preparação dos modelos e a consideração das fissuras que ocorrem nas amostras de teste não terem sido consideradas nas soluções analíticas.

2.3 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO CONFORME DIFERENTES CÓDIGOS E NORMAS

Assim como a norma brasileira, alguns códigos e normas de projeto atuais ignoram a contribuição da alvenaria participante em resistir à ação lateral aplicada na estrutura, entretanto, há os que contemplem. A seguir serão apresentadas as considerações da alvenaria participante conforme norma canadense (CSA S304-14), a neozelandesa (NZS 4230-04) e o código americano (TMS 402/602-16). Percebe-se que apesar de todas as normas/códigos apresentados considerarem o aumento da rigidez, a norma americana possui um posicionamento mais conservador que restringe em algumas situações, o uso da alvenaria participante.

2.3.1 NORMA CANADENSE (CSA 304-2014)

A norma canadense indica que a alvenaria participante deve ser projetada para resistir a todas as cargas aplicadas no plano e fora do plano e não devem ter aberturas, e nem folgas entre o painel de alvenaria e o pórtico, a menos que o projetista seja capaz de mostrar através de testes ou investigações experimentais que a ação da diagonal comprimida pode ser formada e todos os outros requisitos estruturais da parede de preenchimento para o contraventamento possa ser desenvolvido.

A norma permite levar em conta os benefícios da alvenaria participante usando o modelo de diagonal comprimida. A largura da diagonal comprimida (w), deve ser tomada como:

$$w = \sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2} \quad \text{onde,}$$

α_H = comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida

α_L = comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida

e

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4E_f I_c h}{E_m t_e \text{sen} 2\theta}}$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4E_f I_b \ell}{E_m t_e \text{sen} 2\theta}} \quad \text{onde,}$$

E_m, E_f = módulos de elasticidade da parede de alvenaria e pórtico, respectivamente;

h, ℓ = altura e comprimento da parede de alvenaria participante, respectivamente;

t_e = soma da espessura das paredes longitudinais do bloco vazado não totalmente grauteado e a espessura da parede para o tijolo ou bloco vazado totalmente grauteado;

I_c, I_b = momentos de inércia do pilar e da viga do pórtico, respectivamente;

$$\theta = \tan^{-1}(h/\ell), \text{ graus}$$

A largura da diagonal comprimida efetiva, w_{eff} , para o cálculo da capacidade de compressão da diagonal comprimida deve ser tomado como $w/2$ e não pode exceder um quarto do comprimento da diagonal.

A rigidez da diagonal comprimida efetiva utilizada nos cálculos de deslocamento é calculada como

$$\phi_{st} w_{eff} t_e E_m / \ell_s \quad \text{onde,}$$

$$\ell_s = \text{o comprimento da diagonal comprimida, mm}$$

$$\phi_{st} = \text{fator a ter em conta a redução de rigidez tomado como 0,5.}$$

A altura efetiva da diagonal comprimida para efeitos de esbeltez deve ser considerada igual ao comprimento de projeto da diagonal, ℓ_s , diminuído de $w/2$.

2.3.2 CÓDIGO AMERICANO (TMS 402/602-2016)

No código americano não permite paredes de altura parcial e paredes com aberturas compartilhem a resistência lateral; pequenas folgas, que são fechadas quando a ação lateral é aplicada na parede, podem existir entre a parede de preenchimento e o pórtico; entretanto nesse caso, o código requer redução na resistência e rigidez de 50%. Uma restrição da relação altura/espessura de 30 é dada pelo código para assegurar a estabilidade da construção da parede.

As alvenarias participantes devem ser dimensionadas para que a força de projeto seja igual ou exceda a força solicitada. A força do projeto é a força de resistência multiplicada pelo fator de redução de força, ϕ . O valor de ϕ deve ser tomado como 0,60 e aplicado ao cisalhamento, flexão e resistência axial da alvenaria participante.

De acordo com o TMS 402/602 - 2016, as paredes de preenchimento falham devido a ruptura da diagonal comprimida, com esmagamento nos cantos do painel ou cisalhamento deslizante. A capacidade da alvenaria participante é dada como a menor das seguintes equações:

$$V_{n \text{ inf}} = \text{menor entre}$$

- $(150\text{mm}) \cdot t_{net \text{ inf}} \cdot f'_m$
- componente horizontal da força na diagonal comprimida para um deslocamento de 25 mm
- $\frac{V_n}{1,5}$

$$V_n = \text{menor entre}$$

- $0,33 \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}$
- $0,83 \cdot A_n$
- $0,26 \cdot A_n + N_u$

onde,

A_n = área de seção transversal líquida da alvenaria

f'_m = resistência à compressão de alvenaria

N_u = fator da força de compressão atuando normal à superfície de cisalhamento que está associada à ação horizontal final

$t_{net\ inf}$ = espessura líquida da parede de preenchimento

$V_{n\ inf}$ = resistência ao cisalhamento horizontal no plano da parede de preenchimento

V_n = resistência ao cisalhamento

A largura da diagonal comprimida, w_{inf} , usada no TMS 402/602-16 é dada como:

$$w_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cdot \cos \theta_{strut}}$$

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_{net\ inf} \cdot \cos 2\theta_{strut}}{4 \cdot E_{bc} \cdot I_{bc} \cdot h_{inf}}}$$

onde,

E_{bc} = módulo de elasticidade para pórtico

E_m = módulo de elasticidade para alvenaria

h_{inf} = altura da parede de preenchimento

I_{bc} = momento de inércia do pórtico

λ_{strut} = parâmetro característico de rigidez

2.3.3 NORMA NEOZELANDESA (NZS 4230-2004)

A norma neozelandesa contempla apenas o uso de blocos de concreto, ela também exige que as paredes de preenchimento estejam em total contato com o pórtico circundante. A largura da diagonal comprimida é dada como sendo um quarto do comprimento da diagonal desenvolvida. A norma da Nova Zelândia recomenda a investigação experimental e analítica mostrando o desenvolvimento de diagonais comprimidas capazes de reforçar o pórtico como o caso da norma canadense. No caso de um painel de alvenaria armado, a armadura deve ser ligada ao pórtico por barras de arranque, soldadas ou com qualquer meio que garanta o desenvolvimento de uma ação composta.

2.4 VARIÁVEIS QUE AFETAM O COMPORTAMENTO DA ALVENARIA PARTICIPANTE

2.4.1 RIGIDEZ DA ALVENARIA PARTICIPANTE

Mehrabi *et al.* (1996) estudaram o efeito de usar o preenchimento mais rígido para realçar o comportamento da parede de preenchimento. Foi realizada uma comparação entre o preenchimento forte construído a partir de blocos de concreto maciços e o fraco construído a partir de blocos de concreto vazado. Foi relatado que o uso de preenchimento forte levou ao aumento da rigidez da parede de preenchimento 35 vezes mais do que o fraco; o pórtico com preenchimento forte suportou mais carga antes da falha.

Al-Chaar (1998) e Al-Chaar e Abrams (2001) além de concordarem com o estudo de Mehrabi *et al.* (1996), observam que a rigidez aumenta com o aumento do número de painéis preenchidos de pórtico de múltiplos tramos; porém, este aumento não segue um padrão linear. Também foi relatado que o preenchimento de alvenaria era capaz de sustentar a carga mesmo após o dano ter ocorrido (em comparação com o pórtico vazio). O mesmo comportamento foi relatado por Dawe, Liu e Seah (2001) em sua investigação numérica. Moghaddam (2004) realizou uma investigação semelhante usando armações de aço em blocos preenchidos. Todos concordaram que o aumento da rigidez da parede preenchida de alvenaria traz aumento da capacidade de carga do sistema global.

2.4.2 RELAÇÃO DAS DIMENSÕES DO PAINEL

A relação das dimensões da parede de preenchimento de alvenaria é definida como a relação entre altura/comprimento. Mehrabi *et al.* (1996) estudaram o efeito da relação de dimensões do preenchimento de alvenaria no desempenho dos pórticos preenchidos de alvenaria. Eles relataram que os painéis de preenchimento com relações menores mantiveram um carregamento lateral maior que aqueles de relação de dimensões maiores. Para h/ℓ de 1/2, a resistência lateral é 17% maior do que h/ℓ de 2/3.

Flanagan e Bennett (1999) e Dawe, Liu e Seah (2001), conduziram uma investigação semelhante e chegaram à mesma conclusão que Mehrabi *et al.* (1996). Portanto, relação das dimensões da parede de alvenaria participante menores significam aumento de sua rigidez e de sua capacidade de sustentar ação lateral.

2.4.3 ARMADURAS PARA JUNTA DE ASSENTAMENTO

Dawe e Seah (1989) estudaram o efeito da presença de armaduras para junta de assentamento sobre a capacidade das paredes de alvenaria participante. Eles relatam que a presença da armadura na junta de assentamento teve um efeito menor sobre a capacidade de carga final. No entanto, a ausência delas levou ao aumento da fissuração no painel de preenchimento; conseqüentemente, uma diminuição na rigidez inicial da parede.

2.4.4 ABERTURAS NAS PAREDES DE PREENCHIMENTO DE ALVENARIA

A presença de aberturas foi estudada experimentalmente e numericamente por vários pesquisadores em todo o mundo: Dawe e Seah (1989); Chiou, Tzeng e Liou (1999); Flanagan e Bennett (1999); Alvarenga (2002); Silva (2014) entre outros, investigaram o comportamento de paredes de preenchimento com aberturas de portas e/ou janelas em vários locais. Todos concordaram que a presença de abertura reduz a rigidez inicial, bem como a capacidade final de paredes de alvenaria de preenchimento. A redução foi maior para aberturas maiores e mais próximas ao ponto de carregamento.

2.4.5 ARMADURA NA DIAGONAL COMPRIMIDA

Dawe e Seah (1989) estudaram o efeito da presença de barras verticais de aço de comprimento igual à largura esperada da diagonal comprimida sobre a capacidade de carga das paredes de alvenaria de contraventamento. Foi relatado que esta técnica levou ao aumento da rigidez inicial e da capacidade final em 76% e 31%, respectivamente, do painel de alvenaria participante.

2.4.6 PRESENÇA DE CINTA INTERMEDIÁRIA

Dawe e Seah (1989) relataram que o uso de cinta intermediária teve um efeito menor sobre a capacidade de carga máxima da alvenaria participante (aumento de 3%). Observou-se que a primeira grande fissura coincidiu com a obtenção da carga final. Além disso, verificou-se que a rigidez pré-pico era 38% maior do que da parede de alvenaria participante padrão que estava em contato total com a parede e não possuía armadura na junta de assentamento.

2.4.7 CARREGAMENTO VERTICAL

Mehrabi *et al.* (1996) observaram que o aumento do valor da carga vertical levou ao aumento da rigidez e da resistência máxima da amostra. A presença dessa carga aumenta o confinamento do preenchimento de alvenaria; portanto, aumenta sua capacidade. Esta afirmação é verdade até certo limite, pois se a carga gravitacional aplicada exceder um valor

ótimo, a fissuração no preenchimento ocorreria reduzindo a capacidade do sistema (DAWE, LIU e SEAH, 2001). Chen e Liu (2016) através de seu estudo com elementos finitos obtiveram a mesma conclusão.

2.4.8 CONTATO ENTRE PAINEL E PÓRTICO

Dawe e Seah (1989) observaram que não houve mudança significativa na rigidez inicial da parede de alvenaria participante quando nenhuma argamassa era colocada entre as abas dos pilares metálicos e o preenchimento de alvenaria. Somente a carga final foi reduzida em 16% devido à diminuição da resistência à compressão do painel de alvenaria utilizado. Eles também analisaram o desempenho das paredes de preenchimento quando elas foram ligadas com os pilares adjacentes com chapas em forma de “L”. A presença das chapas de ligação não afetou a rigidez inicial do painel de alvenaria participante em comparação com aqueles sem ligação; no entanto, a carga final foi reduzida em 20%. Além disso, o padrão de fissuração da parede de preenchimento não era o mesmo que o espécime padrão; isto foi atribuído à restrição proporcionada pela presença de ligação entre o pilar e as paredes de preenchimento. O suporte de compressão diagonal não foi completamente desenvolvido devido a estas extensas fissuras. Uma conclusão semelhante foi relatada por Flanagan e Bennett (1999) e Dawe, Liu e Seah (2001).

Dawe e Seah (1989) também analisaram a presença de folgas entre a viga superior e o painel de preenchimento de alvenaria, concluindo que a existência desse espaço reduz o início da ruptura e a capacidade de carga máxima em 50%.

2.4.9 RIGIDEZ DO PÓRTICO

Alguns pesquisadores estudaram o efeito da rigidez do pórtico em alvenaria participante. Dawe e Seah (1989) e Dawe, Liu e Seah, (2001) estudaram esse comportamento experimentalmente e numericamente. No uso de um pórtico completamente articulado levou a redução na carga final, bem como a fissuração principal inicial em 50% e 25%, respectivamente. Uma observação interessante foi a maneira pela qual os quadros articulados deformaram levando à separação do preenchimento de alvenaria e o pórtico, parecido como o que ocorreu no modelo com folgas entre painel e pórtico. Flanagan e Bennett (1999) analisaram o efeito da rigidez da estrutura sobre o desempenho das paredes de alvenaria de contraventamento: os pórticos com seção transversal maior dos pilares obtiveram aumento da rigidez levando a um aumento da capacidade final da estrutura, pois o aumento do contato entre o pórtico e a parede de preenchimento aumentou o confinamento exercido sobre a alvenaria participante conduzindo ao aumento da capacidade final.

2.4.10 POSIÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE EM RELAÇÃO AO PÓRTICO

Flanagan e Bennett (1999) estudaram o comportamento de pórticos preenchido de alvenaria quando a posição da parede não estava na linha central do pórtico, apenas 65% da espessura do painel estava dentro do pórtico. Quando o carregamento foi aplicado na linha central do pórtico, a parede foi sujeita a uma combinação de curvatura no plano e fora do plano. Observou-se que ocorreu um desprendimento considerável da argamassa devido ao efeito fora do plano; a rigidez inicial no plano e a carga de máxima foram reduzidas em 30% e 25%, respectivamente, em comparação com o ensaio onde a parede estava no centro do pórtico.

3. MODELAGEM NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo consiste na abordagem dos conceitos relacionados à modelagem numérica de elementos de alvenaria. Serão apresentadas as estratégias de modelagem, assim como os modelos constitutivos geralmente utilizados para representar o comportamento mecânico dos materiais; no final, serão apontados alguns trabalhos numéricos já realizados de alvenaria participante.

3.1 GENERALIDADES

Uma forma de se estudar o efeito isolado de cada parâmetro no comportamento global da estrutura é a utilização de modelagem numérica com base no método dos elementos finitos. Análise numérica tem vantagens sobre o teste experimental, pois é uma forma menos dispendiosa de realizar investigação em vez de ensaiar corpos de prova. Além disso, modelagem numérica permite estudo dos parâmetros mais influentes que afeta o comportamento deste tipo de paredes. No entanto, estes modelos têm de ser calibrados e validados com o teste experimental.

O método dos elementos finitos é uma ferramenta poderosa que pode ser utilizada para estudar o comportamento de estruturas sob diferentes condições de contorno. O desafio de sua utilização com a alvenaria dar-se por tratar de um material formado pela junção de blocos e argamassa, onde a maior parte dos fenômenos não-lineares ocorre na interface entre os dois materiais. A complexidade do comportamento se deve a uma série de fatores, entre eles: a formação de fissuras, ruptura por esmagamento, ruptura por tração e a interação entre os diferentes materiais. O método dos elementos finitos exige o conhecimento de todos os possíveis mecanismos de falha que possam surgir nos elementos dos pórticos preenchidos de alvenaria. Para se obter um modelo numérico que represente satisfatoriamente o comportamento real de uma estrutura, é necessário a utilização de modelos constitutivos mais complexos e apurados, capazes de representar as não-linearidades da alvenaria.

Neste capítulo, pretende-se apresentar as estratégias de modelagem utilizadas na alvenaria, assim como realizar uma apresentação dos modelos constitutivos adotados neste trabalho, finalizando com a apresentação de trabalhos realizados por outros autores.

3.2 TÉCNICAS DE MODELAGEM

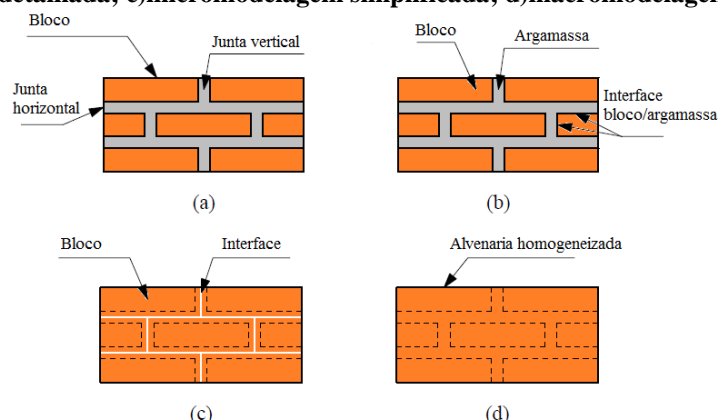
As técnicas utilizadas para modelagem e análise numérica de pórticos preenchidos podem ser divididas em dois grupos: a micromodelagem e a macromodelagem. A primeira envolve modelos matemáticos nos quais a estrutura é discretizada em um grande número de elementos, a fim de obter os efeitos locais da estrutura. Já a macromodelagem, inclui modelos simplificados, baseados no comportamento físico dos pórticos preenchidos. De acordo com Lourenço (1996), o comportamento da alvenaria pode ser estudado numericamente, pelo método dos elementos finitos (MEF), de três formas diferentes, dependendo do nível de precisão e simplicidade desejado:

- Micromodelagem detalhada: blocos e argamassa são representados por elementos contínuos, enquanto que a interface bloco/argamassa é representada por elementos descontínuos. Nesta abordagem o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e, facultativamente, as propriedades inelásticas de ambos, bloco e argamassa, são consideradas. A interface representa um potencial plano de falha inicial para evitar a interpenetração do contínuo. Isso permite que a ação combinada do bloco, argamassa e interfaces sejam estudados como por uma “lente de aumento”.

- Micromodelagem simplificada: nesta abordagem, a junta de argamassa é simulada por interface de espessura zero, enquanto que as unidades são representadas com dimensões expandidas, a fim de manter a geometria inalterada. A alvenaria é, portanto, considerado como um conjunto de blocos elásticos ligados por potenciais linhas de falhas nas interfaces. A precisão é menor que a anterior e o coeficiente de Poisson da argamassa é ignorado.

- Macromodelagem: não faz distinção entre blocos e argamassa, tratando a alvenaria como um meio homogêneo, contínuo e anisotrópica.

Figura 3.1 – Abordagens para modelagem de alvenaria: a) representação de alvenaria; b) micromodelagem detalhada; c) micromodelagem simplificada; d) macromodelagem



Fonte: adaptado Lourenço (1996)

Uma abordagem não deve ser considerada melhor que a outra, pois existem diferentes campos de aplicação para macro e micromodelagem. As análises por micromodelagem são necessárias para permitir uma melhor compreensão sobre o comportamento local das estruturas de alvenaria. Este tipo de modelagem aplica-se notoriamente aos detalhes estruturais, como os sistemas de construção com de blocos de silicato de cálcio; e na consideração de aberturas de janela e de porta. Nesses casos deve-se usar preferencialmente a micromodelagem. Macromodelos são escolhidos quando se deseja estudar o comportamento global da alvenaria (para grandes modelos), onde, por simplificação, as tensões podem ser consideradas uniformes. Claramente, ela é uma abordagem mais prática devido à redução de tempo e de requisitos de memória, bem como uma geração de malha amigável. Este tipo de modelagem é mais recomendado quando necessita-se ponderar entre precisão e eficiência.

A precisão da macro e micromodelagem de estruturas de alvenaria requer uma profunda descrição do material. Entretanto, as propriedades de alvenaria são influenciadas por um grande número de fatores, tais como: as propriedades do material de blocos e argamassa; o arranjo das juntas horizontais e verticais; a anisotropia e dimensão dos blocos; a largura, a qualidade do acabamento e o grau de cura das juntas; o ambiente em que se encontra e a idade do material. Devido a esta diversidade, a comunidade de pesquisa da alvenaria vem se interessando cada vez mais em sofisticados modelos numéricos em oposição às recomendações ou fórmulas empíricas. A utilização de diferentes métodos, materiais e parâmetros de ensaio, impedem comparações e conclusões entre a maioria dos resultados experimentais. Isto também é prática corrente para relatar e medir apenas os valores de força e desconsiderar características de deformação (LOURENÇO, 1996).

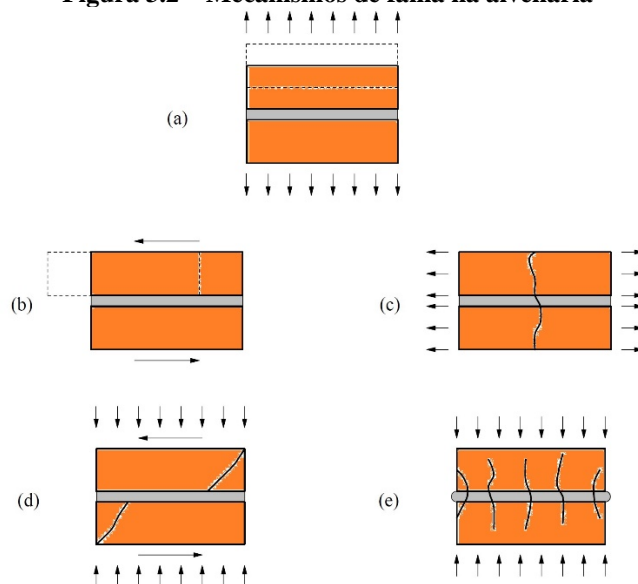
3.3 MODELOS CONSTITUTIVOS

Diversos autores têm proposto modelos constitutivos capazes de representar o comportamento dos componentes da alvenaria e da interface argamassa/bloco, reproduzindo, deste modo, o comportamento verificado nos ensaios experimentais.

Sayed-Ahmed e Shrive (1996) adotaram um modelo que usa uma superfície baseada nos critérios de falha Drucker e Prager para representar as não linearidades físicas do material.

Segundo Lourenço e Rots (1997) um modelo preciso para alvenaria deve incluir os tipos básicos de mecanismos que caracterizam o material: (a) falha nas juntas de assentamento; (b) deslizamento ao longo das juntas horizontais ou verticais com baixos valores de tensão normal; (c) falha dos blocos de alvenaria em tração direta; (d) falha diagonal das unidades de alvenaria em valores de tensão normal suficientes para desenvolver atrito nas interfaces; e (e) esmagamento das unidades sob tensão como resultado da dilatância do bloco com altos valores de tensão normal (Figura 3.2). É claro a partir dos fenômenos descritos que (a, b) são mecanismos da argamassa, (c) é um mecanismo do bloco e (d, e) são mecanismos combinados envolvendo bloco e argamassa. As tentativas de usar interfaces para modelagem de alvenaria foram realizadas na última década com modelos razoavelmente simples e sem incluir todos os mecanismos acima.

Figura 3.2 – Mecanismos de falha na alvenaria

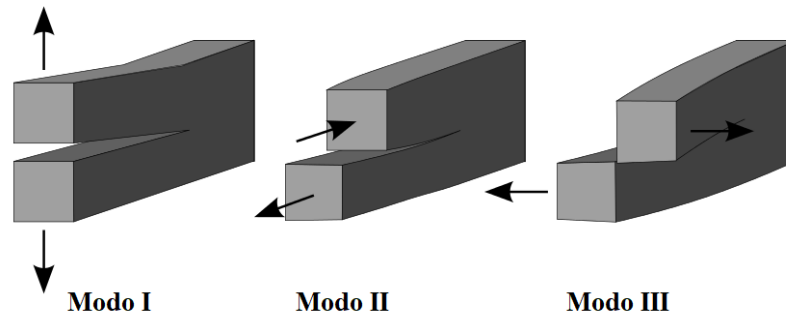


Fonte: adaptado Lourenço (1996)

Estes modelos baseiam-se nos três modos básicos relacionados à forma de ruptura, que são definidos de acordo com a separação geométrica das superfícies de falha, conhecidos como: Modo I – modo de abertura, esforço de tração normal ao plano da fratura; Modo II – modo deslizante, esforço de cisalhamento que atua paralelamente ao plano da fratura e perpendicular

à frente da fratura; Modo III – modo de rasgo, esforço de cisalhamento que atua paralelamente ao plano da fenda e paralelo à frente da fissura.

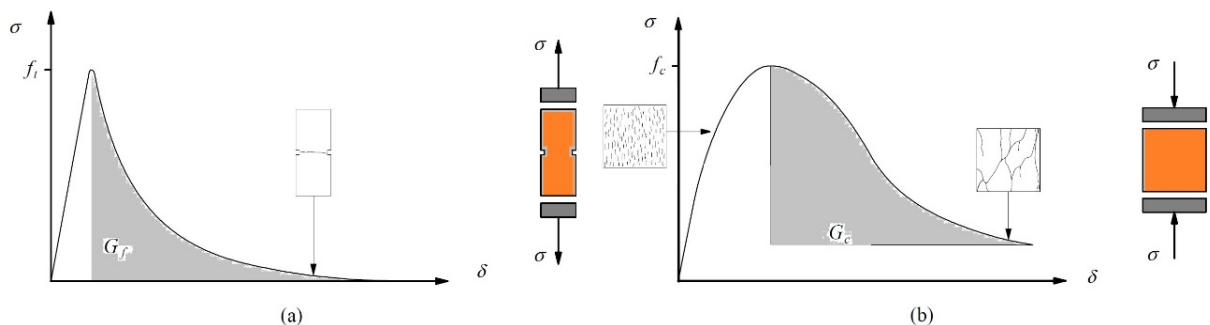
Figura 3.3 – Modos de fratura



Disponível em: < https://en.wikipedia.org/wiki/Fracture_mechanics >
Acessado em: 10 de fevereiro de 2018

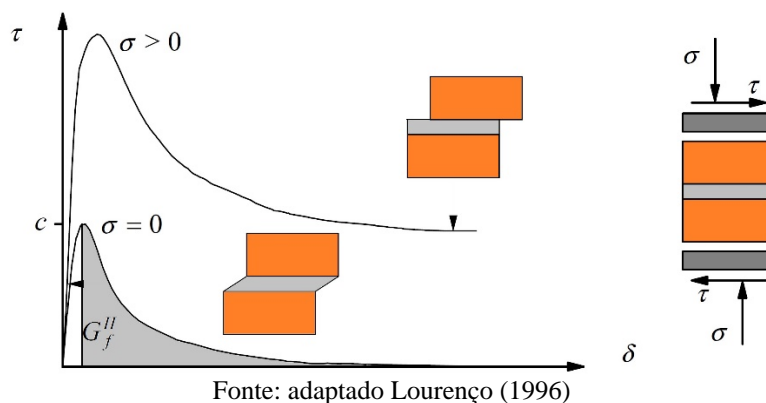
A Figura 3.4 mostra diagramas característicos de tensão-deslocamento para materiais quase frágeis em tensão e compressão uniaxial. Lourenço (1996) presume que a energia de fratura assumidas como propriedades do material no Modo I pode ser descrita pela integral da curva tensão-deslocamento apresentadas respectivamente como energia de fratura na tração G_f^I e energia de fratura na compressão G_c . Para o Modo II novamente presume-se que o comportamento inelástico em cisalhamento pode ser descrito pela energia de fratura de G_f^{II} , definida pela integral do diagrama tensão-deslizamento na ausência de carga de confinamento normal (Figura 3.5). Percebe-se ainda, que quanto maior a tensão de pré-compressão maior será a tensão de cisalhamento desenvolvida na interface entre bloco e argamassa, e consequentemente, maior a energia de fratura no Modo II.

Figura 3.4 – Comportamento típico de materiais quase-frágeis sob carregamento uniaxial e definição da energia de fratura – Modo I: a) tração; b) compressão



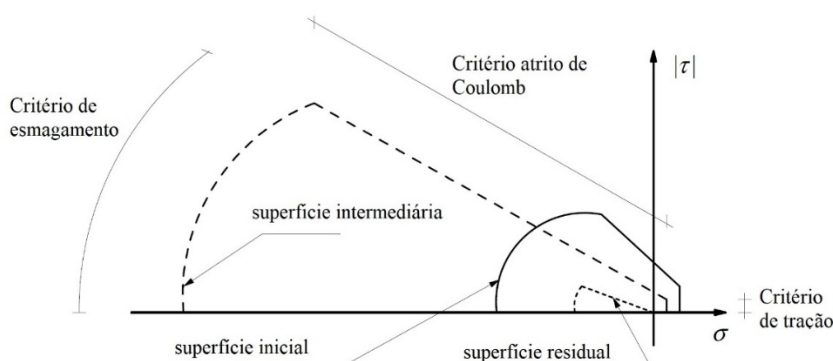
Fonte: adaptado Lourenço (1996)

Figura 3.5 – Comportamento da alvenaria sob cisalhamento e definição da energia de fratura - Modo II (c indica a coesão)



A proposta de Lourenço e Rots (1997) considera a ruptura a tração no Modo I, o critério de Mohr-Coulomb para o Modo II e o critério “*cap mode*” para o esmagamento (Figura 3.6); propondo assim, um modelo de interface para a análise de estruturas de alvenaria não armadas considerando os diferentes modos de falha e sugerindo uma nova abordagem para modelar estruturas de alvenaria. Nesta abordagem, as juntas de argamassa são consideradas os elementos mais fracos e foram modeladas por elementos elastoplástico de interface. O resultado mostrou que o modelo conseguiu reproduzir a resposta experimental da estrutura sem dificuldades numéricas. Além disso, este modelo foi capaz de estimar fissuras dentro das unidades. Capturar essa falha é uma nova conquista na modelagem de elementos finitos de estruturas de alvenaria.

Figura 3.6 – Modelos de interfaces proposta (*cap mode*) de Lourenço e Rots

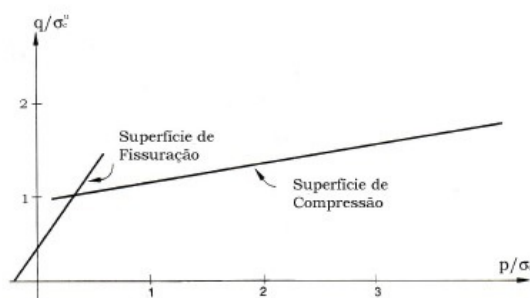


Fonte: adaptado Lourenço e Rots (1997)

Segundo o manual *Abaqus 2017*, quando os principais componentes de tensão são predominantemente de compressão, a resposta do concreto é modelada por uma teoria elastoplástica usando uma forma simples de superfície de produção escrita em termos de tensão equivalente (p) e da tensão equivalente de von Mises (q); esta superfície está ilustrada na Figura 3.7. Quando uma fissura é detectada, sua orientação é armazenada para ser utilizada em cálculos subsequentes. Fissuras posteriores que ocorram no mesmo ponto são restritas a serem

ortogonais a essa direção, já que as componentes de tensão associadas com a fissura aberta não são incluídas na definição da superfície de ruptura utilizada para verificar o aparecimento de fissuras adicionais. Verificado o aparecimento de uma fissura, um critério de dano elástico é então utilizado para descrever o comportamento pós-ruptura do concreto com fissuras abertas.

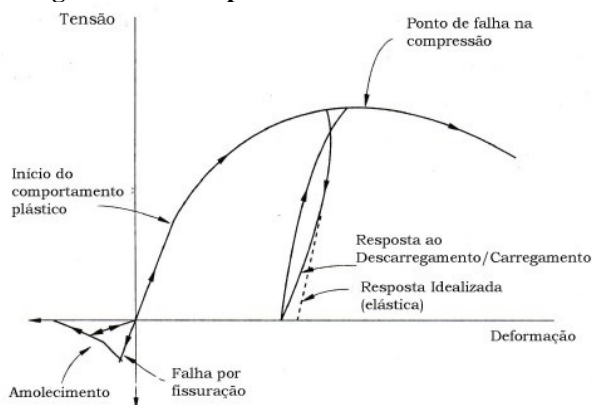
Figura 3.7 – Superfícies de ruptura no plano (p-q)



Fonte: adaptado manual *Abaqus* 2017

As respostas uniaxiais à fissuração e à compressão do material são mostradas na figura abaixo.

Figura 3.8 – Comportamento uniaxial do modelo



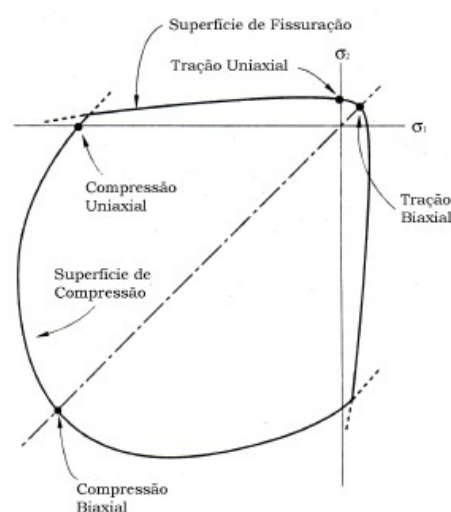
Fonte: adaptado manual *Abaqus* 2017

Quando o material é carregado em compressão, ele inicialmente exibe resposta elástica. À medida que a tensão é aumentada, ocorre um esforço não recuperável (inelástico) e a resposta do material se anula. Um último esforço é alcançado, após o que o material perde força até que ele não possa mais suportar qualquer tensão. Se a carga for removida em algum ponto após o esforço inelástico ter ocorrido, a resposta de descarga é mais suave do que a resposta elástica inicial: a elasticidade foi danificada. Este efeito é ignorado no modelo, uma vez que o programa assume que as aplicações envolvem principalmente esforço monotônico, com apenas descargas ocasionais e menores. Quando um material é carregado à tração, ele responde elasticamente até que, em uma tensão que seja tipicamente 7-10% da tensão de compressão final, fissuras se formam. As fissuras se formam tão rapidamente que, mesmo em ensaios com deformação

controlada é muito difícil observar o comportamento real. O modelo pressupõe que a fissura causa dano, no sentido de que as fissuras abertas podem ser representadas por uma perda de rigidez elástica. Também é assumido que não existe nenhuma deformação permanente associada à fissura. Isso permitirá que as fissuras se fechem completamente se a tensão através delas se tornar compressiva.

No estado multiaxial de tensões, essas observações são generalizadas através do conceito de superfícies de falha e da resistência última no espaço das tensões principais. Essas superfícies são ajustadas com dados experimentais. As superfícies utilizadas são mostradas nas Figura 3.7 e Figura 3.9.

Figura 3.9 – Superfícies de ruptura no estado plano de tensões



Fonte: adaptado manual *Abaqus 2017*

3.4 TRABALHOS SOBRE ANÁLISE NUMÉRICA DE ALVENARIA PARTICIPANTE

A técnica de modelagem da alvenaria participante tem sido usada com sucesso por muitos pesquisadores, a seguir será demonstrado o trabalho de alguns deles:

Mehrabi e Shing (1997) realizaram estudos experimentais e analíticos para investigar o desempenho de pórticos de concreto armado com alvenaria participante sob ações laterais no plano. Nesse trabalho, os resultados experimentais são resumidos sucintamente, e um modelo constitutivo é apresentado para a modelagem de juntas de argamassa de alvenaria (interfaces). Um modelo de elementos finitos com fissuração é usado para modelar o comportamento do pórtico em concreto armado e unidades de alvenaria. Mostra-se que os modelos de elementos

finitos são capazes de simular a falha os mecanismos exibidos por pórticos preenchidos, incluindo o esmagamento e fissuração das paredes de preenchimento de alvenaria, e o deslizamento e separação das juntas de argamassa. A resistência lateral obtida com estes modelos em bom acordo com os obtidos a partir dos testes.

Foi analisado o comportamento de pórticos de concreto armado preenchido com alvenaria de concreto, com o método dos elementos finitos. Um novo modelo constitutivo foi desenvolvido para modelar o comportamento das interfaces nas argamassas. Este modelo assumiu o comportamento de endurecimento não linear da interface sob compressão como sendo um fenômeno elástico e a dilatação por cisalhamento como uma combinação de compactação e dilatação geométrica. O modelo simplificado de elemento finito desenvolvido anteriormente por Mehrabi *et al.* (1996) foi utilizado para modelar a fratura do pórtico e da alvenaria participante.

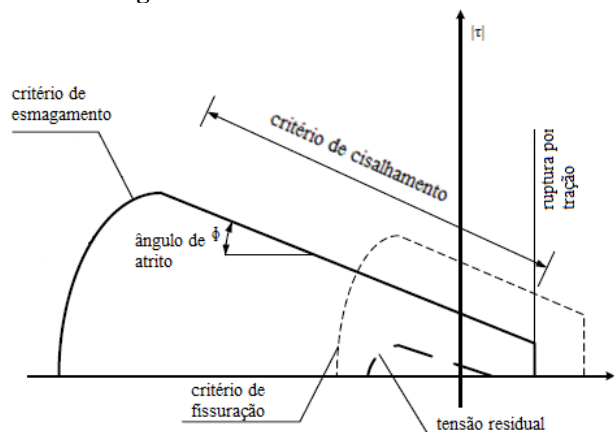
Os resultados numéricos mostraram que os modelos de elementos finitos puderam capturar os mecanismos de falha dos pórticos de concreto armado. A resistência lateral máxima dos modelos foram estimadas razoavelmente bem. A sofisticação dos modelos de elementos finitos desenvolvidos fornece uma capacidade única para a análise e avaliação de desempenho dos pórticos preenchidos e os modelos podem eventualmente serem utilizados em análises numéricas para extrapolar resultados experimentais e desenvolver diretrizes de projeto.

Alvarenga (2002), apresenta um estudo envolvendo uma série de ensaios experimentais com protótipos de aço em escala real, utilizando-se blocos de concreto celular autoclavados. O software DIANA é utilizado para realizar uma macromodelagem numérica pelo método dos elementos finitos. Utiliza o conceito da diagonal equivalente e realiza um estudo paramétrico, considerando-se pórticos com diferentes relações h/ℓ , visando à obtenção de recomendações práticas para análise de pórticos preenchidos. Em seu trabalho, confirmou-se mais uma vez a contribuição dos painéis na rigidez e resistência de pórticos preenchidos, sob os aspectos teórico, experimental e numérico; e propôs, uma recomendação para cálculo da carga de ruptura em painéis de pórticos preenchidos, baseando-se no método das bielas e tirantes.

Al-Chaar, Mehrabi e Manzouri (2008) introduziram uma técnica de modelagem para quadros de concreto armado preenchidos com alvenaria. A sua análise foi realizada utilizando o software comercial, DIANA. Tanto o pórtico de concreto armado como a parede de alvenaria foram modeladas utilizando elementos contínuos com modelos constitutivos de fissuração. A argamassa foi modelada usando interface estrutural como especificado por Lourenço (1996) para capturar a coesão, separação e degradação de cisalhamento na interface. Seus modelos, basearam-se na envoltória de Coulomb mostrada na Figura 3.10 - Envoltória de Coulomb. Uma

das desvantagens desta técnica de modelagem é que ela falha na captura de danos cumulativos que ocorrem na argamassa.

Figura 3.10 – Envoltória de Coulomb



Fonte: adaptado Al-Chaar, Mehrabi e Manzouri (2008)

Stavridis e Shing (2010) avaliaram o desempenho sísmico de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria participante. Em seu trabalho abordaram questões pertinentes sobre o desenvolvimento e calibração de modelos não-lineares de elementos finitos para avaliar o desempenho sísmico dessas estruturas. O esquema de modelagem considerado pelos autores combina as abordagens de fissuras discretas para capturar os diferentes modos de ruptura da alvenaria participante, incluindo a ruptura em modo misto das juntas de argamassa e a falha de cisalhamento dos elementos do pórtico. Uma abordagem sistemática é apresentada para calibrar os parâmetros do material e a precisão dos modelos não-lineares de elementos finitos foi avaliada com dados experimentais. A comparação dos resultados numéricos e experimentais indicaram que os modelos numéricos podem capturar com sucesso o comportamento altamente não-linear dos modelos físicos e prever com precisão sua força e mecanismos de falha. Os modelos validados têm sido utilizados para avaliar a sensibilidade dos resultados numéricos aos parâmetros de modelagem e para identificar os parâmetros críticos do material através de um estudo paramétrico.

Haach, Vasconcelos e Lourenço (2011) analisaram numericamente o comportamento de paredes de alvenaria submetidas a ação lateral. Além disso, foi avaliada a influência dos diversos parâmetros sobre o comportamento lateral das paredes de alvenaria. Deve-se mencionar que o resultado da análise numérica paramétrica foi valioso para prosseguir com o modelo analítico para o projeto de paredes de alvenaria não-armadas e armadas sob ação lateral, que foi fornecido em Lourenço e Rots (1997).

Uma abordagem de micromodelagem foi selecionada para a simulação numérica devido à necessidade de compreender em detalhes os mecanismos resistentes das paredes de alvenaria. As propriedades mecânicas dos materiais utilizados no modelo foram obtidas a partir de ensaios experimentais em materiais de alvenaria. Numa primeira fase, o modelo numérico foi calibrado com base nos resultados experimentais de paredes de alvenaria testadas sob ação cíclica lateral. Foi encontrado uma conformidade bem razoável entre os diagramas numéricos de força-deslocamento e o invólucro experimental monotônico descrevendo o comportamento da parede de alvenaria no plano. Numa segunda fase, foi efetuada uma análise paramétrica extensiva com o objetivo de avaliar a influência da relação aparente, da pré-compressão vertical e da armadura horizontal e vertical sobre o comportamento no plano das paredes de alvenaria. Com relação aos resultados da modelagem numérica das paredes de alvenaria, pode-se extrair as seguintes conclusões:

- Uma superfície de falha baseada na pré-compressão e na relação h/ℓ foi encontrada indicando que as paredes com baixa relação h/ℓ e níveis moderados de pré-compressão são mais favoráveis para desenvolver falha de cisalhamento, enquanto paredes com relações h/ℓ elevadas e baixos níveis de pré-compressão são mais favorável ao desenvolvimento de falha de flexão. Por outro lado, observou-se que em paredes em balanço a flexão é preponderante, enquanto que em paredes bi apoiadas a falha de cisalhamento prevalece sobre a resposta das paredes de alvenaria no plano.
- A influência de armadura vertical depende do mecanismo de resistência predominante. A armadura vertical exibiu uma pequena influência na resistência lateral das paredes quando o cisalhamento é o efeito preponderante, mas proporcionou um aumento na resistência lateral quando a flexão governa o comportamento das paredes, uma vez que a armadura resiste às tensões de tração devido ao levantamento da parede.
- No caso da armadura horizontal, sua influência no comportamento das paredes de cisalhamento depende também da preponderância dos mecanismos de cisalhamento resistentes. Observou-se que a armadura horizontal atua apenas após a fissuração diagonal, conforme observado nos experimentos. Além disso, a armadura horizontal proporcionou uma melhor distribuição de tensões nas paredes, levando a uma fissuração diagonal mais distribuída. Verificou-se que a influência da

armadura horizontal na resistência lateral das paredes em balanço é baixa devido ao mecanismo de flexão preponderante.

Por fim, ressalta-se que a saída do estudo paramétrico permitiu a identificação em maior detalhe dos modos de falha característicos das paredes de alvenaria sob carga no plano. Ele também permitiu desenvolver um modelo de projeto capaz de atender adequadamente a contribuição das armaduras verticais e horizontais para a resistência lateral das paredes de alvenaria.

Medeiros *et al.* (2013) apresenta uma discussão sobre o comportamento de paredes de alvenaria não confinadas e alvenaria participantes com diferentes tipos de armadura horizontal quando submetidos a cargas horizontais no plano, usando simulações numéricas avançadas. Um macromodelo de elementos finitos não-linear isotrópico, baseado no modo de fissuração e modelos de tensão-deformação como parâmetro de entrada escasso, é usado para representar paredes de alvenaria previamente testadas. Os blocos de alvenaria, a argamassa e as interfaces de ligação entre bloco/argamassa foram agrupados em um elemento contínuo. Os dados de entrada são baseados em resultados experimentais ou ajustes inversos, com uma clara identificação e justificativa. Os resultados são apresentados e comparados com dados experimentais, com ênfase nas curvas de força-deslocamento e nos modos de ruptura.

Asteris *et al.* (2013) apresenta uma visão geral dos diferentes micromodelos propostos para a análise de quadros preenchidos, e as vantagens e desvantagens de cada micromodelo são apontadas. Também são apresentadas recomendações práticas para a implementação dos diferentes modelos.

A capacidade de modelar com precisão o comportamento de um sistema estrutural, incluindo o pórtico de concreto armado preenchido, depende do trabalho experimental. Os dados experimentais publicados disponíveis que descrevem o efeito da alvenaria participante sobre a resposta estrutural geral dos pórticos de concreto armado apresentam uma dispersão significativa nos resultados obtidos, devido ao grande número de incertezas envolvidas nas várias investigações realizadas até a data. Estes dados podem descrever qualitativamente o efeito da alvenaria participante, mas ainda não é possível quantificar este efeito experimentalmente. As vantagens e desvantagens dos procedimentos de modelagem numérica para pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria são mostradas nas Tabela 3.1 e Tabela 3.2, respectivamente.

Tabela 3.1 – Vantagens e desvantagens dos métodos de análise numérica para alvenaria

Método de Análise	Vantagens	Desvantagens
Método dos Elementos Finitos	Útil para comportamento linear e não-linear	Consumo de tempo; Os elementos de interface podem ser divididos para os casos com grande número de descontinuidade e grandes deslocamentos tangenciais.
Método dos Elementos de Contorno	Baixo tempo computacional	Não é eficiente para comportamento não-linear
Método dos Elementos Discretos	Útil para comportamento linear e não-linear; Útil para a análise estática e particularmente dinâmica da descontinuação; Desmontagem completa dos blocos; Detecção automática de novos contatos usando uma lógica de mapeamento de células; Considera grandes movimentos e deformações de um sistema de blocos.	O procedimento de solução explícita é condicionalmente estável

Fonte: adaptado Asteris *et al.* (2013)

Devido às dificuldades, limitações e custos elevados associados ao ensaio de pórticos com alvenaria participante, é habitual recorrer ao recurso da análise não linear de elementos finitos. A utilização do MEF pode proporcionar uma descrição mais detalhada do efeito da alvenaria participante sobre os pórticos de concreto armado. Ao mesmo tempo, permite que a investigação seja estendida a formas estruturais mais complexas do que os simples pórticos de concreto armado que são usualmente estudados experimentalmente. Para ser considerado capaz de caracterizar com precisão o comportamento de uma estrutura concreta, um pacote de análise de elementos finitos deve prever a resposta estrutural dentro de uma margem de erro de 15%. Tal pacote deve também empregar modelos constitutivos apropriados e adotar procedimentos numéricos não lineares capazes de capturar os processos de redistribuição de força e fissuração de materiais frágeis (ASTERIS, *et al.*, 2013).

Tabela 3.2 – Vantagens e desvantagens dos procedimentos de modelagem numérica para pórticos de concreto armado com alvenaria participante

Elemento do pórtico	Procedimento de modelagem	Vantagens	Desvantagens
Pórtico de concreto armado	Elemento de barra (macroelementos)	Baixo custo computacional	As relações constitutivas não descrevem o comportamento do concreto e do aço separadamente; Não captura os efeitos locais.
	Elemento sólido 3D (microelementos)	Captura comportamento global e efeitos locais	As relações constitutivas descrevem o comportamento do concreto e do aço separadamente; Alto custos computacionais.
Painel de alvenaria participante	Macromodelagem	Baixo custo computacional; Útil para aplicações práticas.	Pode não incluir todos os modos de falha de alvenaria; Baixa precisão.
	Micromodelagem simplificada	Custos computacionais moderados; Inclui todos os modos de falha de alvenaria; Útil para aplicações de pesquisa; Alta precisão.	
	Micromodelagem detalhada	Inclui todos os modos de falha de alvenaria; Útil para aplicações de pesquisa; Alta precisão.	Custos computacionais elevados; Necessita de mais entradas numéricas.
Interface pórtico/preenchimento	Utilizando dois-nós (4 DOFs) elementos de mola		Baixa precisão; Não consegue prever o contato dinâmico entre duas partes isoladas; Não inclui dilatação articular.
	Utilizando quatro-nós (8DOFs) elemento de contato	Alta precisão	

Fonte: adaptado Asteris, et al. (2013)

Para este fim, as relações constitutivas devem ser definidas para o uso de modelos de elementos finitos de pórticos com alvenaria participante. O uso de elementos sólidos 3D, em vez de lineares, em modelos constitutivos requer um nível consideravelmente mais elevado de sofisticação do modelo. Modelos de comportamento concreto são baseados em análises de

regressão de dados experimentais (modelos empíricos) ou em teorias de mecânica contínua, que também devem ser verificadas com base em dados experimentais. Muitos desses modelos foram propostos, mas a aplicação de pacotes de elementos finitos na análise estrutural prática mostrou que a maioria das relações constitutivas são dependentes do estudo de caso, uma vez que as soluções obtidas são realistas apenas para tipos específicos de problemas. A aplicação destes pacotes a um conjunto diferente de problemas requer modificações - as vezes significativas - das relações constitutivas. No entanto, as complicações surgem com a introdução de leis de deslizamento, o que resulta em grandes discrepâncias no comportamento previsto.

Quanto à modelagem dos painéis de preenchimento, o grande número de fatores influenciadores, tais como: dimensão e anisotropia dos blocos, largura das juntas e disposição das argamassas horizontais e verticais, propriedades dos materiais de blocos e argamassa e qualidade de obra, tornam a simulação de alvenaria extremamente difícil. O nível de complexidade do modelo analítico depende se a alvenaria é considerada como material de uma, duas ou três fases, onde as três fases são constituídas pelos blocos, argamassa e interface bloco/argamassa (ASTERIS, *et al.*, 2013).

Outro nível de complexidade é dado pela modelagem da interface preenchimento/pórtico, que determina as condições de contorno do preenchimento e sua interação com pórtico circundante. Molas e elementos de interface têm sido utilizados por vários pesquisadores para representar a interação entre estruturas deformáveis como estas, onde a separação interfacial e o deslizamento podem surgir.

Caliò e Pantó (2014) apresentam uma abordagem de macromodelagem para a avaliação sísmica das estruturas de pórticos com alvenaria participante. A interação entre quadro e preenchimento é simulada através de uma abordagem original em que os membros da estrutura são modelados por meio de elementos de viga/coluna de plasticidade acumulada enquanto os preenchimentos são descritos por macroelementos planos. A confiabilidade da abordagem é avaliada por meio de análises não-lineares, realizadas em estruturas de concreto armado com alvenaria participante, para as quais os resultados experimentais estão disponíveis na literatura. A estratégia computacional proposta destina-se a fornecer uma ferramenta numérica adequada para o projeto e a avaliação de vulnerabilidade dos pórticos preenchidos.

Mezigheche *et al.* (2015) realizaram um estudo numérico do comportamento da alvenaria participante em estruturas sujeitas a ação horizontal e propõem por modelagem numérica de elementos finitos, uma abordagem mais confiável, mais rápida e próxima da realidade. Um modelo de elementos finitos 3D foi construído e desenvolvido com sucesso

usando o software *Abaqus*. Com a ajuda do software, os autores observaram que quanto maior é a rigidez da alvenaria participante, mais a estrutura será rígida, portanto o preenchimento traz uma rigidez adicional à estrutura que não deve ser negligenciada. Além disso, quando a estrutura é submetida a ações horizontais, o pórtico separa-se do preenchimento ao nível da diagonal tracionada, conforme Polyakov (1956) descreveu, e o preenchimento pode ser substituído nas análises estruturais por uma diagonal comprimida equivalente de largura "w".

Chen e Liu (2016) desenvolveram um modelo de elementos finitos para estudar a rigidez e a resistência da alvenaria participante circundados por pórticos de aço e submetidos a ação lateral e vertical combinada. Realizou-se um estudo paramétrico sobre o efeito dos níveis de carga vertical, dos métodos de carga, da relação do preenchimento com a resistência, e da rigidez do pórtico na rigidez lateral e na resistência do pórtico preenchido. Um conjunto de equações analíticas foi proposto para explicar esses parâmetros na determinação da rigidez e resistência do sistema preenchido sob ação combinada. Concluíram que: quando aplicada uma carga uniformemente distribuída na viga, a presença de carga vertical, até um certo nível, resulta num aumento da rigidez lateral e da resistência do sistema preenchido. E além desse nível, o benefício da carga vertical começa a diminuir. Esse nível de carga é definido como o nível ótimo. Verifica-se que o nível de carga ótimo depende da relação do tipo de preenchimento, da resistência de preenchimento e da rigidez pórtico circundante; quando a carga vertical é aplicada nos pilares, a rigidez lateral do sistema preenchido é aumentada com o aumento no nível de carga vertical. No entanto, a resistência lateral mostra uma diminuição; quando a carga vertical é aplicada de forma 50% na viga e 50% nos pilares, os pórticos preenchidos mostram rigidez e resistência quase linearmente aumentando à medida que o nível de carga aumenta.

Os autores desenvolvem um conjunto de equações para o cálculo de um fator de modificação M_F para considerar o efeito da carga vertical aplicada na viga do pórtico. As equações são mostradas para produzir resultados com maior concordância com os valores encontrado pelo Método dos Elementos Finitos e uma ampla gama de níveis de carga vertical. O desenvolvimento do fator M_F também considerou o efeito da relação do tipo e da resistência do material dos preenchimentos, bem como a rigidez do pórtico.

A avaliação do desempenho sísmico das estruturas de concreto armado com alvenaria participante é desafiadora porque vários padrões de danos podem ser induzidos pela interação entre o preenchimento e o pórtico. Zhai *et al.* (2018) adota o método de elementos finitos estendido (XFEM) para modelar o comportamento de fissuras e a falha de compressão em elementos da estrutura, bem como blocos de alvenaria em painéis de preenchimento, e o elemento discreto de interface é empregado para simular o comportamento das juntas de

argamassa da alvenaria e a interface quadro-preenchimento. Com o XFEM, a fissura pode se propagar de forma arbitrária durante a análise. Além disso, múltiplas fissuras contínuas são permitidas neste modelo. O modelo não-linear de elementos finitos é validado pelos dados experimentais disponíveis. Pode-se concluir que o modelo proposto é capaz de prever a resposta de deslocamento de carga de um pórtico de concreto armado com alvenaria participante. Os padrões de danos em relação a fissura e esmagamento de elementos do pórtico, painéis de alvenaria, fratura de tração e compactação compressiva nas juntas de argamassa, e escorregamento por cisalhamento dos blocos de alvenaria ao longo de juntas de argamassa também são reproduzidos muito bem.

Di Trapani *et al.* (2018) propõe um novo modelo de macroelemento para a simulação da resposta no-plano e fora-do-plano dos quadros com alvenaria participante submetidos a ações sísmicas. O modelo consiste em dois suportes diagonais, uma horizontal e um vertical. Cada barra é representada por dois elementos de viga/coluna de seção de fibra. O modelo é capaz de capturar a ação arqueada do muro sob uma carga fora-do-plano, bem como a interação entre as ações no-plano e fora-do-plano. A abordagem de modelagem proposta é suficientemente simples e eficiente para que possa ser usada para a análise estática ou dinâmica de um sistema estrutural inteiro. Uma validação experimental foi realizada. Um estudo numérico adicional realizado com o modelo de macroelementos mostrou que o dano da parede devido a cargas no-plano pode reduzir significativamente a resistência fora-do-plano da parede, e essa influência depende da esbeltez (altura/espessura) da parede. Uma parede mais delgada sofrerá uma perda mais significativa de resistência fora-do-plano.

4. MATERIAIS E MÉTODO

Este capítulo apresenta as características e os modelos utilizados para determinar as propriedades físicas e mecânicas dos materiais e os resultados experimentais de ensaios realizados por Mehrabi *et al.* (1996). Ainda nesse capítulo é tratado os aspectos relacionados à calibração da modelagem numérica, como os parâmetros que foram utilizados para validar e adequar a técnica de modelagem finita. Essas informações são necessárias para prever de forma analítica a resposta da alvenaria participante e foram usadas como referência nos modelos numéricos não lineares desenvolvidos na pesquisa.

4.1 DESCRIÇÃO DA TÉCNICA DE MODELAGEM UTILIZADA

A modelagem de elementos finitos de alvenaria participante em estruturas de concreto pré-moldadas é desafiadora, pois trata-se de um material não homogêneo formado a partir de blocos de alvenaria e juntas de argamassa interagindo com um pórtico circundante em concreto armado pré-moldado. Requer conhecimento de todos os possíveis mecanismos de falha que podem ocorrer no pórtico, bloco, argamassa ou nas interfaces.

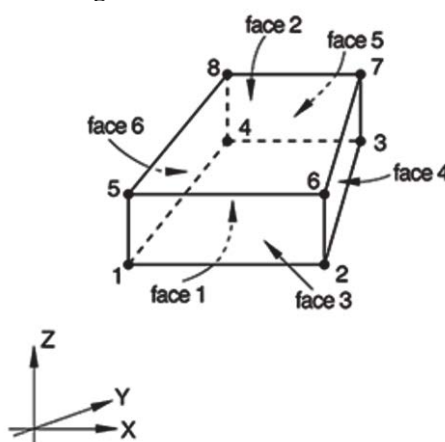
A técnica de macromodelagem discutida no Capítulo 3 é utilizada neste estudo. Nesta técnica, a parede de alvenaria participante é representada por um único elemento, as propriedades de interface são colocadas entre a parede e o pórtico. Esta técnica na modelagem tem sido usada com sucesso por muitos pesquisadores.

Para capturar o verdadeiro comportamento da alvenaria participante, são necessários modelos 3D. A modelagem 3D ajuda a identificar todos os possíveis mecanismos de falha que podem ocorrer na alvenaria participante. Também permite modelar a geometria exata das paredes. A modelagem tridimensional também permite uma modelagem precisa do contato entre o preenchimento e o pórtico, pois o contato ocorre em dois planos separados. A desvantagem da modelagem em 3D é o grande número de elementos no modelo que requer um tempo maior para a análise. O *Abaqus 2017*, foi utilizado na construção de modelos de elementos finitos. Os elementos disponíveis na biblioteca *Abaqus* foram utilizados para modelar os quadros preenchidos com alvenaria. A seção a seguir resume as características desses elementos. Além disso, modelos de materiais embutidos no software foram utilizados para descrever o comportamento dos elementos de aço, concreto e alvenaria.

4.2 ELEMENTOS DE ALVENARIA, CONCRETO E AÇO

O elemento sólido tridimensional de 8 nós com integração reduzida, C3D8R, foi usado para modelar a estrutura do pórtico e da parede. Este elemento tem três graus de liberdade de translação para cada nó nas direções globais, sendo capaz de modelar geometria complexa e realizar análises não-lineares envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações. O esquema de integração reduzida para estes elementos baseia-se em uma formulação de deformação uniforme de ponto único onde as tensões são obtidas como deformação média sobre o volume do elemento. Este método de deformação uniforme garante que o primeiro elemento de integração reduzido passe o teste de *patch* e obtenha a precisão quando o elemento está distorcido. A utilização de integração reduzida reduz o tempo de computação para resolver o problema, especialmente para problemas em grande escala. Esta economia no tempo de análise é significativa em problemas que os modelos constitutivos exigem cálculos longos. Uma desvantagem de usar a integração reduzida é que a matriz de rigidez do elemento será classificada como deficiente, pois modos incomuns podem aparecer na resposta.

Figura 4.1 – Elemento de 8 nós



Fonte: *Abaqus 2017*

As armaduras dos pilares e vigas foram modeladas utilizando o elemento de treliça T3D2, que possuem dois nós e três graus de liberdade para cada nó. Este elemento segue a teoria em que as dimensões da seção transversal do elemento são menores do que o seu comprimento. No software o material e a área de sua seção transversal devem ser informados.

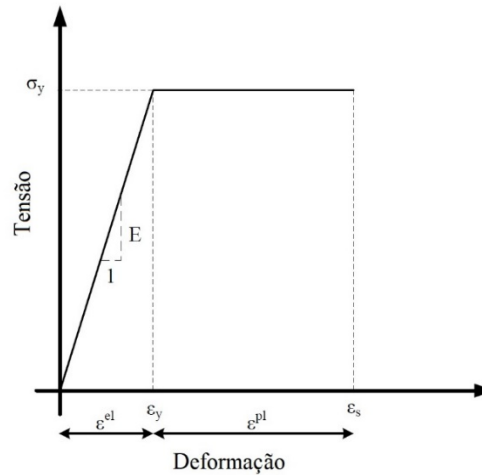
4.3 MODELO CONSTITUTIVO DOS MATERIAIS

Para representar o comportamento dos materiais e os parâmetros necessários a serem fornecidos ao software, utilizou-se de modelos constitutivos.

4.3.1 MATERIAL AÇO

O comportamento do material aço, utilizado para as armaduras em pilares e vigas foi idealizado pelo comportamento elastoplástico. A Figura 4.2 descreve esse comportamento.

Figura 4.2 – Modelo elastoplástico do material aço



Fonte: próprio autor

A deformação total (ε) é expressa em termos de deformação elástica (ε^{el}) e plástica (ε^{pl}) que o elemento irá experimentar como mostrado a equação:

$$\varepsilon = \varepsilon^{\text{el}} + \varepsilon^{\text{pl}} \quad \text{Equação 4.1}$$

O *Abaqus* trata separadamente as deformações elásticas e as deformações inelásticas. O primeiro passo é converter a tensão nominal em tensão verdadeira:

$$\sigma_v = \sigma_{\text{nom}} \cdot (1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \quad \text{Equação 4.2}$$

Uma vez que esses valores são conhecidos determina-se a deformação total de cada valor de tensão verdadeira:

$$\varepsilon = \ln \cdot (1 + \varepsilon_{\text{nom}}) \quad \text{Equação 4.3}$$

A resposta elástica é considerada linear e isotrópica, portanto dependem apenas do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson. Quanto à parte plástica, requer satisfação de uma relação de tensão plástica uniaxial, sendo necessário subtrair da deformação total a parcela relativa à deformação elástica. Para isso, utiliza-se a equação:

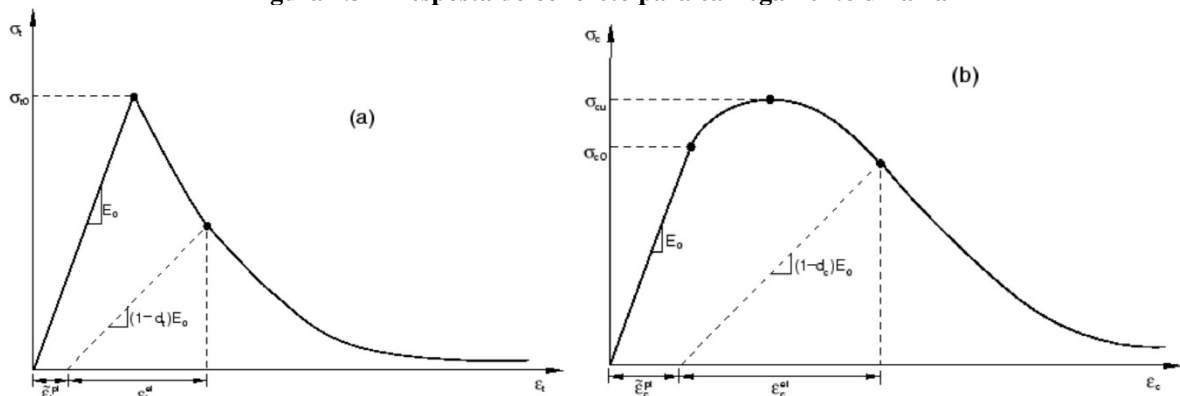
$$\varepsilon^{\text{pl}} = \varepsilon - \sigma_v/E \quad \text{Equação 4.4}$$

4.3.2 MATERIAL CONCRETO E ALVENARIA

Como já comentado no tópico anterior, as deformações elásticas e inelásticas são calculadas de maneira independente, sendo posteriormente somadas para se obter a deformação total pelo *Abaqus* (Equação 4.1).

Para simular a resposta não linear do concreto dos pórticos e da parede de alvenaria, utilizou-se o modelo *Concrete Damaged Plasticity* disponível no *Abaqus*. O modelo CDP foi desenvolvido para prever o comportamento de materiais concretos e outros materiais quase frágeis como rocha e argamassa (LUBLINER *et al.*, 1989). Fissuras em tração ou esmagamento em compressão são os principais modos de falha deste modelo. O modelo é baseado em modelos primários propostos por Lubliner *et al.* (1989) e Lee e Fenves (1998). Neste modelo, o dano de tração e compressão de micro a macro fissura pode ser rastreado separadamente. O modelo CDP pressupõe que a resposta de compressão e tração uniaxial do concreto é caracterizada por plasticidade danificada (Figura 4.3).

Figura 4.3 – Resposta do concreto para carregamento uniaxial



Fonte: *Abaqus* 2017

Na Figura 4.3 se percebe uma reta tracejada com inclinação inferior àquela obtida no início do carregamento, trata-se do dano sofrido pelo material na fase de descarregamento. Esta nova inclinação representa a rigidez degradada do material, que seria a rigidez inicial que o material apresenta caso sofra um segundo ciclo de carga.

No modelo CDP, a degradação da rigidez é inicialmente isotrópica e definida por variável de degradação d_c em uma zona de compressão e variável d_t em uma zona de tração. Jankowiak e Lodygowski (2005) demonstram que a tensão de compressão (f_c) ou de tração (f_t) está relacionada à tensão efetiva σ através do parâmetro de degradação escalar: $\sigma = (1-d) f$. Podemos então definir as variáveis d_c e d_t pelas equações:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \quad \text{Equação 4.5}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \quad \text{Equação 4.6}$$

Isto posto, para se definir o comportamento inelástico de um material no *Abaqus* é necessário fornecer uma curva de tensão-deformação, já se corrigindo em tensões verdadeiras e deformações plásticas como demonstrado no tópico anterior (Equações 4.2, 4.3 e 4.4). Na falta dessa curva obtida experimentalmente, alguns autores e normas apresentam formulações empíricas para defini-la, se dispondo de apenas alguns parâmetros básicos.

Foi utilizado, neste trabalho, as curvas de tração e compressão propostas por Guo (2014). Ele propõe que a curva tensão-deformação seja convertida em coordenadas adimensionais:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad \text{e} \quad y = \frac{\sigma}{f_c} \quad \text{Equação 4.7}$$

O ramo ascendente e descendente da curva são simulados por funções diferente:

$$x \leq 1 \quad y = \alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3 \quad \text{Equação 4.8}$$

$$x \geq 1 \quad y = \frac{x}{\alpha_d(x-1)^2 + x} \quad \text{Equação 4.9}$$

Os ramos ascendentes e descendente continuam no ponto máximo e satisfazem todos os requisitos das características geométricas da curva, tendo um parâmetro com significado físico para cada ramo. O parâmetro para o ramo ascendente é:

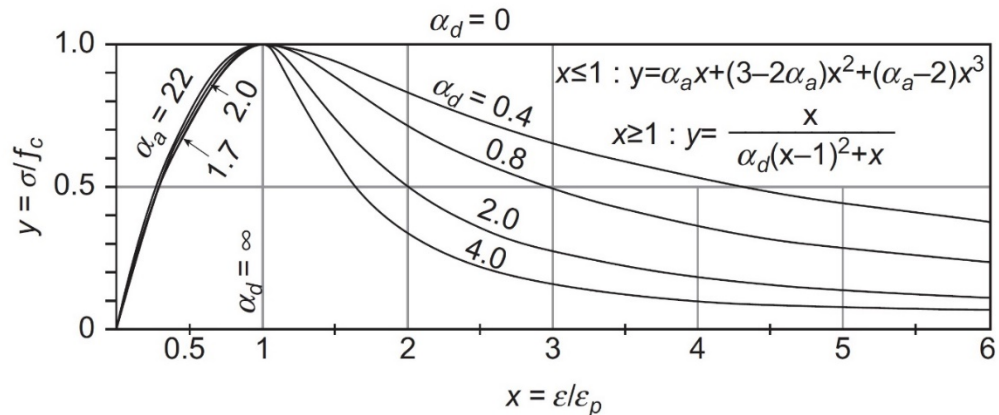
$$\alpha_a = \frac{dy}{dx} \quad \text{e} \quad 1,5 \leq \alpha_a \leq 3,0 \quad \text{Equação 4.10}$$

O seu valor representa a relação entre o módulo de elasticidade inicial (E_0) e o módulo secante no ponto de pico ($E_p = f_c / \varepsilon_p$), assim sendo, $\alpha_a = E_0 / E_p$. O parâmetro para o ramo descendente é:

$$0 \leq \alpha_d \leq \infty \quad \text{Equação 4.11}$$

quando $\alpha_d = 0$, $y = 1$, isto é, uma linha horizontal após o ponto de pico (totalmente plástico), e quando $\alpha_d = \infty$, $y = 0$, isto é uma linha vertical sob o ponto de pico (totalmente frágil). Quando os parâmetros α_a e α_d recebem valores diferentes, as curvas teóricas variam de forma correspondente (Figura 4.4). Quando os valores apropriados são selecionados, a curva teórica se encaixa bem com o resultado experimental para os concretos estruturais de diferentes matérias-primas e graus de força.

Figura 4.4 – Curva teórica tensão-deformação na compressão



Fonte: Guo (2014)

Guo (2014), também mostra que a curva completa de tensão-deformação da tração do concreto é suave até o pico como a curva compressiva, mas é mais abrupta e seu ramo descendente termina com a interseção da abcissa. Assim, as características geométricas da curva de tensão-deformação completa também devem ser satisfeitas para a tração.

As funções também são separadas para os ramos ascendentes e descendentes, respectivamente, da curva de tensão-deformação da tração do concreto. As duas funções são contínuas no ponto de pico e a curva teórica obtida é precisa. Os valores relativos da deformação e da tensão para o ramo descendente, são representados como:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,p}} = \frac{\Delta}{\Delta_p} \quad e \quad y = \frac{\sigma}{f_c} \quad \text{Equação 4.12}$$

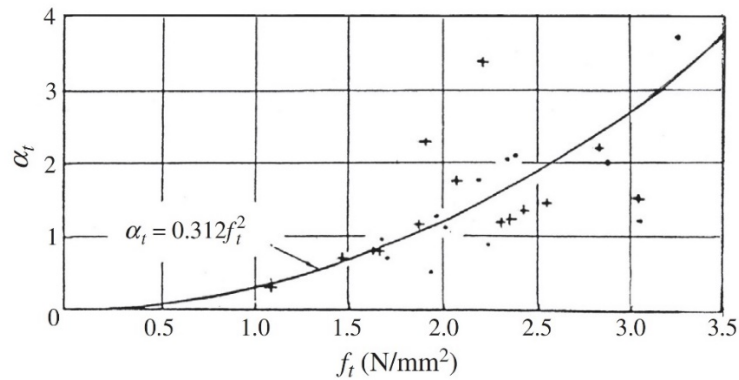
onde Δ é a deformação de alongamento do espécime, e Δ_p é a deformação correspondente ao pico de tensão (f_t). As equações dos ramos ascendentes e descendentes da curva são respectivamente:

$$x \leq 1 \quad y = 1,2x - 0,2x^6 \quad \text{Equação 4.13}$$

$$x \geq 1 \quad y = \frac{x}{\alpha_t(x-1)^{1,7} + x} \quad \text{Equação 4.14}$$

O valor do coeficiente 1,2 mostra a relação entre o módulo de elasticidade inicial e os módulos secantes de deformação no ponto de pico, e é consistente com os dados experimentais.

Figura 4.5 – Parâmetro α_t para o ramo descendente



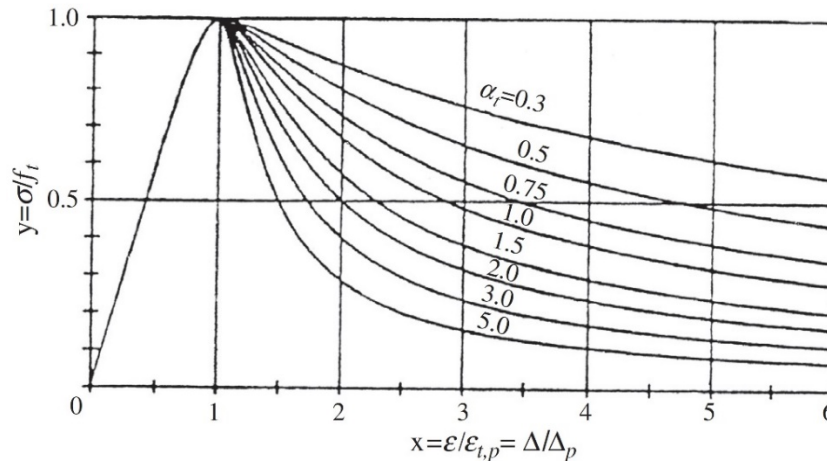
Fonte: Guo (2014)

O parâmetro para o ramo descendente aumenta com a resistência à tração (Figura 4.5) e pode ser calculado pela fórmula de regressão empírica:

$$\alpha_t = 0,312f_t^2 \quad \text{Equação 4.15}$$

onde f_t é a resistência à tração do concreto em N/mm^2 . As curvas teóricas calculadas por estas fórmulas são mostradas na Figura 4.6.

Figura 4.6 – Curva teórica tensão-deformação na tração



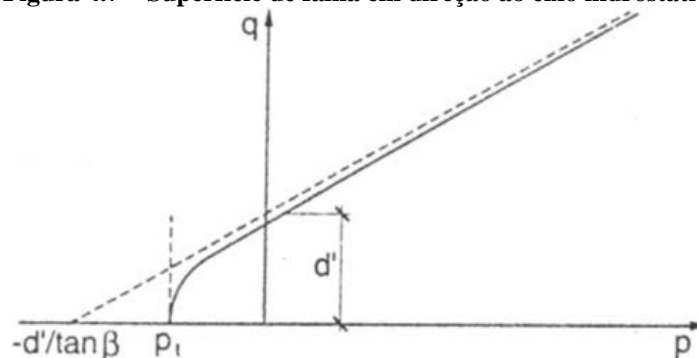
Fonte: Guo (2014)

Conseqüentemente, fornecendo os parâmetros: tensão de tração (f_t), tensão de compressão (f_c), módulo de elasticidade inicial (E_0), deformação de compressão (ϵ_c) e calibrando o parâmetro descendente da curva tensão-deformação na compressão (α_d), é possível determinar toda a curva tensão-deformação que será inserida no software.

Ainda em relação ao CDP, é necessário fornecer ao *Abaqus* outros parâmetros, além dos já apresentados. Esses parâmetros é que irão permitir a expansão do comportamento dos materiais em estado uniaxial para o estado multiaxial. Eles são:

- ângulo de dilatância (ψ): segundo o manual do *Abaqus*, trata-se do ângulo de dilatação medido no plano p-q em alta pressão de confinamento. Kmiecik e Kaminski (2011) explicam que se trata do ângulo de inclinação da superfície de falha em direção ao eixo hidrostático, medido no plano meridional. Fisicamente, o ângulo de dilatação (ψ) é interpretado como um ângulo de atrito interno concreto. Em simulações usualmente se utiliza para o concreto $\psi = 36^\circ$ ou $\psi = 40^\circ$. Bolhassani (2015) trata a alvenaria de blocos vazados com $\psi = 32^\circ$ e a alvenaria de blocos grauteados com $\psi = 34^\circ$;

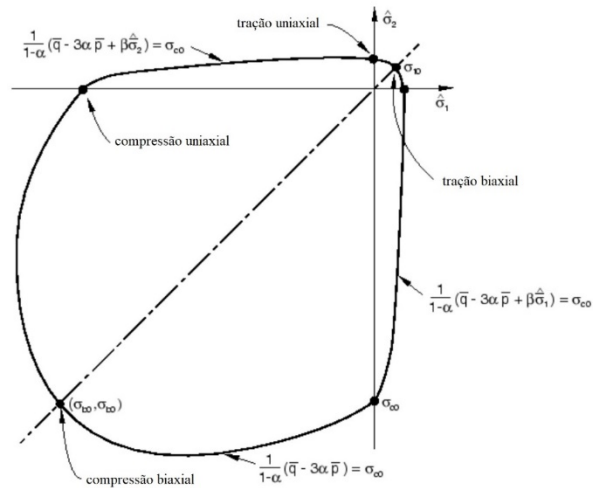
Figura 4.7 – Superfície de falha em direção ao eixo hidrostático



Fonte: Kmiecik e Kaminski (2011)

- excentricidade (ϵ): Os resultados experimentais indicam que os meridianos são curvas. No modelo CDP, a superfície de potencial plástico no plano meridional assume a forma de uma hipérbole. A forma é ajustada através da excentricidade (excentricidade de potencial plástico). É um pequeno valor positivo que expressa a taxa de aproximação da hipérbole do potencial plástico à sua assíntota. Em outras palavras, é o comprimento (medido ao longo do eixo hidrostático) do segmento entre o vértice da hipérbole e a interseção das assíntotas dessa hipérbole (o centro da hipérbole). A excentricidade de parâmetros pode ser calculada como uma proporção de força de tração para resistência à compressão (JANKOWIAK e LODYGOWSKI, 2005). O modelo CDP recomenda assumir $\epsilon = 0,1$. Quando $\epsilon = 0$, a superfície no plano meridional torna-se uma linha reta (a clássica hipótese de Drucker-Prager);
- σ_{b0}/σ_{c0} : descreve o estado do material, é o ponto em que o concreto é submetido a falhas sob compressão biaxial. σ_{b0}/σ_{c0} (f_{b0}/f_{c0}) é uma proporção da força no estado biaxial para a força no estado uniaxial. Os mais confiáveis a este respeito são os resultados experimentais relatados por Kupler, Hilsdorf e Rusch (1969). Após a sua aproximação com a equação elíptica, a força de compressão biaxial uniforme f_{b0} é igual a $1,16248f_{c0}$. O manual do usuário *Abaqus* especifica o padrão $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$.

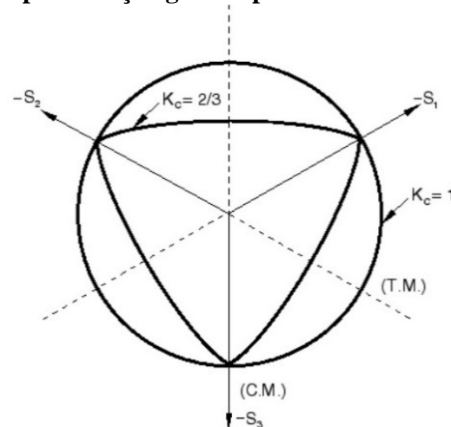
Figura 4.8 – Representação gráfica do plano de tensões



Fonte: manual *Abaqus* (2017)

- Kc:** O modelo CDP usado no software *Abaqus* é uma modificação da hipótese de força Drucker-Prager por Lubliner *et al.* (1989) e, Lee e Fenves (1998). De acordo com as modificações, a superfície de falha na seção transversal não é necessariamente um círculo e é governada pelo parâmetro K_c . Fisicamente, o parâmetro K_c é interpretado como uma proporção das distâncias entre o eixo hidrostático e, respectivamente, o meridiano de compressão e o meridiano de tração na seção transversal. Essa relação é sempre superior a 0,5 e quando assume o valor de 1, a seção transversal da superfície de falha torna-se um círculo (como na clássica hipótese de força de Drucker-Prager). Kmiecik e Kaminski (2011) relata que, de acordo com os resultados experimentais, esse valor para a tensão normal média igual a zero equivale a 0,6 e aumenta lentamente com a diminuição da tensão média. O *Abaqus* recomenda assumir $K_c = 2/3$.

Figura 4.9 – Representação gráfica para os diferentes valores de K_c



Fonte: manual *Abaqus* (2017)

- viscosidade (ν): modelos de materiais que apresentam comportamento de “amolecimento” e degradação de rigidez muitas vezes levam a dificuldades de convergência severas em programas de análise implícita, como *Abaqus/Standard*. Uma técnica comum para superar algumas dessas dificuldades de convergência é o uso de uma regularização viscoplástica das equações constitutivas, o que faz com que a rigidez tangente consistente do material se torne positiva para incrementos de tempo suficientemente pequenos. Se o parâmetro de viscosidade for diferente de zero, os resultados de saída da deformação plástica e a degradação da rigidez referem-se aos valores viscoplásticos. Em *Abaqus/Standard* o valor padrão do parâmetro de viscosidade é zero, de modo que nenhuma regularização viscoplástica é realizada. É comum adotar o valor de 0,001 nas análises de alvenaria sem perda de precisão dos resultados.

4.4 PROPRIEDADE DE INTERFACE

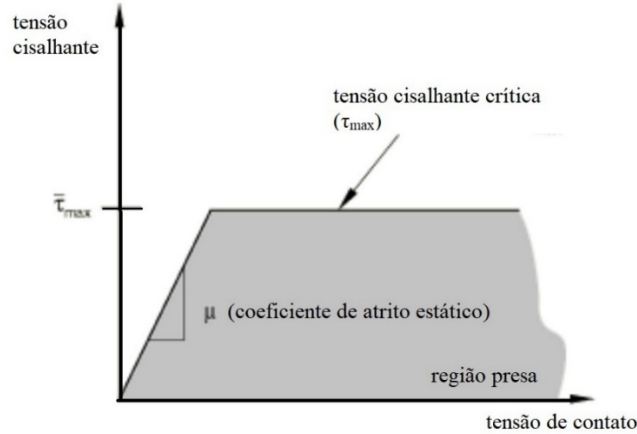
Com a criação das partes que constituem o modelo numérico e a definição de seus elementos e propriedades dos materiais com suas devidas seções, monta-se o modelo numérico organizando-o de forma mais fiel possível à situação real. Feito isso, torna-se necessário definir as interações que ocorrem entre as partes. Neste trabalho, utilizou-se a opção de contato entre duas superfícies chamada *surface-to-surface contact*, a partir da qual foram definidas as propriedades de contato que se queria representar, as propriedades utilizadas estão definidas a seguir.

O contato tipo *Hard*, que tem o comportamento relacionado à normal da superfície, possui como propriedade a capacidade de impedir que uma superfície penetre em outra, propiciando que haja a separação entre elas após o contato.

O contato tipo *Tangential Behavior*, reproduz o atrito que ocorre na interface entre os materiais. No software você pode especificar um limite de tensão de cisalhamento equivalente opcional, τ_{\max} , de modo que, independentemente da magnitude da tensão normal, o deslizamento ocorrerá se a magnitude do esforço de cisalhamento equivalente, τ_{eq} , atingir esse valor (Figura 4.10). Não é permitido um valor de zero. Este limite de esforço de cisalhamento é tipicamente introduzido nos casos em que a tensão normal pode se tornar muito grande, fazendo com que a teoria de Coulomb forneça uma tensão de cisalhamento crítico na interface que exceda a tensão de escoamento no material abaixo da superfície de contato. Uma estimativa

de limite superior razoável para τ_{\max} é $\sigma_y / \sqrt{3}$, onde σ_y é a tensão de von Mises do material adjacente à superfície. No entanto, dados empíricos são a melhor fonte para τ_{\max} .

Figura 4.10 – Região de escorregamento para modelo de atrito com um limite crítico de tensão cisalhante



Fonte: adaptado manual *Abaqus* (2017)

O contato *Cohesive Behavior* é geralmente mais fácil de definir do que modelar a interface usando elementos coesivos e permite a simulação de uma ampla gama de interações coesivas, como duas superfícies pegajosas que entram em contato durante uma análise. O comportamento de coesão é principalmente destinado a situações em que a espessura da interface é insignificamente pequena. Comportamento da superfície coesiva também pode ser usado para modelar a propagação de fissuras em superfícies inicialmente ligadas. O comportamento da interface antes do dano é elástico linear com rigidez normal K_{nn} e de cisalhamento K_{ss} e K_{tt} , conforme definido por Lourenço (1996). Uma rigidez de penalidade que se degrada sob tensão e/ou carregamento de cisalhamento ocorre após a tensão máxima ser alcançada para identificar a iniciação do dano.

No software *Abaqus*, esse dano da superfície é introduzido na propriedade *Damage* e é assumido como iniciado quando a relação de tensão nominal máxima atinge o valor unitário, conforme Equação 4.16:

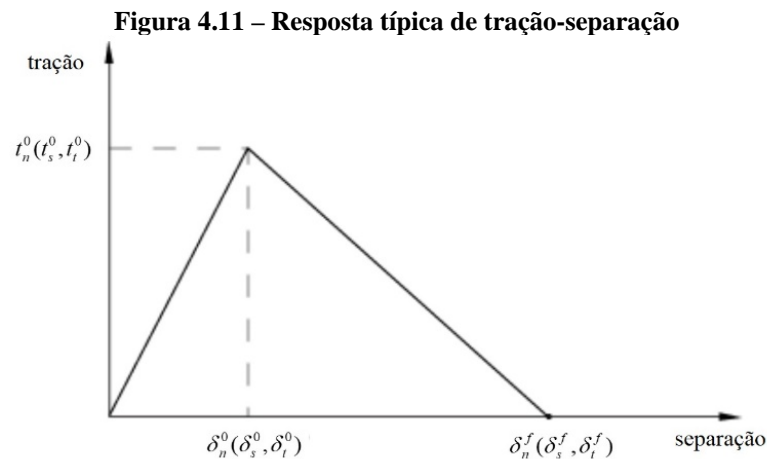
$$\max \left\{ \frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0} \right\} = 1 \quad \text{Equação 4.16}$$

onde,

- t_n é a tensão normal;
- t_s e t_t são as tensões cisalhantes nas duas direções do plano da interface;

- t_n^0 , t_s^0 e t_t^0 são as tensões máximas que ocorre quando a separação acontece devido apenas à tensão na sua direção correspondente (estes valores são os fornecidos no software).

Uma resposta típica de separação de tração é apresentada na Figura 4.11. Na parte elástica, o vetor de tensão de tração consiste em componentes normais t_n e dois componentes de tração de cisalhamento t_s , t_t . Esses componentes representam modos I, II e III dos modos de fratura mostrados na Figura 6.8. Além disso, neste modelo, δ_n^o , δ_s^o e δ_t^o representam a separação inicial correspondente causada por tensões de cisalhamento normais, no plano e fora do plano, respectivamente. Esses valores podem ser calculados usando a rigidez e força de cada modo de ruptura.



Fonte: adaptado manual *Abaqus* (2017)

4.5 VALIDAÇÃO DOS MODELOS

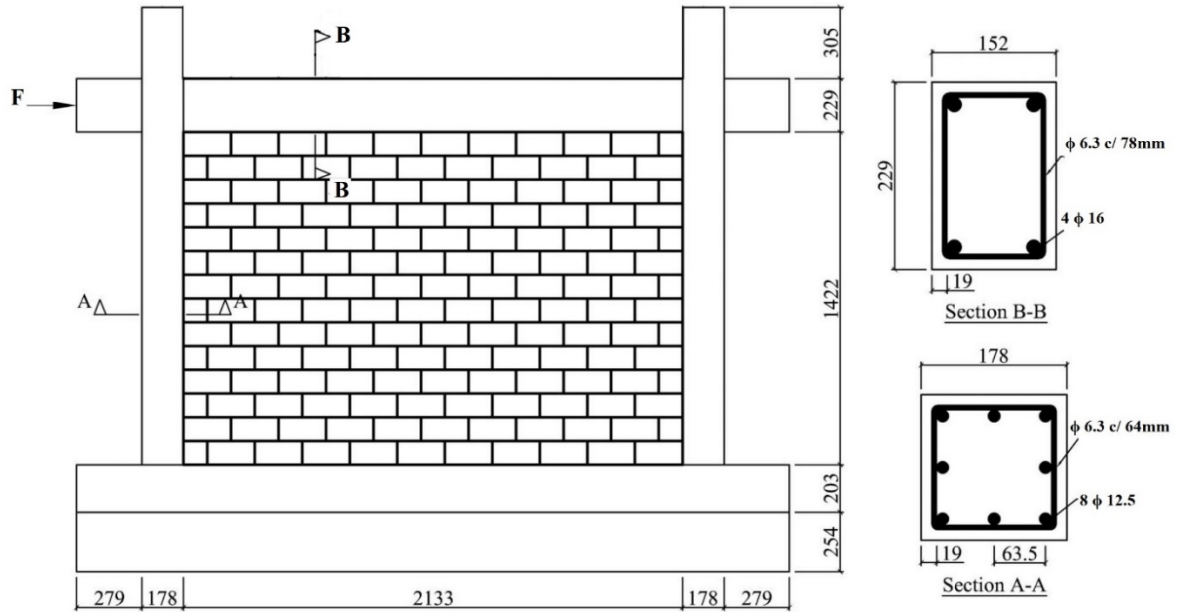
4.5.1 DADOS EXPERIMENTAIS

Neste trabalho, dois pórticos de concreto armado com alvenaria participante ensaiados por Mehrabi *et al.* (1996) foram considerados com o objetivo de verificar o método de modelagem proposto. Os dois modelos foram denominados modelos 1 e 8 no teste, conduzidos sob cargas laterais monotonicamente crescente. A amostra 1 era um modelo de quadro nu, sem alvenaria participante. A amostra 8 foi preenchida com blocos de concreto vazados. Esses exemplares eram modelos em escala 1:2 do protótipo de um edifício.

A geometria e o detalhamento dos modelos estão retratados na Figura 4.12, sendo que o quadro nu possuía a mesma configuração, porém, sem o preenchimento. A Figura 4.13 mostra

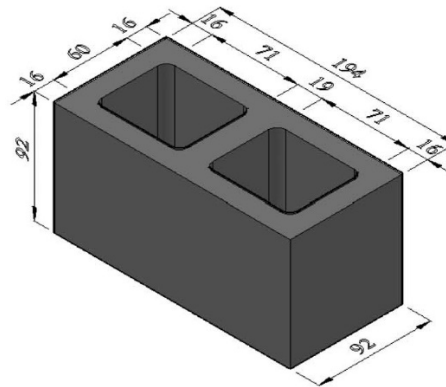
as dimensões dos blocos de concreto vazado. Os blocos no painel foram separados pela argamassa, e a espessura da argamassa nas juntas verticais e horizontais foi de 9,53 mm.

Figura 4.12 – Geometria e detalhamento do modelo



Fonte: adaptado Mehrabi *et al.* (1996)

Figura 4.13 – Bloco de concreto vazado do ensaio



Fonte: adaptado Mehrabi *et al.* (1996)

Os modelos de elementos finitos 3D para as amostras dos pórticos vazio e preenchido com alvenaria foram criados no *Abaqus*. Foi realizado macromodelagem para analisar os modelos de paredes. A espessura da parede foi mantida igual a espessura dos blocos, porém, foram adotadas as propriedades do prisma. A base do modelo foi fixada em todas as direções. O deslocamento lateral foi aplicado na lateral da viga conforme Figura 4.12 de forma monotônica e crescente.

4.5.2 CALIBRAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

Para garantir que o pórtico com alvenaria participante seja modelado adequadamente usando o modelo proposto de elementos finitos, os parâmetros que definem vários recursos do modelo precisam ser calibrados com os valores experimentais. O principal desafio para completar este processo de calibração é que alguns dos parâmetros do material não são fáceis de quantificar com os testes diretos de material. Neste estudo, os valores dos materiais foram calibrados com os dados do teste sempre que possível. No entanto, alguns desses parâmetros tiveram que ser ajustados para capturar o comportamento geral da amostra obtida nos experimentos. As seções a seguir descrevem detalhadamente o processo de calibração.

4.5.2.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO DO PÓRTICO VAZIO

A calibração do modelo do pórtico de concreto é discutida em primeiro lugar. Para o comportamento de compressão do concreto, os parâmetros de material correspondentes, como a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a tensão na força do pico, foram calibrados com os dados obtidos no teste de compressão do cilindro. Os parâmetros de entrada foram fornecidos por Mehrabi *et al.* (1996) e estão relatados nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2. A resistência à tração (f_t) pode ser determinada por testes de tração direta, mas esses testes geralmente são difíceis de conduzir. Portanto, a resistência à tração é geralmente avaliada por testes de divisão de tração em amostras cúbicas ou cilíndricas. Na ausência de dados de teste, a resistência à tração pode ser estimada a partir da resistência à compressão de acordo com a sugestão de norma.

Tabela 4.1 – Dados dos materiais: concreto e alvenaria

Modelo	Pórtico				Prisma de 3 blocos		
	E (MPa)	f_c (MPa)	ϵ_c	f_t (MPa)	E (MPa)	f_c (MPa)	ϵ_c
1	21.910	30,9	0,0018	3,29	-	-	-
8	17.225	26,8	0,0027	2,76	5098,6	9,51	0,0027

Fonte: adaptado Mehrabi et al. (1996)

Tabela 4.2 – Dados do material: aço

ϕ	Área da seção transversal (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
6.3	32	367,24	449,23
12.5	129	420,29	661,44
16	200	413,40	661,44

Fonte: adaptado Mehrabi et al. (1996)

Como relatado na seção anterior 4.3, utilizou-se de modelos constitutivos para melhor representar o material e fornecer corretamente todos os dados de entradas necessários. A seguir, são resumidos em tabelas, todos os parâmetros utilizados no modelo: parâmetros do material aço (Tabela 4.3), parâmetros do material concreto: (Tabela 4.4 – CDP), (Tabela 4.5 – compressão) e (Tabela 4.6 – tração).

Tabela 4.3 – Propriedades mecânicas do aço

	Elasticidade		Plasticidade				
	E* (MPa)	ν^*	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*
ϕ 6.3	200.000	0,3	367,24	0,0018	367,91	0,0018	0,0000
			449,23	0,0100	453,72	0,0100	0,0077
ϕ 12.5	200.000	0,3	420,29	0,0021	421,17	0,0021	0,0000
			661,44	0,0100	668,05	0,0100	0,0066
ϕ 16	200.000	0,3	413,40	0,0021	414,25	0,0021	0,0000
			661,44	0,0100	668,05	0,0100	0,0066

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

Tabela 4.4 – Parâmetros para CDP – pórtico vazio

Elasticidade		Plasticidade				
E (MPa)	ν	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	Kc	ν
21.910	0,20	36	0,1	1,16	0,6667	0,001

Fonte: próprio autor

Tabela 4.5 – Comportamento à compressão do pórtico vazio

x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*	dc*
0,2351	0,3153	9,27	0,0004	9,27	0,0004	0,0000	
0,6175	0,7883	24,36	0,0011	24,39	0,0011	0,0000	0,0000
1,0000	1,0000	30,90	0,0018	30,96	0,0018	0,0004	0,0000
2,0000	0,7143	22,07	0,0036	22,15	0,0036	0,0026	0,2831
3,0000	0,4839	14,95	0,0054	15,03	0,0054	0,0047	0,5135
4,0000	0,3571	11,04	0,0072	11,12	0,0072	0,0067	0,6403
5,0000	0,2809	8,68	0,0090	8,76	0,0090	0,0086	0,7166
6,0000	0,2308	7,13	0,0108	7,21	0,0107	0,0104	0,7667

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

Tabela 4.6 – Comportamento à tração do pórtico vazio

x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*	dt*
1,0000	1,0000	3,09	0,0001	3,09	0,0001	0,0000	0,0000
2,0000	0,2857	0,88	0,0003	0,88	0,0003	0,0002	0,7142
3,0000	0,1559	0,48	0,0004	0,48	0,0004	0,0004	0,8440
4,0000	0,1100	0,34	0,0006	0,34	0,0006	0,0005	0,8899
5,0000	0,0865	0,27	0,0007	0,27	0,0007	0,0007	0,9134
6,0000	0,0722	0,22	0,0008	0,22	0,0008	0,0008	0,9278

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

4.5.2.2 CALIBRAÇÃO DO MODELO DO PÓRTICO PREENCHIDO

Após calibração do pórtico vazio, foi realizado a calibração do pórtico preenchido. Referente ao pórtico, utilizou-se as mesmas condições do pórtico vazio, entretanto foi alterado os valores de módulo de elasticidade; resistência à compressão, tração e deformação de compressão; conforme as informações oferecidas por Mehrabi *et al.* (1996) que estão presentes na Tabela 4.1. Para o painel de alvenaria, percebe-se que os elementos de interface que representavam as juntas de argamassa foram primeiro calibrados para refletir as propriedades compostas da argamassa e a interface de pórtico-alvenaria. Para este fim, são desejáveis os dados experimentais dos testes de tração e cisalhamento das juntas de argamassa. No entanto, é difícil realizar o teste de tração direta nas juntas de argamassa; apenas uma série de testes de cisalhamento de juntas de argamassa sob diferentes tensões de compressão constantes estão disponíveis na maioria dos casos. Por isso, esses testes de cisalhamento são geralmente adotados para calibrar os parâmetros dos elementos da interface. A energia de ruptura para juntas de argamassa pode ser determinada ajustando as curvas numéricas de deslocamento-cisalhamento para coincidir com os resultados experimentais (STAVRIDIS e SHING, 2010). Da mesma forma, os parâmetros de dilatação são determinados ao combinar as curvas de deslocamento-cisalhamento normal dos resultados experimentais. Na Tabela 4.7 são mostrados os parâmetros adotados para as interfaces utilizados na modelagem dos pórticos preenchidos com alvenaria participante. Os valores obtidos são decorrentes de resultados experimentais de outros autores, tais como: Al-Chaar, Mehrabi e Manzouri (2008); Stavridis e Shing (2010); Koutromanos *et al.* (2011); Nazief e Korany (2014) e Bolhassani (2015) e ajustados na calibração do modelo.

Tabela 4.7 – Parâmetros adotados para interfaces pórtico-parede

Tangential Behavior	Cohesive Behavior (N/mm)			Damage Initiation (MPa)			Damage Evolution (mm)
	K_{nm}	K_{ss}	K_{tt}	t_n^0	t_s^0	t_t^0	displacement
ϕ	2100	2100	0	0,04	0,02	0	10

Fonte: próprio autor

A alvenaria participante foi modelada como elemento único e homogêneo. O comportamento de compressão da alvenaria deve ser calibrado com os testes do prisma, em vez de testes dos blocos individuais, para representar o comportamento composto da alvenaria, porque os elementos de interface empregados no esquema de modelagem numérica não representam a possível falha compressiva e a interação tridimensional de argamassa-bloco das juntas de argamassa, ajustou-os a área bruta, visto que se tratava de blocos vazados e os mesmos foram representados por elemento maciço. O módulo de elasticidade da alvenaria foi ajustado pelo módulo de elasticidade do prisma fornecido por Mehrabi *et al.* (1996), corrigindo-o pela área bruta e pela rigidez necessária para calibrar o modelo. A rigidez elástica dos elementos de interface e a relação tensão-deformação compressiva não-linear dos elementos de alvenaria são então determinadas ao combinar o comportamento de tensão-deformação compressiva global de um prisma de alvenaria (SATTAR, 2013). Os comportamentos na tração da alvenaria podem ser calibrados do mesmo modo que os dos elementos de concreto, sendo estimadas conforme recomendação de norma. Estes parâmetros de entrada para o pórtico com alvenaria participante são relatados nas Tabelas 4.8, 4.9 e 4.10.

Tabela 4.8 – Parâmetro para CDP – pórtico preenchido

Membro	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	ν	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	Kc	ν
Pórtico	17.225	0,20	36	0,1	1,16	0,6667	0,001
Parede	887	0,19	32	0,1	1,16	0,6667	0,01

Fonte: próprio autor

Tabela 4.9 – Comportamento à compressão do pórtico preenchido

	x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{incl}^*	dc*
Pórtico	0,17	0,2846	8,04	0,0005	8,04	0,0005	0,00	
	0,59	0,8024	21,50	0,0016	21,54	0,0016	0,0003	0,00
	1,00	1,0000	26,80	0,0027	26,87	0,0027	0,0011	0,00
	2,00	0,7143	19,14	0,0054	19,25	0,0054	0,0043	0,2819
	3,00	0,4839	12,97	0,0081	13,07	0,0081	0,0073	0,5122
	4,00	0,3571	9,57	0,0108	9,67	0,0107	0,0102	0,6390
	5,00	0,2809	7,53	0,0135	7,63	0,0134	0,0130	0,7153
	6,00	0,2308	6,18	0,0162	6,28	0,0161	0,0157	0,7655
Parede	0,25	0,3238	0,59	0,0007	0,59	0,0007	0,00	
	0,62	0,7889	1,56	0,0017	1,56	0,0017	0,0001	0,00
	1,00	1,0000	1,98	0,0027	1,99	0,0027	0,0005	0,00
	2,00	0,3333	0,66	0,0054	0,66	0,0054	0,0046	0,6649
	3,00	0,1579	0,31	0,0081	0,32	0,0081	0,0077	0,8408
	4,00	0,1000	0,20	0,0108	0,20	0,0107	0,0105	0,8989
		5,00	0,0725	0,14	0,0135	0,15	0,0134	0,0132
	6,00	0,0566	0,11	0,0162	0,11	0,0161	0,0159	0,9425

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

Tabela 4.10 – Comportamento à tração do pórtico preenchido

	x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{incl}^*	dt*
Pórtico	1,00	1,0000	2,7600	0,0002	2,7604	0,0002	0,00	0,00
	2,00	0,2857	0,7886	0,0003	0,7888	0,0003	0,0003	0,7142
	3,00	0,1559	0,4302	0,0005	0,4304	0,0005	0,0005	0,8440
	4,00	0,1100	0,3036	0,0006	0,3038	0,0006	0,0006	0,8899
	5,00	0,0865	0,2388	0,0008	0,2390	0,0008	0,0008	0,9134
	6,00	0,0722	0,1992	0,0010	0,1994	0,0010	0,0009	0,9278
Parede	1,00	1,0000	0,0400	0,0000	0,0400	0,0000	0,0000	0,00
	2,00	0,2857	0,0114	0,0001	0,0114	0,00009	0,00008	0,7143
	3,00	0,1559	0,0062	0,0001	0,0062	0,00014	0,00013	0,8441
	4,00	0,1100	0,0044	0,0002	0,0044	0,00018	0,00018	0,8900
	5,00	0,0865	0,0035	0,0002	0,0035	0,00023	0,00022	0,9134
	6,00	0,0722	0,0029	0,0003	0,0029	0,00027	0,00027	0,9278

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

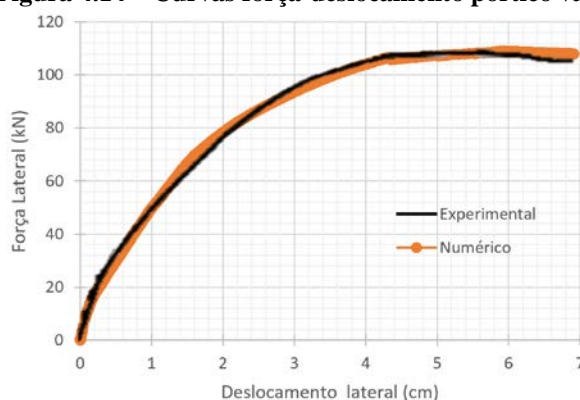
4.5.3 RESULTADOS NUMÉRICOS

Os resultados numéricos são discutidos principalmente em dois aspectos: das curvas de força-deslocamento lateral e padrões de danos. O ponto utilizado para o deslocamento lateral foi o mesmo que o ponto de carregamento.

A amostra 1 (pórtico vazio) foi analisada primeiro para garantir que o MEF usado no método de modelagem proposto fosse capaz de prever o comportamento de um pórtico de

concreto armado. A Figura 4.14 mostra uma comparação das curvas de força-deslocamento lateral da análise de elementos finitos e do resultado experimental. Isso mostra um bom acordo em termos da tendência geral da resposta e da força lateral final. No entanto, a rigidez final foi ligeiramente superestimada pelo modelo de elementos finitos, que eventualmente levou a uma pequena diferença no deslocamento correspondente à força lateral final. Uma questão importante para a diferença pode ser causada pela incerteza nas propriedades dos materiais, como a força e a rigidez do concreto, envolvidos no problema.

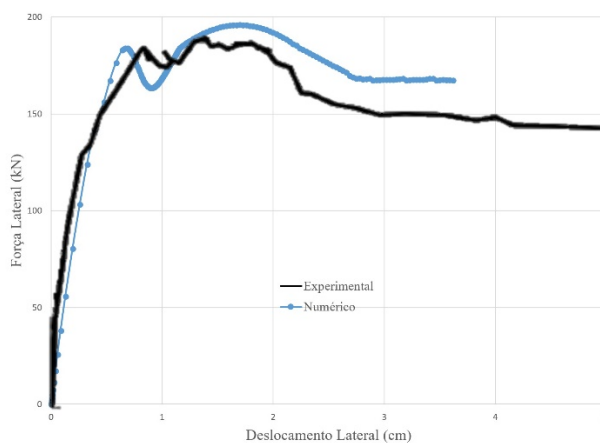
Figura 4.14 – Curvas força-deslocamento pórtico vazio



Fonte: próprio autor

A Figura 4.15 exibem as curvas força-deslocamento lateral da análise numérica juntamente com a curva experimental para o Modelo 8. Percebe-se que a análise alcançou uma boa concordância com os resultados experimentais, capturando a rigidez inicial, a força lateral do pico e a resposta pós-falha bem coerente. Considerando o fato de que os modelos de elementos finitos para diferentes exemplares foram calibrados de forma unificada, os resultados numéricos representam precisão suficiente para simular o comportamento de estruturas de pórticos com alvenaria participante.

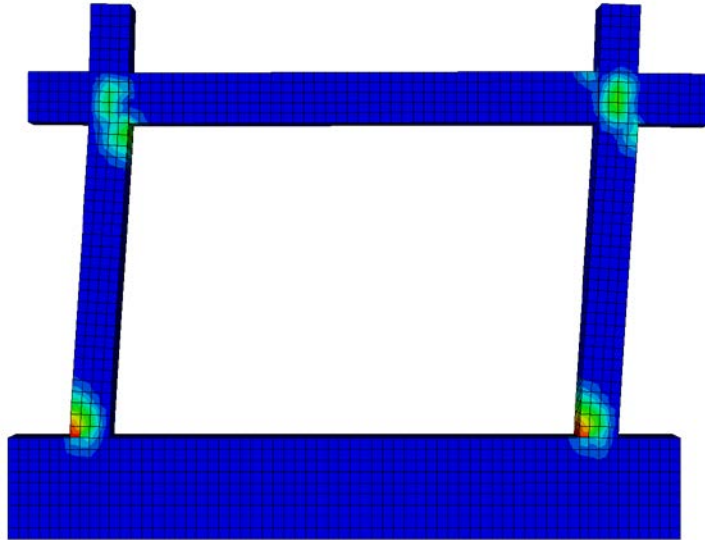
Figura 4.15 – Curvas força-deslocamento pórtico preenchido



Fonte: próprio autor

O padrão de dano do modelo 1 foi reproduzido muito bem com a análise numérica, a falha foi detectada pela primeira vez nas seções inferiores dos pilares e em seguida nos encontros dos pilares com a viga, condizendo com o relatado por Mehrabi *et al.* (1996).

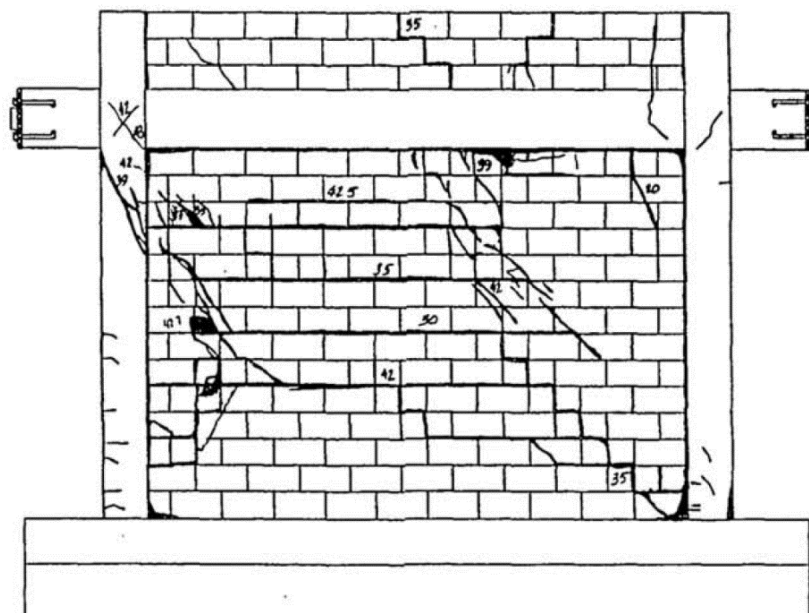
Figura 4.16 – Deformação plástica máxima - Modelo 1



Fonte: próprio autor

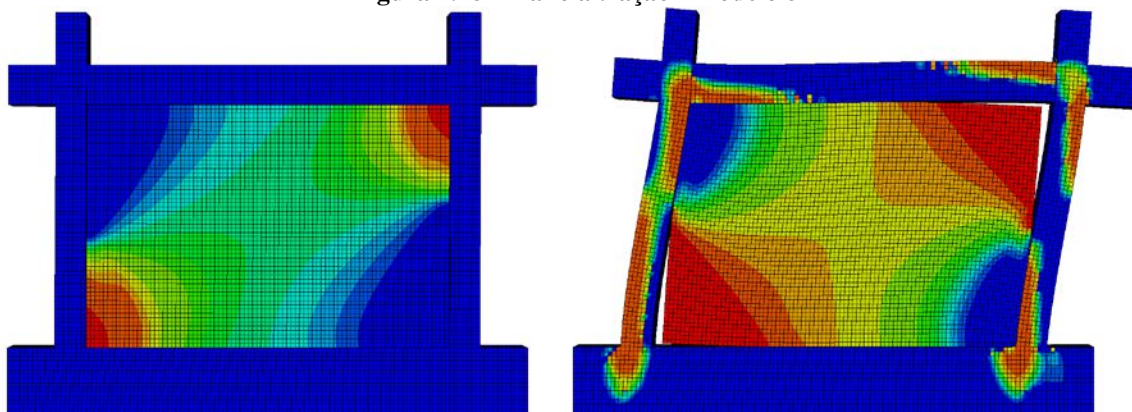
A Figura 4.17 mostra o padrão de fissuração encontrado nos ensaios. As Figura 4.18 e 4.19 mostram os padrões de danos à tração e à compressão do pórtico preenchido com alvenaria em dois momentos diferentes. Os padrões de danos são bastante semelhantes ao comportamento de falha real relatado no ensaio. Nas imagens, os deslocamentos da malha deformada foram ampliados em 10x para uma melhor percepção.

Figura 4.17 – Danos relatados no ensaio



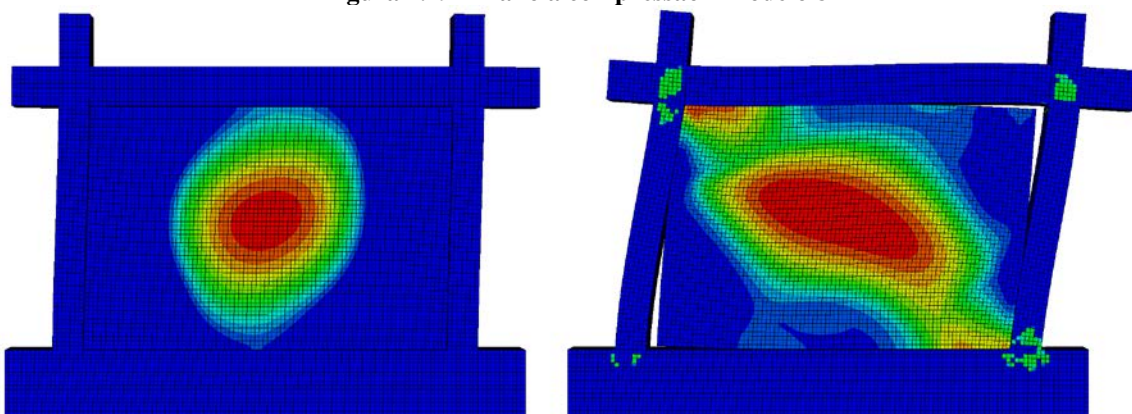
Fonte: Mehrabi *et al.* (1996)

Figura 4.18 – Dano à tração - Modelo 8



Fonte: próprio autor

Figura 4.19 – Dano à compressão - Modelo 8



Fonte: próprio autor

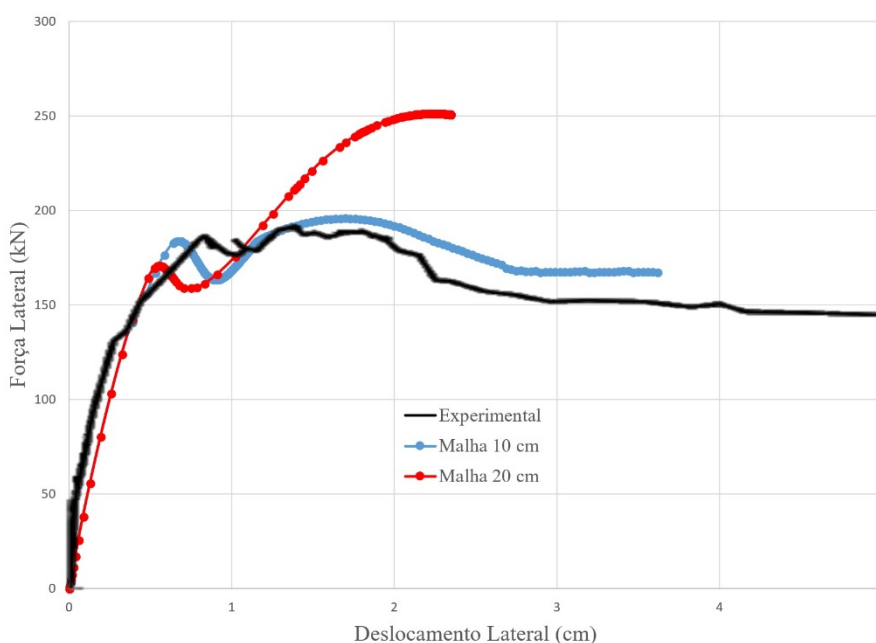
As primeiras fissuras acontecem na separação das interfaces painel-pórtico, nos cantos da diagonal tracionada, em seguida percebe-se o dano à compressão na diagonal comprimida, mesmo com as fissuras verifica-se que o painel continua a contribuir com a rigidez do pórtico. À medida que o deslocamento lateral aumenta, várias fissuras de cisalhamento diagonal ocorrem gradualmente na parte superior interna do pilar da esquerda e superior externa do pilar a direita, assim como na parte inferior externa do pilar da esquerda e inferior interna do pilar da direita, as vigas também apresentam fissuras na parte inferior esquerda e superior direita. Um olhar mais atento mostra que as áreas das fendas representam basicamente a área de contato entre a alvenaria participante e o pórtico que contribui com o mecanismo de transferência de carga primária. Esta área de contato do resultado numérico foi de aproximadamente quatro camadas de alvenaria, que correspondeu precisamente à área de contato real no modelo 8. De forma semelhante, também foi alcançada uma boa concordância para as outras fissuras distribuídas no modelo.

Em geral, os resultados numéricos concordam bem com os resultados experimentais em termos de força lateral e padrões de danos. No entanto, esperam-se algumas diferenças entre os resultados dos ensaios e as análises idealizadas de elementos finitos porque as análises numéricas não podem explicar todas as possíveis variações nas propriedades dos materiais e/ou nas condições de contorno que existem nos ensaios.

4.5.4 EFEITO TAMANHO DA MALHA

Nesta seção, foram realizadas análises adicionais na amostra 8 (pórtico com alvenaria participante) para testar o modelo proposto com objetividade em relação ao tamanho da malha. Tanto a resposta de força-deslocamento e padrão de danos foram cuidadosamente examinados para duas malhas de elementos finitos. Uma malha grosseira, com 20 cm foi utilizada para a simulação adicional e comparada à resposta de força-deslocamento usando uma malha mais fina com 10 cm e com o resultado do ensaio. A força máxima para a malha grosseira foi superestimada (Figura 4.20). Isso ocorre porque o critério de escoamento utilizado principalmente depende da tensão principal máxima no elemento à frente da ponta do dano, e os elementos maiores da malha grossa falham mais tarde. No entanto, um acordo razoável em termos da tendência geral da resposta foi alcançado, confirmando a objetividade do método de modelagem proposto em relação ao tamanho de malha. Os padrões de danos foram bastante aproximados para ambas as malhas e concordaram muito bem com o resultado do ensaio.

Figura 4.20 – Curvas força-deslocamento de malhas diferentes



Fonte: próprio autor

4.5.5 ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A VALIDAÇÃO

Os resultados numéricos mostram que o método proposto pode capturar com sucesso os padrões de danos dos modelos, tais como falhas por tração e compressão no pórtico e na alvenaria participante; e fendas nas interfaces entre o quadro e o preenchimento. Os resultados também indicam que as curvas de força-deslocamento previstas pelo método proposto são satisfatórias na precisão, apesar de pequenas diferenças na resistência final do modelo 8. Outras análises ilustram que o comportamento de falha não é sensível ao tamanho da malha, mas difere significativamente na carga máxima suportada. Esses achados demonstram suficientemente que o método de modelagem proposto pode simular adequadamente o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria participante e pode ser usado para estudos paramétricos numéricos para compreender melhor o comportamento de falha de edifícios deste tipo.

5. MODELAGEM NUMÉRICA DO PÓRTICO PRÉ-MOLDADO COM ALVENARIA PARTICIPANTE

Neste capítulo será demonstrado a modelagem de pórticos pré-moldados preenchidos com alvenaria participante, que é tema desse trabalho. Para isso, nos tópicos a seguir, serão expostos todas as características e parâmetros utilizados nos modelos, tais como: geometria, malha, propriedades mecânicas, montagem, comportamento das interfaces e as condições de contorno.

5.1 APRECIÇÃO INICIAL

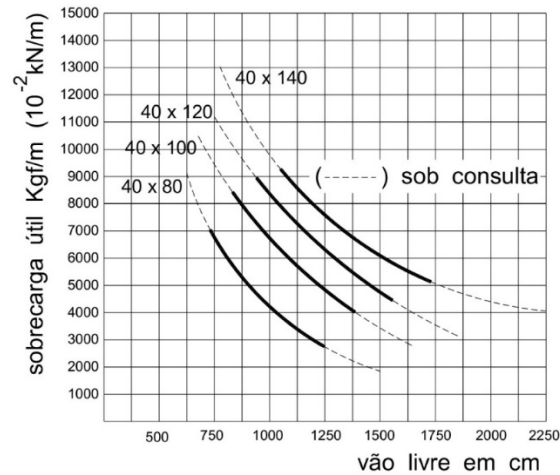
Uma característica da construção pré-fabricada é que, geralmente, as soluções estruturais mais adotadas são compostas por sistemas aporticados ou em esqueleto. Os sistemas aporticados são formados por pórticos planos, compostos por pilares e vigas de fechamento comumente utilizado na construção de galpões. Os sistemas esqueletos são formados por pilares, vigas e lajes, usualmente com grandes vãos e aplicável em estruturas com mais pavimentos.

Para atendimento dos requisitos de estabilidade global frequentemente subdivide-se a estrutura em subestruturas de contraventamento, o que confere rigidez para as ações horizontais e em estrutura contraventada, que transfere os esforços provenientes de ações horizontais para a anterior por meio de ligações viga-pilar articuladas e sistemas de pisos. Também podem ser projetados como pórticos espacial com ligações semirrígidas entre vigas e pilares, aliados a sistemas de pisos que absorvem e distribuem os esforços horizontais para os demais elementos por efeito diafragma. Em edifícios de multipavimentos a estrutura pode ser onerosa quanto maior o número de ligações entre elementos que concorrem no mesmo nó e quanto a robustez dos elementos para atender aos requisitos de estabilidade global (ABDI, 2015).

El Debs (2017) cita que outra característica na construção de edifícios em que se concentram as aplicações de sistemas baseados em componentes de concreto pré-fabricados é a industrialização da construção. Nesses casos, grande parte dos componentes são chamados de

elementos ou produtos de catálogo. A Figura 5.1 exibe informações de catálogo de uma viga, na qual se pode notar as seções padronizadas.

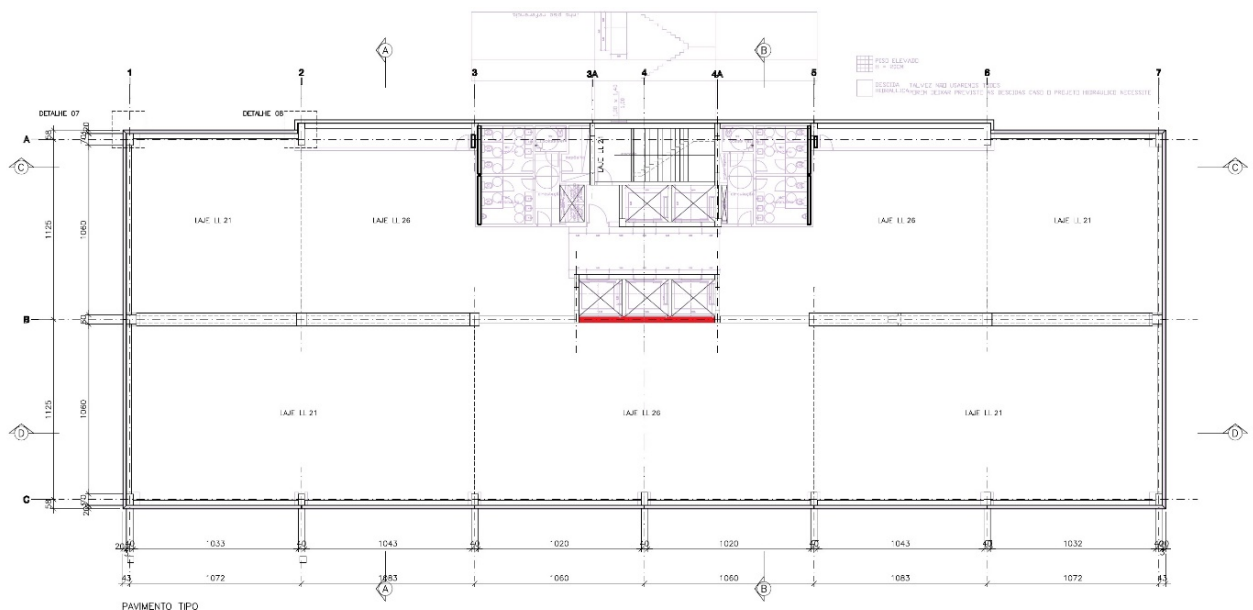
Figura 5.1 – Exemplo de componente de catálogo



Fonte: adaptado ABCI (1996)

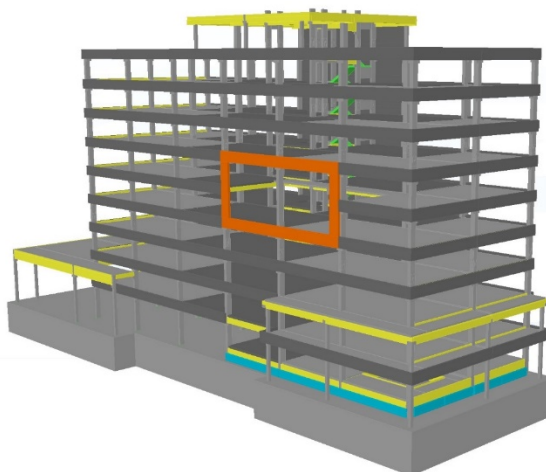
Neste trabalho, será analisado o comportamento estrutural do pórtico pertencente à caixa de elevador de um projeto real de edifício com múltiplos pavimentos construído em concreto pré-moldado, onde será considerado a presença ou não da alvenaria participante. Nas Figuras 5.2 e 5.3 podem ser observados, respectivamente, a planta baixa com destaque em vermelho do pórtico considerado e maquete volumétrica do edifício estudado.

Figura 5.2 – Planta baixa com destaque para pórtico analisado



Fonte: cedido por Leonardi Construção Industrializada

Figura 5.3 – Maquete volumétrica do edifício em concreto pré-moldado



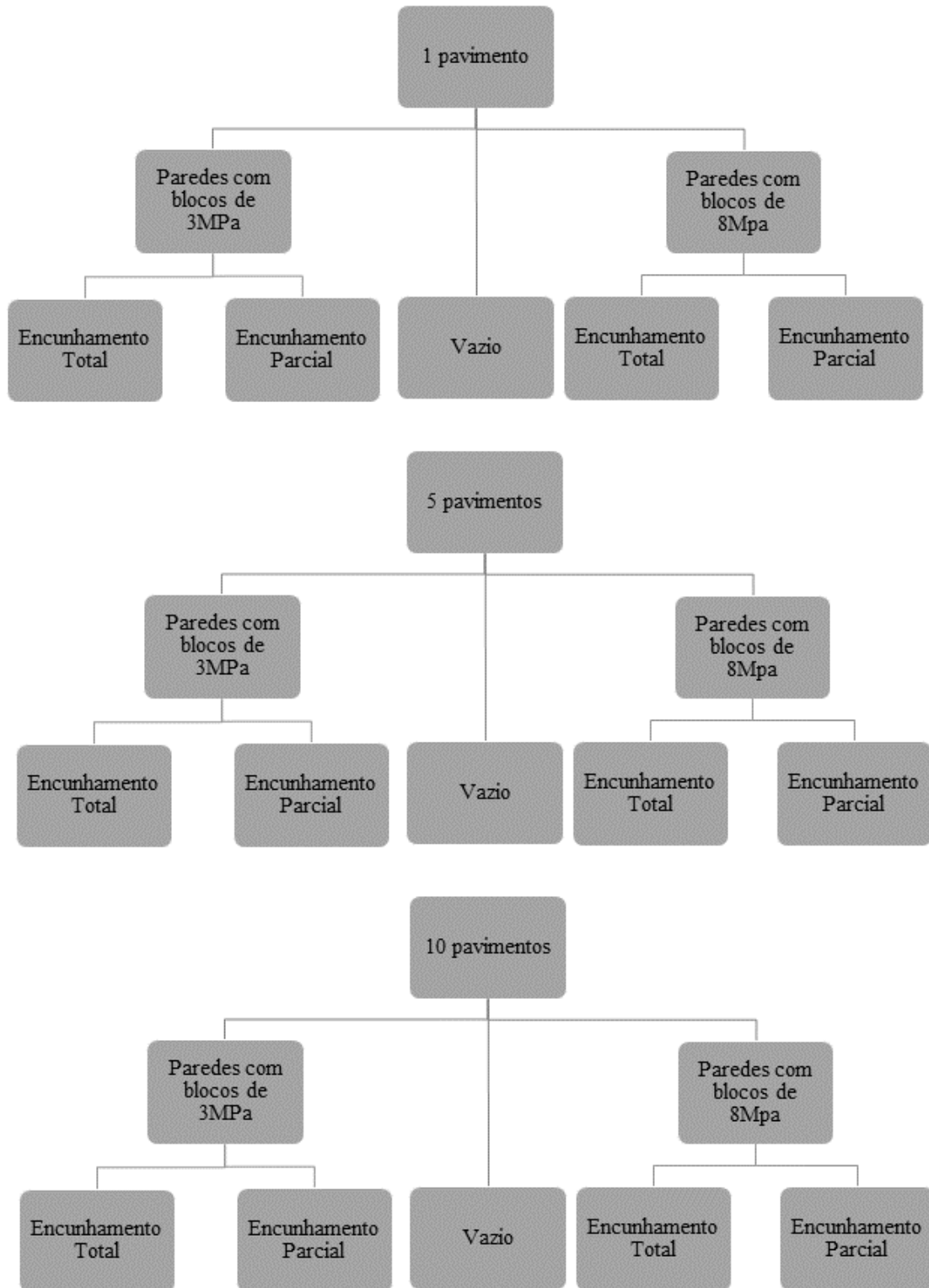
Fonte: cedido por Leonardi Construção Industrializada

Serão analisados diferentes modelos, variando-se determinados parâmetros da estrutura e características do painel, objetivando-se com isso, identificar a influência de cada parâmetro na deslocabilidade da estrutura, e identificar o aumento de rigidez proporcionado. Os parâmetros estudados são:

- Número de pavimentos: mantendo-se a planta de eixo, bem como as dimensões dos elementos estruturais, o número de pavimentos do edifício será alterado. Serão analisados modelos com 1, 5 e 10 pavimentos. Visando identificar a influência da alvenaria participante na rigidez da estrutura devido o número de andares;
- Resistência do painel: mantendo-se as características do pórtico, serão modificadas as resistências dos painéis, simulando o uso de blocos de concreto de 3MPa e de 8MPa;
- Tipo de encunhamento do painel com a viga: serão analisados dois tipos diferentes de interfaces no topo de painel. Um dos modos será a consideração do encunhamento total da alvenaria participante com os elementos superiores do pórtico (consolo e viga), no outro será considerado encunhamento somente abaixo do consolo, ficando o fundo da viga livre para se movimentar como acontece em encunhamentos com materiais deformáveis.

Desta forma, formaram-se um total de 15 modelos diferentes. Para uma melhor visualização dos modelos realizados considere o fluxograma apresentado a seguir:

Figura 5.4 – Fluxogramas dos modelos realizados



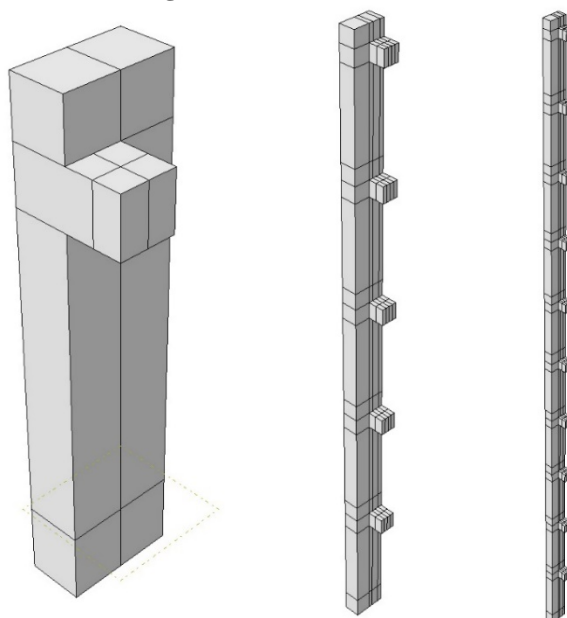
Fonte: próprio autor

5.2 GEOMETRIA DOS MODELOS

Nos modelos numéricos foram utilizadas as dimensões nominais dos membros do pórtico de concreto pré-moldado, conforme projeto real. A seguir está demonstrado os tamanhos e geométrica de cada parte do modelo numérico.

Os pilares possuem seção transversal de 40×80cm e altura total de 4,0m; 16,0m e 31,0m; respectivamente para um, cinco e dez pavimentos. O pé-direito do prédio é de 3,0m e o comprimento de embutimento do pilar é de 1,0m. Em cada pavimento há um consolo de 40×40cm, mais detalhes podem ser observados na Figura 5.5.

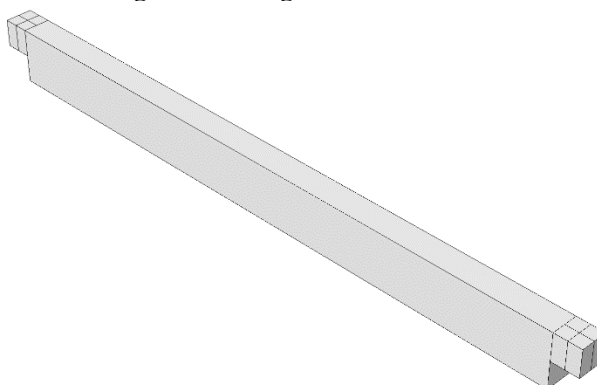
Figura 5.5 – Pilares do modelo



Fonte: próprio autor

Todas as vigas possuem seção transversal de 40×80cm e comprimento total de 10m com um dente de 40×40cm, conforme Figura 5.6.

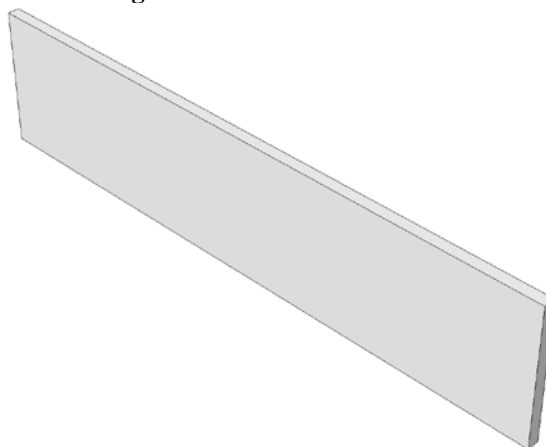
Figura 5.6 – Viga do modelo



Fonte: próprio autor

A parede de alvenaria participante preenche completamente o pórtico portando 2,20m de altura e 10m de comprimento; sua espessura é equivalente ao bloco de concreto com 19cm (Figura 5.7).

Figura 5.7 – Parede do modelo

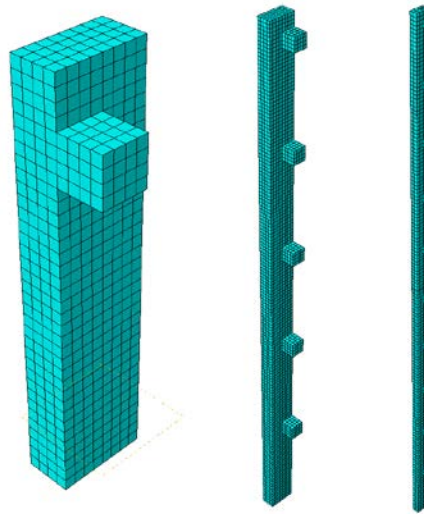


Fonte: próprio autor

5.3 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

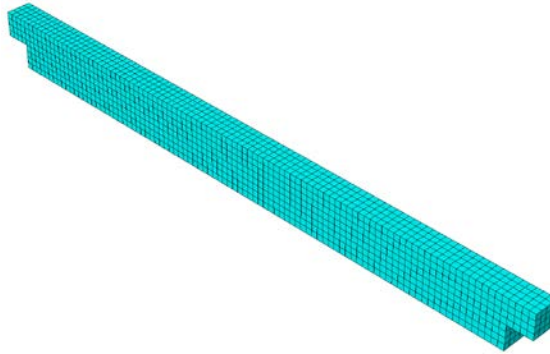
Para a geração da malha das armaduras foi utilizado o elemento T3D2, e para os pilares, vigas e paredes, utilizou-se o elemento C3D8R. As características desses elementos já foram discutidas no item 4.2 do capítulo anterior. Usufruiu-se do algoritmo do *Abaqus* que analisa a geometria e a partir de um tamanho especificado pelo usuário gera uma malha (no caso 10cm para todas as partes dos modelos). Para todos os elementos sólidos foi definido a malha de hexaedros estruturada como estratégia, sempre particionando os membros em posições específicas para manter as formas regulares e assim gerar uma malha bem uniforme. Também houve o cuidado de particionar as diferentes partes para facilitar o processo de montagem do modelo e coincidir nós quando necessários. Nas Figuras 5.8, 5.9 e 5.10 observa-se como ficou definido a malha de cada componente.

Figura 5.8 – Imagem da malha dos pilares



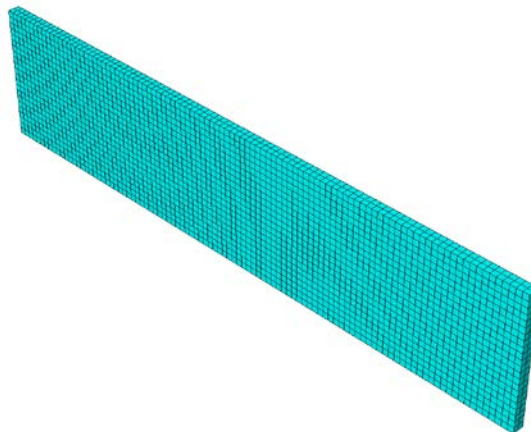
Fonte: próprio autor

Figura 5.9 – Imagem da malha das vigas



Fonte: próprio autor

Figura 5.10 – Imagem da malha das paredes



Fonte: próprio autor

5.4 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Os parâmetros dos materiais utilizados nos modelos dos pórticos pré-moldados com alvenaria participante seguiram os mesmos critérios encontrados na calibração do modelo

numérico do ensaio de Mehrabi *et al.* (1996) discutido no item 4.5.2 do capítulo anterior. Os parâmetros estão apresentados resumidamente nas tabelas seguintes da mesma forma que foram fornecidos ao software *Abaqus*.

Para o aço, foi utilizado o modelo constitutivo elastoplástico com os valores de referência de catálogos de aço para construção civil brasileira.

Tabela 5.1 – Parâmetros do material: aço

Elasticidade		Plasticidade				
E* (MPa)	ν^*	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*
200.000	0,3	500,00	0,0025	501,25	0,0025	0,0000
		540,00	0,0100	544,32	0,0080	0,0052

* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

Os parâmetros para o CDP seguiram o apresentado na calibração do modelo, adequando-os às resistências dos materiais empregados.

Assumiu-se que as resistências de todos os elementos de concreto eram as mesmas com o valor de resistência à compressão característica de 40MPa. A resistência à tração e o módulo de elasticidade foram estimados conforme a recomendação de norma onde $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ e $E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$ (ABNT-NBR: 6118-14).

Para as paredes, as resistências foram estimadas conforme o bloco que queria se considerar, 3MPa ou 8MPa. Simplificadamente, considerou-se a diminuição de 20% na resistência à compressão por admitir argamassa apenas nas laterais, além da relação de resistências entre prisma/bloco de 0,8 para o bloco de 3MPa e 0,75 para o bloco de 8MPa. O módulo de elasticidade foi determinado com sendo $E = 800 f_{pk}$ e a resistência a tração por 10% da resistência à compressão. Conforme recomendação da norma canadense CSA S304-2014 e pelo modelo numérico realizado na calibração da técnica de elemento finitos, foi necessário diminuir a rigidez do sistema pela metade para obter dados mais coerentes e confiáveis. Acredita-se que isso se deva pelo fato do módulo de elasticidade utilizado no modelo não ser isotrópico como é considerado.

De posse destes dados foi possível estimar os valores das curvas de tensão deformação necessários para abastecer o software, através dos modelos constitutivos de Guo (2014) como discutido no capítulo anterior no item 4.3.2. Deste modo, os parâmetros dos materiais utilizados nos modelos numéricos propostos estão evidenciados nas Tabela 5.2, 5.3 e 5.4.

Tabela 5.2 – Parâmetros CDP do modelo proposto

Componente	Elasticidade		Plasticidade				
	E (MPa)	ν	ψ	ϵ	σ_{b0}/σ_{c0}	Kc	ν
Pilares e Vigas	35.417	0,20	36	0,1	1,16	0,6667	0,001
Parede c/ blocos de 3MPa	768	0,20	32	0,1	1,16	0,6667	0,01
Parede c/ blocos de 8MPa	1.920	0,20	32	0,1	1,16	0,6667	0,01

Fonte: próprio autor

Tabela 5.3 – Parâmetros à compressão

	x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*	dc*
Pilares e Vigas	0,19	0,2906	12,00	0,0003	12,00	0,0003	0,00	
	0,59	0,7955	31,82	0,0011	31,85	0,0011	0,0002	0,00
	1,00	1,0000	40,00	0,0018	40,07	0,0018	0,0007	0,00
	2,00	0,7143	28,57	0,0036	28,67	0,0036	0,0028	0,2831
	3,00	0,4839	19,35	0,0054	19,46	0,0054	0,0048	0,5135
	4,00	0,3571	14,29	0,0072	14,39	0,0072	0,0068	0,6403
	5,00	0,2809	11,24	0,0090	11,34	0,0090	0,0086	0,7166
6,00	0,2308	9,23	0,0108	9,33	0,0107	0,0105	0,7667	
Parede c/ blocos 3MPa	0,19	0,2903	0,29	0,0004	0,29	0,0004	0,00	
	0,59	0,7958	0,76	0,0012	0,76	0,0012	0,0002	0,00
	1,00	1,0000	0,96	0,0020	0,96	0,0020	0,0007	0,00
	2,00	0,3333	0,32	0,0040	0,32	0,0040	0,0036	0,6653
	3,00	0,1579	0,15	0,0060	0,15	0,0060	0,0058	0,8412
	4,00	0,1000	0,10	0,0080	0,10	0,0080	0,0078	0,8992
	5,00	0,0725	0,07	0,0100	0,07	0,0100	0,0099	0,9268
6,00	0,0566	0,05	0,0120	0,05	0,0119	0,0119	0,9427	
Parede c/ blocos 8MPa	0,19	0,2903	0,72	0,0004	0,72	0,0004	0,00	
	0,59	0,7958	1,91	0,0012	1,91	0,0012	0,0002	0,00
	1,00	1,0000	2,40	0,0020	2,40	0,0020	0,0007	0,00
	2,00	0,3333	0,80	0,0040	0,80	0,0040	0,0036	0,6653
	3,00	0,1579	0,38	0,0060	0,38	0,0060	0,0058	0,8412
	4,00	0,1000	0,24	0,0080	0,24	0,0080	0,0078	0,8992
	5,00	0,0725	0,17	0,0100	0,18	0,0100	0,0099	0,9268
6,00	0,0566	0,14	0,0120	0,14	0,0119	0,0119	0,9427	

* valores fornecidos ao Abaqus

Fonte: próprio autor

Tabela 5.4 – Parâmetros da tração

	x	y	σ_{nom} (MPa)	ϵ_{nom}	σ_v^* (MPa)	ϵ_v	ϵ_{inel}^*	dt*
Pilares e Vigas	1,00	1,0000	3,5088	0,0001	3,5092	0,0001	0,00	0,00
	2,00	0,3424	1,2014	0,0002	1,2016	0,0002	0,0002	0,6575
	3,00	0,1938	0,6800	0,0003	0,6802	0,0003	0,0003	0,8061
	4,00	0,1386	0,4862	0,0004	0,4864	0,0004	0,0004	0,8614
	5,00	0,1098	0,3852	0,0005	0,3854	0,0005	0,0005	0,8902
	6,00	0,0919	0,3226	0,0006	0,3228	0,0006	0,0006	0,9080
Parede - bl.3MPa	1,00	1,0000	0,0960	0,0001	0,0960	0,0001	0,00	0,00
	2,00	0,2857	0,0274	0,0003	0,0274	0,0002	0,0002	0,7142
	3,00	0,1559	0,0150	0,0004	0,0150	0,0004	0,0004	0,8441
	4,00	0,1100	0,0106	0,0005	0,0106	0,0005	0,0005	0,8899
	5,00	0,0865	0,0083	0,0006	0,0083	0,0006	0,0006	0,9134
	6,00	0,0722	0,0069	0,0008	0,0069	0,0007	0,0007	0,9278
Parede - bl.8MPa	1,00	1,0000	0,2400	0,0001	0,2400	0,0001	0,0000	0,00
	2,00	0,2857	0,0686	0,0003	0,0686	0,00025	0,00021	0,7142
	3,00	0,1559	0,0374	0,0004	0,0374	0,00037	0,00036	0,8441
	4,00	0,1100	0,0264	0,0005	0,0264	0,00050	0,00049	0,8899
	5,00	0,0865	0,0208	0,0006	0,0208	0,00062	0,00061	0,9134
	6,00	0,0722	0,0173	0,0008	0,0173	0,00075	0,00074	0,9278

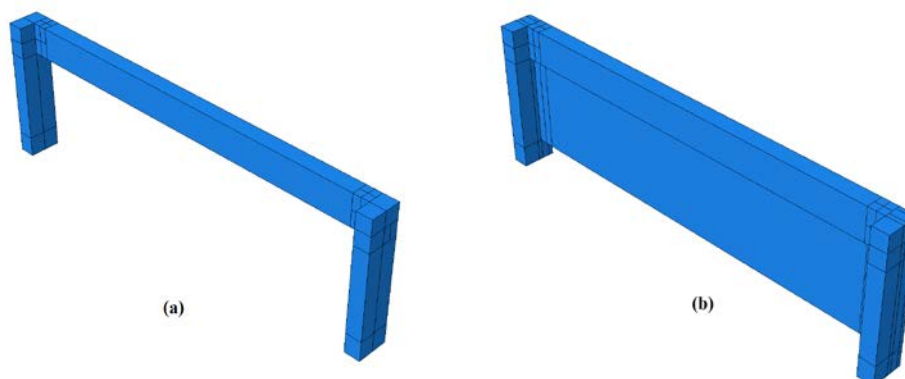
* valores fornecidos ao *Abaqus*

Fonte: próprio autor

5.5 MONTAGEM

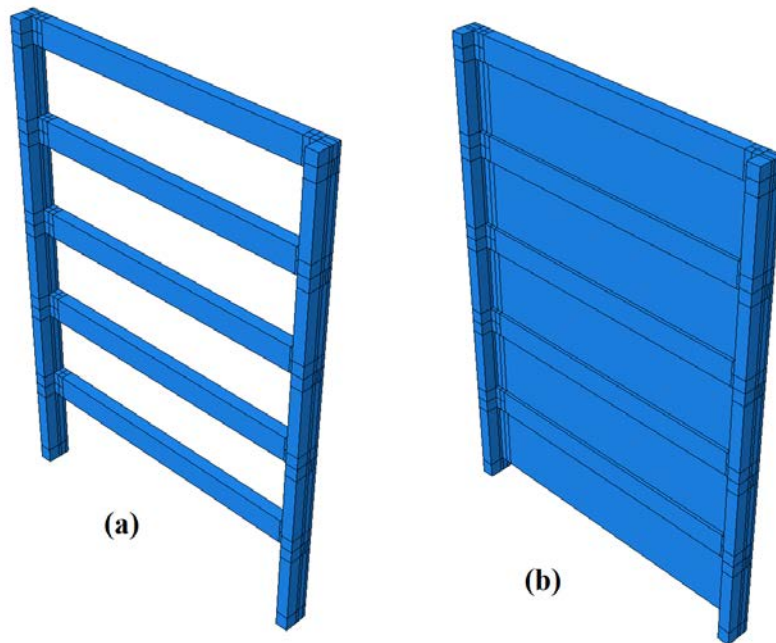
A montagem ou *Assembly*, como é trazido no *Abaqus*, é onde se uni todas as partes do modelo conforme o desejado, para reproduzir fielmente a situação real. Para cada tipo de pavimento estudado (1, 5 e 10 andares) foram considerados a presença ou não das diferentes alvenarias participantes, dispondo das seguintes montagens:

Figura 5.11 –Montagem dos pórticos com 1 pavimento



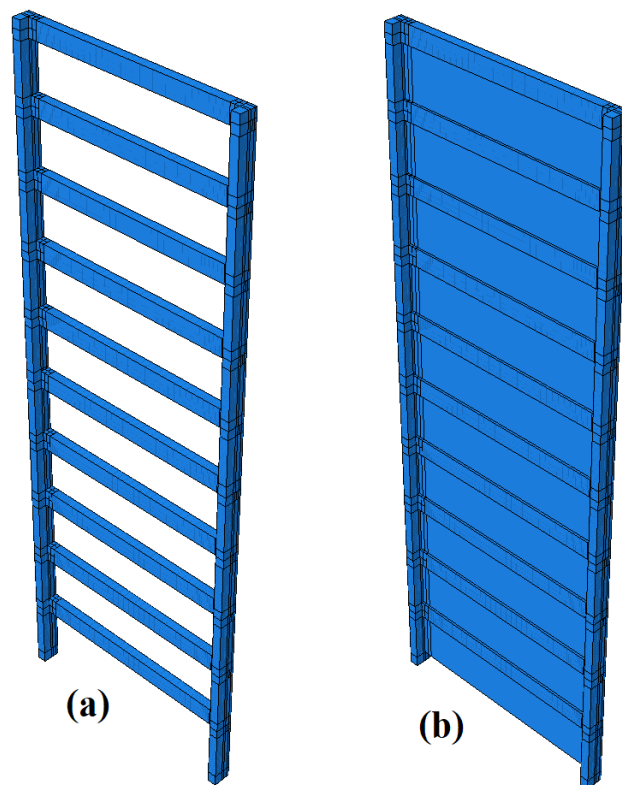
Fonte: próprio autor

Figura 5.12 – Montagem dos pórticos com 5 pavimentos



Fonte: próprio autor

Figura 5.13 – Montagem dos pórticos com 10 pavimentos



Fonte: próprio autor

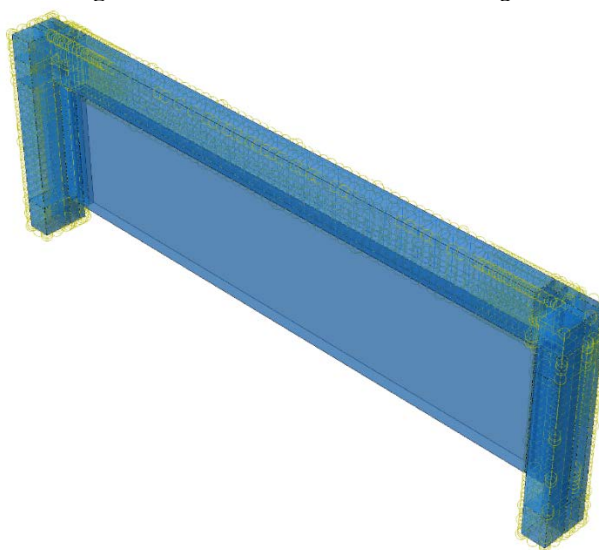
5.6 CONTATOS

Nesse tópico iremos mostrar todos os contatos utilizados no modelo, sendo as restrições de elementos incorporados, os “nós”, as interações entre as superfícies de diferentes componentes e o acoplamento.

5.6.1 CONTATO ENTRE ARMADURA E CONCRETO

Com a finalidade de modelar as armaduras presentes nos elementos de concreto, utilizou-se da técnica de elemento incorporado. No *Abaqus*, essa função encontra-se em *Interaction > Constraint > Embedded region*. Essa técnica é usada para especificar que um elemento ou grupo de elementos está incorporado em elementos hospedeiros (*host*). O *Abaqus* procura as relações geométricas entre os nós dos elementos incorporados e os elementos do *host*, se um nó de um elemento incorporado estiver dentro de um elemento hospedeiro, os graus de liberdade de translação e o grau de liberdade de poro pressão no nó são eliminados e o nó se torna um "nó embutido". Os graus de liberdade de translação e de poro pressão do nó incorporado são limitados aos valores interpolados dos graus de liberdade correspondentes do elemento *host*. Os elementos incorporados podem ter graus de liberdade de rotação, mas essas rotações não são limitadas pela incorporação. Várias definições de elementos incorporados são permitidas, foi utilizada neste trabalho a incorporação dos elementos T3D2 (armaduras) nos elementos C3D8R (concreto). A Figura 5.14, mostra as restrições das armaduras incorporadas no concreto.

Figura 5.14 – *Constraint Embedded Region*

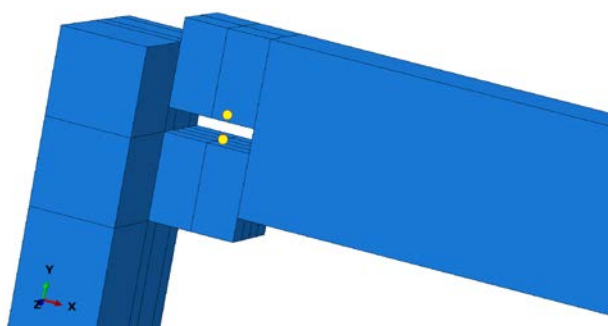


Fonte: próprio autor

5.6.2 CONTATO VIGA-PILAR

Procurou-se manter as ligações entre vigas e pilares dos elementos pré-moldados da forma mais simples possível, simulando uma ligação articulada. Para esse fim, fez-se uso da função *Tie*, encontrada no menu *Interaction > Constraint > Tie*. Foi selecionado o nó localizado no centro do consolo dos pilares e o nó no centro dos dentes das vigas, representando assim um chumbador vertical típico das ligações articuladas em componentes pré-moldados. Na Figura 5.15 a viga foi erguida para melhor visualização dos nós unidos pela técnica *Tie*.

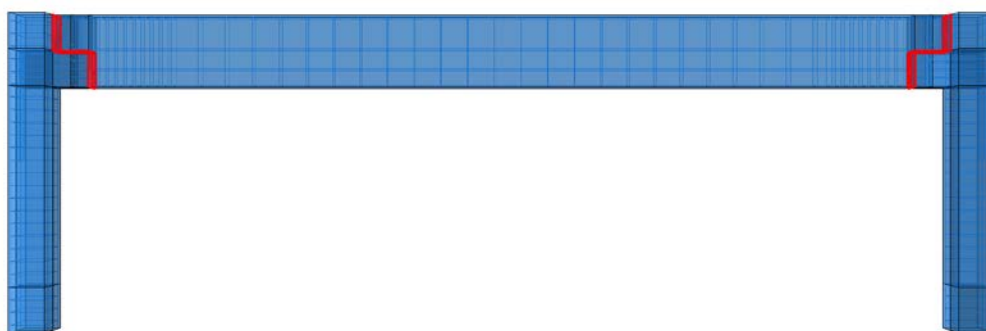
Figura 5.15 – *Constraint Tie*



Fonte: próprio autor

Entre as superfícies da viga e pilar que mantinham contato foi atribuído as propriedades *Hard* e *Tangential Behavior* já discutidas no item 4.4. As superfícies selecionadas estão evidenciadas com destaque na Figura 5.16 a seguir.

Figura 5.16 – Superfície entre viga e pilares



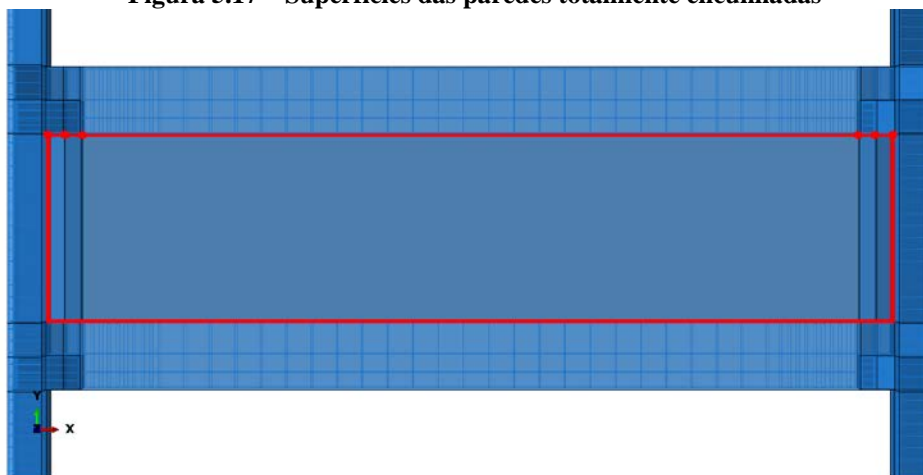
Fonte: próprio autor

5.6.3 CONTATOS COM A PAREDE

Para os contatos entre as paredes e o quadro circundante, foi assumido as mesmas características utilizadas na calibração do modelo discutida no item 4.4 e os parâmetros identificados na Tabela 4.7. Uma peculiaridade do modelo proposto foi a proposta de se analisar o comportamento da alvenaria participante quando totalmente encunhada e quando sem o

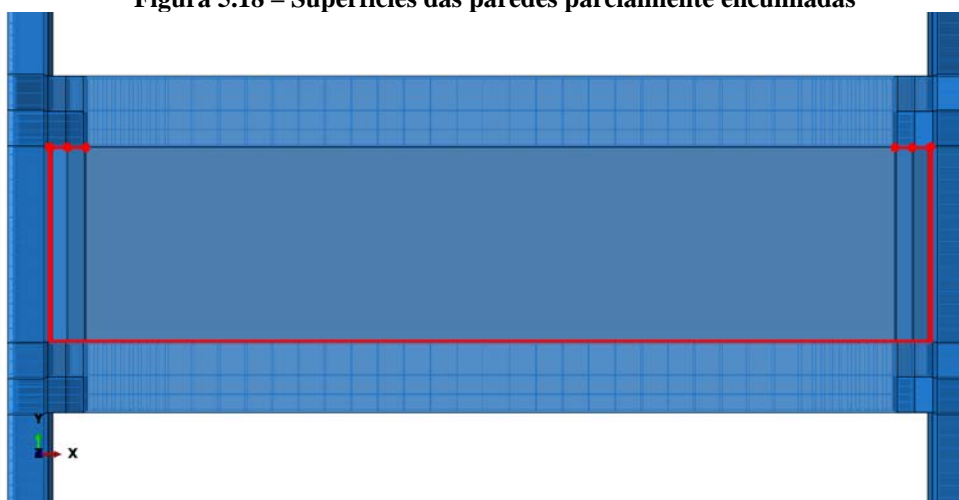
encunhamento abaixo da viga (parcialmente encunhada). Para essa proposta, supriu-se as propriedades das interações entre as superfícies inferiores das vigas e as superfícies superiores das paredes. As representações dessas superfícies podem ser observadas nas Figuras 5.17 e 5.18.

Figura 5.17 – Superfícies das paredes totalmente encunhadas



Fonte: próprio autor

Figura 5.18 – Superfícies das paredes parcialmente encunhadas



Fonte: próprio autor

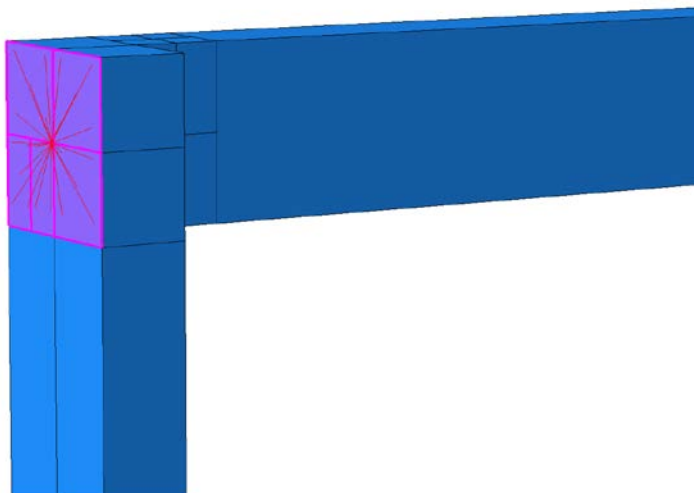
5.6.4 ACOPLAMENTO

As restrições de acoplamento cinemático são úteis nos casos em que um grande número de nós são restritos ao movimento rígido do corpo de um único nó e os graus de liberdade que participam da restrição são selecionados individualmente em um sistema de coordenadas local.

Com o objetivo de facilitar a coleta dos dados após a análise dos modelos, elaborou-se a estratégia de acoplar um único ponto fora do plano dos pilares à região que seria carregada.

Assim sendo os dados de força e deslocamentos são obtidos a partir desse ponto de carga. Na Figura 5.19 observamos a superfície acoplada ao ponto desejado.

Figura 5.19 – Ponto acoplado à região de carregamento



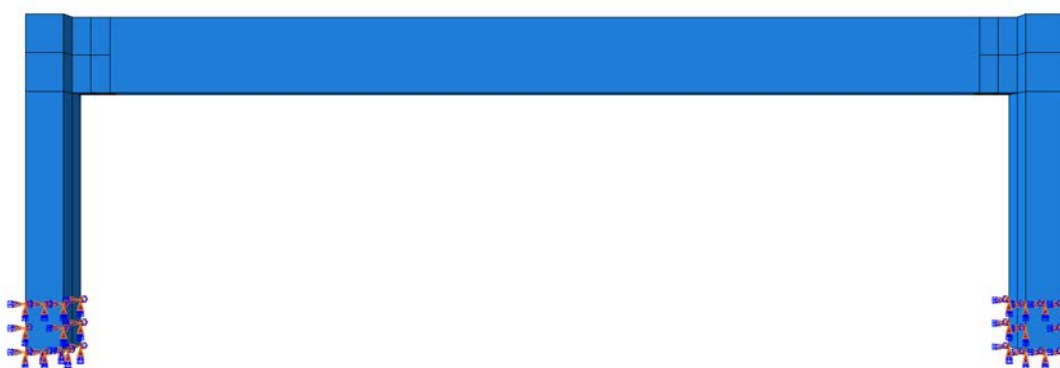
Fonte: próprio autor

5.7 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Com o intuito de reproduzir as condições reais e obter uma análise mais precisa da influência das paredes de alvenaria participante nos pórticos pré-moldados, foi necessário criar as seguintes condições de contorno, definidas conforme se segue.

A representação do apoio dos pilares pré-moldados foi realizada com o engastamento de todas as faces do pilar na região do comprimento de embutimento (Figura 5.19).

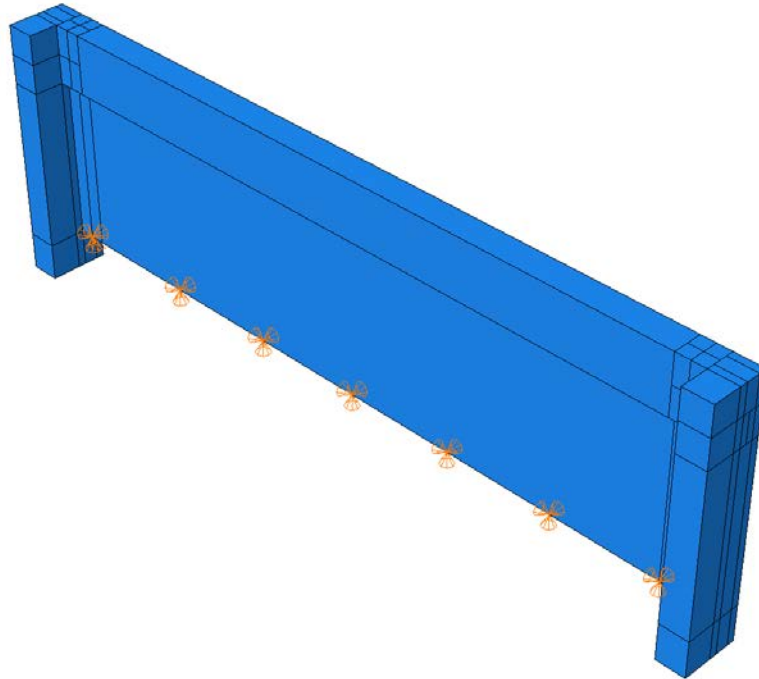
Figura 5.20 – Condição de contorno (apoio pilares)



Fonte: próprio autor

Nas paredes que se encontravam no primeiro pavimento de todos os modelos, foi restrito as translações, como observado na figura.

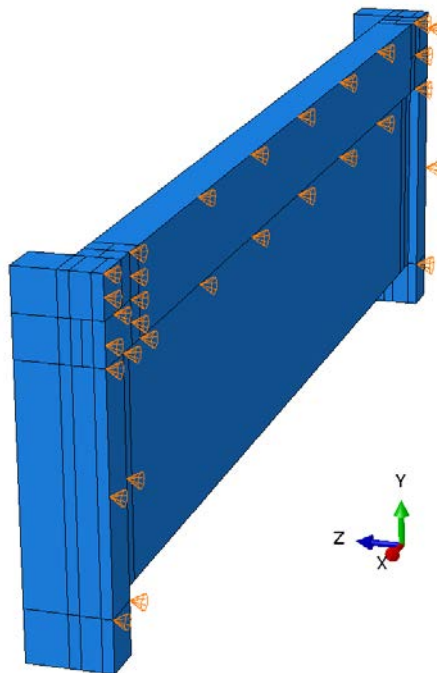
Figura 5.21 – Condição de contorno (parede 1º pav.)



Fonte: próprio autor

Com a intenção de analisar a influência da alvenaria participante em resistir às ações laterais no plano das estruturas pré-moldadas, restringiu-se a translação no eixo Z, para evitar possíveis torções decorrentes da geometria do quadro. Do modo que pode ser observado na Figura 5.21.

Figura 5.22 – Condição de contorno (restrição no eixo Z)



Fonte: próprio autor

5.8 PASSOS DE CARGA

O objetivo geral de uma simulação de *Abaqus* é prever a resposta de uma estrutura às cargas aplicadas. No *Abaqus* o termo carga refere-se a qualquer coisa que induz uma mudança na resposta de uma estrutura a partir do seu estado inicial; por exemplo, deslocamentos aplicados, forças em pontos, pressões, campos, etc.

No *Abaqus*, o usuário divide o histórico completo de carga da simulação em várias etapas. Cada passo é um período de "tempo", especificado pelo usuário, pelo qual *Abaqus* calcula a resposta do modelo a um determinado conjunto de cargas e condições de contorno. No trabalho além do passo inicial, foi introduzido um novo passo, no qual se aplicou o deslocamento desejado conforme será explicado no tópico seguinte.

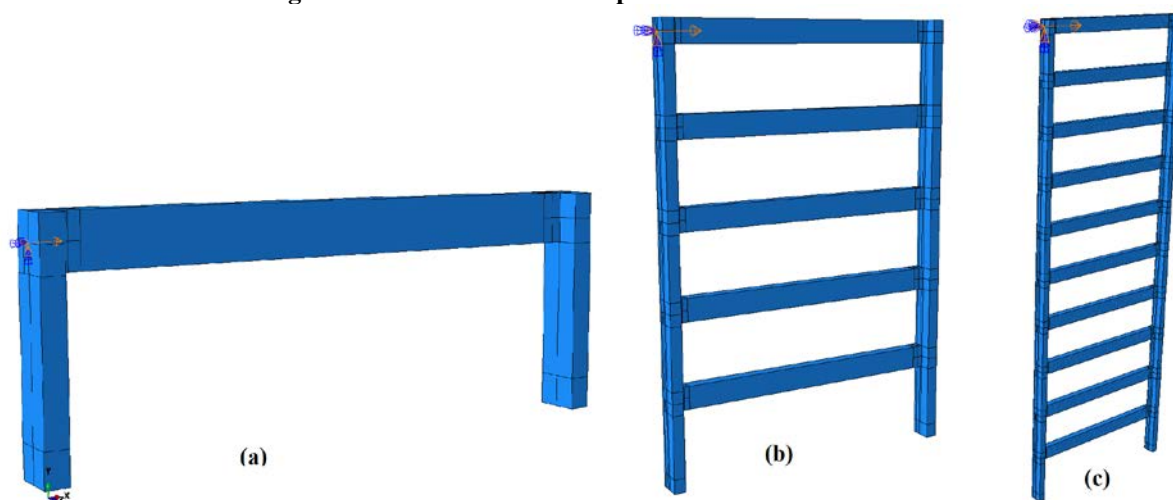
O ponto de partida para cada passo geral é o estado deformado no final do último passo geral. Portanto, o estado do modelo evolui em uma sequência de etapas gerais, pois responde às cargas definidas em cada etapa. Qualquer condição inicial define o ponto de partida para o primeiro passo geral na simulação.

No passo introduzido, foi acionado o procedimento de análise não-linear, com período de tempo igual a 1. O incremento inicial foi definido em 0,001 do período, com mínimo de 0,00001 e máximo de 0,1. O método de análise escolhido foi o de Newton-Raphson, definido no software como técnica de solução "*Full Newton*".

5.9 CARREGAMENTO

O carregamento imposto nos pórticos foi do tipo deslocamento prescrito, aplicado no nó acoplado presente sempre no topo do último pavimento. Dessa maneira, todos os nós da superfície estavam sujeitos a um movimento de corpo rígido. O deslocamento prescrito foi padronizado em 20cm no eixo X e zero para os outros eixos em todos os modelos. Esse valor aparentemente exagerado, foi escolhido para conseguir capturar toda a curva de força-deslocamento dos modelos. Na figura observa-se o deslocamento imposto nos diferentes modelos.

Figura 5.23 – Deslocamento imposto nos diferentes modelos



Fonte: próprio autor

5.10 DADOS DE SAÍDA

O *Abaqus* calcula os valores de muitas variáveis em cada incremento de um passo. Normalmente, se está interessado em apenas um pequeno subconjunto de todos esses dados calculados. Portanto é recomendado especificar informações que se deseja gravar no banco de dados de saída criando solicitações de saída. Nesse trabalho, foram solicitados os seguintes dados na opção *Field Output*:

- Tensão (S);
- Deformação Total (E) e Plástica (PE);
- Deslocamento (U);
- Força de Reação e Momentos (RF);
- Dano à compressão (DAMAGEC) e
- Dano à tração (DAMAGET).

Foi solicitado em *History Output*, dados específicos de Força de Reação no eixo X (RF1) e Deslocamento no eixo X (U1) para o ponto de carregamento.

5.11 TRABALHO

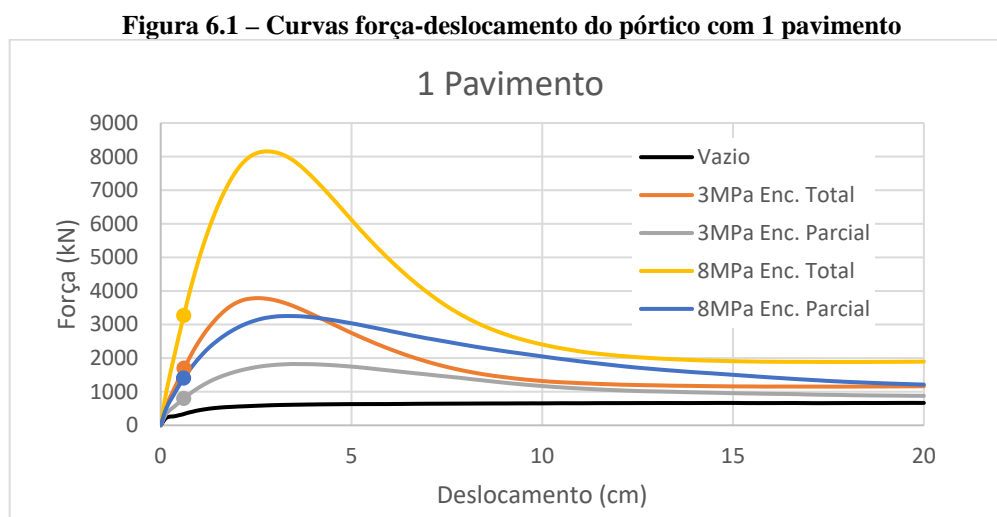
Na criação do *Job* no *Abaqus* utilizou-se do artifício da execução paralela para melhorar o desempenho da análise e diminuir o tempo de processamento. Esta opção deve ser utilizada de acordo com a configuração do hardware (número de processadores e GPU) e o limite permitido da licença disponível.

6. RESULTADOS DOS MODELOS PROPOSTOS

Neste capítulo serão evidenciados os resultados obtidos em consequência das modelagens numéricas dos modelos propostos. Esses resultados são discutidos nos aspectos das curvas força-deslocamento, ganho de rigidez e padrões de danos; sempre que possível comparando os resultados com as informações disponíveis em literatura.

6.1 RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 1 PAVIMENTO

O pórtico sem preenchimento foi analisado primeiro para garantir que o método de modelagem proposto fosse capaz de prever o comportamento do pórtico de concreto pré-moldado e poder comparar o ganho de rigidez com a consideração da alvenaria participante. Em seguida foi modelado os pórticos alterando a resistência do preenchimento e o tipo de encunhamento, conforme explicado no capítulo anterior. A Figura 6.1, mostra uma comparação das curvas de força-deslocamento na análise de elementos finitos, em destaque, os pontos de deslocamento-limite em serviço de cada curva.

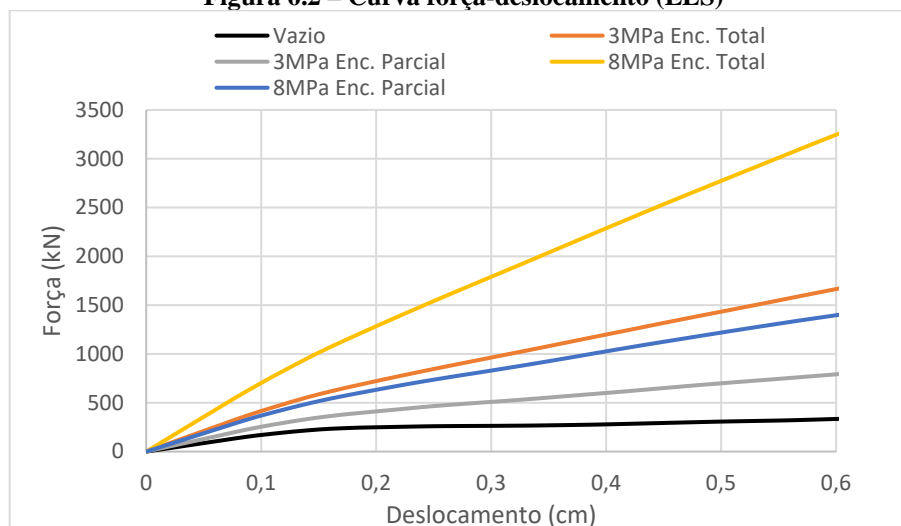


Fonte: próprio autor

Com o intuito de comparar o ganho de rigidez que cada preenchimento proporcionou frente às ações horizontais, adotou-se o critério de deslocamento-limite da estrutura em serviço. Segundo a NBR 6118:2014, no estado-limite de serviço, o movimento lateral de edifícios em

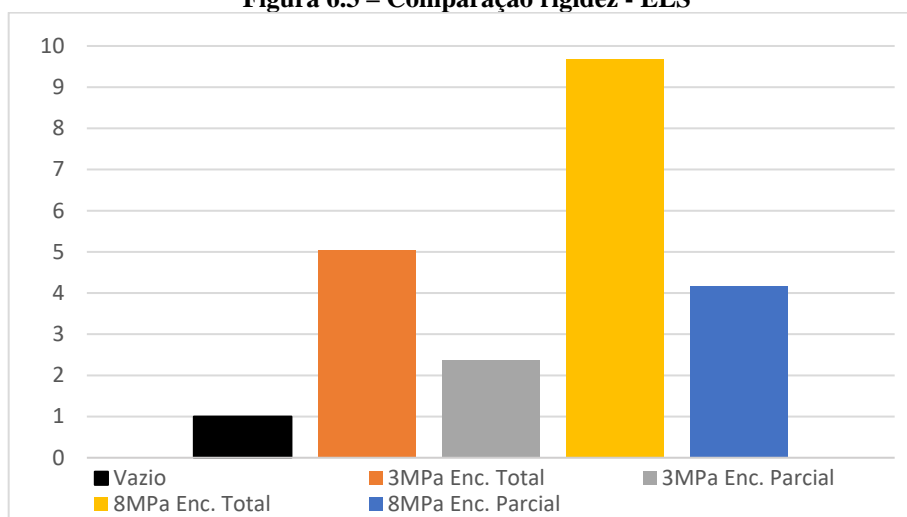
razão das paredes é de $H/1700$, provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$), dessa forma para o pórtico de um pavimento e 3m de altura, o deslocamento-limite é de aproximadamente 0,6 cm. Na Figura 6.2, observa-se o gráfico força-deslocamento dentro dos limites de serviço e na Figura 6.3, compara-se o aumento das rigidezes em relação ao pórtico nu.

Figura 6.2 – Curva força-deslocamento (ELS)



Fonte: próprio autor

Figura 6.3 – Comparação rigidez - ELS



Fonte: próprio autor

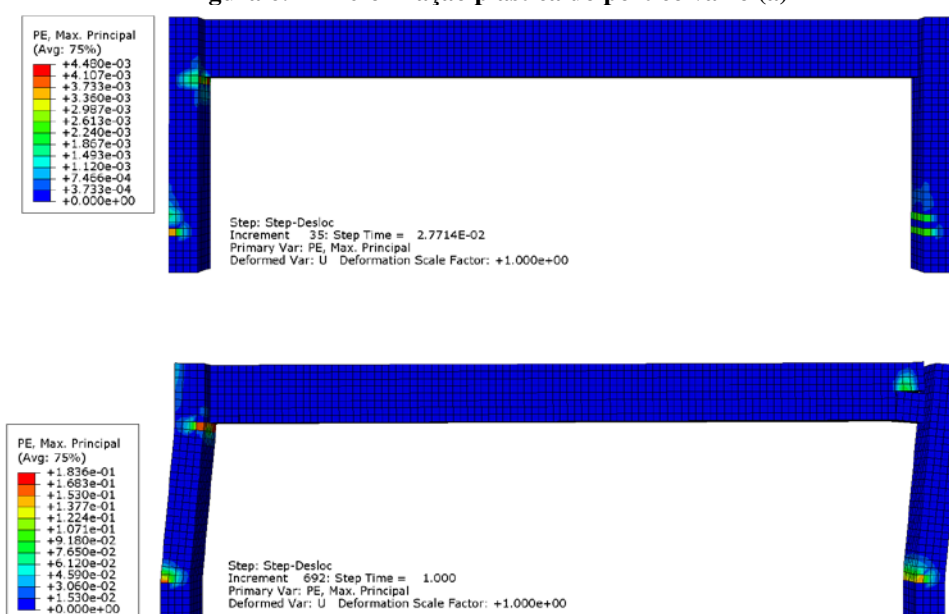
Pela observação dos gráficos acima, constata-se que o preenchimento mais forte proporciona um aumento da rigidez mais significativa quando comparados ao preenchimento mais fraco, $1,9\times$ entre os pórticos com encunhamento total e $1,8\times$ entre os pórticos com encunhamento parcial; o que condiz com os autores mencionados na referência bibliográfica, o aumento da rigidez da alvenaria participante traz aumento da capacidade de carga do sistema global.

Percebe-se também que a ausência de encunhamento abaixo da viga diminuiu consideravelmente a capacidade resistente do quadro; entre os pórticos preenchidos com blocos de 3MPa a redução foi de 53% e entre os pórticos preenchidos com blocos de 8MPa essa redução foi de 57%. Dawe e Seah (1989), analisou a presença de folgas entre a viga superior e a alvenaria participante de quadros metálicos e concluiu que a existência desse espaço reduz a capacidade de carga em 50%.

Analisando as curvas de força-deslocamento da Figura 6.1, nota-se que a inclinação da curva pós-pico é mais acentuada nos modelos sem folga entre a viga superior e a alvenaria, o que indica a perda da capacidade mais intensa nesses quadros após a força horizontal máxima resistida. Acredita-se que isso ocorre devido a transferência de cisalhamento entre as superfícies, que contribui com o surgimento e aumento das fissuras desenvolvidas no painel.

Quanto aos padrões de ruptura, verifica-se que no deslocamento-limite de serviço o pórtico vazio, que possui maior ductilidade, apresenta falhas nas partes inferiores dos pilares e logo abaixo do encontro viga-pilar esquerdo (no qual foi imposto o deslocamento), tal como os modelos utilizado na validação desse trabalho e ensaiados por Mehrabi *et al.* (1996); em seguida a falha ocorre no ponto de encontro viga-pilar direito, onde possui o chumbador. No modelo da validação a parte superior do lado direito da viga também apresentava sinais de fissuração, no modelo pré-moldado isso não ocorre devido o tipo de ligação considerado, entretanto, constata-se que a viga se ergue nessa região em decorrência da deformação dos pilares, como pode ser observado na Figura 6.4.

Figura 6.4 – Deformação plástica do pórtico vazio (a)

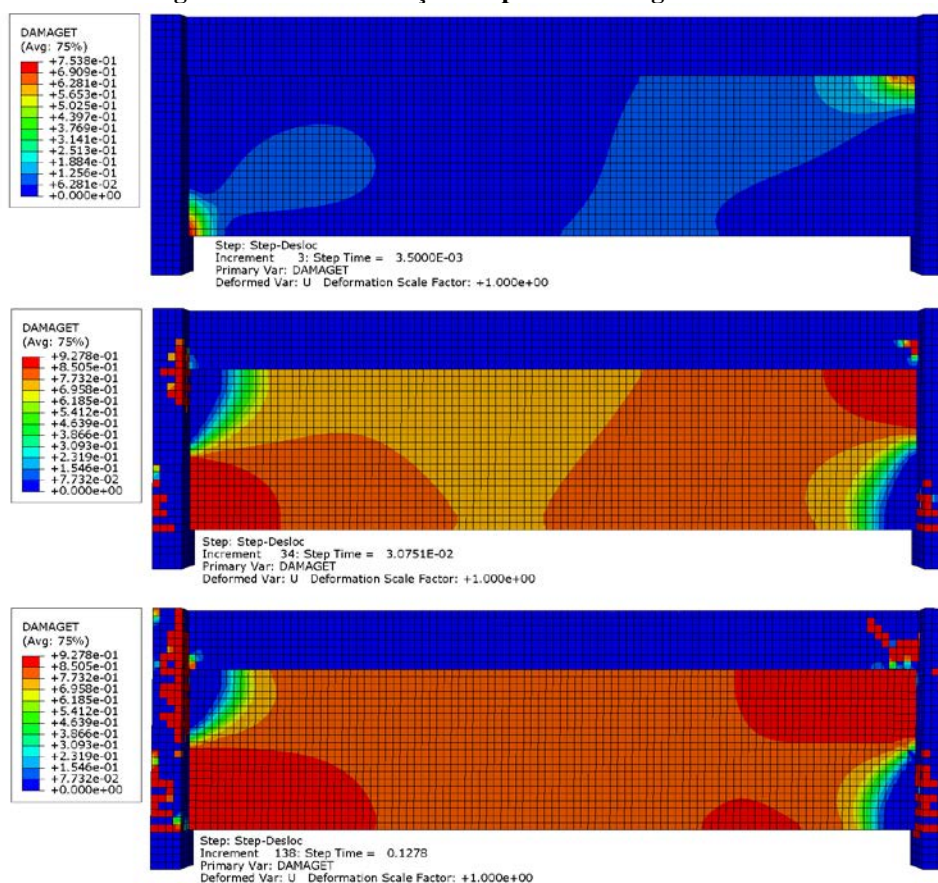


Fonte: próprio autor

6.1.1 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS 3MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL

No pórtico preenchido com blocos de 3MPa e encunhamento total, as primeiras fissuras aparecem nos cantos correspondentes à diagonal tracionada, logo no início do carregamento; com a continuação desse carregamento e a alvenaria já fissurada é que se inicia o surgimento de fissuras no pórtico nas mesmas regiões observadas no modelo sem preenchimento. Para melhor visualizar a propagação das falhas de tração, evidencia-se na Figura 6.5, o dano à tração em três momentos diferentes: no início do seu surgimento; no deslocamento-limite de serviço e no pico de carga.

Figura 6.5 – Dano à tração em passos de cargas diferentes

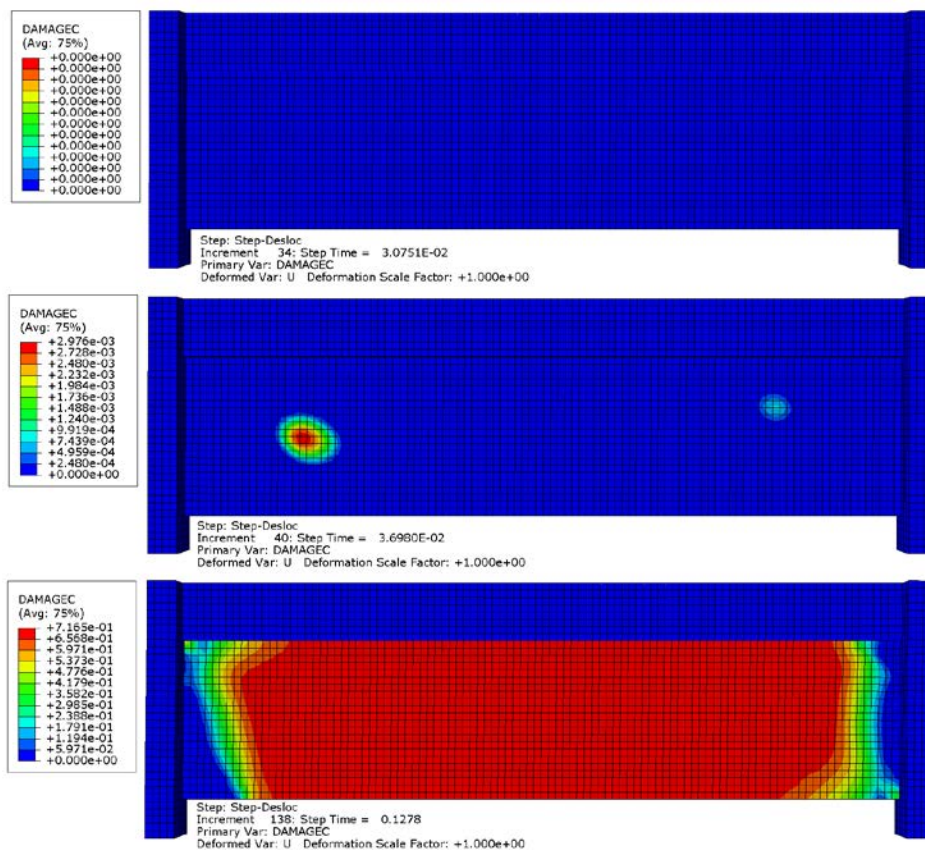


Fonte: próprio autor

No ELS na alvenaria participante não sofre dano à compressão, o mesmo se inicia no deslocamento horizontal de 0,74 cm, numa região a meia-altura da parede em ambos os lados da parede; a medida que a carga é aumentada esse dano aumenta, principalmente na região mais ao centro do painel, que caracteriza a região comprimida. De acordo com a descrição de Polyakov (1956), esse seria o segundo estágio do comportamento da alvenaria participante

submetido a carregamento onde se observa o encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Assim como o realizado na análise anterior, demonstra-se na Figura 6.6 o dano a compressão em três passos de cargas diferentes: no deslocamento-limite de serviço, no seu início e no pico de carga.

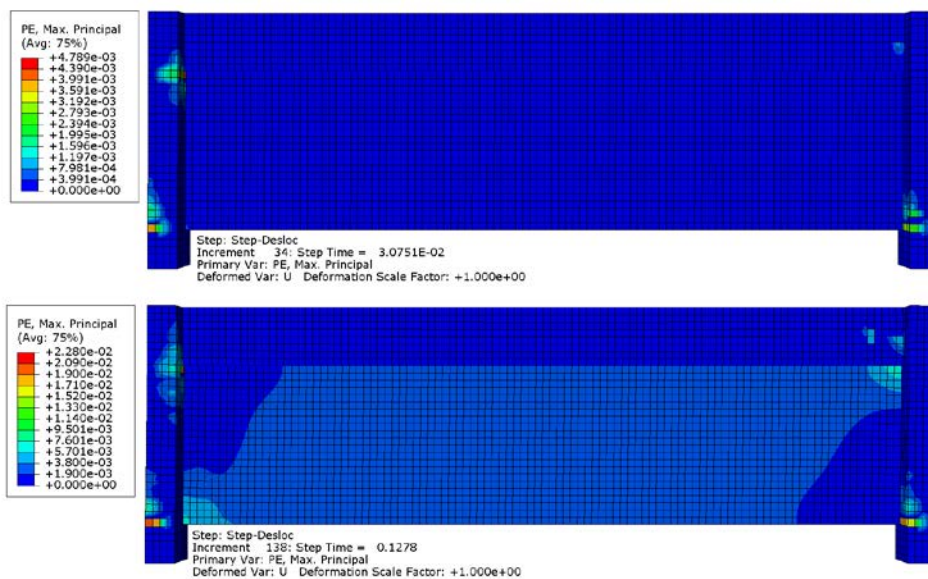
Figura 6.6 – Dano à compressão em passos de carga diferentes



Fonte: próprio autor

Mesmo com as fissuras em grande parte da alvenaria participante, o conjunto estrutural continua a resistir ao carregamento crescente. O padrão de dano no pórtico é similar ao ocorrido quando sem o preenchimento, porém sob uma ação $5\times$ maior. Na Figura 6.7, vê-se a deformação plástica máxima no deslocamento-limite de serviço e no pico de carga.

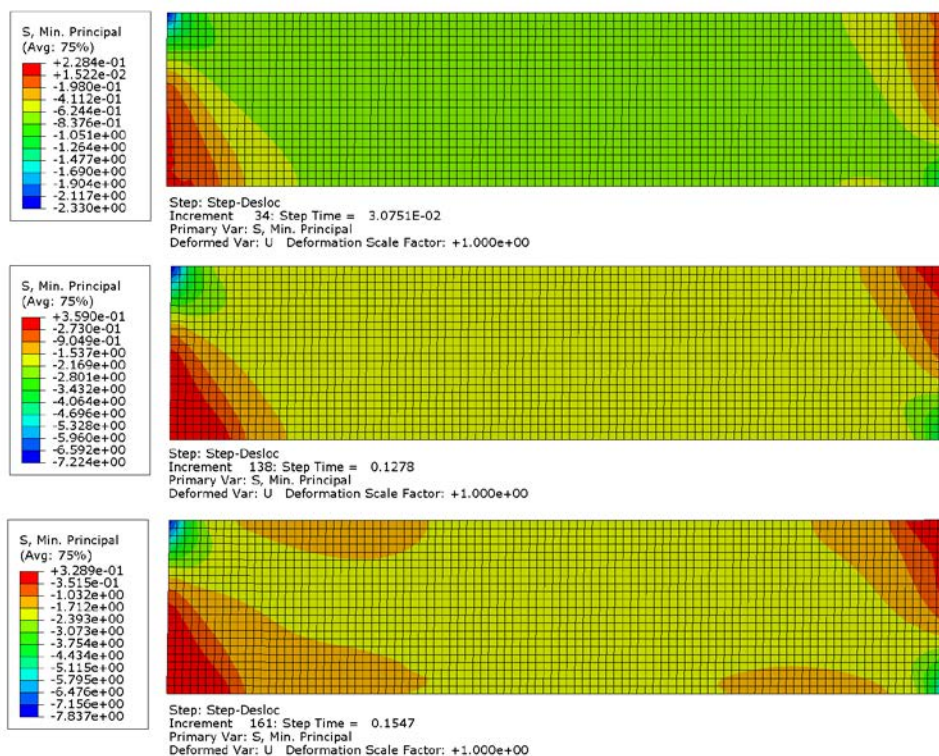
Figura 6.7 – Deformação plástica máxima



Fonte: próprio autor

Verificando as tensões mínimas, pode-se observar que as tensões de compressão se apresentam de forma praticamente uniforme na maior parte do painel até o pico de carga, com exceção dos cantos tracionado; após o pico, as tensões tendem a se concentrar na diagonal partindo nos cantos opostos comprimidos, entretanto, nota-se que elas não vão de encontro diretamente; primeiro elas “atingem” as vigas opostas e em seguida propagam-se até se encontrarem. Esse comportamento é atribuído à pequena relação h/ℓ do painel; a altura em relação ao longo comprimento impede que uma diagonal única e direta seja formada. Isso é melhor verificado na figura seguinte nos passos de carga do deslocamento-limite de serviço, do pico de carga e um seguinte, mostrando que a alvenaria participante continua a resistir às ações horizontais.

Figura 6.8 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga

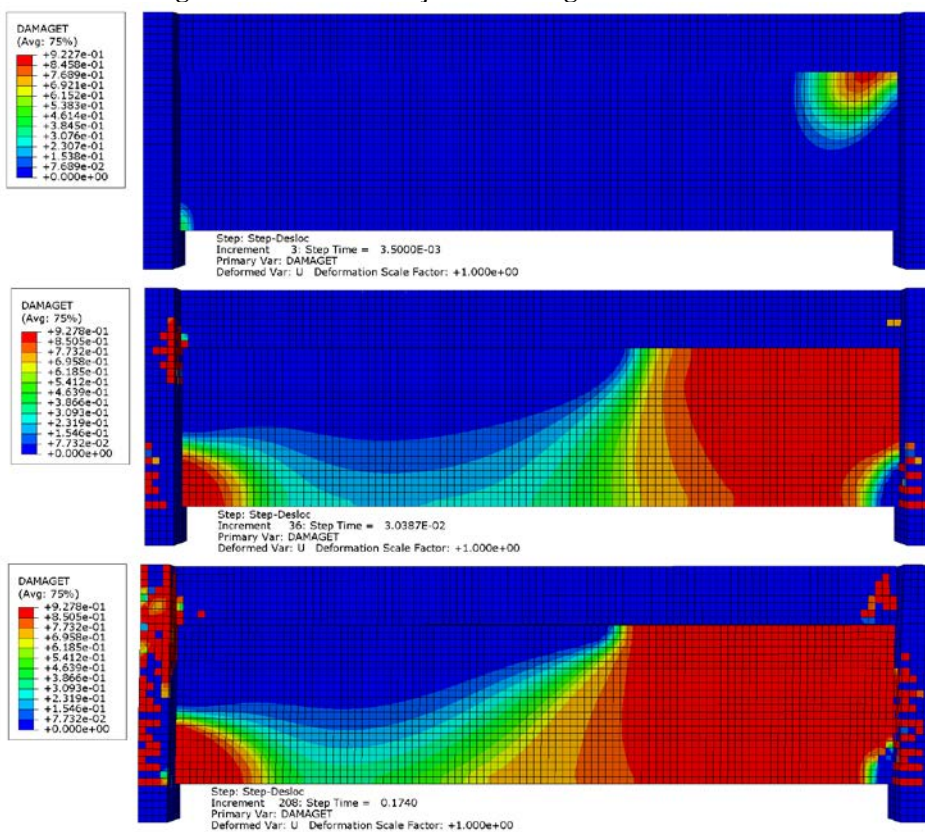


Fonte: próprio autor

6.1.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL

No pórtico preenchido com blocos de 3MPa e encunhamento parcial (encunhamento somente abaixo dos consolos dos pilares), a degradação da rigidez do material na tração também se inicia nos cantos da diagonal tracionada como no modelo anterior, contudo, a perda da rigidez se concentrou nos lados do painel, principalmente na lateral sem aplicação do deslocamento. Acredita-se que isso se deva à ausência da interface de cisalhamento que dificulta o comportamento uniforme do painel total. Na Figura 6.9 é possível observar, respectivamente, a falha à tração em seu início; no deslocamento-limite de serviço e no topo da curva força-deslocamento.

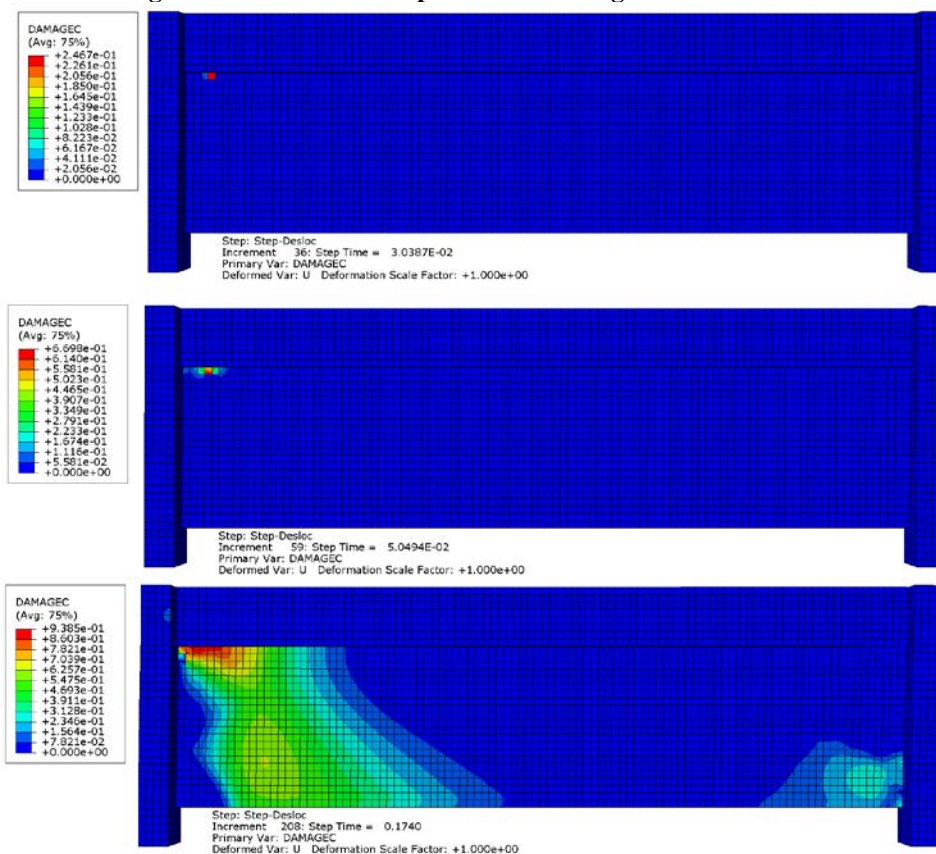
Figura 6.9 – Dano à tração em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

A perda da rigidez na alvenaria participante de encunhamento parcial e blocos de 3MPa por compressão, também acontece após o ELS, entretanto o mesmo se inicia na região abaixo do consolo do pilar esquerdo (pilar de aplicação do deslocamento) e segue pouco inclinado para a viga inferior; posteriormente surge o dano no canto oposto da diagonal comprimida como pode ser observado na Figura 6.10.

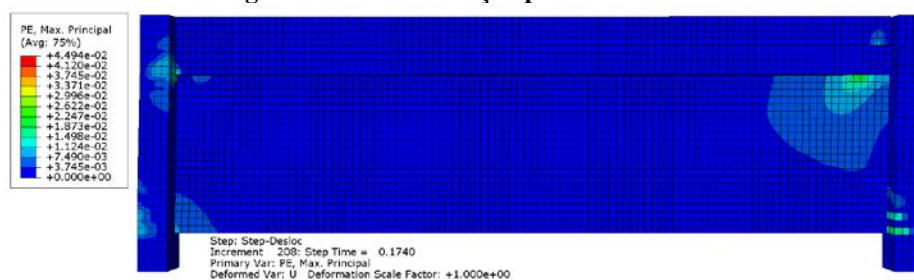
Figura 6.10 – Dano à compressão em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

Na Figura 6.11, imagem da deformação plástica máxima na maior força resistida, observa-se um pequeno arqueamento da viga em seu lado direito, que produz uma deformação por tração maior do painel neste mesmo lado. O pórtico apresentou o mesmo padrão de dano do vazio, porém com o dobro da força.

Figura 6.11 – Deformação plástica máxima

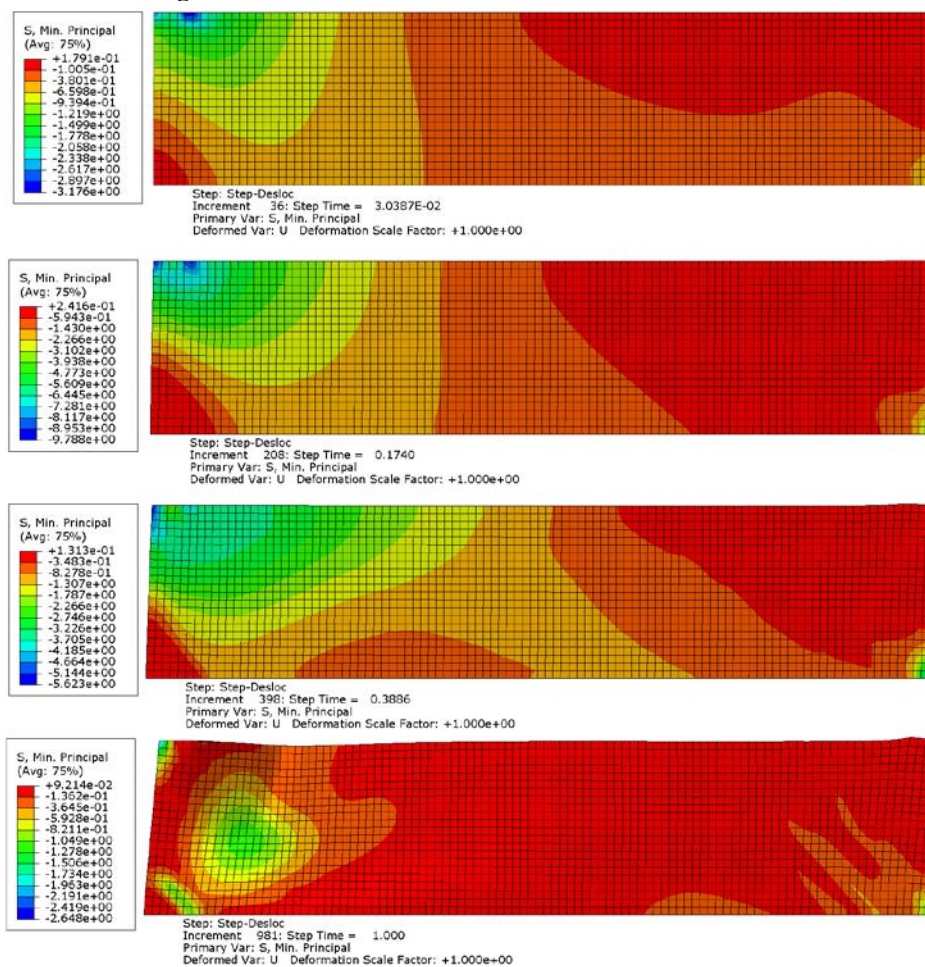


Fonte: próprio autor

As imagens das tensões mínimas corroboram com o que foi observado nas falhas dos materiais e nas deformações plásticas. A diagonal comprimida não foi desenvolvida com eficiência devido a ausência do encunhamento. Na Figura 6.12, observa-se respectivamente que no deslocamento-limite de serviço, as tensões compressivas estão concentradas no lado de aplicação de carga, havendo tração numa pequena região no canto inferior deste mesmo lado e

numa região mais significativa localizada no canto superior direito do lado oposto; na maior carga horizontal resistida já se percebe que há um aumento da região tracionada; mesmo após esse momento o painel continua a resistir ao carregamento e por fim, apesar de não possuir mais nenhum valor prático, percebe-se que a alvenaria foi esmagada na região abaixo do consolo do pilar de aplicação de carga e a maior parte do painel já se encontra tracionada.

Figura 6.12 – Tensões mínimas em momentos diferentes

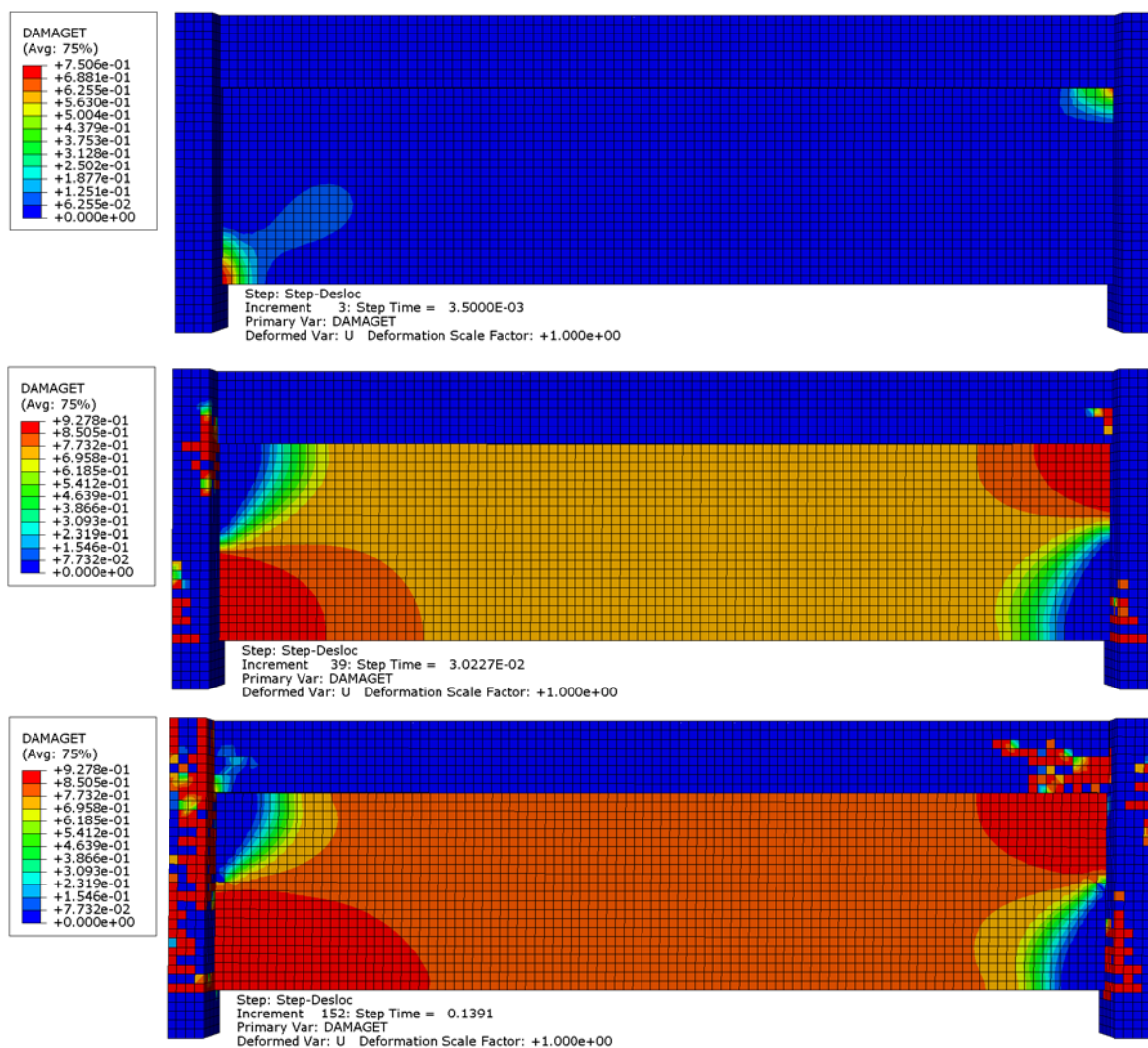


Fonte: próprio autor

6.1.3 PORTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO TOTAL

Assim como o observado no painel com encunhamento total anterior, o dano a tração se inicia pelos cantos opostos da diagonal tracionada, contudo, neste início se percebe uma pequena diminuição da zona tracionada de degradação, no painel representado por blocos de 8MPa. A degradação do material na tração atinge praticamente todo o painel com exceção dos cantos opostos comprimidos (Figura 6.13).

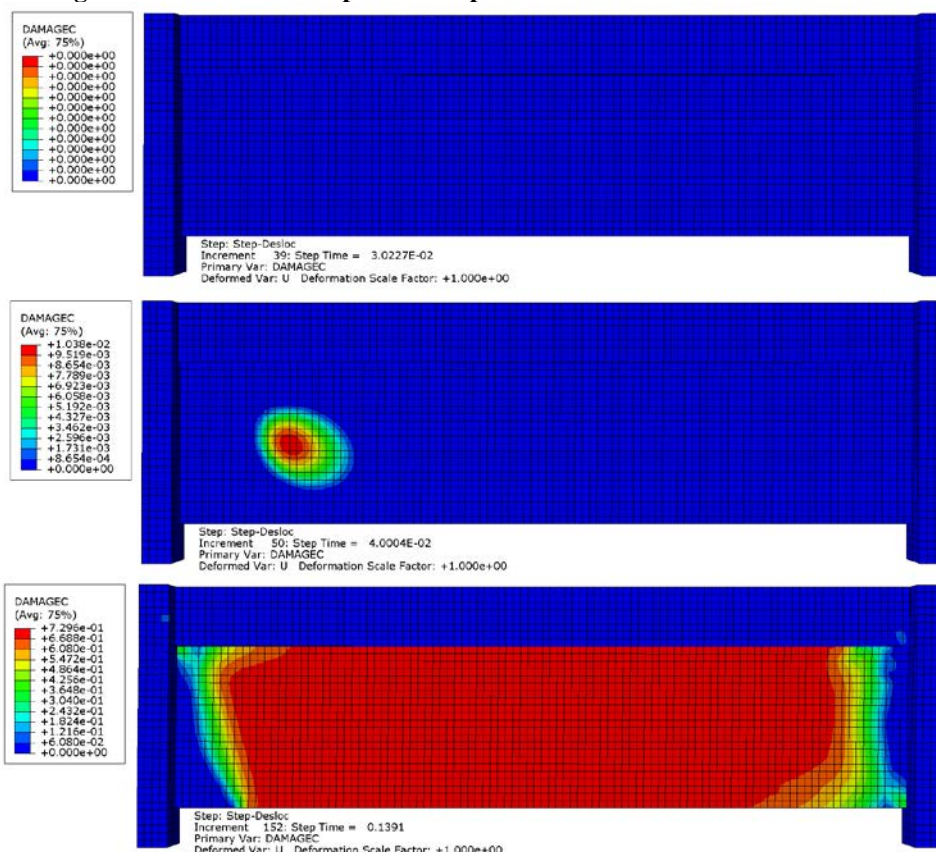
Figura 6.13 – Dano à tração painel 8MPa totalmente encunhado



Fonte: próprio autor

A perda da rigidez do material no painel mais forte e totalmente encunhado sob compressão, não é apresentada no ELS. Inicia-se a uma meia altura da parede e mais próximo ao lado de aplicação do carregamento, posteriormente se propagando por toda a região central do painel a medida que o carregamento cresce. Na Figura 6.14, observa-se a perda da rigidez do material em zona comprimida no deslocamento-limite de serviço; quando do seu início e no momento em que resiste a maior força aplicada.

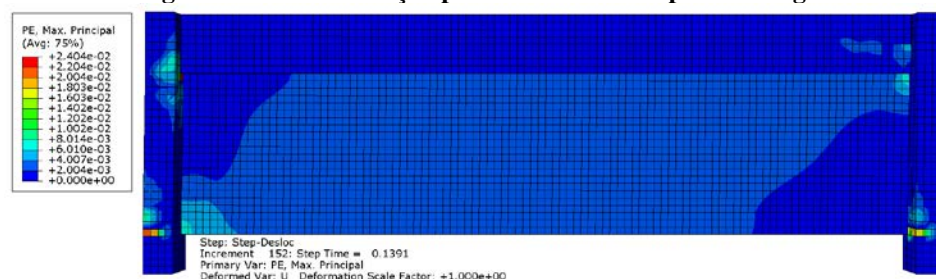
Figura 6.14 – Dano à compressão do painel de 8MPa totalmente encunhado



Fonte: próprio autor

O padrão de dano do pórtico continua com o mesmo comportamento dos modelos anteriores, mas nessa situação foi onde ocorreu o maior atraso e a maior capacidade de carga como era de se esperar, já que se trata de um painel mais forte e sem a presença de folgas entre viga superior e parede participante. Na Figura 6.15 é possível ver a deformação plástica máxima no pico de carga.

Figura 6.15 – Deformação plástica máxima no pico de carga

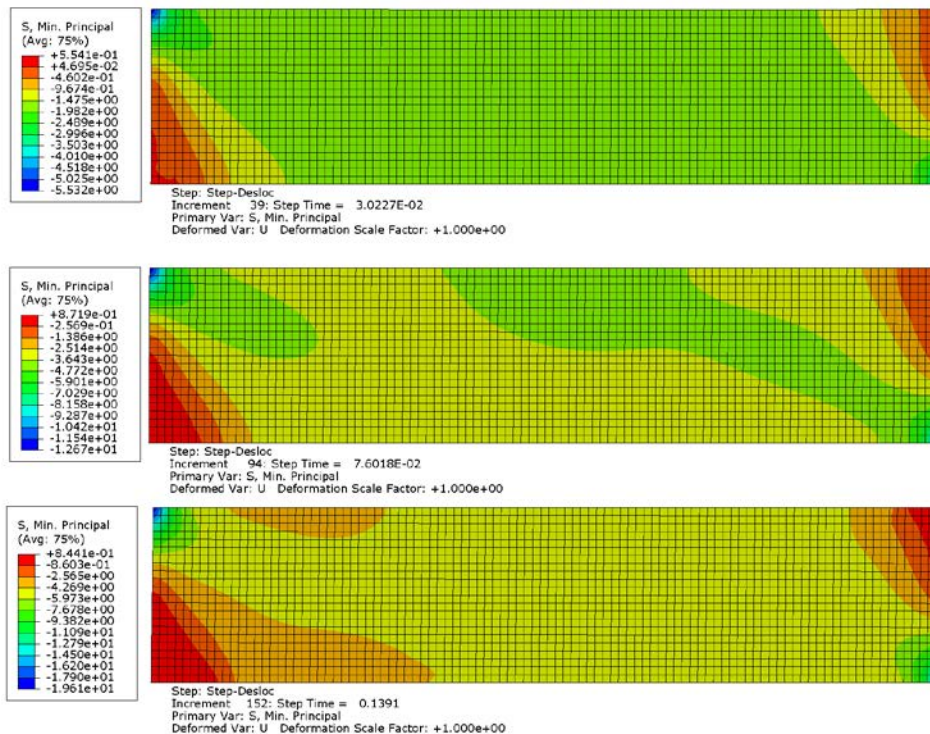


Fonte: próprio autor

Assim como no modelo totalmente encunhado anterior, as tensões de compressão demonstram um comportamento mais uniforme por toda a parede, percebe-se mais claramente que as tensões não se conduzem ao encontro direto, dando a impressão de formarem duas diagonais distintas que se propagam e posteriormente se encontram. Na Figura 6.16 estão

expostas as tensões mínimas no deslocamento-limite de serviço, em um passo de carga intermediário e no pico de carga, respectivamente.

Figura 6.16 – Tensões mínimas no painel com blocos de 8MPa totalmente encunhado

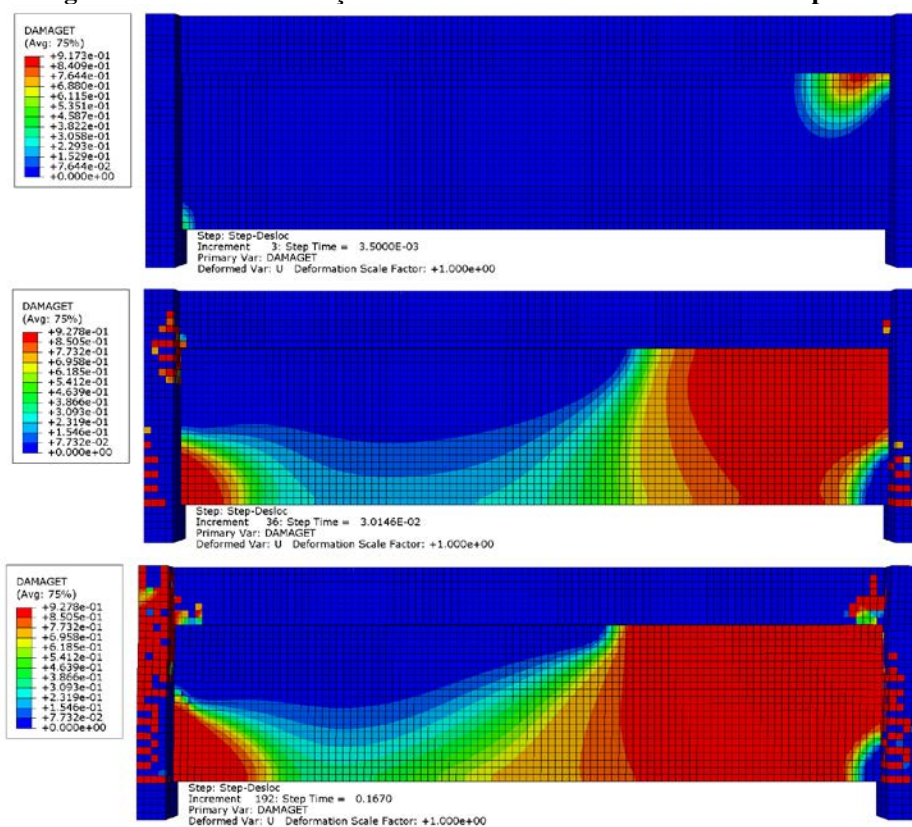


Fonte: próprio autor

6.1.4 PÓRTICOS PREENCHIDOS COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL

Nos pórticos com preenchimento mais forte e encunhamento apenas abaixo dos consolos, o dano ao material por tração inicia-se no canto superior da diagonal tracionada seguido do canto oposto da mesma diagonal. Percebe-se que não se formou uma diagonal tracionada apesar da melhora na capacidade máxima resistente (Figura 6.17).

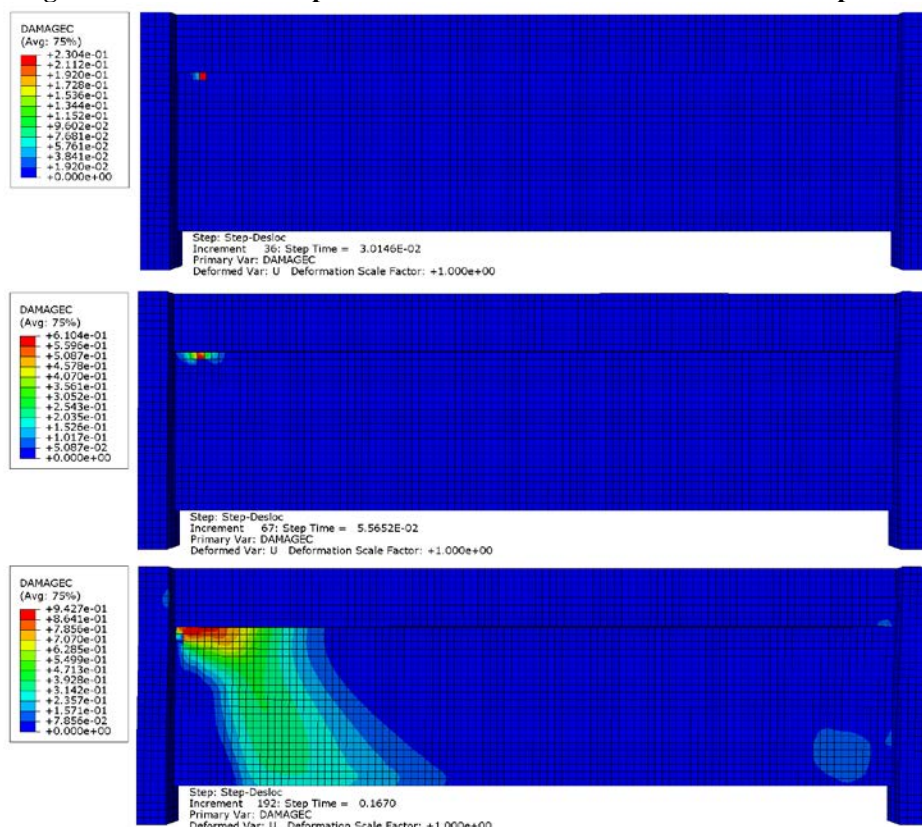
Figura 6.17 – Dano na tração com blocos de 8MPa e encunhamento parcial



Fonte: próprio autor

O dano no material por compressão, no painel com encunhamento parcial, continua se iniciando abaixo do consolo do lado carregado, percebe-se que no deslocamento-limite de serviço surge a degradação pequena e pontual localizada na extremidade do consolo direito que se desenvolve mais concentradamente do lado do carregamento (Figura 6.18).

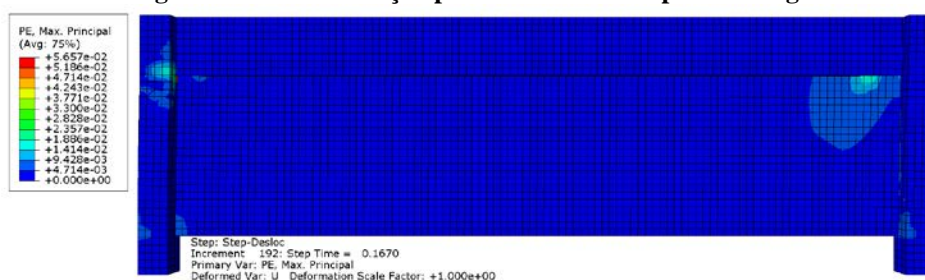
Figura 6.18 – Dano à compressão com blocos de 8MPa e encunhamento parcial



Fonte: próprio autor

O pórtico apresenta o mesmo padrão de deformações e no topo da curva força-deslocamento, a viga continua erguendo-se levemente do lado direito como no modelo de painel mais fraco, sem argamassa entre viga superior e parede. As deformações plásticas máximas por tração são predominantes na região que a viga se ergue (Figura 6.19).

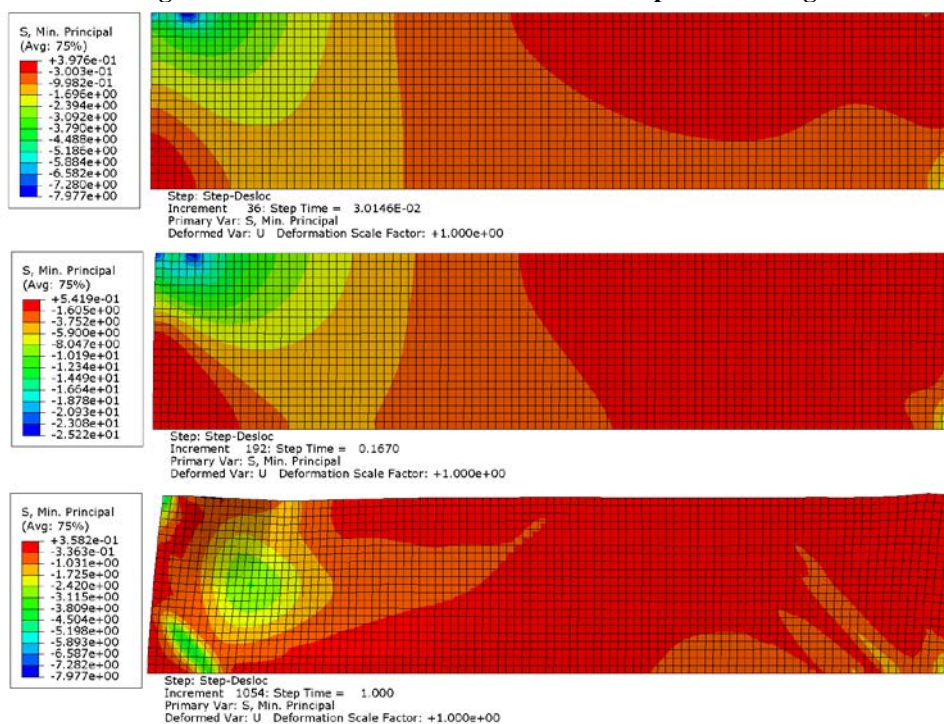
Figura 6.19 – Deformação plástica máxima no pico de carga



Fonte: próprio autor

As tensões mínimas se comportam de forma bastante similar do quadro mais fraco e igualmente sem encunhamento, revalidando a pouca eficiência geométrica no desenvolvimento de uma diagonal comprimida, que tende a diminuir após o deslocamento-limite de serviço e se desfaz por completo com o esmagamento da região abaixo do consolo do pilar direito; como observado nos diferentes passos de carga da Figura 6.20.

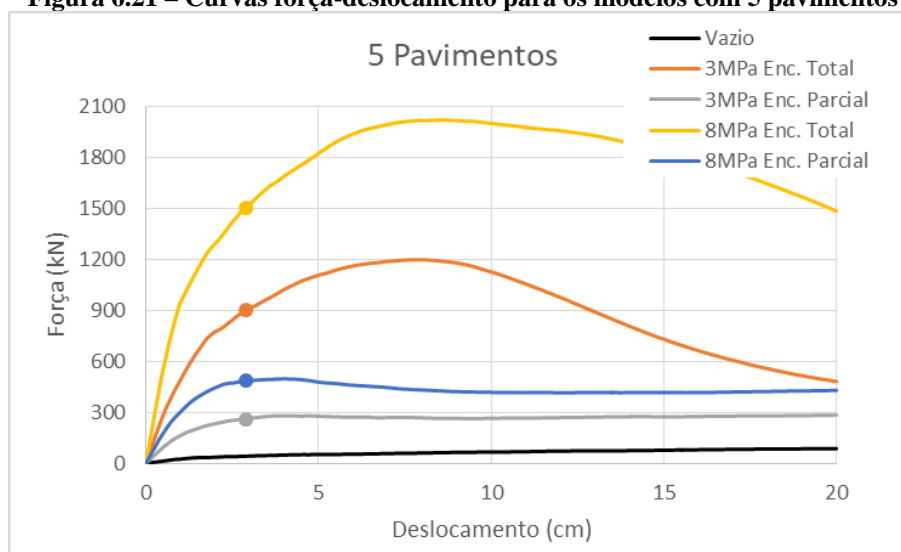
Figura 6.20 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga



Fonte: próprio autor

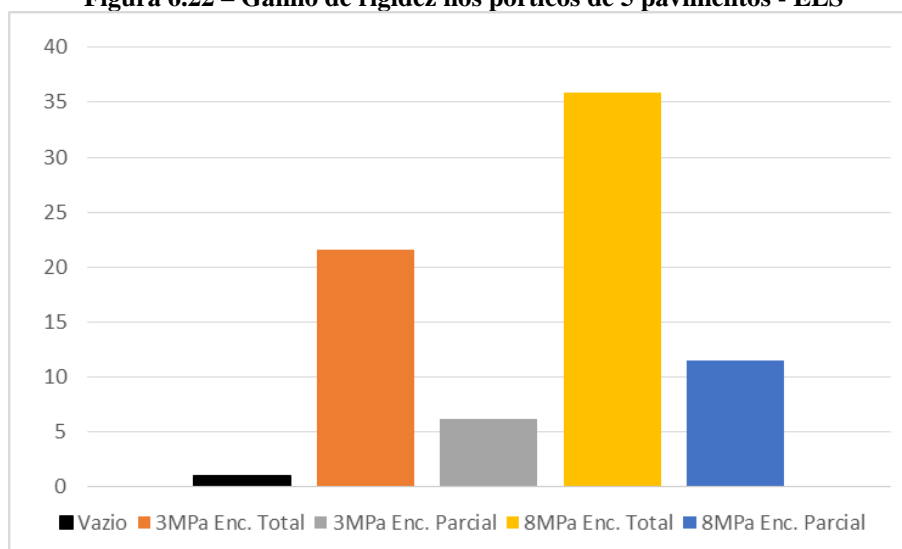
6.2 RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 5 PAVIMENTOS

Inicialmente foi analisado um pórtico de 5 pavimentos sem o preenchimento para certificar-se que o método de modelagem proposto estava apto para avaliar o comportamento do pórtico de concreto pré-moldado preenchido e poder comparar o aumento da capacidade de resistência da alvenaria participante frente às ações horizontais. Posteriormente modelou-se os pórticos conforme as variáveis propostas para análise, assim como foi feito nos pórticos de 1 pavimento. Na Figura 6.21, vê-se a comparação das curvas de força-deslocamento na análise de elementos finitos dos pórticos de 5 pavimentos, com destaque para os pontos de deslocamento-limite.

Figura 6.21 – Curvas força-deslocamento para os modelos com 5 pavimentos

Fonte: próprio autor

O critério de deslocamento-limite da estrutura em serviço foi adotado para comparar o comportamento e o ganho de rigidez de cada preenchimento, sendo calculado conforme NBR 6118:2014, do mesmo modo como foi realizado no pórtico de 1 pavimento, assim para o pórtico de cinco pavimentos com altura total de 15m, o deslocamento-limite na situação de serviço é de aproximadamente 2,9 cm. Na Figura 6.22, compara-se o ganho de rigidez de cada modelo em relação ao pórtico vazio.

Figura 6.22 – Ganho de rigidez nos pórticos de 5 pavimentos - ELS

Fonte: próprio autor

A análise dos gráficos revela que alvenaria participante traz aumento expressivo da capacidade resistente de todo o sistema. Esse aumento mostra-se mais significativo com o acréscimo dos pavimentos. Comparando os modelos pela variável: tipo de bloco, constata-se que os painéis que representavam as paredes com blocos de 8MPa obtiveram quase que o dobro

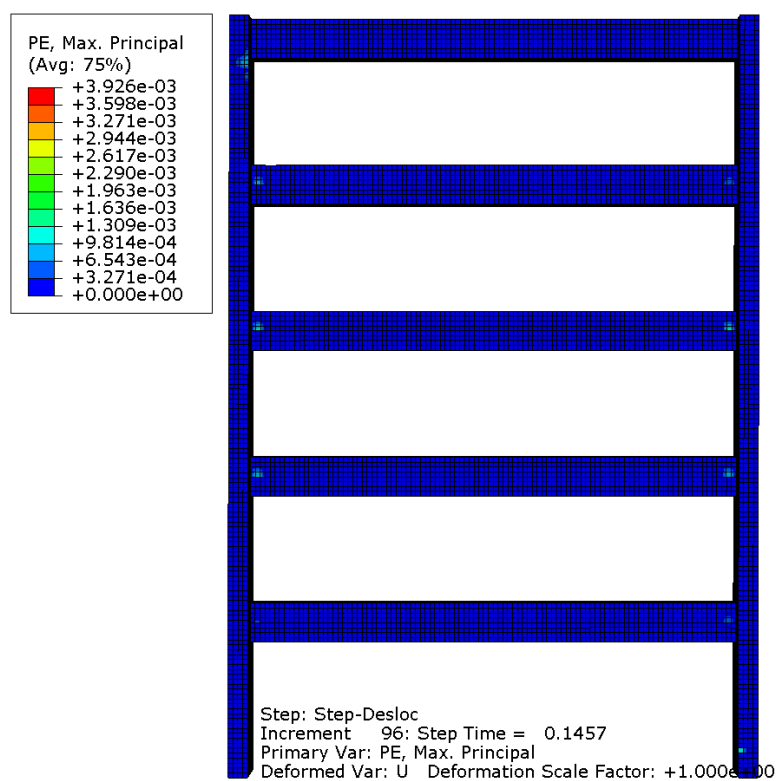
de resistência frente às ações horizontais quando comparados às amostras que representavam as paredes com blocos de 3MPa, concordando com o levantamento bibliográfico realizado.

A redução da capacidade resistente do quadro devida a supressão da superfície de contato entre a parte inferior da viga e superior da parede, foi ainda mais significativa nas amostras de 5 pavimentos. Uma redução de aproximadamente 71% entre os modelos representando blocos de 3MPa e 68% entre os modelos representando os preenchimentos com blocos de 8MPa, aponta uma diferença relevante com o proposto por Dawe e Seah (1989). Atribui-se isso ao fato de ter sido adotado ligações do tipo articulada e a não haver a consideração de carga vertical nos modelos, a qual seria a condição mais crítica.

Constata-se pela Figura 6.21 que o deslocamento-limite em serviço se encontra bastante próximo do pico de carga nos modelos sem encunhamento abaixo da viga superior, isso não ocorre nos casos com encunhamento total. A inclinação das curvas pós-pico do gráfico força-deslocamento ainda se demonstra mais acentuadas nos modelos sem folga entre a viga superior e a alvenaria, indicando a perda mais rigorosa da capacidade portante desses pórticos. Considera-se que isso seja conferido a transferência de cisalhamento entre as superfícies que aumenta o surgimento e as dimensões das fissuras.

O pórtico vazio de cinco pavimentos mostrou-se bem mais dúctil que os preenchidos como se é esperado, suas deformações plásticas ocorreram com mais intensidade nos pontos de ligação entre as vigas e os pilares. O padrão de fissura corresponde ao modelo utilizado na validação e ensaiado por Mehrabi *et al.* (1996). Assim como na amostra de um pavimento, a viga deslocou-se mais acentuadamente devido ao tipo de ligação empregado. Na Figura 6.23 observa-se as deformações plásticas máximas no limite de deslocamento na situação de serviço.

Figura 6.23 – Deformações plásticas e dano à tração

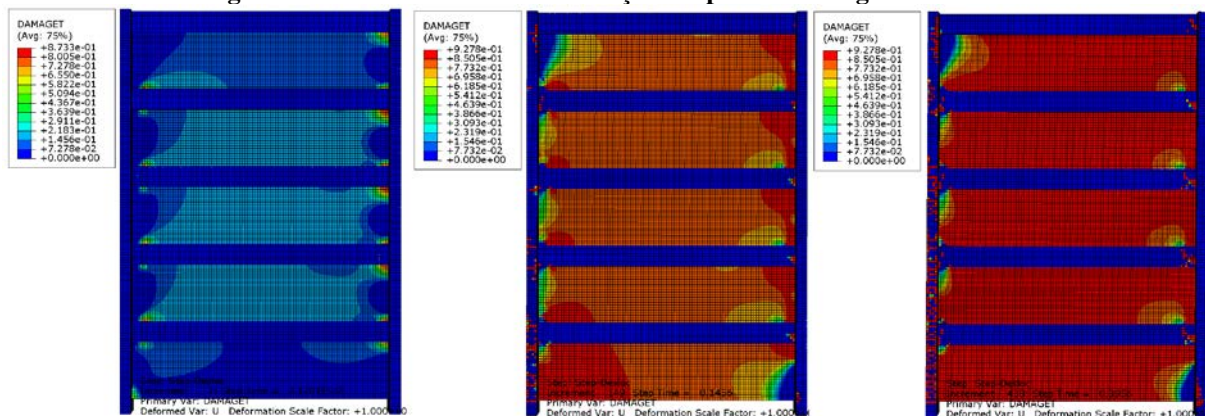


Fonte: próprio autor

6.2.1 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E TOTALMENTE ENCUNHADO

No pórtico preenchido com blocos de 3MPa e totalmente encunhado, as primeiras fissuras do painel surgem nos pavimentos intermediários partido do consolo superior direito e do dente esquerdo da viga inferior, correspondendo à diagonal tracionada, logo nos primeiros passos de carga; no deslocamento-limite de serviço a maior parte do painel apresenta degradação da rigidez por tração que continua aumentando conforme o carregamento é acrescido, apenas a região esquerda da parede do último pavimento e direita do primeiro pavimento é que não tem seus materiais degradados pela tração até o topo da curva força-deslocamento (Figura 6.24).

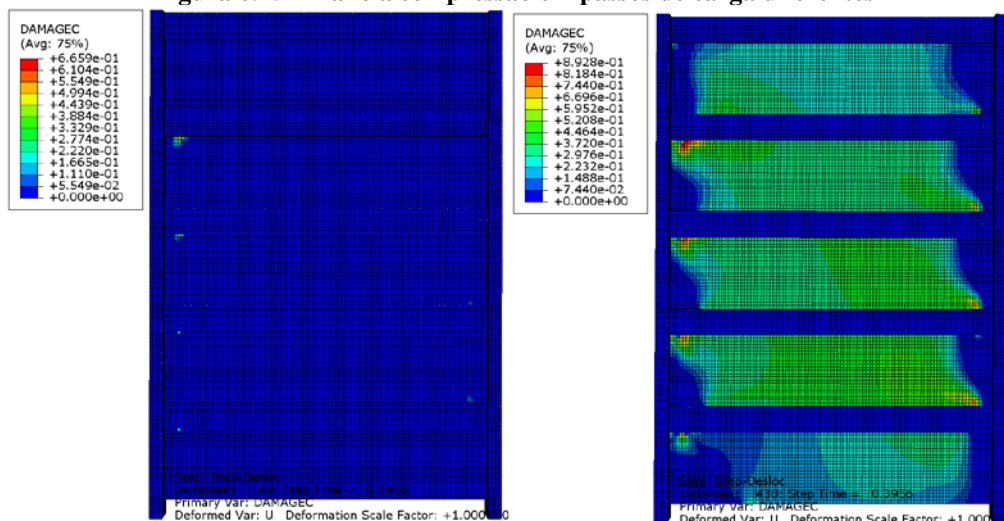
Figura 6.24 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes



Fonte: próprio autor

O dano do material em zona compressiva é percebido principalmente nos pavimentos intermediários, partido do consolo do pilar direito e do “dente” da viga inferior direita, acompanhando a região da diagonal comprimida; a medida que o carregamento é elevado esse dano continua. Apesar das fissuras na região comprimida serem mais evidentes entre os pavimentos 2 e 4 percebe-se que se tem uma continuidade dessa região comprimida nos demais pavimentos, a parede do térreo por estar apoiada diretamente no solo, sofre menos influência do que as demais paredes que estão circunscritas pelos quadros (Figura 6.25).

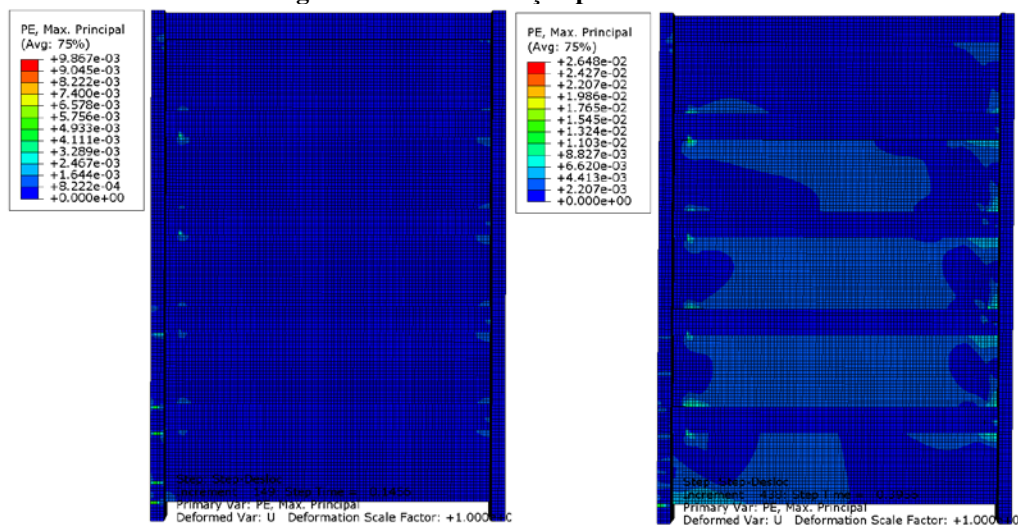
Figura 6.25 – Dano à compressão em passos de carga diferentes



Fonte: próprio autor

Percebe-se que as deformações plásticas são mais evidentes nos pavimentos intermediários nos pavimentos intermediários, além de deformações pontuais provocadas pela movimentação da viga no seu lado direito (Figura 6.26).

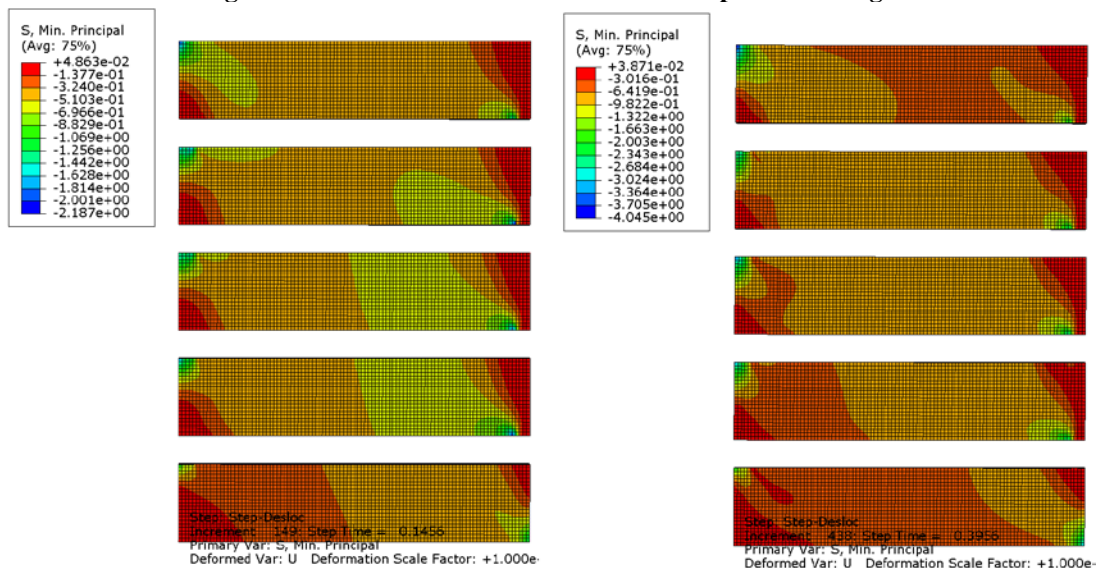
Figura 6.26 – Deformação plástica máxima



Fonte: próprio autor

A tensões mínimas mostram o comportamento da diagonal comprimida, nota-se que há uma certa continuidade da diagonal do primeiro ao último pavimento com um maior alastramento das tensões nos pavimentos intermediários. A Figura 6.27 demonstra as tensões mínimas no deslocamento-limite de serviço e no momento de maior força resistida pela estrutura.

Figura 6.27 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga



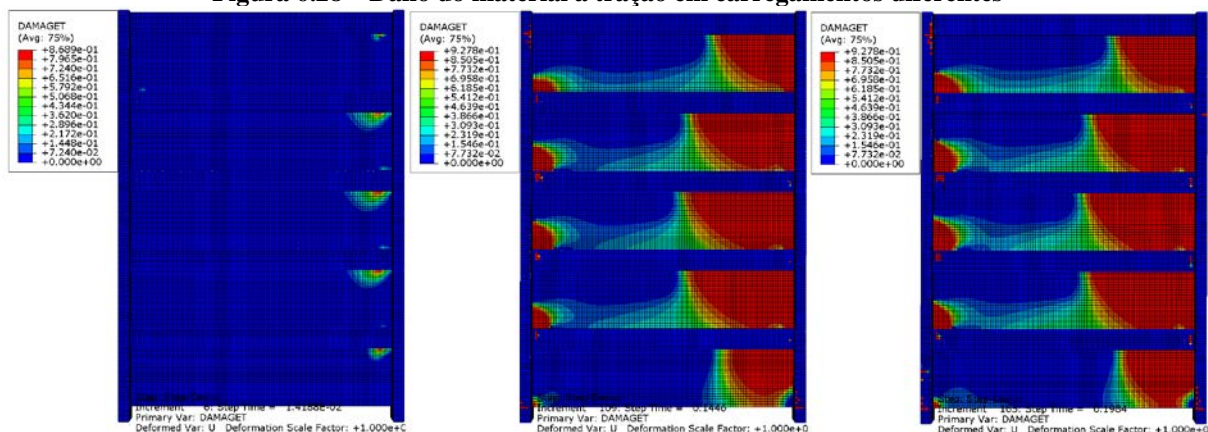
Fonte: próprio autor

6.2.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPa E PARCIALMENTE ENCUNHADO

No pórtico preenchido com blocos de 3MPa e encunhamento parcial de cinco pavimentos, a perda da rigidez do material sob tração se inicia no canto superior direito, mas

não se observa a formação de uma diagonal de tração, ficando os danos concentrados em duas regiões distintas, conforme observado na Figura 6.28. A diferença das zonas de deterioração do material no estado-limite de serviço e na carga máxima resistida é imperceptível já que os acontecimentos são contíguos. Salienta-se que a ausência da interface de cisalhamento dificulta o comportamento uniforme do painel total.

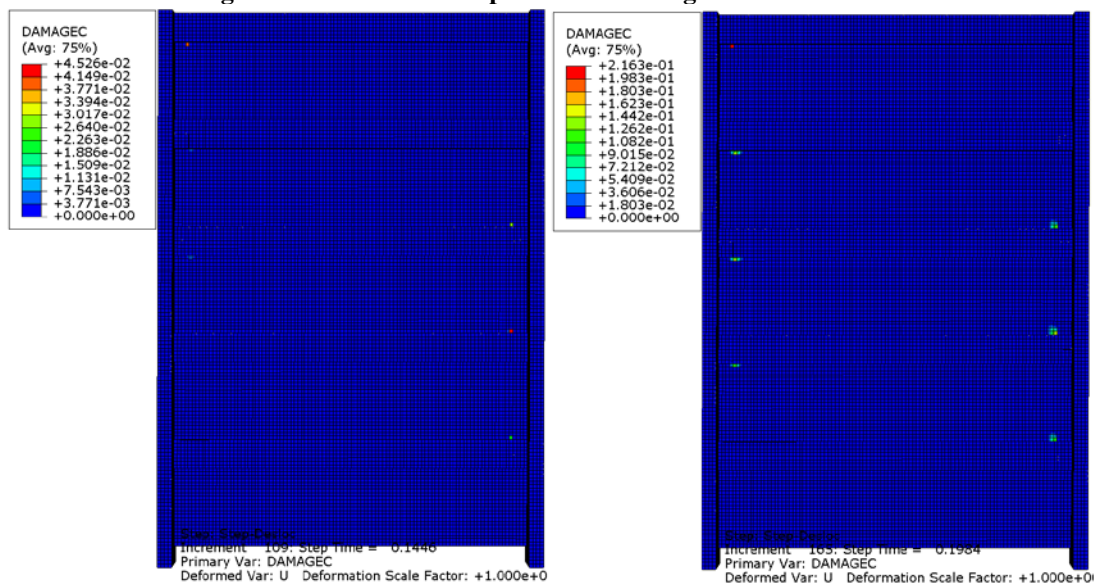
Figura 6.28 – Dano do material à tração em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

A degradação do material em zona comprimida no modelo de encunhamento parcial e blocos de 3MPa revela-se diminuta, aparecendo pontualmente abaixo dos consolos dos pilares da esquerda e acima dos dentes da direita das vigas, tanto para o deslocamento limite de serviço quanto no ponto de força máxima Figura 6.29.

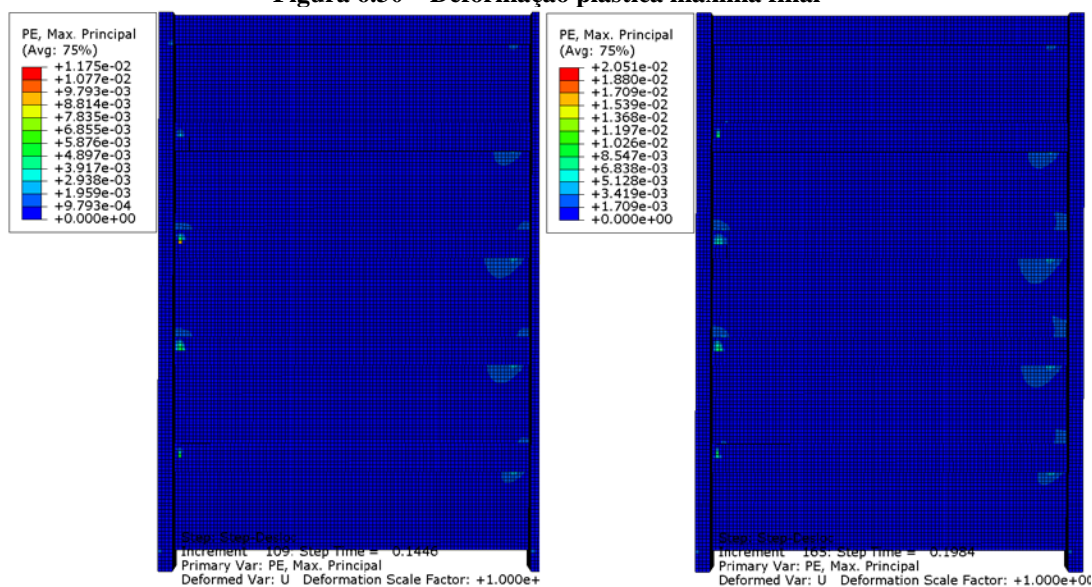
Figura 6.29 – Dano à compressão em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

Com exceção dos pontos de ligação entre viga e pilares, basicamente não ocorre deformação plástica relevante nos elementos do pórtico de concreto pré-moldados até o pico de carga, como pode ser observado na Figura 6.30.

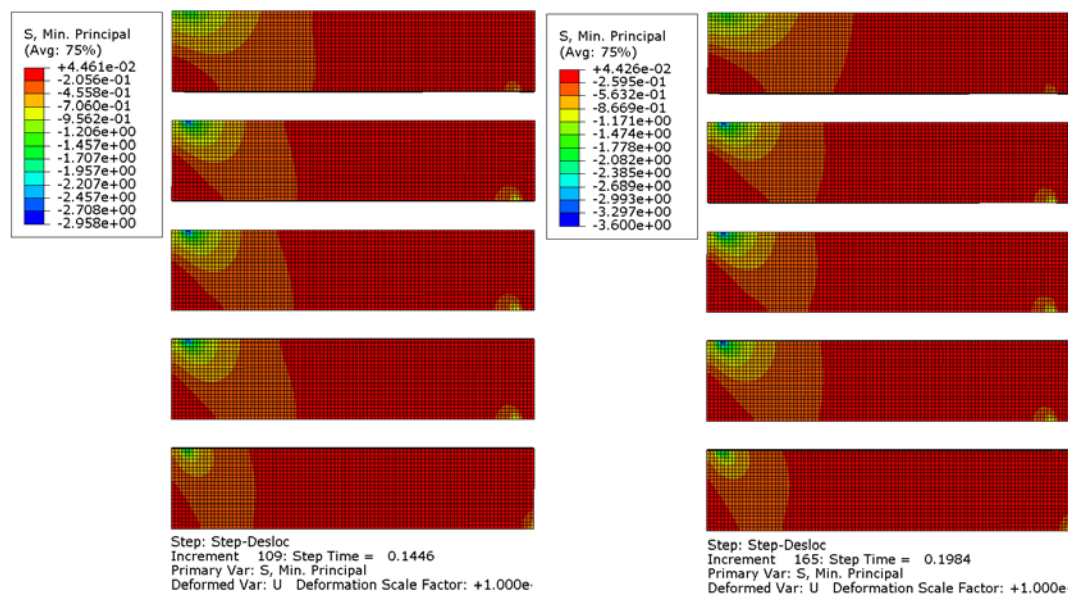
Figura 6.30 – Deformação plástica máxima final



Fonte: próprio autor

As imagens das tensões mínimas respaldam o que foi observado na degradação do material. A diagonal comprimida não foi desenvolvida com eficiência, aglomerando-se na lateral esquerda do painel partindo do consolo do pilar e dirigindo-se para a viga inferior. Ressalta-se a inexistência da superfície de cisalhamento entre viga e parede, e a baixa relação h/l do painel para explicar esse comportamento (Figura 6.31).

Figura 6.31 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes

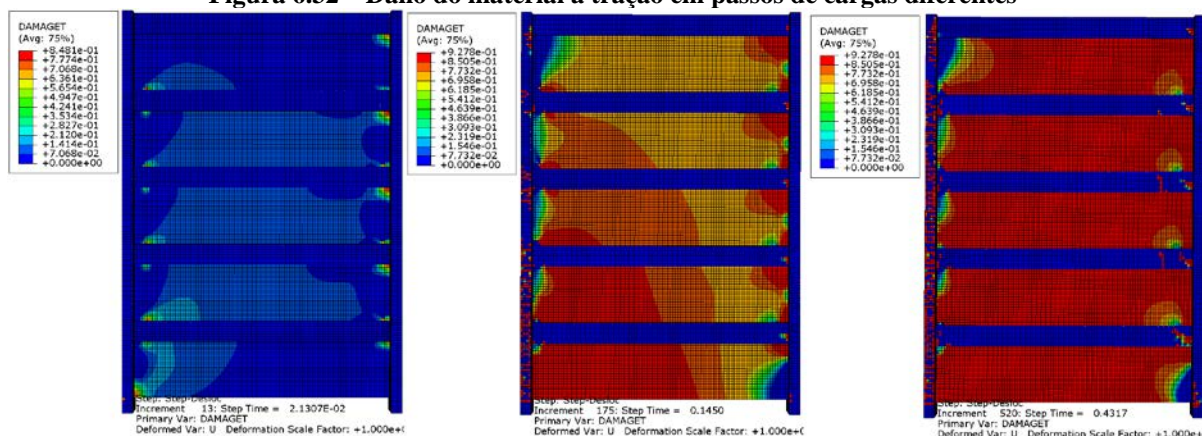


Fonte: próprio autor

6.2.3 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E TOTALMENTE ENCUNHADO

No pórtico preenchido com blocos de 8MPa e totalmente encunhado, diferentemente do painel mais fraco e encunhado da mesma forma, as primeiras fissuras do painel surgem do canto inferior esquerdo e se propagam em direção ao canto superior direito à medida que o carregamento aumenta. No painel mais forte e totalmente encunhado, observa-se um comportamento mais monolítico. Outra observação que pode ser feita é o fato do material do pórtico sofrer uma maior degradação, quando comparado com os outros modelos até o momento. Incumbe-se esse fenômeno ao monolitismo do painel totalmente encunhado e à maior resistência da parede. Na Figura 6.32 vê-se a degradação do material em zona tracionada em seu início, ELS e carregamento máximo.

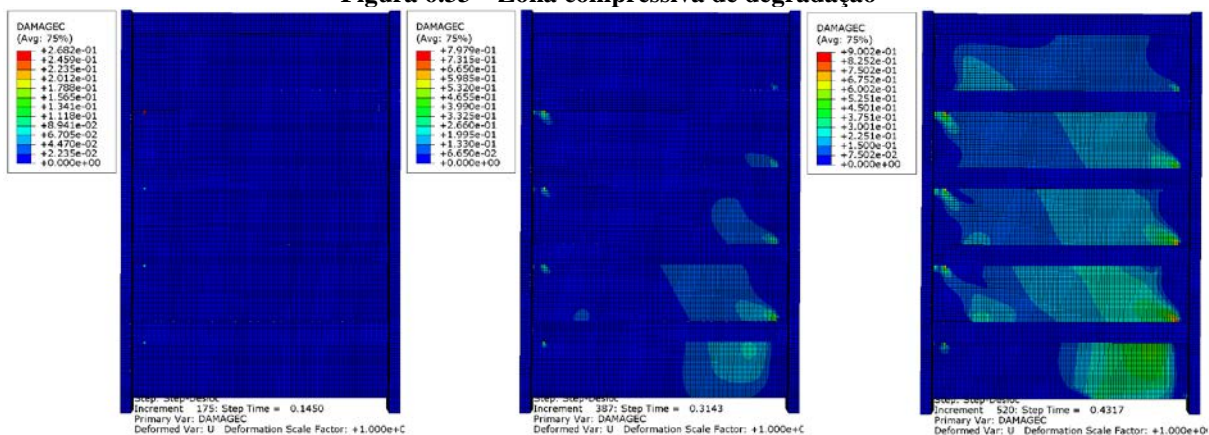
Figura 6.32 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes



Fonte: próprio autor

Não é percebido dano do material em zona compressiva no ELS, com exceção dos pontos de ligação entre viga e pilar esquerdo. Nesse modelo, a zona de degradação do material surge do canto inferior direito em direção ao canto superior esquerdo, mostrando um comportamento mais uniforme e contínuo entre os pavimentos. Na Figura 6.33 nota-se a propagação da zona compressiva de degradação no deslocamento-limite de serviço, no início de seu surgimento e na força última resistida.

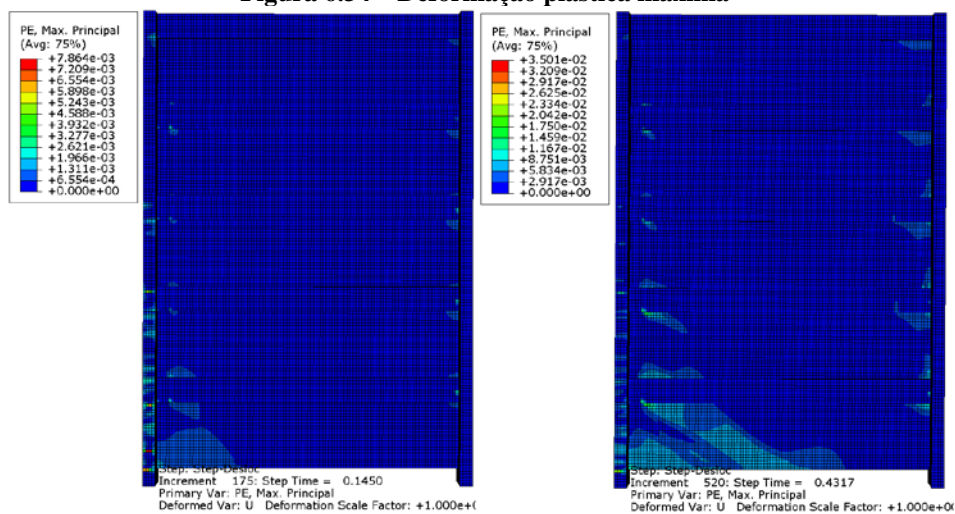
Figura 6.33 – Zona compressiva de degradação



Fonte: próprio autor

Verifica-se pela imagem das deformações plásticas máximas no deslocamento-limite de serviço e na carga máxima, que o pilar direito sofre uma maior deformação plástica em sua metade inferior mesmo que muito pequena, enquanto nada é apresentado no pilar da esquerda, sugerido que a deformação está sendo absorvida pela parede participante (Figura 6.34).

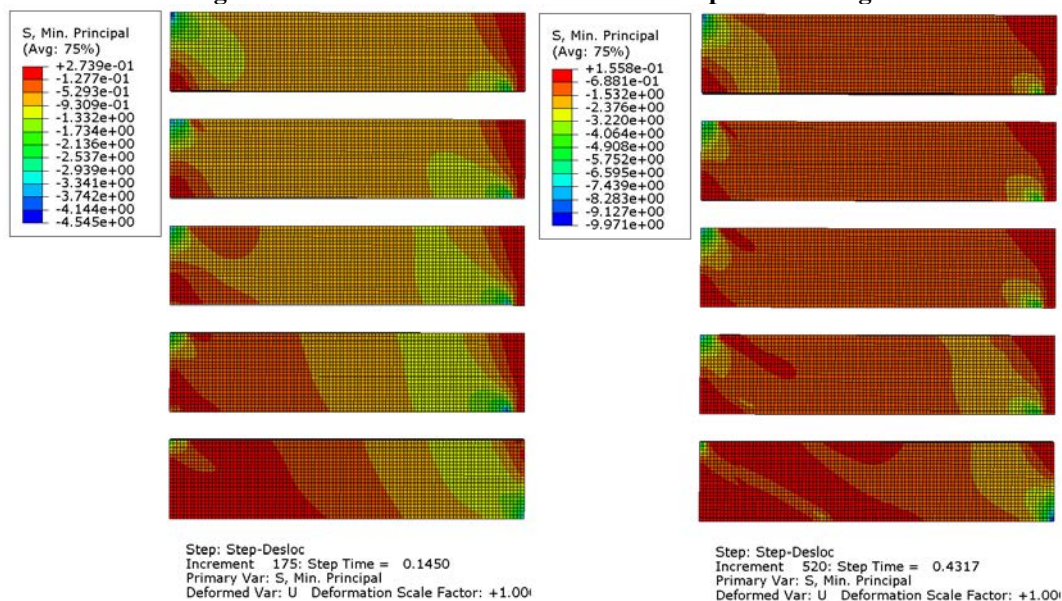
Figura 6.34 – Deformação plástica máxima



Fonte: próprio autor

A tensões mínimas mostram com eficiência a formação da diagonal comprimida, constata-se que há uma certa continuidade da diagonal do primeiro ao último pavimento. A Figura 6.35 demonstra as tensões mínimas no deslocamento-limite de serviço e no momento de maior força resistida pela estrutura.

Figura 6.35 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga

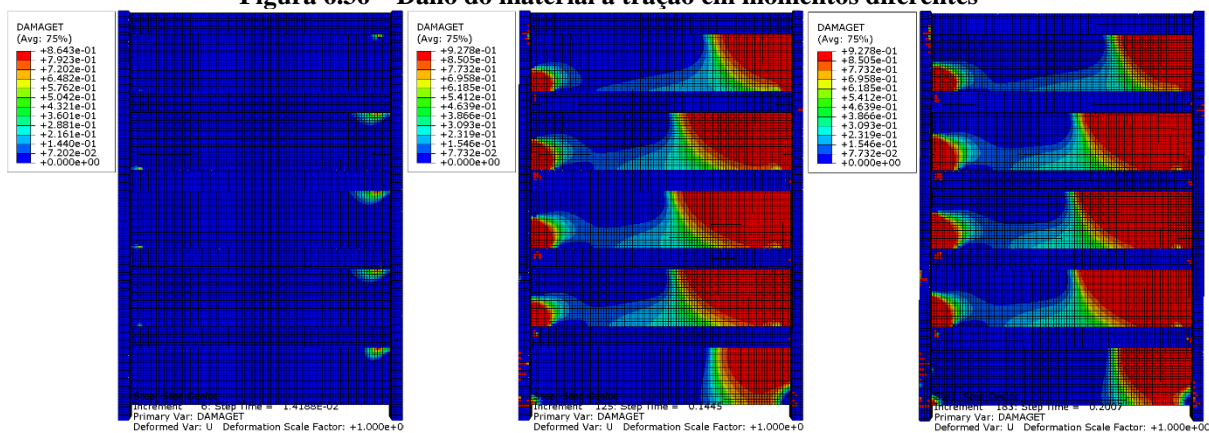


Fonte: próprio autor

6.2.4 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPA E PARCIALMENTE ENCUNHADO

Nesse modelo, a perda da rigidez do material sob tração se inicia no canto superior direito. Como no modelo com painel mais fraco e igualmente sem encunhamento não se observa a formação de uma diagonal de tração, ficando a zona tracionada com perda de rigidez do material concentrada em duas regiões distintas, conforme observado na Figura 6.36. A diferença das zonas de deterioração do material no estado-limite de serviço e na carga máxima resistida é sutil já que os acontecimentos são próximos.

Figura 6.36 – Dano do material à tração em momentos diferentes

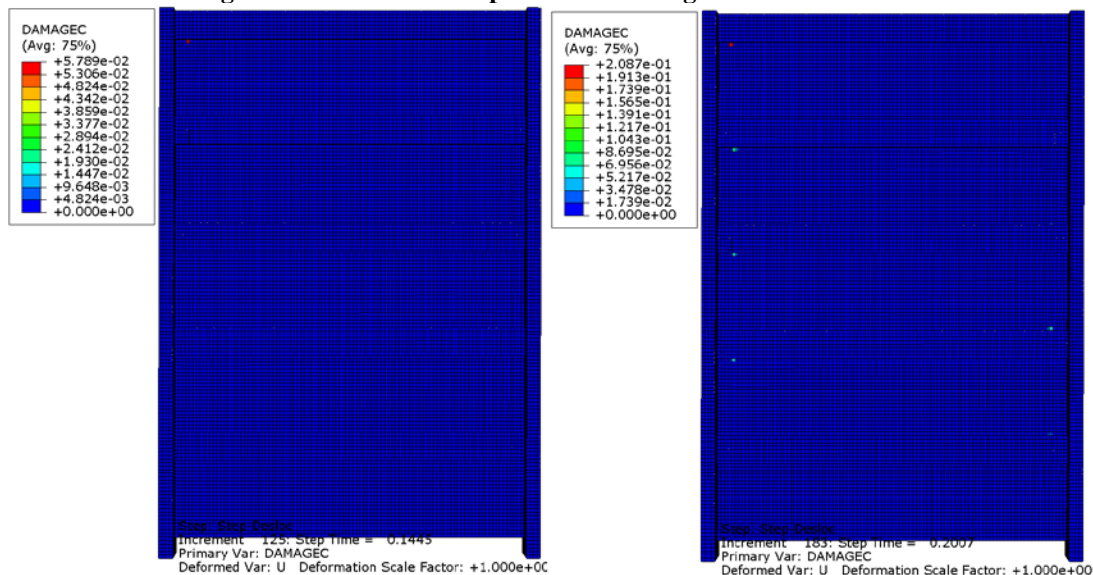


Fonte: próprio autor

O dano do material sob compressão restringe-se a pontos isolados abaixo da extremidade do consolo direito e acima do dente direito da viga no pavimento intermediário;

isso na carga máxima, pois no deslocamento-limite de serviço ele é praticamente inexistente, com pode ser observado na Figura 6.37.

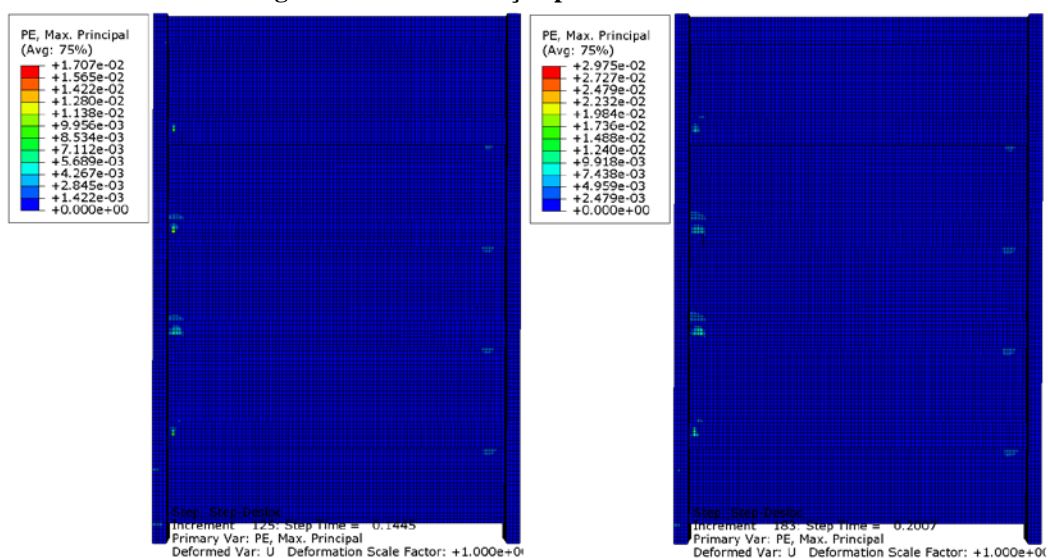
Figura 6.37 – Dano à compressão em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

Com exceção dos pontos de ligação entre viga e pilares, basicamente não ocorre deformação plástica relevante nos elementos do pórtico de concreto pré-moldados até o pico de carga, como pode ser observado na Figura 6.38.

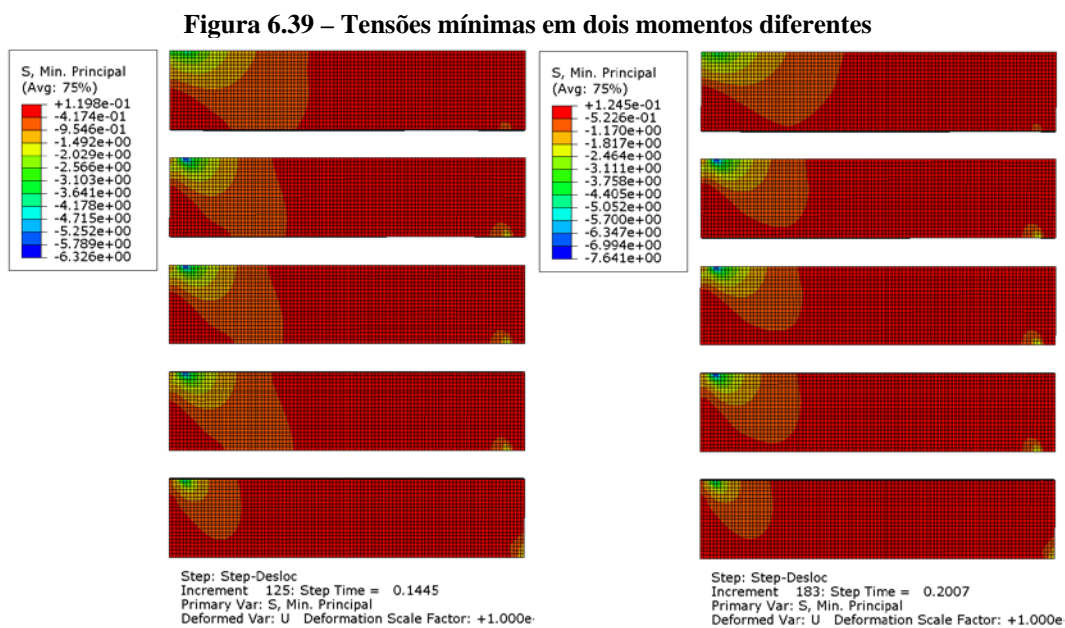
Figura 6.38 – Deformação plástica máxima final



Fonte: próprio autor

As imagens das tensões mínimas revelam que não há a formação geométrica da diagonal comprimida cruzando toda a parede, a mesma restringe-se à lateral esquerda do painel partindo do consolo do pilar e dirigindo-se para a viga inferior. Observa-se ainda que após o

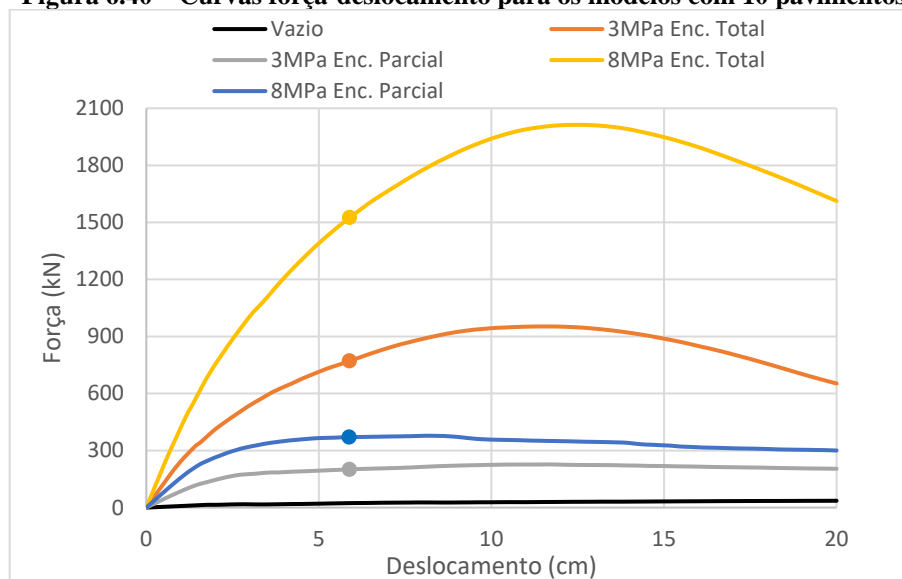
deslocamento-limite de serviço há o recolhimento da região comprimida devido o esmagamento da região abaixo do consolo direito (Figura 6.39).



Fonte: próprio autor

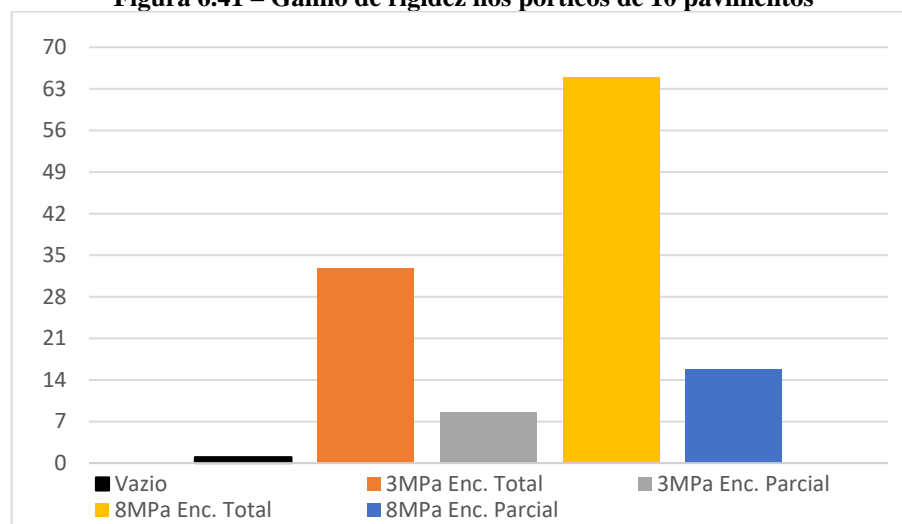
6.3 RESULTADOS NUMÉRICOS – PÓRTICO DE 10 PAVIMENTOS

Da mesma forma dos modelos anteriores, em primeiro foi analisado um pórtico de 10 pavimentos sem o preenchimento para certificar-se que a estratégia de modelagem assumida era qualificada para avaliar o comportamento do pórtico de concreto pré-moldado e permitir comparar o ganho de resistência da estrutura frente às ações horizontais. Em seguida modelou-se os pórticos conforme as variáveis propostas para análise. Na Figura 6.40, constata-se as curvas de força-deslocamento obtidas na análise de elementos finitos dos pórticos de 10 pavimentos, com destaque para os pontos de deslocamento-limite em serviço.

Figura 6.40 – Curvas força-deslocamento para os modelos com 10 pavimentos

Fonte: próprio autor

Sempre que possível serão apresentadas as imagens no momento que a estrutura atinge o deslocamento-limite em serviço e o pico de carga, identificado como o topo da curva força-deslocamento. Da mesma forma como foi realizada nos pórticos anteriores, encontra-se o deslocamento limite de aproximadamente 5,9cm. Na Figura 6.41, compara-se o ganho de rigidez de cada modelo em relação ao pórtico vazio.

Figura 6.41 – Ganho de rigidez nos pórticos de 10 pavimentos

Fonte: próprio autor

O estudo dos gráficos revela que alvenaria participante em múltiplos pavimentos traz aumento expressivo da capacidade resistente de todo o sistema. Comparando os modelos pela resistência dos blocos que formam a parede, percebe-se que os painéis mais fortes resistiram a ações laterais 2× maiores que as paredes de blocos mais fraco e nas mesmas condições de

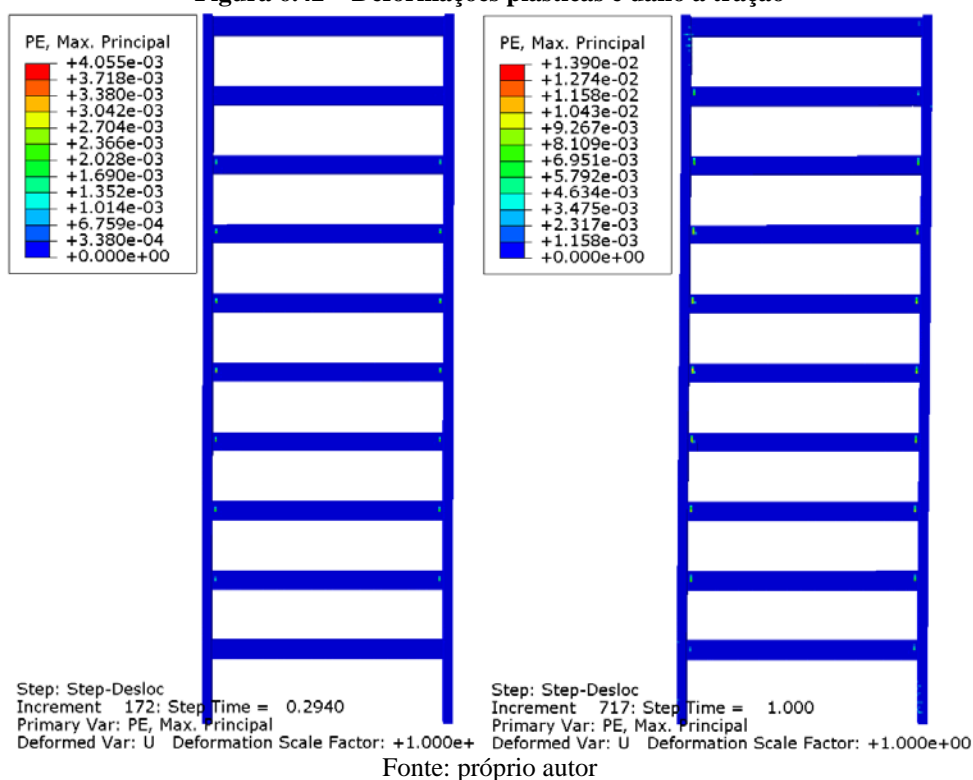
contorno, mantendo em média, a mesma diferença nos modelos com diferentes números de pavimentos.

A redução da capacidade resistente do quadro devida a ausência de encunhamento entre a parte inferior da viga e superior da parede, foi um pouco maior do que nas amostras de 5 pavimentos, reduzindo 74% entre os modelos de painéis mais fracos e 76% entre os modelos com painéis mais fortes. Responsabiliza esse fato à adoção do tipo de ligação articulada e à ausência de carga vertical nos modelos.

Observa-se na Figura 6.40 que a inclinação das curvas pós-pico do gráfico força-deslocamento se demonstra mais acentuadas nos modelos sem folga entre a viga superior e a alvenaria, indicando a perda mais forte da capacidade resistente desses pórticos, enquanto fica difícil de identificar visualmente este pico de carga nos modelos com encunhamento parcial.

As deformações plásticas no pórtico vazio de dez pavimentos suas acontece basicamente nos pontos de ligação entre as vigas e os pilares, quando em deslocamento-limite de serviço, apresentando no carregamento último o mesmo padrão de fissura corresponde ao modelo utilizado na validação e ensaiado por Mehrabi *et al.* (1996). No carregamento máximo observa-se que o lado direito da viga se elevou devido ao tipo de ligação empregado e a deformação dos pilares. A Figura 6.42 mostra as deformações plásticas máximas no limite de deslocamento na situação de serviço e no carregamento final.

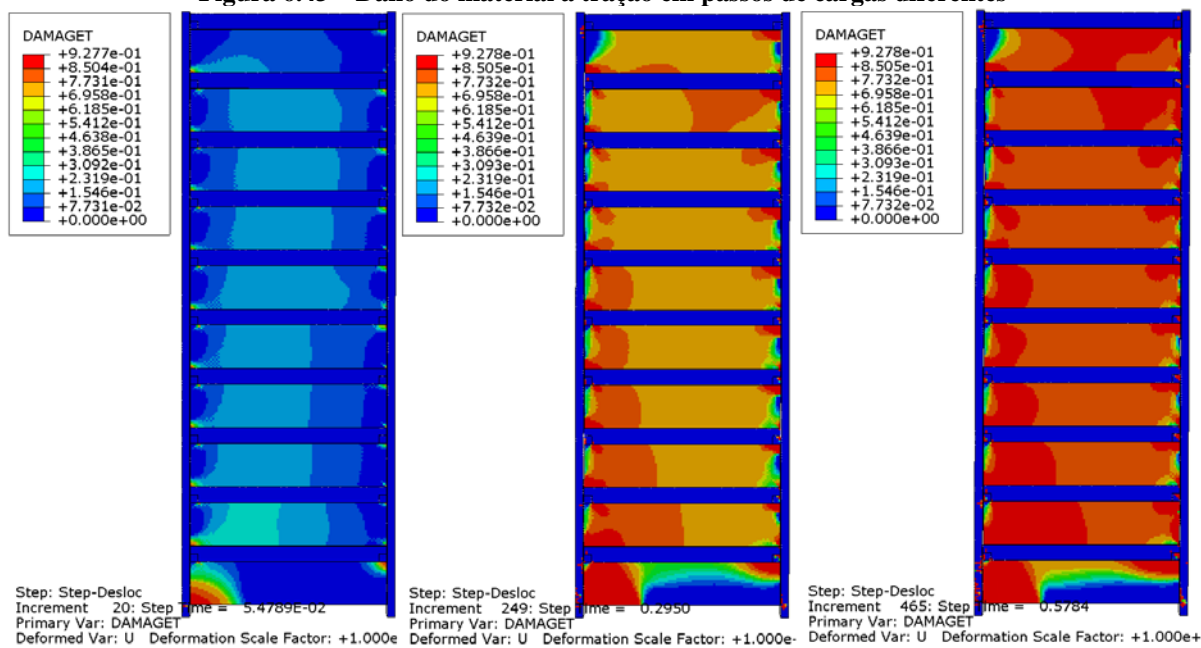
Figura 6.42 – Deformações plásticas e dano à tração



6.3.1 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPA E ENCUNHAMENTO TOTAL

O comportamento da perda de rigidez do material sob tração no pórtico com 10 pavimentos se assemelha ao que ocorre no pórtico de 5 pavimentos nas mesmas condições de contorno. O dano propaga-se do canto inferior esquerdo do primeiro pavimento se dirigindo ao canto oposto no último pavimento. O fato dos pórticos estarem completamente preenchido e sem folgas promove o comportamento monolítico de toda a estrutura (Figura 6.43).

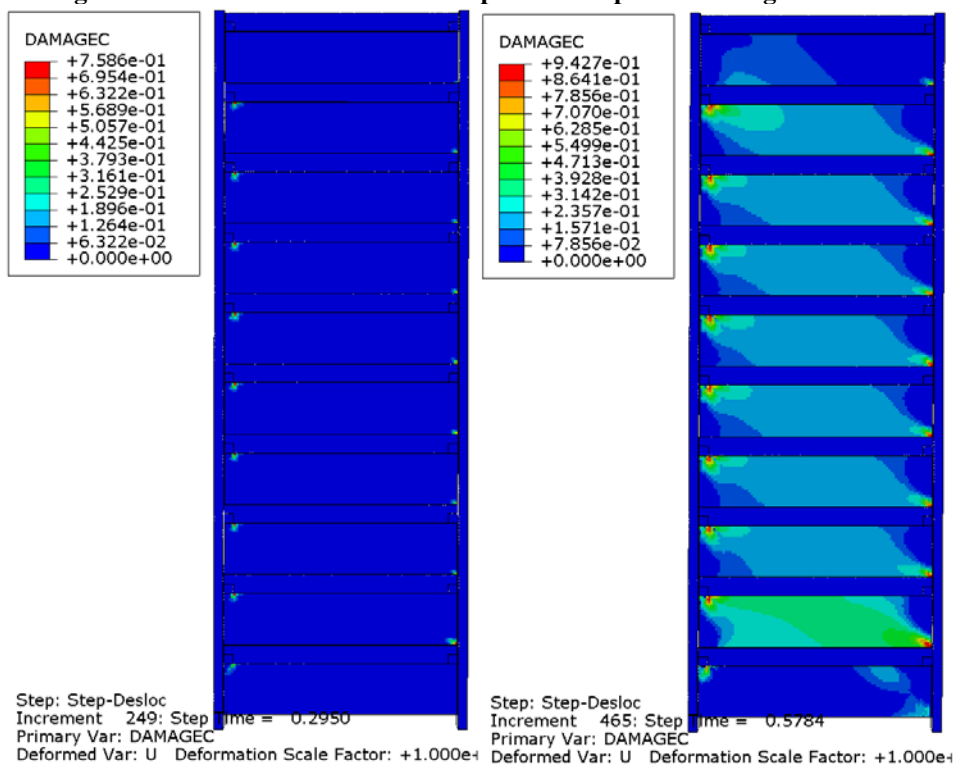
Figura 6.43 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes



Fonte: próprio autor

No deslocamento-limite de serviço as zonas compressivas de degradação do material se fazem presente pontualmente na parte inferior do consolo esquerdo e na parte superior do dente direito da viga. Essas zonas são ampliadas, com a acréscimo de deslocamento, principalmente nos pavimentos intermediários. As zonas compressivas assemelham-se em todos os pavimentos intermediários com exceção do primeiro que está apoiado diretamente no solo (Figura 6.44).

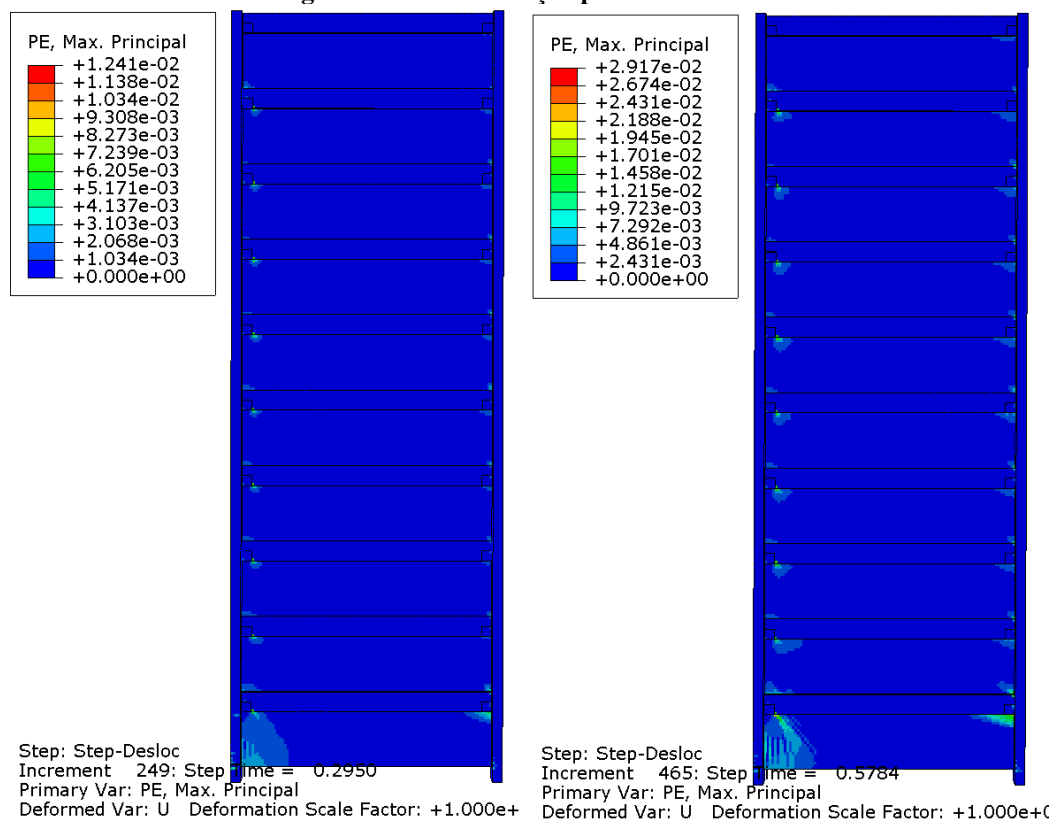
Figura 6.44 – Dano do material à compressão em passos de carga diferentes



Fonte: próprio autor

As deformações plásticas nos elementos do pórtico se manifestam basicamente na base dos pilares, em decorrência ao momento fletor gerado no deslocamento aplicado no último pavimento (Figura 6.45).

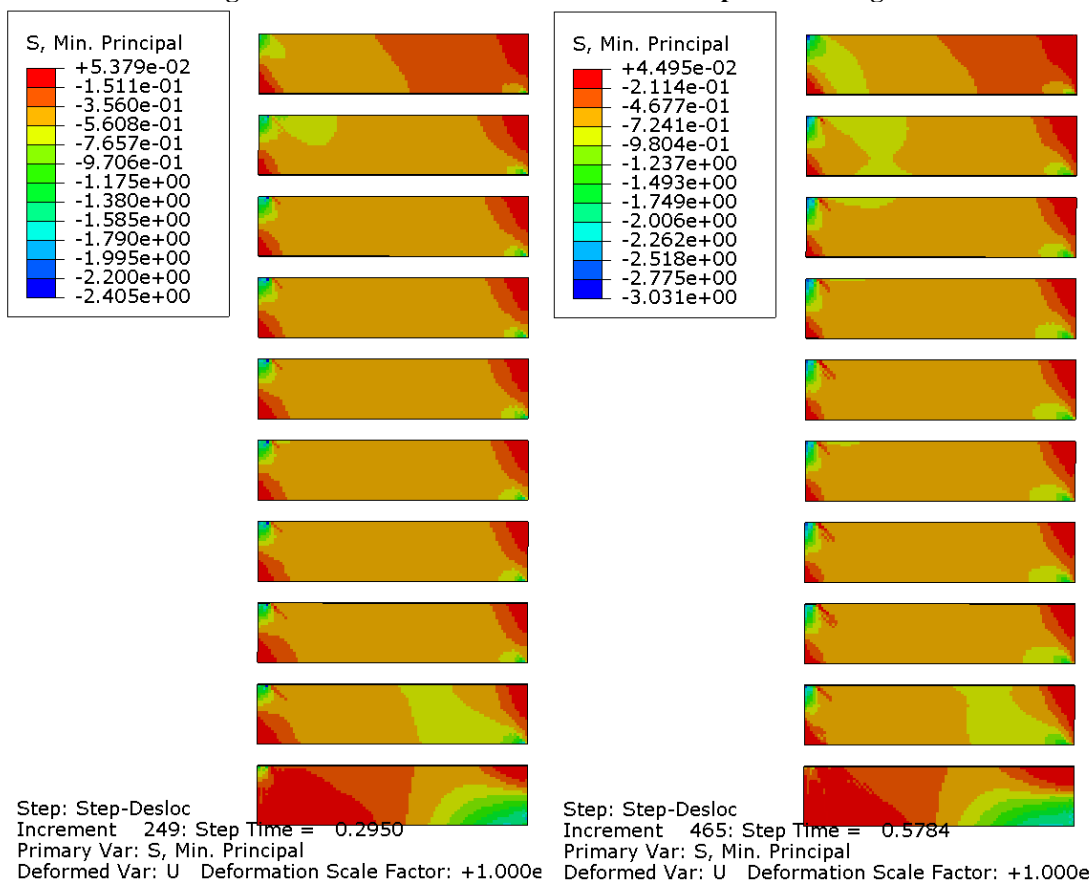
Figura 6.45 – Deformação plástica máxima



Fonte: próprio autor

A tensões mínimas evidenciam a continuidade da diagonal comprimida entre os pavimentos, partindo dos cantos opostos. A Figura 6.46 demonstra as tensões mínimas no deslocamento-limite de serviço e no momento de maior força resistida pela estrutura.

Figura 6.46 – Tensões mínimas em diferentes passos de carga

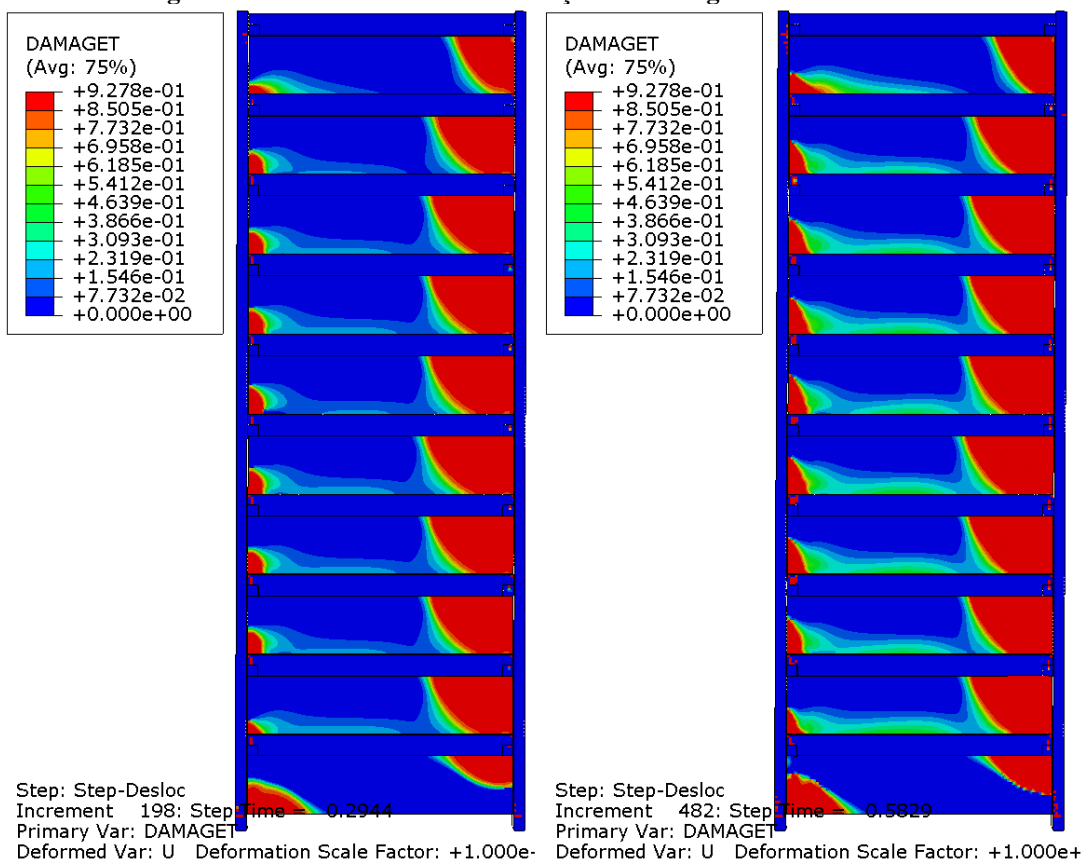


Fonte: próprio autor

6.3.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 3MPA E ENCUNHAMENTO PARCIAL

O comportamento da zona de dano à tração se comporta similarmente ao que acontece no pórtico com as mesmas condições de contorno e 5 pavimentos. Os danos se concentram em duas regiões distintas, conforme observado na Figura 6.47. A diferença das zonas de deterioração do material no estado-limite de serviço e na carga máxima resistida é muito pequena.

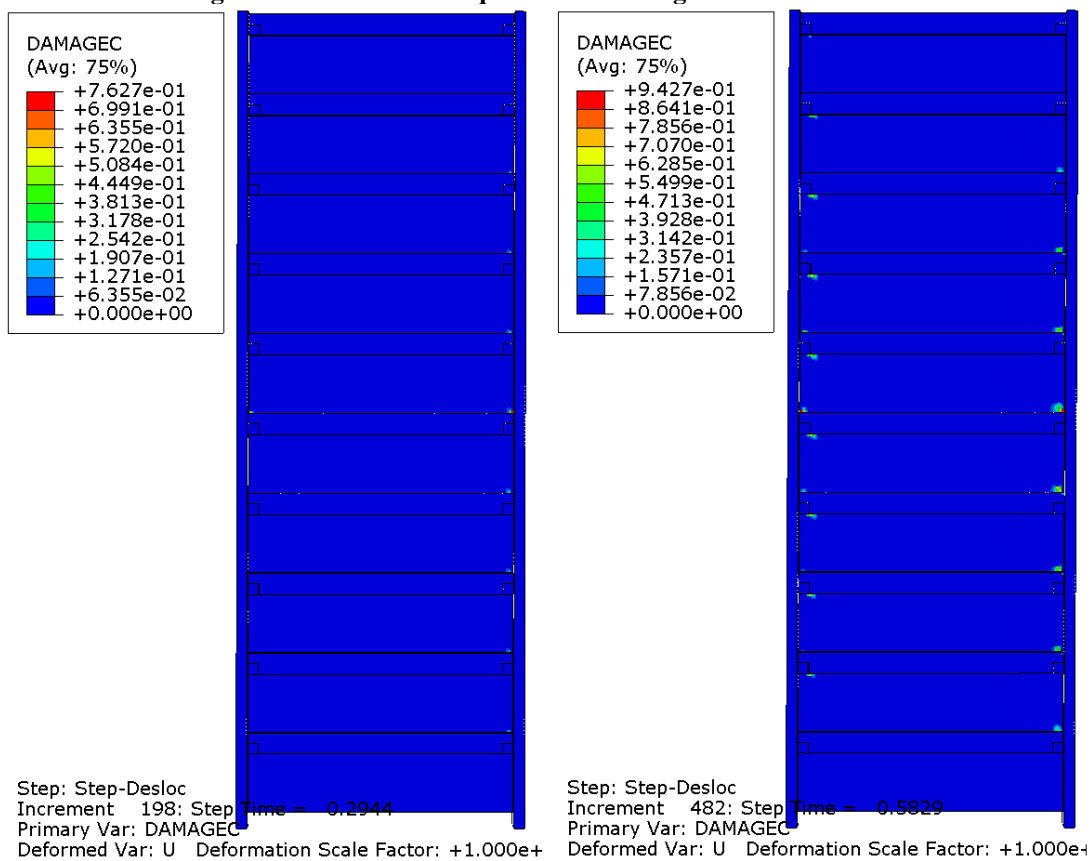
Figura 6.47 – Dano do material à tração em carregamentos diferentes



Fonte: próprio autor

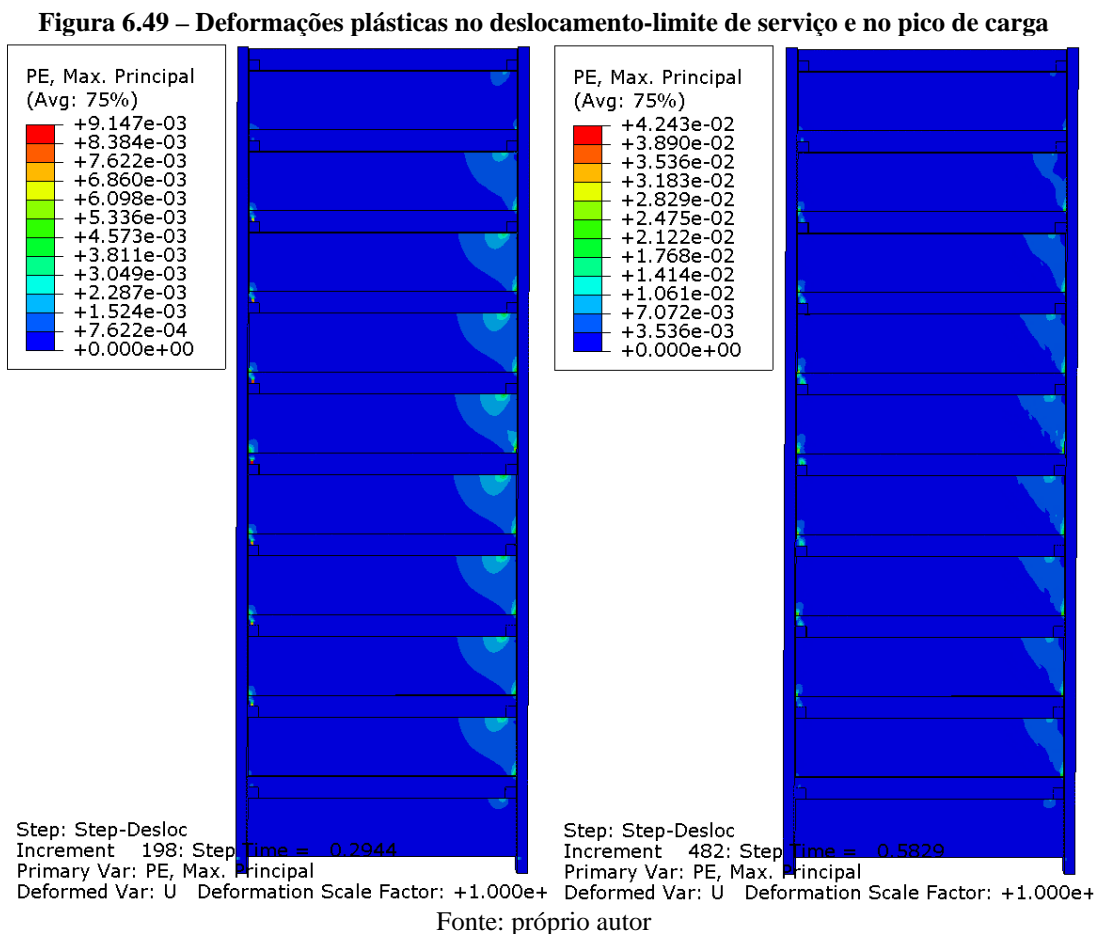
A degradação do material em zona comprimida no modelo de encunhamento parcial e mais fraco revela-se imperceptível no deslocamento-limite de serviço, aparecendo no ponto de força máxima, focos pontuais abaixo dos consolos dos pilares da esquerda e acima dos dentes da direita das vigas (Figura 6.48).

Figura 6.48 – Dano à compressão em carregamentos diferentes



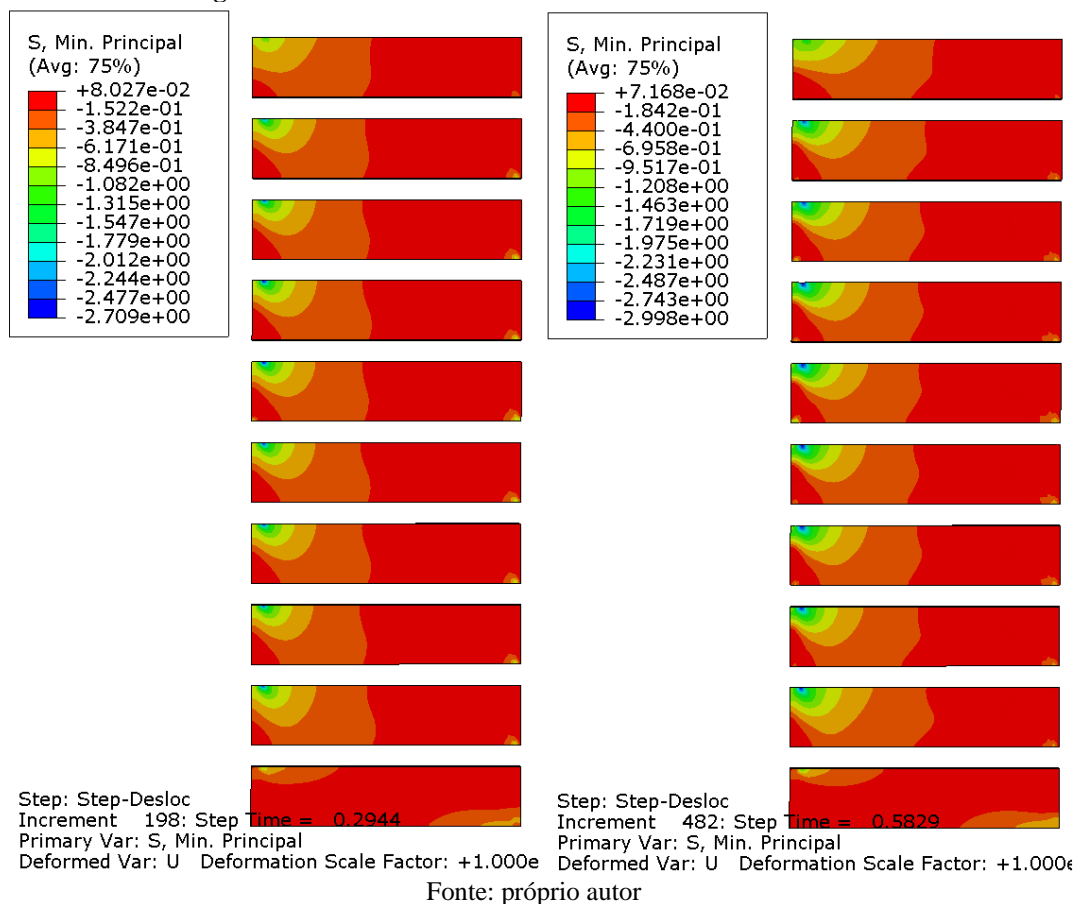
Fonte: próprio autor

Com exceção dos pontos de ligação entre viga e pilares, basicamente não ocorre deformação plástica relevante nas vigas e pilares de concreto pré-moldados até o pico de carga, como pode ser observado na Figura 6.49.



As imagens das tensões mínimas confirmam a não formação de uma diagonal comprimida por todo o painel. A mesma revela-se na lateral esquerda do painel partindo do consolo do pilar e dirigindo-se para a viga inferior. Salienta-se a inexistência da superfície de cisalhamento entre viga superior e parede, e a baixa relação h/ℓ do painel para explicar esse comportamento (Figura 6.50).

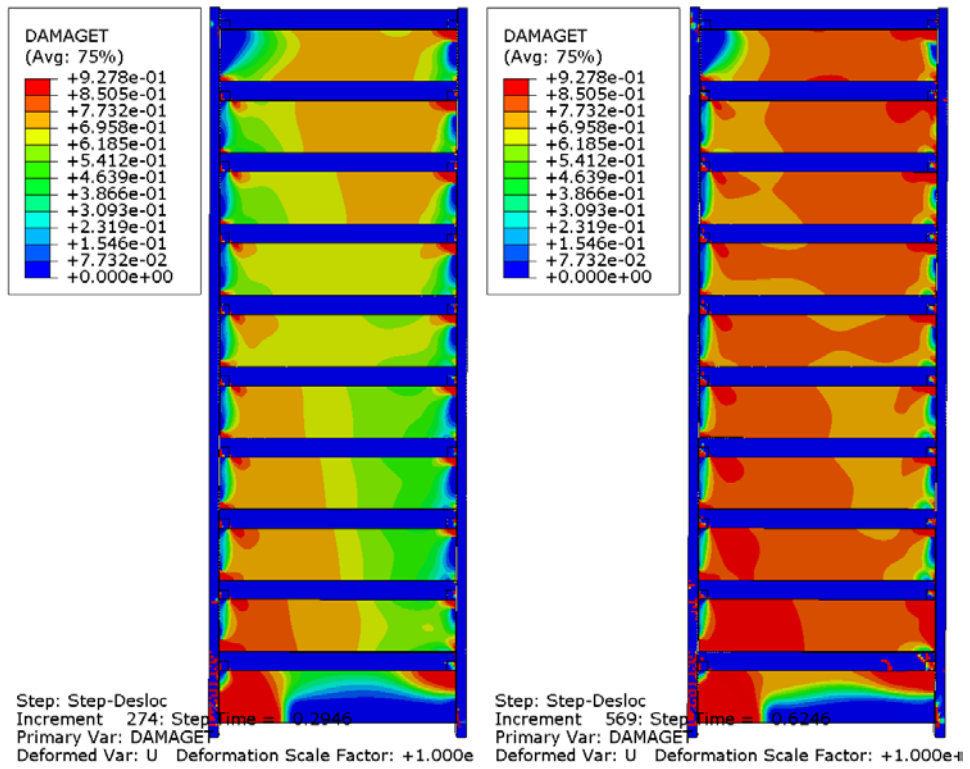
Figura 6.50 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes



6.3.3 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPA E ENCUNHAMENTO TOTAL

Similarmente ao que ocorre no pórtico de 5 pavimentos, as primeiras fissuras do painel surgem do canto inferior esquerdo e se propagam em direção ao canto superior direito à medida que o carregamento aumenta. Observa-se ainda, uma maior degradação do pilar principalmente no primeiro pavimento. Atribui-se esse fenômeno ao monolitismo do painel totalmente encunhado e à maior resistência da parede. Na Figura 6.51 vê-se a degradação do material em zona tracionada em seu início, ELS e carregamento máximo.

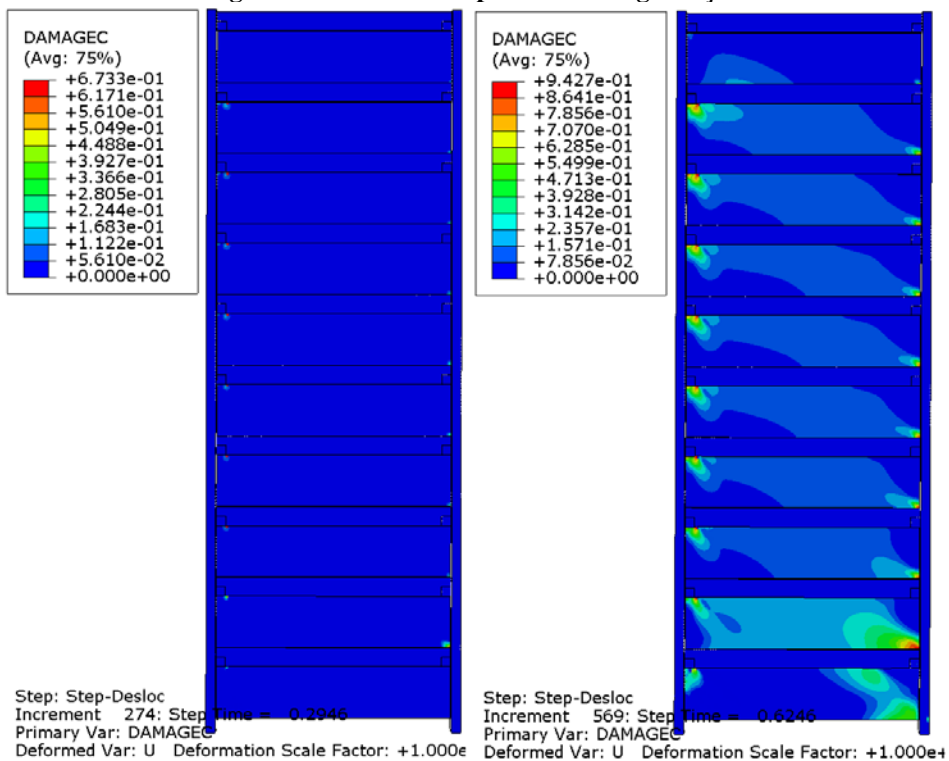
Figura 6.51 – Dano do material à tração em passos de cargas diferentes



Fonte: próprio autor

No ELS alguns dos pontos de ligação entre viga e pilar esquerdo apresentam degradação do material por compressão. Na força última resistida percebe-se zonas de degradação do material similares em cada pavimento, estas regiões podem ser observadas na Figura 6.52.

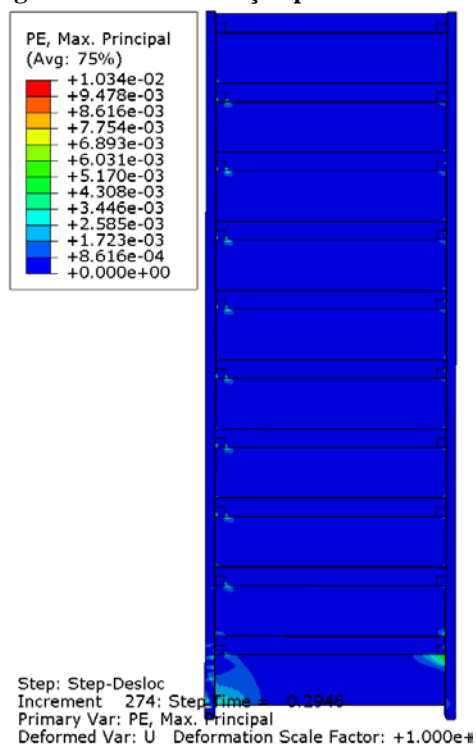
Figura 6.52 – Zona compressiva de degradação



Fonte: próprio autor

Verifica-se pela imagem da deformação plástica máxima no deslocamento-limite de serviço, que o pilar direito sofre uma maior deformação plástica não observada no outro pilar, indicando que a deformação está sendo absorvida pela parede participante (Figura 6.34).

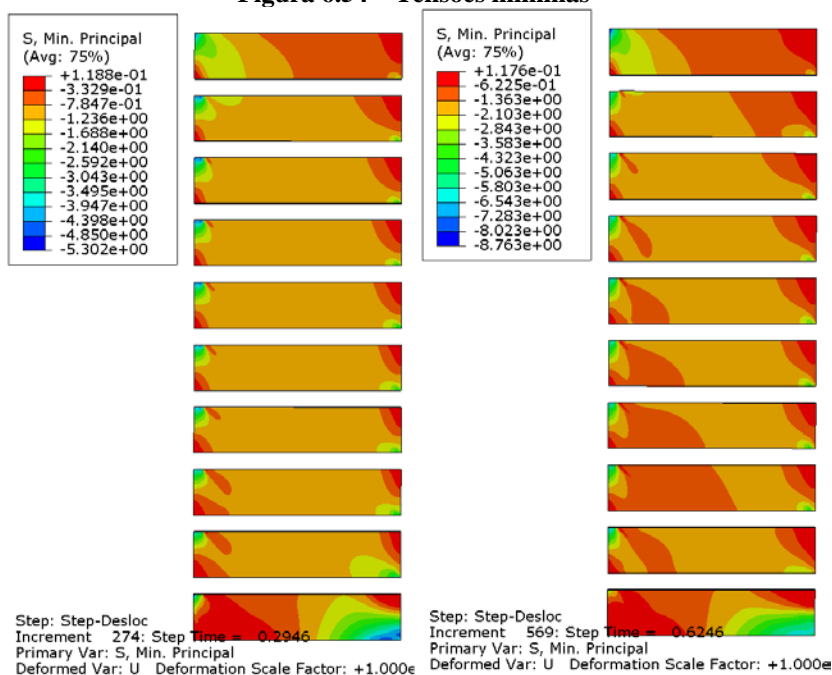
Figura 6.53 – Deformação plástica máxima



Fonte: próprio autor

A Figura 6.54 indica a formação de uma diagonal comprimida única e contínua de toda a estrutura, tanto no limite de deslocamento em serviço como na carga máxima resistida.

Figura 6.54 – Tensões mínimas

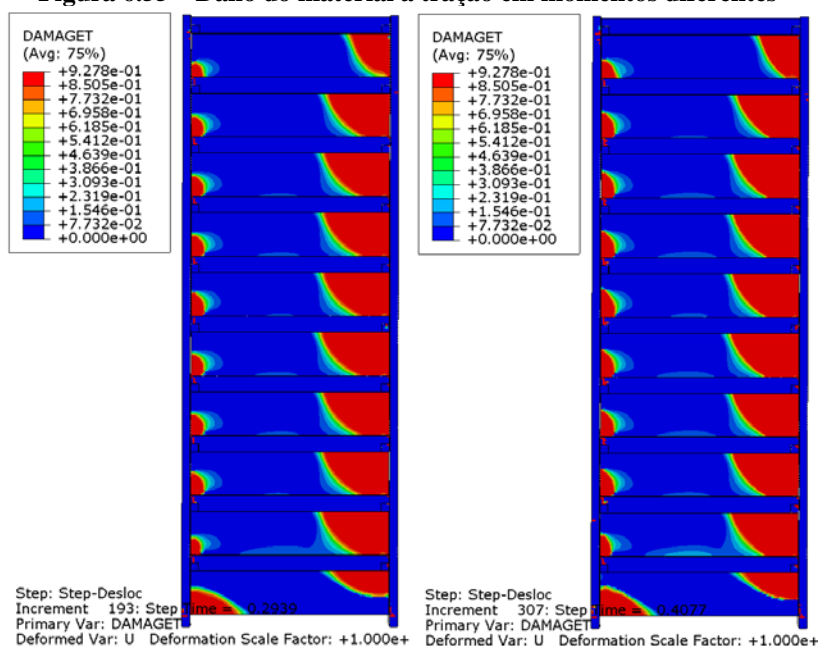


Fonte: próprio autor

6.3.4 PÓRTICO PREENCHIDO COM BLOCOS DE 8MPa E ENCUNHAMENTO PARCIAL

Como no modelo de blocos de 3MPa e igualmente sem encunhamento a zona tracionada com perda de rigidez do material concentrada em duas regiões distintas, conforme observado na Figura 6.55. A diferença das zonas de deterioração do material no estado-limite de serviço e na carga máxima resistida é bem sutil.

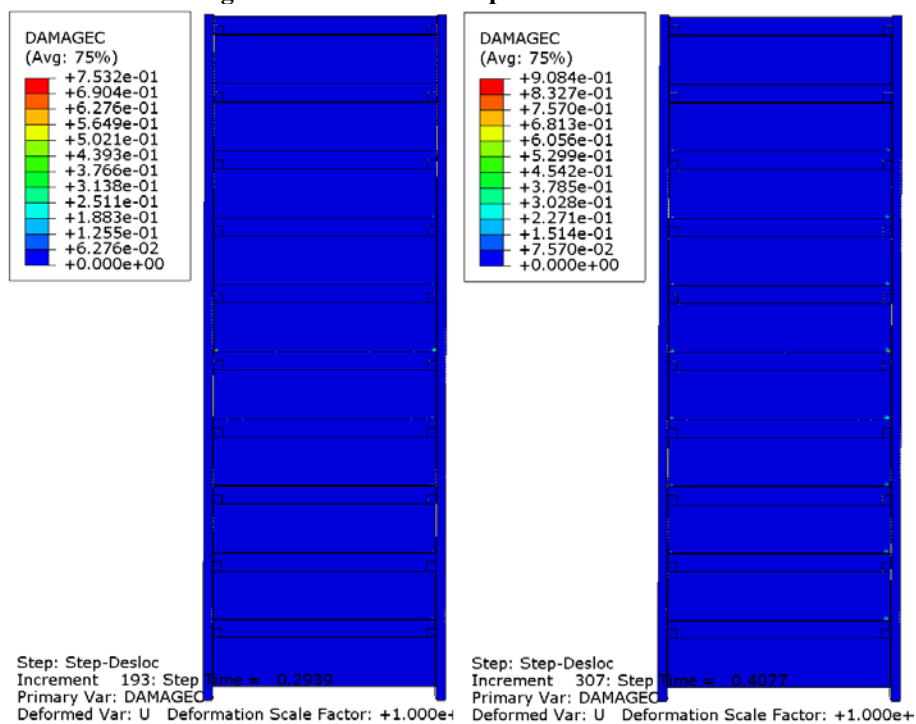
Figura 6.55 – Dano do material à tração em momentos diferentes



Fonte: próprio autor

No deslocamento-limite de serviço, praticamente não é identificado, e aparece discretamente na carga máxima em próximos das ligações viga pilar nos pavimentos intermediários (Figura 6.56).

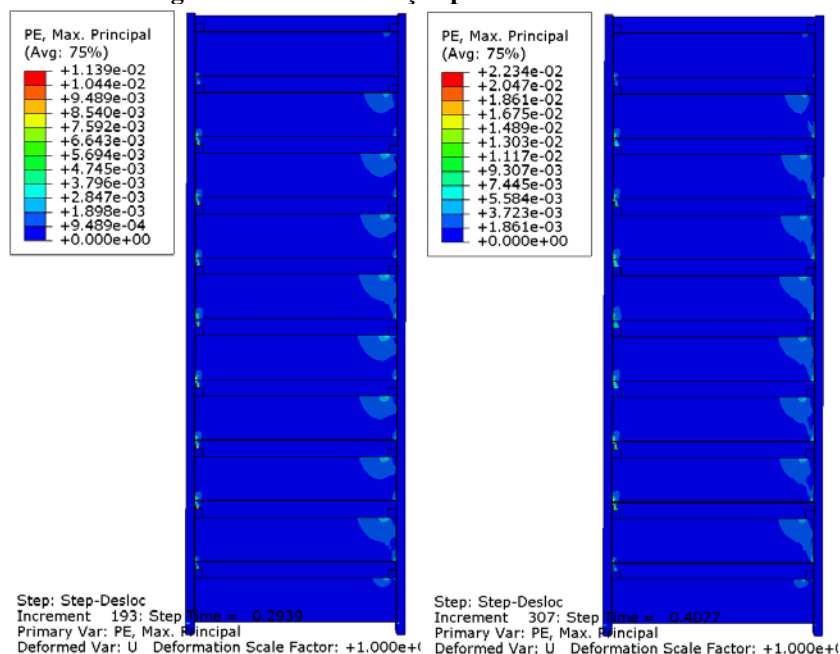
Figura 6.56 – Dano à compressão do material



Fonte: próprio autor

Com exceção dos pontos de ligação entre viga e pilares, basicamente não ocorre deformação plástica relevante vigas e pilares de concreto pré-moldados até o pico de carga, como pode ser observado na Figura 6.57.

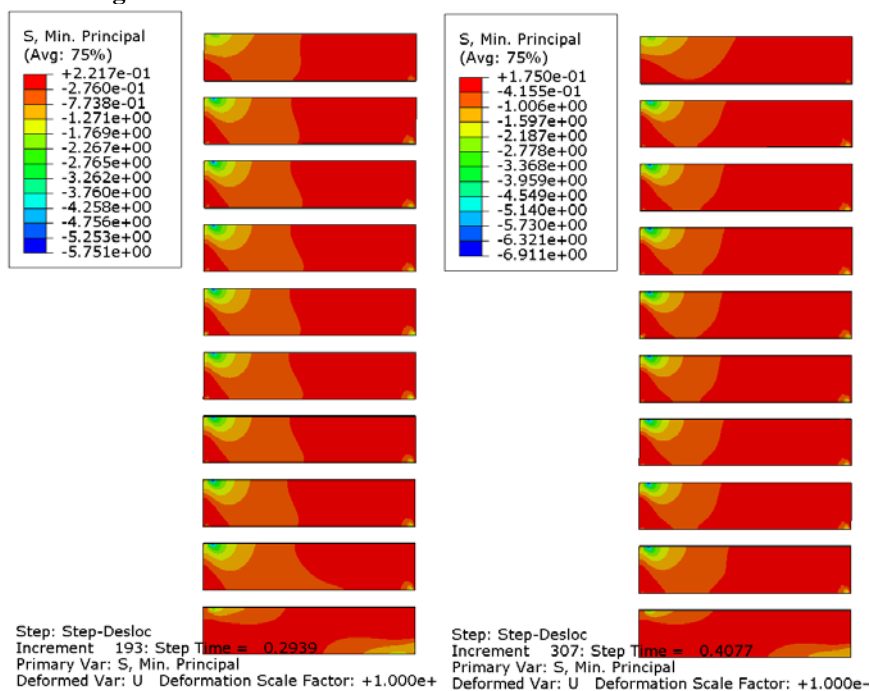
Figura 6.57 – Deformação plástica máxima final



Fonte: próprio autor

Como nos modelos anteriores sem encunhamento, as imagens das tensões mínimas revelam que não há a formação de uma diagonal comprimida cruzando toda a parede, a mesma restringe-se à lateral esquerda do painel partindo do consolo do pilar e se dirige para a viga inferior. Observa-se ainda que após o deslocamento-limite de serviço há o recolhimento da região comprimida devido o esmagamento da região abaixo do consolo direito (Figura 6.58).

Figura 6.58 – Tensões mínimas em dois momentos diferentes



Fonte: próprio autor

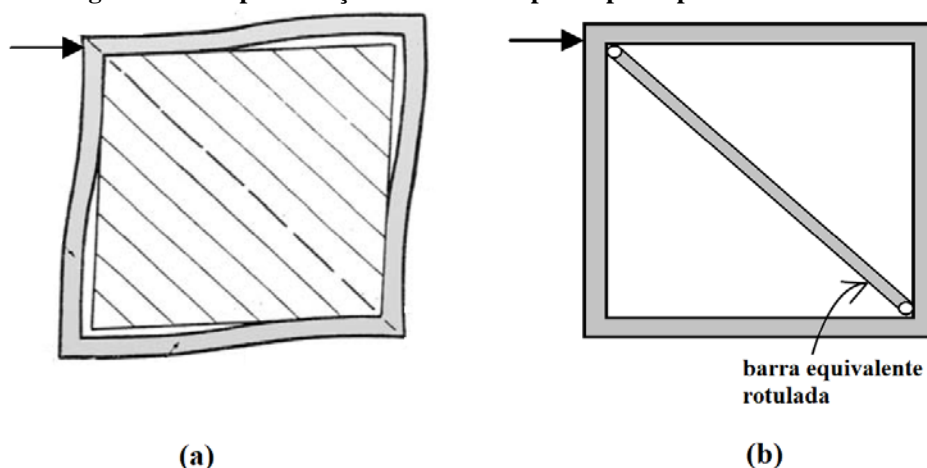
7. ANÁLISE COM DIAGONAL EQUIVALENTE

Neste capítulo será proposto valores para a largura da diagonal equivalente da alvenaria participante em sistemas estruturais de pórticos pré-moldados a partir dos modelos de método de elementos finitos realizados; considerando em seguida, as larguras da diagonal encontrada num caso real de edifício em estrutura pré-moldada caso fosse utilizado a alvenaria de preenchimento.

7.1 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

Como já apresentado no referencial bibliográfico e percebido nos modelos numéricos, em uma estrutura aporricada com presença de alvenaria participante, quando as tensões de tração na interface pórtico-painel ultrapassam a sua resistência à tração, ocorre o descolamento das interfaces tracionadas, mantendo-se em contato as partes por onde são transmitidas as tensões de compressão do pórtico para o painel. Dessa forma, apenas uma faixa diagonal do painel resiste às ações aplicadas, e pode-se postular que esse sistema se comporta como um pórtico com diagonal rotulada e submetida a esforços de compressão. Esse comportamento se mantém até que ocorre a ruptura do pórtico ou do painel.

Figura 7.1 – Representação da alvenaria participante por barra rotulada



Fonte: próprio autor

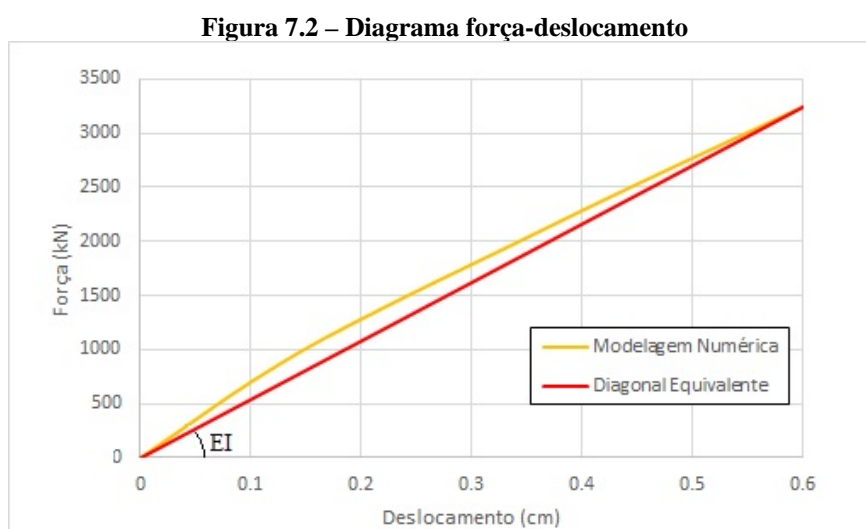
A largura da diagonal equivalente não é constante para dado painel, mas decresce com o aumento do carregamento. Dessa forma, alguns autores propõem expressões distintas para

esse cálculo, de acordo com o nível de carga atuante, como é o caso de Mainstrone (1971). Smith e Carter (1969) apresentaram curvas para cálculo da largura da diagonal equivalente, através da relação w/d , em que w é a largura da diagonal equivalente e d é a largura total da diagonal, para vários níveis de carga. Essas expressões são função do parâmetro de rigidez relativa ou do comprimento de contato, que utilizam o módulo de deformação inicial do material da parede. À medida que a força cresce, esse módulo diminui e, conseqüentemente, a largura efetiva da diagonal varia para cada um dos níveis de carga.

Considerando que a força correspondente ao deslocamento-limite representa um estado-limite de serviço e como tal é indesejável à estrutura, propõe-se definir uma diagonal equivalente correspondente para pórticos pré-moldados nessa força.

Utilizando o modelo da estrutura pré-moldada com alvenaria participante de um pavimento variando a rigidez do painel, através dos diferentes valores de módulo de elasticidade atribuídos (768 MPa e 1920MPa), substituímos o painel de alvenaria por uma diagonal equivalente. Foram realizadas análises numéricas lineares, de forma a reproduzir a mesma rigidez obtida pela análise numérica não-linear realizada, para o deslocamento-limite de serviço. Tomando para a diagonal a mesma espessura e as propriedades elásticas do painel, foram atribuídos, por tentativas, valores à largura correspondente da diagonal equivalente, que corresponde à altura de sua seção transversal.

Na Figura 7.2, apresenta-se um dos diagramas força-deslocamento, obtido através da modelagem realizada e apresentado no capítulo anterior.



Fonte: próprio autor

Pelo fato da largura da diagonal equivalente variar com relação a tensão-deformação do painel e que o comprimento de contato (α) é obtido em função das características elásticas

iniciais, as expressões para determinação dessa largura conduzem a valores superiores àqueles correspondentes à força no ELS. Por conta disso, a norma canadense recomenda que a largura efetiva da diagonal seja considerada a metade do valor encontrado. A norma canadense também não permite que o valor da diagonal efetiva exceda um quarto do comprimento da diagonal do painel, mostrando-se bastante conservador para os pórticos pré-moldados visto que tipicamente possuem grandes vãos.

Na análise do edifício real será realizada assumindo as recomendações já discutidas no parágrafo anterior da limitante de um quarto do comprimento devido às investigações realizadas no capítulo anterior. Apesar de termos encontrados valores significativamente maiores, será adotado a limitação de um quarto do comprimento da diagonal equivalente.

Na Tabela 7.1, encontram-se os resultados obtidos para as larguras das diagonais pela análise linear e os valores adotados (um quarto do comprimento da diagonal).

Tabela 7.1 – Valores obtidos e assumidos para análise do prédio real

Encunhamento	Blocos Painei	Largura da Diagonal Equivalente (m)	
		Análise Linear	Adotado*
Total	3 MPa	14,50	2,56
	8 MPa	13,55	2,56
Parcial	3 MPa	3,49	2,56
	8 MPa	4,40	2,56

* um quarto do comprimento da diagonal

Fonte: próprio autor

7.2 CONSIDERAÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE EM EDIFÍCIO REAL

Neste trabalho propôs-se um estudo de caso de um prédio real, construído com sistema pré-fabricado, porém será analisado a consideração da alvenaria participante para estabilidade global do edifício utilizando o parâmetro gama Z como forma de análise.

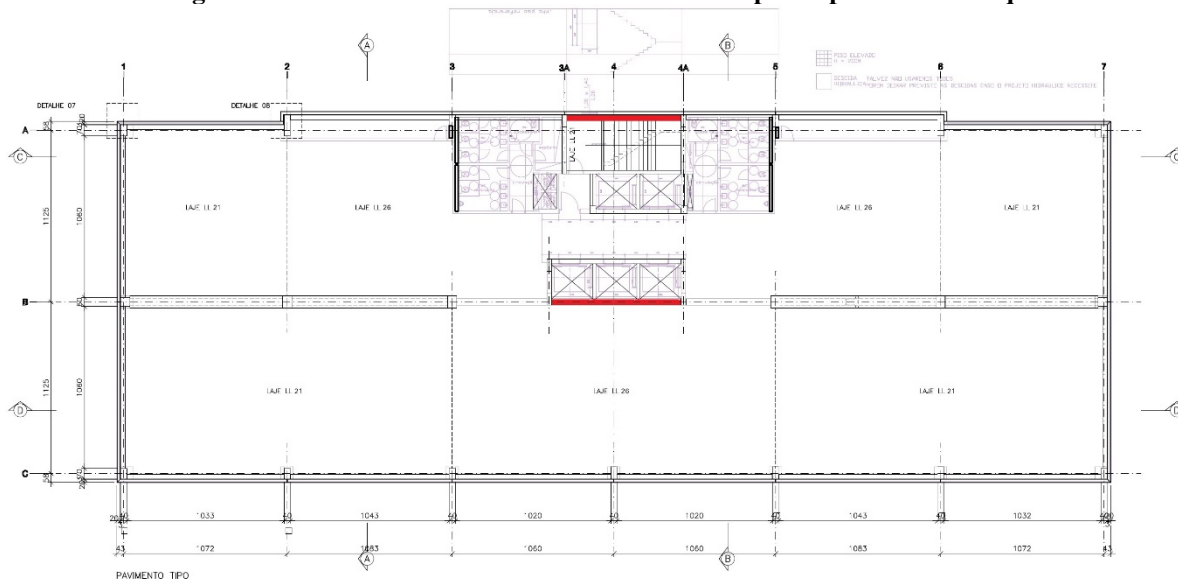
Trata-se da análise em edifício real que não foi estruturalmente e arquitetonicamente planejado para a consideração da alvenaria participante. Os modelos foram realizados de acordo com um projeto, comparando os valores de gama Z, para a estrutura completamente articulada com e sem os diferentes preenchimentos.

Modelou-se a estrutura em três dimensões visando dar maior representatividade para os resultados obtidos. Essas modelagens foram feitas no programa de elementos finitos SAP2000.

Recomenda-se uma distribuição simétrica das paredes de alvenaria participante, pois elas contribuem para a rigidez lateral e sua distribuição assimétrica pode gerar torção na estrutura pela alteração da distribuição de esforços. Tentando minimizar os problemas de torção e maximizar a eficiência das paredes, considerou-se as paredes da caixa de escada e elevadores, que se encontram no centro da edificação, não possuem aberturas e que não sofrem alterações de layout com frequência. O software SAP2000 foi utilizado nessa análise.

Em destaque na Figura 7.3, os painéis que foram considerados como alvenaria participante.

Figura 7.3 – Planta baixa do edifício com alvenaria participante em destaque



Trata-se de um edifício 9 pavimentos mais ático, com vigas de 40x80cm e 25x80cm; pilares externos de 40x70cm e internos de 60x80cm e 30x80cm; sobrecarga de 5kN/m²; capa de concreto sobre laje de 5m de espessura; laje tipo alveolar de 20cm de espessura; pé direito de 3m; as propriedades dos materiais considerada são as mesmas utilizadas na análise do pórtico apresentado no capítulo 5.

7.2.1 AÇÃO DO VENTO

Para desenvolvermos o cálculo, consideraremos a estrutura em um terreno plano, na região Campinas - SP, sendo a velocidade do vento de 40 m/s aproximadamente.

Velocidade Característica do Vento V_k

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

V_o

Segundo a NBR 6123 (1988), a velocidade básica do vento é um fator determinado através do mapa das isopletras.

S₁

Conforme a NBR 6123 (1988), é um fator que leva em consideração as características topográficas do terreno. Para o dimensionamento em questão considera:

- a) Terrenos planos ou pouco acidentados: 1,00.

S₂

Conforme a NBR 6123 (1988), é um fator que leva em consideração a combinação entre a rugosidade do terreno, variação da velocidade de acordo com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação.

- a) Rugosidade do Terreno

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçada, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

- b) Dimensões da edificação

Classe C: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, exceda 50m.

Ao estabelecer a categoria e classe da edificação é possível obter os valores de S₂ de acordo com a NBR 6123.

S₃

O fator S₃ é um valor que avalia a vida útil e o grau de segurança da edificação. O valor de S₃ é determinado pela Tabela 3 da NBR 6123 (1988).

Pressão Dinâmica do Vento (q)

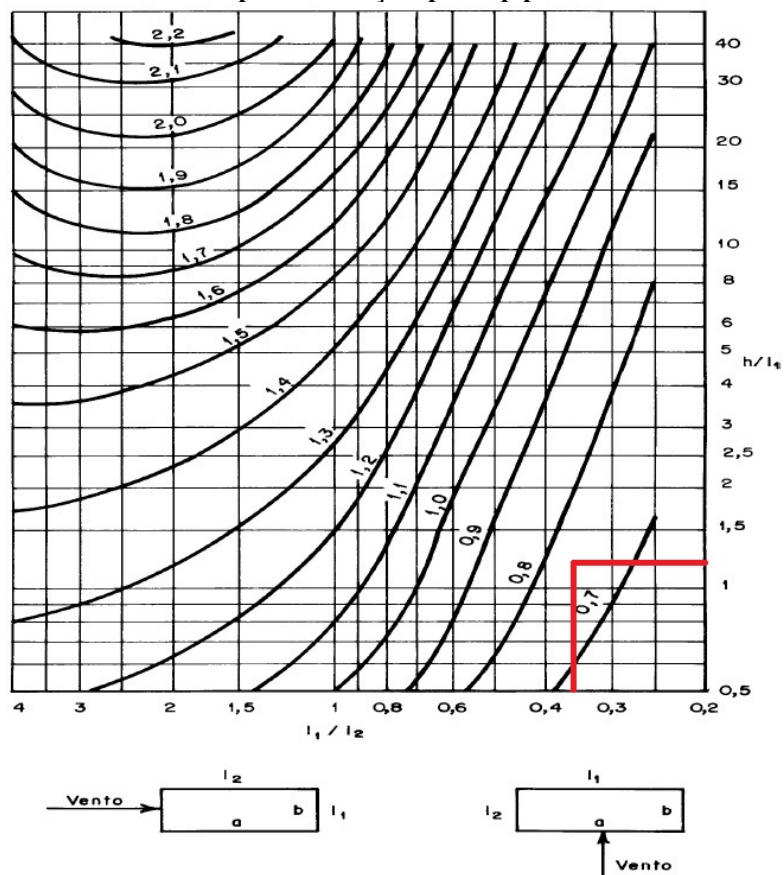
$$* q = 0,613 V^2 k \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Coefficiente de Arrasto C_a

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), esse coeficiente é usado na avaliação da força global na estrutura, variando de 0,7 a 2,2, dependendo da forma da edificação. Ele é determinado no ábaco da Figura 13. Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência, a partir das relações h/L_1 e L_1/L_2 (somente para edificações retangulares), onde h é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda

ou nível do beiral, L_1 é a largura da edificação (dimensão perpendicular à direção do vento) e L_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

Figura 7.4 – Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Para determinar o coeficiente de arrasto, utilizou-se a NBR 6123 (2013) para edificações retangulares em vento de baixa turbulência.

$$H/L_1 = 27,00/22,50 = 1,20$$

$$L_1/L_2 = 22,50/61,90 = 0,36$$

O valor obtido pelo ábaco para o coeficiente de arrasto (C_a) é igual a 0,78.

Força de Arrasto

$$F_a = q \cdot A_e \cdot C_a$$

F_a : Força de Arrasto (kN);

C_a : Coeficiente de Arrasto;

q : Pressão Dinâmica do Vento (kN/m²);

A_e : Área Efetiva (m²).

Na Tabela 7.2 está mostrado os valores encontrados para a consideração do vento.

Tabela 7.2 – Dados da pressão dinâmica

Pav.	Hi (m)	S ₂	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Ae (m ²)	Fa (kN)	Fa (kN/m)
10	30	0,93	37,02	0,84	25,50	16,71	0,74
9	27	0,91	36,50	0,82	67,50	43,00	1,91
8	24	0,90	35,92	0,79	67,50	41,65	1,85
7	21	0,88	35,28	0,76	67,50	40,18	1,79
6	18	0,86	34,56	0,73	67,50	38,54	1,71
5	15	0,84	33,72	0,70	67,50	36,69	1,63
4	12	0,82	32,72	0,66	67,50	34,54	1,54
3	9	0,79	31,47	0,61	67,50	31,96	1,42
2	6	0,74	29,79	0,54	67,50	28,65	1,27
1	3	0,68	27,13	0,45	67,50	23,76	1,06

*obs.: considerado no modelo espacial Fa (kN/m) aplicado nas barras com função de carga nodal (sem flexão na barra)

Fonte: próprio autor

Ações Permanentes

Peso próprio da viga, pilar e parede

$$g_{1 \text{ pilar,interno}} = 0,6 * 0,8 * 30 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 360 \text{ kN}$$

$$g_{1 \text{ viga}} = 0,8 * 0,4 * 10,9 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 87,2 \text{ kN}$$

$$g_{1 \text{ pilar,externo}} = 0,4 * 0,7 * 30 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 210 \text{ kN}$$

Peso próprio da laje alveolar:

$$g_2 = 10,9 \text{ m} * 2,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 27,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso próprio da capa de concreto sobre laje:

$$g_3 = 10,9 \text{ m} * 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13,62 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sobrecarga

$$q = 10,9 \text{ m} * 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 599,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Na cobertura não deve ser considerado o peso próprio dos pilares e considera-se apenas metade da sobrecarga total.

Cálculo das Cargas

Cargas Permanentes no pavimento tipo:

$$P_g = 65,4 * (g_1 + g_2 + g_3)$$

$$P_g = 65,4 * (27,25 + 13,62) = 2672,9 \text{ kN}$$

Carga Acidental no pavimento tipo:

$$P_q = 65,4 * q$$

$$P_q = 65,4 * 599,5/7 = 5601 \text{ kN}$$

7.2.2 GAMA Z

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

a) Somatório dos Produtos das Forças Verticais Atuantes na Estrutura $\Delta M_{tot,d}$

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_i^n (1,4 \cdot P_{gi} + 1,4 \cdot P_{qi}) \cdot \delta_{hi}$$

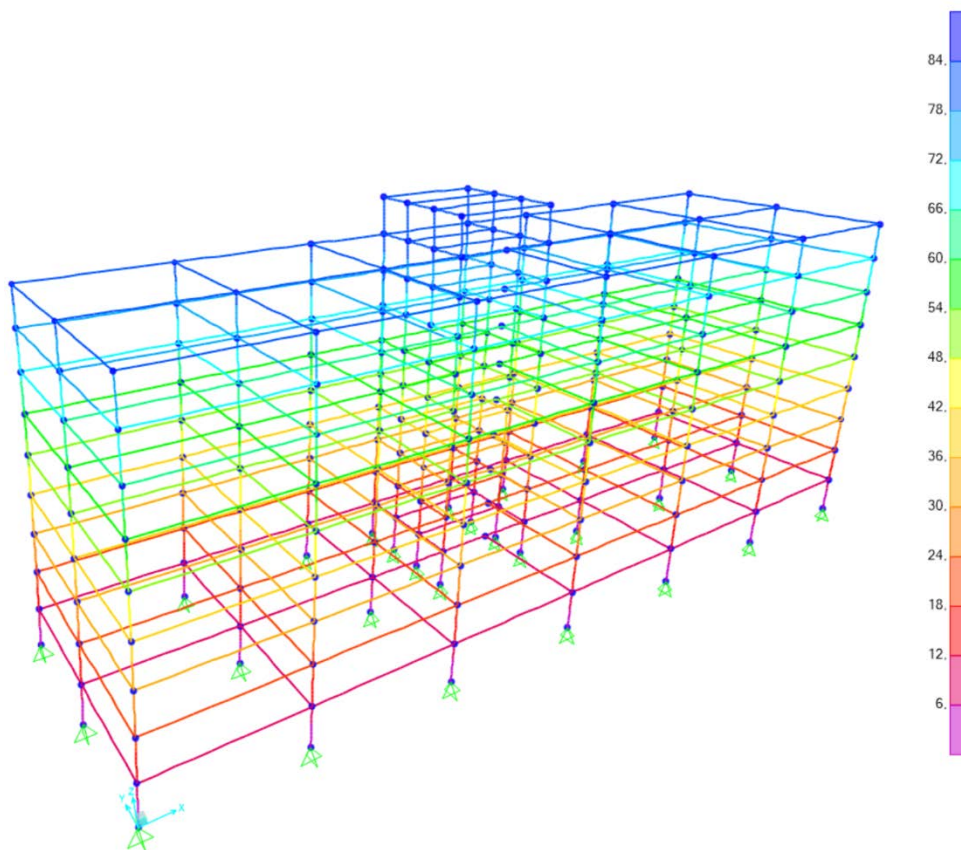
b) Momento de Tombamento devido ao Vento $M_{1,tot,d}$

$$M_{1,tot,d} = \sum H_{vi} \cdot h_i$$

7.2.3 ESTRUTURA SEM PAREDE PARTICIPANTE

Com os dados das ações horizontais e o carregamento vertical, a análise pelo software SAP2000 foi realizada (Figura 7.5). Os deslocamentos horizontais em cada pavimento foram utilizados para calcular o gama Z da estrutura. Na Tabela 3.1, apresenta-se os dados encontrados para cálculo do gama Z.

Figura 7.5 – Deslocamento horizontal – edifício sem preenchimento



Fonte: próprio autor

Tabela 7.3 – Dados para cálculo γ_z sem preenchimento

Pav.	H _i (m)	F _{H_i,d} (kN)	F _{V_i,d,pav} (kN)	δ _{hi} (cm)	M _{1,tot,d} (kN.m)	ΔM _{tot,d} (kN.m)
10	30	23,40	9054,00	82,5	701,93	7.470,64
9	27	60,20	9054,00	80,0	1.625,34	7.240,29
8	24	58,31	9054,00	73,2	1.399,53	6.625,90
7	21	56,25	9054,00	65,9	1.181,22	5.970,96
6	18	53,96	9054,00	58,2	971,20	5.265,01
5	15	51,36	9054,00	49,8	770,46	4.506,53
4	12	48,36	9054,00	40,8	580,33	3.695,97
3	9	44,75	9054,00	31,3	402,72	2.835,37
2	6	40,11	9054,00	21,3	240,64	1.927,64
1	3	33,26	9054,00	10,8	99,78	977,78
Σ					7.973,14	46.516,08

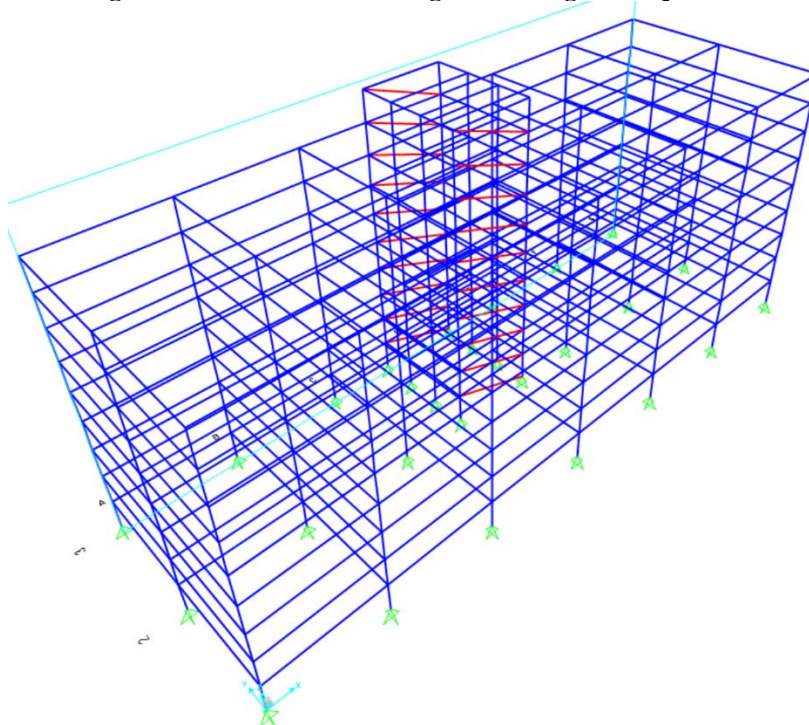
Fonte: próprio autor

O valor do gama Z da estrutura sem alvenaria participante é **-0,207** < 0, significando que se trata de uma estrutura totalmente instável.

7.2.4 ESTRUTURA COM ALVENARIA PARTICIPANTE (BLOCOS 3MPa)

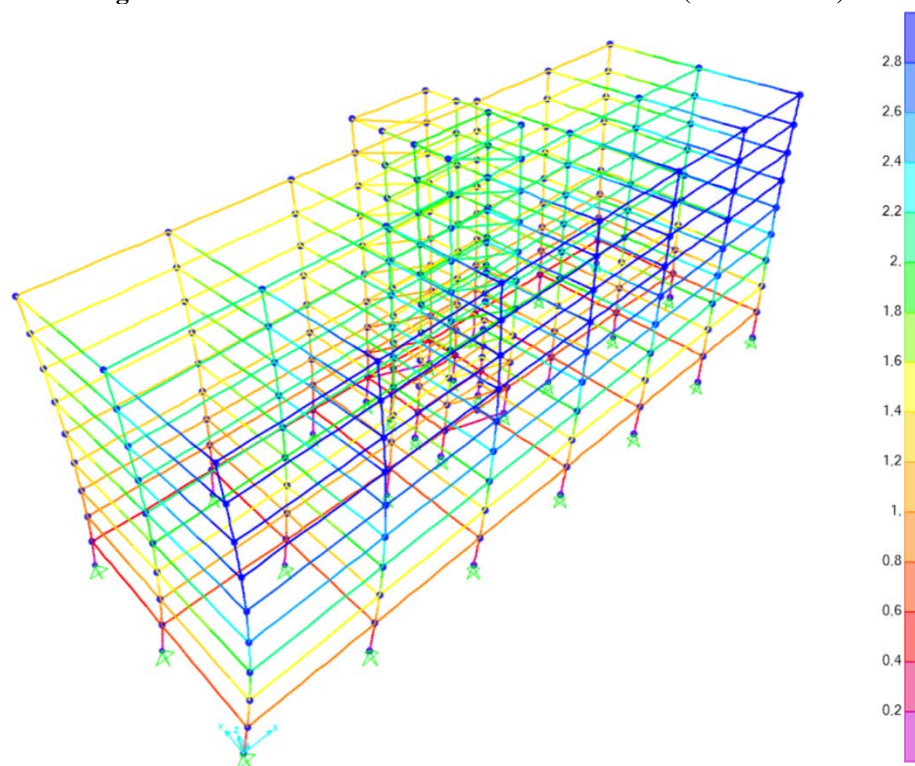
De forma similar foi analisado a estrutura com a consideração de dois painéis de alvenaria participante de blocos de 3MPa. A Figura 7.6 indica como os modelos foram montados com a consideração das diagonais equivalentes. A Figura 7.7, mostra os deslocamentos encontrados nessa análise e a Tabela 7.4, os parâmetros para cálculo do gama Z.

Figura 7.6 – Detalhe de montagem das diagonais equivalentes



Fonte: próprio autor

Figura 7.7 – Deslocamentos encontrados no modelo (blocos 3MPa)



Fonte: próprio autor

Tabela 7.4 – Parâmetros para cálculo do gama Z

Pav.	Hi (m)	F _{Hi,d} (kN)	F _{Vi,d,pav} (kN)	δ _{hi} (cm)	M _{1,tot,d} (kN.m)	ΔM _{tot,d} (kN.m)
10	30	23,40	9054,00	2,03	701,93	184,20
9	27	60,20	9054,00	2,16	1.625,34	195,13
8	24	58,31	9054,00	2,19	1.399,53	198,45
7	21	56,25	9054,00	2,20	1.181,22	198,90
6	18	53,96	9054,00	2,15	971,20	194,81
5	15	51,36	9054,00	2,03	770,46	184,20
4	12	48,36	9054,00	1,82	580,33	165,06
3	9	44,75	9054,00	1,53	402,72	138,07
2	6	40,11	9054,00	1,14	240,64	103,10
1	3	33,26	9054,00	0,64	99,78	57,66
Σ					7.973,14	1.619,59

Fonte: próprio autor

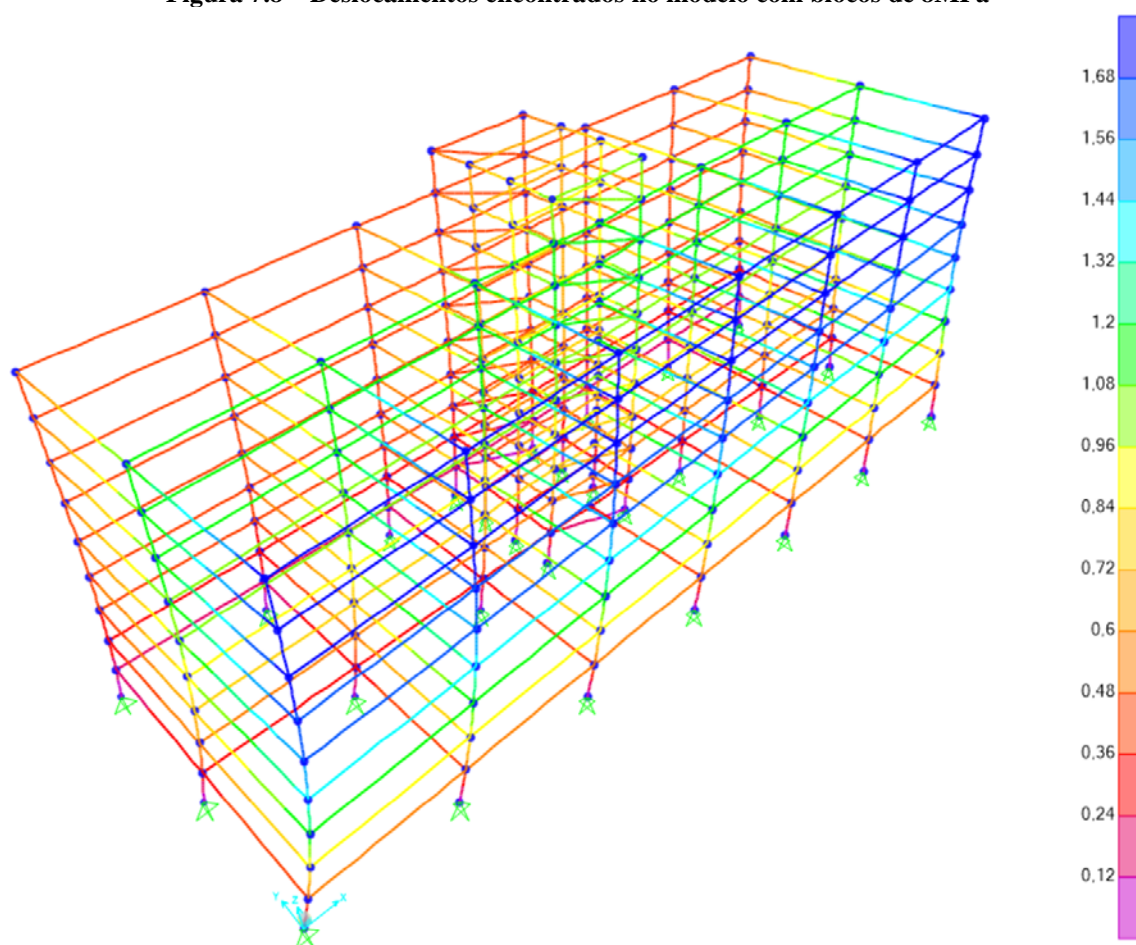
O valor do gama Z da estrutura sem alvenaria participante é **1,25**. De acordo com a NBR 6118:2014, para $1,1 < \gamma_z < 1,3$ a estrutura considerada de nós móveis e devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem. Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais

de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento por $0,95 \gamma_z$.

7.2.5 ESTRUTURA COM ALVENARIA PARTICIPANTE (BLOCOS 8MPa)

Seguindo o mesmo raciocínio foi analisado a estrutura com a consideração de dois painéis de alvenaria participante, agora com blocos de 8MPa. A Figura 7.8, mostra os deslocamentos encontrados nessa análise e a Tabela 3.1, os parâmetros para cálculo do gama Z.

Figura 7.8 – Deslocamentos encontrados no modelo com blocos de 8MPa



Fonte: próprio autor

Tabela 7.5 – Dados para cálculo do gama Z

Pav.	Hi (m)	F _{Hi,d} (kN)	F _{Vi,d,pav} (kN)	δ _{hi} (cm)	M _{1,tot,d} (kN.m)	ΔM _{tot,d} (kN.m)
10	30	23,40	9054,00	1,00	701,93	90,54
9	27	60,20	9054,00	1,04	1625,34	94,16
8	24	58,31	9054,00	1,07	1399,53	96,88
7	21	56,25	9054,00	1,08	1181,22	97,78
6	18	53,96	9054,00	1,05	971,20	95,07
5	15	51,36	9054,00	1,00	770,46	90,54
4	12	48,36	9054,00	0,80	580,33	72,43
3	9	44,75	9054,00	0,70	402,72	63,38
2	6	40,11	9054,00	0,50	240,64	45,27
1	3	33,26	9054,00	0,30	99,78	27,16
Σ					7973,14	773,21

Fonte: próprio autor

Verifica-se gama Z com o valor de **1,1**. A NBR 6118:2014 considera que a estrutura é de nós fixos se obedecer a condição de $\gamma_z \leq 1,1$, sendo possível desprezar os efeitos de segunda ordem.

Nas análises com alvenaria participante foi observado a ocorrência de torção visto que as disposições das paredes não se encontravam simetricamente distribuídas, entretanto, esse efeito foi considerado nos deslocamentos utilizados.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A contribuição da alvenaria participante no enrijecimento de estruturas de pórticos é inquestionável. No entanto, mesmo com constatações a respeito de economia e eficiência no uso de pórticos preenchidos, a consideração em projeto deste tipo de estrutura não é usual.

Neste trabalho, confirmou-se mais uma vez a contribuição dos painéis na rigidez e resistência de pórticos preenchidos, sob os aspectos teórico e numérico. A partir daí um estudo de caso considerando os efeitos da alvenaria participante é analisado, baseando-se no método da diagonal equivalente.

Quanto ao aspecto teórico, inicialmente determinou-se o estado da arte da literatura sobre a consideração da alvenaria participante em pórticos, buscando seguir a evolução dos estudos sobre o tema. Foram mostrados a forma de abordagem mais aceitas para avaliar as paredes de preenchimento, demonstrando como as normas de diferentes países prescrevem sua utilização, apontando também, as principais variáveis que afetam o comportamento do pórtico preenchido sob influência das ações horizontais.

Os aspectos numéricos foram abordados em momentos diferente. Em primeiro, buscou-se a explicação conceitual das estratégias de modelagens, os modelos constitutivos seguidos no meio acadêmico e a discussão de trabalhos sobre análise numérica da alvenaria participante. Posteriormente, descreveu-se a técnica de método de elemento finito utilizada nessa dissertação, detalhando as propriedades e modelos constitutivos dos materiais.

A validação da técnica assumida para representar o ensaio experimental realizado por outro autor, foi realizada para calibrar os parâmetros e propriedades dos materiais envolvidos na modelagem numérica do problema através do programa computacional *Abaqus*, mostrando coerência e conformidade com o comportamento geral do conjunto pórtico e preenchimento.

De posse do modelo numérico que representa de forma satisfatória o comportamento experimental de pórticos preenchidos, foi efetuado uma nova análise de modo a identificar como os parâmetros: presença de encunhamento, rigidez do preenchimento e número de pavimentos afetam o comportamento de pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante.

Os resultados dos modelos em método de elementos finitos, serviram para propor valores para largura da diagonal equivalente, que permite uma análise dos sistemas estruturais

mais simplificada. Essa abordagem foi utilizada no estudo de caso de um edifício real em estrutura pré-moldada para avaliar a consideração da alvenaria participante.

Em cada etapa do trabalho, foi possível identificar importantes considerações para a utilização da alvenaria participante em pórticos.

A análise teórica, permitiu perceber que existe uma interação um pouco complexa entre o quadro e o preenchimento que é influenciada pelo efeito de vários parâmetros. Sendo necessário considerar a rigidez da alvenaria participante e do pórtico, a relação de dimensões do preenchimento, a existência de aberturas, o carregamento vertical, o tipo de contato entre painel e quadro além das interfaces entre argamassa e bloco.

A técnica de elementos finitos desenvolvida, baseada em macromodelagem foi capaz de prever a rigidez inicial, a carga de fissuração e carga final. O deslocamento associado ao carregamento final foi previsto com qualidade na validação, demonstrando forte concordância com os resultados experimentais; portanto, foi usado para investigar o efeito dos parâmetros mais desejados.

Os padrões de falha mais comuns que a alvenaria participante assumiu foram a formação de fissuras nos cantos tracionados, cantos fissuras na diagonal do painel e esmagamento de canto em situações mais solicitadas e com rigidez menor do preenchimento. Na maioria dos modelos, as paredes de preenchimento de alvenaria falharam devido ao esmagamento no canto do consolo do lado carregado mesmo após o desenvolvimento de fissuras de compressão na diagonal na parede. Uma diagonal comprimida foi formada na parede de preenchimento, independentemente do padrão de falha da parede de enchimento de alvenaria. A largura e disposição desta biela comprimida não era constante e variou significativamente com o nível de carregamento exercido e o tipo de encunhamento adotado.

Os painéis mais rígidos proporcionaram maior contribuição ao frente às ações horizontais; a falta de encunhamento diminuiu significativamente a forma do desenvolvimento da diagonal comprimida; a baixa relação altura/largura do painel também influenciam a largura da biela de compressão; mesmo após o estado limite de serviço o painel continua a contribuir na estabilidade do pórtico.

Na análise com diagonal equivalente percebe-se que as normas são bastante conservadoras quando comparadas ao método de elemento finitos, mesmo com todas as limitações que as mesmas impõem a contribuição da alvenaria participante é inegável.

No estudo de caso, apesar do projeto estrutural e arquitetônico não ter levado em consideração a alvenaria participante, percebe-se que foi possível contraventurar toda a estrutura sem a necessidade de ligações mais rígidas.

A consideração da alvenaria participante pode trazer ganhos econômicos significativos para a construção civil, além de mostrar-se uma solução simples para adequação de estruturas que não estejam atingindo a estabilidade desejada.

8.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Embora esta pesquisa tenha contribuído para a compreensão da verdadeira resposta no plano da alvenaria participante, reconhece-se que não abrange todos os aspectos do comportamento. São recomendações para pesquisas futuras:

Claramente, a consideração da alvenaria participante deve proporcionar o dimensionamento de uma estrutura menos robusta e com ligações mais simples, entretanto não foi realizado essa análise técnica;

Vários são os parâmetros que influenciam o comportamento do pórtico preenchido, sendo necessário uma análise mais detalhada dessas outras variáveis;

Por fim, apesar do método de elemento finito responder de forma satisfatória, não se exclui a realização de ensaios experimentais para validar com maior precisão a alvenaria participante em pórticos de concreto pré-moldado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS. V 2017. Johnston: Dassault Systèmes, 2016.

AGÊNCIA BRASILEIRA DE DESENVOLVIMENTO INDUSTRIAL. **Manual da construção industrializada - Volume 1: Estrutura e Vedação**. ABDI. Brasília, p. 205. 2015.

AL-CHAAR, G. **Non-ductile behavior of reinforced concrete frames with masonry infill panels subjected to in-plane loading**. Illinois: University of Illinois, 1998.

AL-CHAAR, G.; ABRAMS, D. Parametric studies on seismic behavior of frame infill systems. **Proceedings of Ninth Canadian Masonry Symposium**, Fredericton, p. 12, June 2001.

AL-CHAAR, G.; LAMB, G. E.; ABRAMS, D. P. Seismic behavior of a multistory and multibay frame-infill system. **Proceedings of Ninth Canadian Masonry Symposium**, Fredericton, June 2001.

AL-CHAAR, G.; LAMB, G. E.; ABRAMS, D. P. Effect of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames. **Proceedings of Ninth North American Masonry**, Clemson, June 2003.

AL-CHAAR, G.; MEHRABI, A. B.; MANZOURI, T. Finite element interface modeling and experimental verification of masonry-infilled R/C frames. **The Masonry Society Journal**, Longmont, v. 26, p. 47-65, July 2008.

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise Teórico-Experimental de Estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2002. 342 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. **Manual Técnico de Pré-Fabricados de Concreto**. São Paulo: ABCI, 1986. 171 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. ABNT. Rio de Janeiro. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. ABNT. Rio de Janeiro. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria — Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. ABNT. Rio de Janeiro. 2017.

ASTERIS, P. G. Finite element micro-modeling of infilled frames. **Electronic Journal of Structural Engineering**, v. 8, p. 11, 2008.

ASTERIS, P. G. et al. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. **Journal of Structural Engineering**, n. 137, p. 1508-1517, December 2011.

ASTERIS, P. G. et al. Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. **Engineering Structures**, New York, v. 56, p. 1905-1921, September 2013.

BOLHASSANI, M. **Improvement of Seismic Performance of Ordinary Reinforced Partially Grouted Concrete Masonry Shear Walls**. Philadelphia: Drexel University, 2015.

BRAGUIM, J. R. **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1989. 130 p.

BRZEV, S. N. Earthquake Performance of Confined Masonry Construction. In: _____ **Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction**. Kanpur: NICEE, 2007. p. 82.

CALIÒ, I.; PANTÒ, B. A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures. **Computers and Structures**, v. 143, p. 91-107, 2014. ISSN 0045-7949.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **S304 - Design of masonry structures**. CSA. Ontario. 2014.

CHEN, X.; LIU, Y. A finite element study of the effect of vertical loading on the in-plane behavior of concrete masonry infills bounded by steel frames. **Engineering Structures**, v. 117, p. 118-129, March 2016.

CHIOU, Y.; TZENG, J.; LIOU, Y. Experimental and analytical study of masonry infilled frames. **Journal of Structural Engineering**, New York, v. 125, p. 1109-1117, Outubro 1999.

DASSAULT SYSTÈMES. **Abaqus - Documentation Collection**. Johnston: SIMULIA, 2017.

DAWE, J. L.; LIU, Y.; SEAH, C. K. A parametric study of masonry infilled steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, New York, v. 28, p. 149-157, February 2001.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Behavior of masonry infilled steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, v. 16, p. 865-876, 1989.

DI TRAPANI, F. et al. Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 144, April 2018. ISSN 0733-9445.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. **Masonry Structures Behavior and Design**. Mississauga: Canada Masonry Design Centre, 2005.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado, fundamentos e aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2017. 456 p.

EL-DAKHAKHNI, W. W.; ELGAALY, M.; HAMID, A. A. Three-strut model for concrete masonry-infilled frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 129, p. 177-185, February 2003.

ELLIOTT, K. S.; JOLLY, C. K. **Multi-storey precast concrete framed structures**. 2a. ed. Oxford: Wiley-Blackwell, 2013. 761 p.

FLANAGAN, R. D.; BENNETT, R. M. In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. **Journal of Structural Engineering**, New York, v. 125, p. 590-599, June 1999.

FLANAGAN, R. D.; BENNETT, R. M. In-plane Analysis of Masonry Infill Materials. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, p. 176-182, 2001.

GUO, Z. **Principles of reinforced concrete**. Oxford: Elsevier, 2014. ISBN 978-0-12-800859-1.

HAACH, V. G.; VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P. B. Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling. **Engineering Structures**, v. 33, p. 1377-1389, February 2011.

ISFELD, A. et al. **Testing and finite element modeling of concrete block masonry in compression**. Halifax: 13th Canadian Masonry Symposium. 2017. p. 11.

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of Civil and Environmental Engineering**, Poznan, v. 6, p. 53-69, 2005. ISSN 1642-9303.

KALTAKC, M. Y.; KÖKEN, A.; KORKMAZ, H. H. Analytical solutions using the equivalent strut tie method of infilled steel frames and experimental verification. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Birmingham, v. 33, p. 632-638, June 2006.

KAUSHIK, H. B.; RAI, D. C.; JAIN, S. K. Stress-strain characteristics of clay brick masonry under axial compression. **Material in Civil Engineering**, v. 19, p. 728-739, September 2007.

KMIECIK, P.; KAMINSKI, M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. **Archives of Civil and Mechanical Engineering**, v. 11, n. 3, p. 623-636, 2011.

KOUTROMANOS, I. et al. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. **Computers and Structures**, v. 89, p. 1026-1037, Fevereiro 2011.

KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RUSCH, H. Behavior of concrete under biaxial stresses. **Journal Proceedings**, v. 66, n. 8, p. 656-666, January 1969.

KWAN, K. H.; LIAUW, T. C. Non-linear Analysis of Multi-Storey Infilled Frames. **Proceedings of the Institute of Civil Engineers**, v. 73, June 1982.

KWAN, K. H.; LIAUW, T. C. Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength. **Proceedings of the Institute of Civil Engineers**, v. 75, p. 379-396, December 1983.

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. **Journal of engineering mechanics**, v. 124, p. 892-900, agosto 1998.

LIU, Y.; SOON, S. Experimental study of concrete masonry infills bounded by steel frames. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Birmingham, v. 39, p. 180-190, June 2012.

LOURENÇO, P. B.; ROTS, J. G. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. **Journal of Engineering Mechanics**, New York, v. 123, p. 660-668, July 1997.

LOURENÇO, P. J. B. B. **Computational strategies for masonry structures**. Delft: Delft University of Technology, 1996.

LUBLINER, J. et al. A Plastic-Damage Model for Concrete. **International Journal of Solids and Structures**, v. 25, p. 299-326, março 1989.

MACLEOD, I. A.; LIAUW, T. C. Analysis of shear wall buildings by frame method. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 57, p. 179-182, March 1974.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. São Carlos: UFSCAR, 2012. 142 p.

MAINSTONE, R. J. On the Stiffness and Strengths of Infilled Frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. IV, p. 57-90, 1971.

MEDEIROS, P. et al. Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls. **Construction and Building Materials**, v. 41, p. 968-976, 2013.

MEHRABI, A. B. et al. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. **Journal of Structural Engineering**, New York, v. 122, p. 228-237, March 1996.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B. Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. **Journal of Structural Engineering**, New York, v. 123, p. 604-613, May 1997.

MEZIGHECHE, N. et al. Behavior of the masonry infill in structures subjected to the horizontal loads. **International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering**, v. 9, p. 717-720, June 2015.

MINAIE, E. **Behavior and vulnerability of Reinforced Masonry Shear Walls**. Philadelphia: Drexel University, 2009.

MOGHADDAM, H. A. Lateral load behavior os masonry infilled steel frames with repais and retrofit. **Journal of Structural Engineering**, New York, v. 130, p. 56-63, January 2004.

NAZIEF, M. A.; KORANY, Y. Diagonal strut model for masonry infill shear walls in various standards and codes. **Proceedings of the 12th Canadian Masonry Symposium**, Vancouver, 2013.

NAZIEF, M. A.; KORANY, Y. Finite element modelling for masonry infill shear walls with and without openings. **Proceedings of the 4th Annual International Conference on Civil Engineering, Structural Engineering and Mechanics**, Athens, 2014.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2a. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

POLYAKOV, S. V. **Masonry in framed buildings**. Moscow, 1956.

RATHBUN, J. C. Wind forces on a tall building. **Proceedings American Society of Civil Engineers**, v. 64, p. 1335-1375, 1938.

SANTOS, C. F. R. **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2016.

SAP2000. V11. California: Computers and Structures, 2007.

SATTAR, S. **Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings**. Univ. of Colorado. Boulder, p. 202. 2013.

SAYED-AHMED, E. Y.; SHRIVE, N. G. Nonlinear Finite-Element Model of Hollow Masonry. **Journal of Structural Engineering**, v. 122, p. 683-690, June 1996. ISSN 0733-9445.

SEAH, C. K. **A Universal approach for analysis and design of masonry infilled frame structures**. New Brunswick: University of New Brunswick, 1998. 273 p.

SILVA, L. R. **Modelagem de Pórticos de Concreto Armado Preenchidos com a Consideração de Aberturas nos Painéis de Alvenaria**. Santa Maria: UFSM, 2014. 141 p.

SMITH, B. S. Behaviour of square infilled frames. **Journal of the Structural Division, ASCE**, New York, v. 92, p. 381-403, 1966.

SMITH, B. S.; CARTER, C. A Method of Analysis for Infill Frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 44, p. 31-48, September 1969.

SMITH, B. S.; COULL, A. Infilled-Frame Structures. In: SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Building Structures: Analysis and Design**. New York: Wiley, 1991. Cap. 8, p. 168-183.

STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **4320: Design of reinforced concrete masonry structures**. NZS. [S.l.]. 2004.

STAVRIDIS, A.; SHING, P. B. Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 136, p. 285-296, March 2010. ISSN 0733-9445.

THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Precast Concrete in Mixed Construction**. fib. Lausanne. 2002.

THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. **Planning and Design Handbook on Precast Build Structures**. fib. [S.l.]. 2013.

THE MASONRY SOCIETY. **402/602: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures**. TMS. 2016.

ZHAI, C. et al. Numerical simulation of masonry-infilled RC frames using XFEM. **Journal of Structural Engineering**, v. 143, January 2018. ISSN 0733-9445.