

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

Marcelo de Andrade Pitanga

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PÓRTICOS
DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDOS COM
ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS**

Recife/2016

Marcelo de Andrade Pitanga

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PÓRTICOS
DE CONCRETO ARMADO PREENCHIDOS COM
ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS**

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

Orientador interno: Prof. Dr. Arnaldo Manoel
Pereira Carneiro, UFPE

Orientador externo: Prof. Dr. Romilde
Almeida de Oliveira, UNICAP

Recife/2016

Catálogo na fonte
Bibliotecária Valdicéa Alves, CRB-4 / 1260

P681c Pitanga, Marcelo de Andrade.
Contribuição ao estudo de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos / Marcelo de Andrade Pitanga. - 2016. 138 folhas, Il.; Tabs. e Simb.

Orientador: Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro.
Coordenador: Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, 2016.

Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Edifícios altos. 3. Ação do vento. 4. Alvenaria de blocos cerâmicos. 5. Elementos finitos. 6. pórticos preenchidos. I. Carneiro, Arnaldo Manoel Pereira (Orientador). II. Oliveira, Romilde Almeida de (Coorientador). III. Título

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2017-105



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Tese de Doutorado

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
PREENCHIDOS COM ALVENARIA DE BLOCOS CERÂMICOS**

defendida por Marcelo de Andrade Pitanga

Considera o candidato APROVADO

Recife, 30 de novembro de 2016

Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro – Orientador Interno

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – Orientador Externo

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Romilde Almeida de Oliveira – UNICAP
(orientador externo)

Prof. Dr. João Manoel de Freitas Mota – IFPE
(examinador externo)

Prof. Dr. Fernando Artur Nogueira Silva – UNICAP
(examinador externo)

Prof. Dr. José Jéferson do Rêgo Silva – UFPE
(examinador externo)

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira – UFPE
(examinador interno)

À minha família por ter tornado
esse sonho em realidade.

AGRADECIMENTOS

Aos amigos e familiares, não só por compreenderem minha interminável ausência, mas também por perceberem que este era mais um acontecimento importante na minha vida.

Ao meu orientador Prof. Romilde Almeida pelo estímulo, entusiasmo e parceria, sem os quais este trabalho não poderia ter sido realizado.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da UFPE, em especial àqueles que fazem parte do Programa de Pós-Graduação, os quais tenho profundo respeito e admiração.

Aos professores e técnicos do Departamento de Infraestrutura do IFPE, que muito ajudaram com opiniões relevantes durante o desenvolvimento dessa pesquisa.

À UFPE – Universidade Federal de Pernambuco, instituição de ensino superior que tanto me orgulho de fazer parte.

Ao IFPE – Instituto federal de Ciência e Tecnologia de Pernambuco, instituição de ensino que trabalho e que concedeu um período de licença para que eu pudesse terminar a presente pesquisa.

Ao ITEP – Instituto Tecnológico de Pernambuco, por ter tornado possível a realização dos ensaios experimentais que fazem parte desse trabalho.

E a todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram para realização deste trabalho.

RESUMO

Edifícios de concreto armado são formados por pórticos que são geralmente preenchidos pela alvenaria de vedação de blocos cerâmicos. O comportamento estrutural do pórtico preenchido com alvenaria é diferente daquele sem o preenchimento. Adicionalmente, quando se observa uma célula isolada do pórtico preenchido, a força lateral induzida pela ação do vento pode levar a um quadro de degradação da estrutura, inclusive, com a ocorrência de fissuras nos blocos cerâmicos, nas juntas de argamassa e no pórtico. Este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento estrutural dos pórticos preenchidos isolados de um andar e um vão, utilizando-se o software comercial ANSYS baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). O comportamento genérico do pórtico preenchido será analisado, mostrando-se a formação da biela de compressão, o esmagamento dos cantos comprimidos e a fissuração da diagonal comprimida. Em seguida serão realizadas análises numéricas de 54 modelos, entre pórticos simples e preenchidos com alvenaria. Como resultados, são apresentados a comparação entre curvas força-deslocamento, a verificação da capacidade resistente, a plastificação da biela de compressão, o cálculo da largura da diagonal equivalente, o estado de fissuração dos modelos e a calibração do modelo da barra diagonal equivalente via elementos finitos. Conclui-se que o mecanismo da interação na interface do pórtico com a alvenaria e consequente formação da biela de compressão modifica substancialmente o comportamento dos pórticos preenchidos. Ressalta-se que os resultados dessa pesquisa precisam ser ampliados para que possam ser adotados no projeto estrutural de edifícios altos de múltiplos pavimentos.

Palavras-chave: Edifícios altos. Ação do vento. Alvenaria de blocos cerâmicos. Elementos finitos. Pórticos preenchidos.

ABSTRACT

Reinforced concrete buildings are made of frames which are usually filled with tile blocks masonry walls. The structural behavior of the masonry filled frame is different from those not fulfilled. In addition, while analyzing one isolated cell in the filled frame, lateral force induced by wind action might lead to an environment of structural degradation, besides the occurrence of cracks on tile blocks, mortar joints and frame. The aim of this study is to learn about the structural behavior of one-store and one-bay infilled frames, for which commercial software ANSYS was used based on the Finite Element Method. The generic behavior of the infilled frame was analyzed by presenting the formation of the compression rod, the crushing of the compressed corners and the cracking of the compressed diagonal. Subsequently numerical analysis were conducted in 54 models, among simple frames and infilled frames. The results are demonstrated by comparing force-displacement curves, evaluation of resistant capacity, plasticizing of compression rod, calculation of width of equivalent diagonal, cracking state of the models and the calibration of the equivalent diagonal bar model using finite elements. It is concluded that the interaction mechanism at the interface of the frame with the masonry and consequent formation of the compression rod substantially modifies the behavior of the infilled frames. It should be emphasized that the results of this research need to be expanded so that they can be adopted in the structural design of high-rise multi-storey buildings.

Key-words: High buildings. Wind action. Tile blocks masonry. Finite elements. Infilled frames.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Verticalização do Bairro de Boa Viagem no Recife.	20
Figura 2 – Deslocamentos horizontais nos andares devido ao efeito do vento.	21
Figura 3 – Sistemas estruturais para prédios com até 50 pavimentos.	22
Figura 4 – Edifício de concreto armado formado por pórticos preenchidos com alvenaria de vedação.	23
Figura 5 – Paredinha de alvenaria de vedação sendo construída.	24
Figura 6 – Modos de falha de pórticos preenchidos: (a) esmagamento dos cantos comprimidos (corner crushing); (b) compressão da diagonal comprimida (diagonal compression); (c) cisalhamento das juntas de argamassa (shear slip); (d) fissuração da diagonal comprimida e (e) falha do pórtico (frame damage).	33
Figura 7 – Diferentes estágios do comportamento estrutural dos pórticos	35
Figura 8 – Diagonal de contraventamento e as correspondentes direções das tensões principais de tração e compressão.	36
Figura 9 – Substituição do painel de alvenaria pela barra articulada segundo o modelo da barra diagonal equivalente.	36
Figura 10 – Alternativas ao modelo da barra diagonal equivalente proposto por (a) Syrmakezis e Vratsanou (1986), (b) Zarnic e Tomazevic (1985), (c) Schmidt (1989) e (d) Chrysostomou (1991).	40
Figura 11 – Diferentes modelos de barra.....	41
Figura 12 – Modelo de três barras proposto por El-Dakhakhni et al. (2003).	41
Figura 13 – Modelo proposto por Crisafulli e Carr (2007).	41
Figura 14 – Discretização em elementos finitos do pórtico preenchido estudado por Achyutha et al. (1986).	45

Figura 15 – Processo iterativo do método dos pontos de contato proposto por Asteris (1996).	46
Figura 16 – Modelo de elementos finitos desenvolvido por Seah (1998).	47
Figura 17 – Ensaio experimental e numérico do pórtico preenchido: (a) geometria e carregamento do espécime do teste de laboratório; (b) padrão das falhas do teste realizado no laboratório e (c) Forma deformada do modelo em Elementos Finitos	47
Figura 18 – Diagrama esquemático do modelo proposto por Sattar (2013).	48
Figura 19 – Pórtico preenchido estudado: (a) espécime experimental; (b) malha de elementos finitos e (c) deformada do modelo numérico.	48
Figura 20 – Um dos Protótipos estudado por Alvarenga (2002): (a) geometria e (b) deformada do modelo.	50
Figura 21 – O edifício analisado por Santos (2007): (a) forma do teto tipo e (b) modelo discretizado em elementos finitos.	51
Figura 22 – Exemplo do pórtico plano de dois pavimentos cujas paredes de alvenaria foram substituídas por barras através do modelo de bielas e tirantes.	52
Figura 23 – Tensões principais e formação da biela de compressão: (a) painel sem abertura e (b) painel dotado de abertura central.	53
Figura 24 – Um dos modelos estudados por Silva (2014): (a) malha de elementos finitos, (b) tensões de compressão na diagonal comprimida e (c) pressão de contato nos cantos comprimidos.	54
Figura 25 – Elemento SOLID65 do ANSYS.	55
Figura 26 – Estratégias de modelagem das fissuras: (a) discreta e (b) distribuída.	56
Figura 27 – Tratamento das fissuras no ANSYS: (a) plano de orientação e (b) representação gráfica.	57

Figura 28 – Superfície de falha no espaço das tensões principais segundo William e Warnke (1974).....	59
Figura 29 – Diagramas tensão-deformação presentes no ANSYS: (a) curva bilinear com endurecimento isotrópico e (b) curva multilinear com endurecimento isotrópico.....	60
Figura 30 – Elemento LINK180 do ANSYS.....	61
Figura 31 – Modelo discreto para a armadura de aço.....	61
Figura 32 – Viga analisada no ANSYS por Barbosa e Ribeiro (1998).	62
Figura 33 – Pórtico de concreto armado estudado: (a) geometria e (b) malha de elementos finitos.....	63
Figura 34 – Modelagem do pórtico: (a) diagrama tensão-deformação multilinear elástico não linear adotado.....	64
Figura 35 – Estratégias de modelagem da alvenaria: (a) exemplar da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada e (d) macromodelagem.	66
Figura 36 – Aplicação da carga de compressão: (a) paredinha com furos na horizontal e (b) paredinha com furos na vertical.....	68
Figura 37 – Confecção das paredinhas: (a) adição da água e (c) execução da segunda fiada de uma amostra.....	68
Figura 38 – (a) pórtico de reação; (b) macacos hidráulicos e (c) sensor de deslocamentos (LVDT).....	69
Figura 39 – Paredinha posicionada no pórtico de reação para o início do ensaio.....	70
Figura 40 – Diagramas obtidos dos ensaios: (a) curva força-deslocamento das paredinhas com furos na horizontal; (b) curva tensão-deformação das paredinhas com furos na horizontal; (c) curva força- deslocamento das paredinhas com furos na vertical e (d) curva tensão-deformação das paredinhas com furos na vertical.....	71

Figura 41 – Parede de alvenaria testada em ETH Zurich.....	73
Figura 42 – Resultados obtidos: (a) padrão de fissuração do ensaio experimental; (b) padrão de fissuração da modelagem numérica e (c) comparação entre curvas força-deslocamento dos modelos analítico e experimental.....	74
Figura 43 – Detecção do contato entre superfícies no ANSYS.....	75
Figura 44 – Resultante das forças atuantes na superfície de contato entre dois corpos deformáveis.	76
Figura 45 – Comportamento elástico considerado na superfície de contato: (a) penetração na direção normal e (b) movimento relativo na direção tangencial.	76
Figura 46 – Pórtico preenchido estudado: (a) geometria e (b) malha de elementos finitos.....	78
Figura 47 – Comparação entre as curvas força-deslocamento do pórtico preenchido analisado por diferentes autores.	79
Figura 48 – Diferentes arranjos de ensaios usados em investigações experimentais de pórticos preenchidos.....	81
Figura 49 – Geometria geral dos modelos analisados.....	82
Figura 50 – Malha de elementos finitos gerada para um modelo em particular: (a) concreto armado; (b) alvenaria; (c) superfície alvo; (d) superfície de contato e (e) detalhe de um nó do pórtico.	84
Figura 51 – Diagramas tensão-deformação adotados na modelagem: (a) concreto e (b) alvenaria.....	86
Figura 52 – Gráfico força-deslocamento do modelo de referência em função da variação do fator de rigidez normal.	87
Figura 53 – Configuração deformada do modelo estudado para uma força horizontal no canto esquerdo superior de 10,5 kN.	90

Figura 54 – Diagonais comprimidas e tracionadas do painel de alvenaria para o modelo estudado.....	90
Figura 55 – Estado limite do painel de alvenaria: (a) tensões principais máximas de tração no instante da fissuração da diagonal comprimida e (b) correspondente estado de fissuração; (c) tensões principais máximas de tração depois da fissuração da diagonal comprimida e (d) correspondente estado de fissuração.....	91
Figura 56 – Formação da biela de compressão: (a) estágio inicial da aplicação da força horizontal e (b) estágio final da aplicação da força horizontal.....	92
Figura 57 – Determinação dos comprimentos de contato: gráfico pressão de contato em função da trajetória de plotagem para três níveis de força horizontal (F_h).	93
Figura 58 – Gráfico força-deslocamento dos pórticos simples e preenchido do modelo estudado.....	94
Figura 59 – Evolução do estado de fissuração do modelo estudado em relação a diferentes estágios do carregamento horizontal: (a) 47,25 kN; (b) 63 kN e (c) 89,25 kN.	94
Figura 60 – Correlação linear entre a carga última do pórtico preenchido e do pórtico simples dos modelos estudados: (a) alvenaria com comprimento de 2000 mm; (a) alvenaria com comprimento de 3000 mm e (c) alvenaria com comprimento de 4000 mm.....	97
Figura 61 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 2000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.....	98
Figura 62 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 3000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.....	99
Figura 63 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 4000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.....	100

Figura 64 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 2000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.	101
Figura 65 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 3000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.	102
Figura 66 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 4000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.	103
Figura 67 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 150x150 mm ² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.....	104
Figura 68 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 250x150 mm ² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.....	105
Figura 69 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 350x150 mm ² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.....	106
Figura 70 – Gráficos da carga última dos modelos em função dos três níveis de pré-compressão para cada uma das seções transversais dos pilares.	107
Figura 71 – Correlação linear entre a carga de início de fissuração da diagonal comprimida e carga última do pórtico preenchido dos modelos estudados: (a) alvenaria com comprimento de 2000 mm; (a) alvenaria com comprimento de 3000 mm e (c) alvenaria com comprimento 4000 mm.	110

Figura 72 – Gráfico da tensão principal de compressão ao longo da diagonal comprimida parametrizada.	111
Figura 73 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 2000m ao ser atingida a carga última.	114
Figura 74 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 3000m ao ser atingida a carga última.	115
Figura 75 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 4000m ao ser atingida a carga última.	116
Figura 76 – Trajetória das tensões principais representadas vetorialmente.	117
Figura 77 – Tensões de von Mises na região mais crítica da armadura de aço.	117
Figura 78 – Estrutura analisada no (a) ANSYS e no (b) FTOOL.	118
Figura 79 – Formação da biela de compressão em cada painel de alvenaria do modelo estudado.	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fórmulas de diversos autores para a largura da barra diagonal equivalente. 38	
Tabela 2 – Resultados obtidos para paredinhas com furos na horizontal..... 72	72
Tabela 3 – Resultados obtidos para paredinhas com furos na vertical..... 72	72
Tabela 4 – Geometria dos pórticos preenchidos estudados..... 83	83
Tabela 5 – Propriedades dos materiais. 85	85
Tabela 6 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 2000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão. 95	95
Tabela 7 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão. 96	96
Tabela 8 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 4000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão. 96	96
Tabela 9 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 2000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão..... 108	108
Tabela 10 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão..... 108	108
Tabela 11 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 4000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão..... 109	109

Tabela 12 – Largura da diagonal equivalente da biela de compressão e sua relação com o comprimento da diagonal do painel de alvenaria.	112
Tabela 13 – Largura da diagonal equivalente (mm).....	119

LISTA DE SÍMBOLOS

$\lambda_{x,y}$	Indicador de esbeltez de corpo rígido na direção x ou y
$L_{x,y}$	Dimensão do prédio em planta-baixa na direção x ou y
H	Altura do prédio
β_1	Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras abertas
β_2	Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras fechadas
F	Função do critério de escoamento de William e Warnke relacionada ao estado das tensões principais
S	Superfície de falha do critério de escoamento de William e Warnke relacionada ao estado das tensões principais
f_c	Resistência à compressão uniaxial do concreto
F_n	Resultante das tensões de compressão desenvolvidas na direção normal ao contato
F_t	Resultante das tensões de compressão desenvolvidas na direção tangencial ao contato
μ	Coefficiente de fricção ou de atrito
K_n	Constante de rigidez normal ao contato
K_t	Constante de rigidez tangente ao contato
f_n	Tensão normal de compressão desenvolvida na interface do contato
f_t	Tensão cisalhante desenvolvida na interface do contato
FKN	Fator de rigidez normal ao contato
Hv	Altura da viga do pórtico
Hp	Altura do pilar do pórtico
Halv	Altura do painel de alvenaria
Lalv	Comprimento do painel de alvenaria
ah	Comprimento de contato do pilar com o painel de alvenaria do canto esquerdo superior
αL	Comprimento de contato da viga com o painel de alvenaria do canto esquerdo superior
W	Largura da diagonal equivalente da biela de compressão
d	Comprimento da diagonal do painel de alvenaria

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	20
1.2	JUSTIFICATIVA	25
1.3	OBJETIVO GERAL.....	27
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	27
1.5	METODOLOGIA UTILIZADA NA PESQUISA	28
1.6	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	31
2.1	INTRODUÇÃO	31
2.2	COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS	31
2.3	FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS.....	34
2.4	PRIMEIRAS PESQUISAS	34
2.5	MODELO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE	36
2.6	MODIFICAÇÃO DO MODELO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE	40
2.7	A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: UMA NOVA ABORDAGEM DO PROBLEMA	42
2.9	PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL.....	49
3	MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS	55
3.1	INTRODUÇÃO	55
3.2	CONCRETO SIMPLES	55
3.3	ARMADURA DE AÇO	60
3.4	CONCRETO ARMADO.....	61
3.5	ALVENARIA.....	65
3.6	INTERFACE PÓRTICO-ALVENARIA	74
4	ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PÓRTICOS PREENCHIDOS	80
4.1	INTRODUÇÃO	80
4.2	CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A MODELAGEM	80
4.3	COMPORTAMENTO CARACTERÍSTICO DOS MODELOS ESTUDADOS.....	89
4.4	CARGA ÚLTIMA DOS PÓRTICOS SIMPLES E PREENCHIDOS.....	95
4.5	CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DOS NÍVEIS DE PRÉ-COMPRESSÃO	98

4.6	CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA INÉRCIA DO PILAR EM RELAÇÃO À INÉRCIA DA VIGA	101
4.7	CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DO PAINEL DA ALVENARIA.....	104
4.8	FISSURAÇÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA	108
4.9	PLASTIFICAÇÃO “ESMAGAMENTO” DOS CANTOS COMPRIMIDOS	111
4.10	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE DA BIELA DE COMPRESSÃO	112
4.11	ESTADO DE FISSURAÇÃO DOS MODELOS DE PÓRTICOS PREENCHIDOS.....	113
4.12	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE: CALIBRAÇÃO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	118
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	121
5.1	INTRODUÇÃO	121
5.2	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	122
5.3	CONCLUSÕES.....	125
5.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	127
	REFERÊNCIAS.....	128
	APÊNDICE A.....	136
	APÊNDICE B	137

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A verticalização é uma tendência dos grandes centros urbanos. Na década de 70 no Brasil, por exemplo, edifícios mais altos eram construídos com 20 pavimentos ou um pouco mais. Nos dias atuais podemos observar prédios com mais de 40 pavimentos. Basta observar, por exemplo, o bairro de Boa Viagem na capital Recife para constatar a existência de vários prédios com altura superior a 30 pavimentos (Figura 1). Diversos fatores favoreceram a construção desses edifícios cada vez mais altos, dentre os quais: inovações tecnológicas (projetos, materiais, execução), aumento populacional, otimização de espaços cada vez mais raros nas cidades, leis de uso e ocupação do solo pouco restritivas entre outros.

Figura 1– Verticalização do Bairro de Boa Viagem no Recife.



Fonte: http://www.vivazboutiquehotel.com/galeria?lightbox=image_120x.

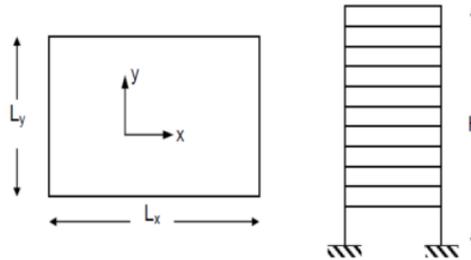
Particularmente na região metropolitana do Recife – RMR, em sua grande maioria, os edifícios residenciais mais comuns são os de concreto armado. Estes são construídos com alturas cada vez maiores, porém em terrenos de áreas reduzidas. Esta característica torna os prédios da RMR além de altos também esbeltos. Fonte et al. (2005) utilizam as seguintes expressões para classificar um prédio quanto a sua esbeltez:

$$\lambda_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (1.1)$$

$$\lambda_{x,y} \leq 4 \quad \text{----- edifício de pequena esbeltez} \quad (1.2)$$

$$4 < \lambda_{x,y} \leq 6 \quad \text{----- edifício de média esbeltez} \quad (1.3)$$

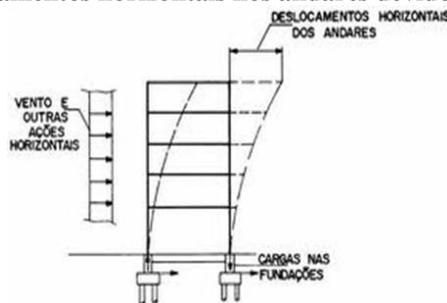
$$\lambda_{x,y} > 6 \quad \text{----- edifício de alta esbeltez} \quad (1.4)$$



Nas expressões acima e $\lambda_{x,y}$ é o indicador de esbeltez de corpo rígido, $L_{x,y}$ é a dimensão do prédio em planta-baixa e H é altura do prédio. Os subscritos em λ e L indicam, respectivamente, a direção considerada em x ou y . Em pesquisa realizada pelos autores, foi constatado um crescimento do indicador de esbeltez dos prédios do Recife de 8,5 para 14,4. Quando se observa a expressão (1.4), pode-se dizer que os prédios estão ficando cada vez mais altos e com elevada esbeltez.

Para prédios mais baixos o peso próprio da estrutura é quem governa o projeto, enquanto que para prédios mais altos o efeito da ação do vento é determinante. Em tese, quanto mais esbelto for o edifício menor é sua rigidez lateral e, com efeito, apresentará significativos deslocamentos horizontais. A Figura 2 mostra uma representação esquemática dos deslocamentos laterais nos andares de um edifício típico provocados pela ação de vento.

Figura 2 – Deslocamentos horizontais nos andares devido ao efeito do vento.



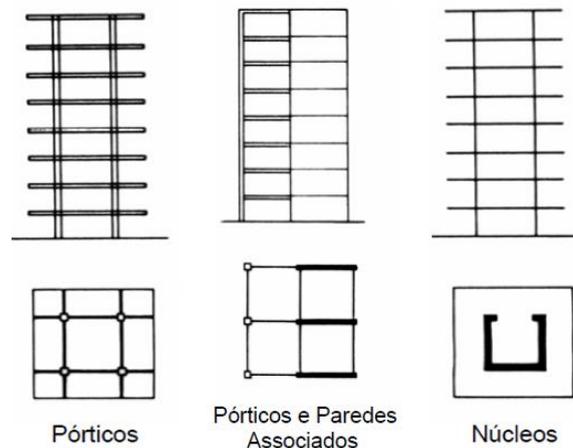
Fonte: Giongo, 2007.

Estes edifícios esbeltos por serem mais deslocáveis e deformáveis lateralmente podem apresentar diversos problemas, como:

- Quadro de fissuração nas fachadas;
- Desprendimento do revestimento cerâmico;
- Trincas nos vidros das janelas;
- Empenamento das esquadrias;
- Fissuras nos azulejos, mármore, pastilhas.

A tipologia estrutural desses prédios precisa ser economicamente viável e ter capacidade de resistir às forças do vento de forma eficiente. A Figura 3 apresenta os sistemas estruturais mais comumente utilizados para edifícios de número de pavimentos com até 50 andares.

Figura 3 – Sistemas estruturais para prédios com até 50 pavimentos.



Fonte: Giongo, 2007.

Na RMR esses sistemas estruturais da Figura 3 são os mais comuns. De um modo geral, esses edifícios são constituídos de elementos como vigas e pilares, que associados formam os pórticos. Para edifícios mais baixos, é adequado utilizar o sistema estrutural aporticado, formado apenas pela associação de colunas e vigas.

Para prédios mais altos, a partir de 30 pavimentos, o sistema aporticado precisa ser associado a paredes estruturais (pilares parede) ou a núcleos rígidos (caixa de escada, de elevador etc.). Estes elementos estruturais contribuem para elevar a rigidez lateral do edifício.

No sistema aporticado, os pórticos são preenchidos pelos painéis de alvenaria de vedação. Como o próprio nome diz, a alvenaria é admitida como de vedação, pois não tem função estrutural. Basicamente, ela desempenha o papel de fechamento externo (fachada), bem como de compartimentação (divisão) dos ambientes internos. A Figura 4 apresenta um exemplo típico desse edifício em construção.

Figura 4 – Edifício de concreto armado formado por pórticos preenchidos com alvenaria de vedação.



A alvenaria de vedação é um sistema construtivo composto por unidades básicas, que são os blocos cerâmicos ou de outro material ligados entre si pela argamassa de assentamento. Em regiões do Brasil, especialmente, na RMR, os blocos cerâmicos mais usados são os tijolos de oito furos assentados com os furos na horizontal. A argamassa de assentamento em geral é fabricada no próprio canteiro da obra, utilizando-se cimento e areia, e para dar mais plasticidade à mistura pode-se acrescentar cal hidratada ou até mesmo saibro. A quantidade de água na mistura depende do operário que irá aumentar ou diminuir sua dosagem em função da trabalhabilidade. A seguir, a Figura 5 mostra a execução de uma pequena parede desse sistema construtivo, que posteriormente foi ensaiada em laboratório específico.

Figura 5 – Paredinha de alvenaria de vedação sendo construída.



Fonte: Andrade, 2007.

Pelo menos nas últimas cinco décadas, considerável número de pesquisas têm sido realizadas a fim de compreender comportamento de pórticos, de aço ou concreto, levando-se em conta os painéis de alvenaria. Na literatura, esse tipo de estrutura é comumente chamado de pórticos preenchidos. As pesquisas apontam que a presença da alvenaria no pórtico altera o comportamento estrutural do edifício. Pelo fato das paredes interagirem com os pórticos, elas contribuem para aumentar a rigidez lateral do edifício.

Embora as pesquisas reconheçam o papel importante da alvenaria na avaliação da rigidez lateral do edifício, nos escritórios de projeto é prática usual desprezar a sua influência. A parede é levada em consideração no cálculo apenas na distribuição de seu peso próprio em vigas ou lajes. Na literatura, é possível encontrar modelos matemáticos para análise estrutural de pórticos preenchidos, porém, na prática, ainda é preciso aprimorá-los a ponto de serem empregados plenamente nos escritórios de projeto.

Este fato pode ser explicado pelo mecanismo da interação do pórtico com a alvenaria que é complexo. Para sua compreensão são exigidos modelos matemáticos e ensaios experimentais sofisticados. E, quanto mais sofisticado é o modelo, mais difícil se torna sua implementação computacional. Por exemplo, dados referentes às propriedades elásticas e inelásticas da alvenaria, que são determinados a partir de ensaios experimentais, não são abundantes na literatura. Isto se torna uma barreira mesmo para os pesquisadores que trabalham com softwares avançados de análise estrutural, como ANSYS, DIANA, ABAQUS, ADINA entre outros.

Outro aspecto diz respeito à parede construída na obra. Mesmo que se use o modelo matemático mais sofisticado de cálculo, não se pode assegurar que os parâmetros adotados na modelagem corresponderão ao da situação real da parede no edifício. Isto é um fator limitante, mas que pode ser melhorado modificando a cultura local de construção das paredes de vedação. Também é muito comum, alguns moradores realizarem reformas em seus apartamentos, seja retirando ou levantando paredes, modificando, desse modo, o layout original do ambiente. Isto é muito prejudicial, pois, em tese, o cálculo do edifício levando em consideração o painel de alvenaria seria realizado a partir do layout original do ambiente.

Apesar dos vários estudos sobre pórticos preenchidos poucas normas de projeto prescrevem recomendações para essas estruturas. Estas normas foram desenvolvidas principalmente para regiões sujeitas a abalos sísmicos. Podemos citar, por exemplo, as normas da Nova Zelândia – NZS 4230: Parte 1 (1990), a americana FEMA 356 (2000), a peruana E.70 (2006), a canadense CSA S304.1 (2004), a recente ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011) e o Eurocódigo 8 (2010).

1.2 JUSTIFICATIVA

Os edifícios construídos em concreto armado são bastante comuns em diversas regiões do Brasil como na RMR. Sua tipologia estrutural básica é o sistema aporticado. Nesse sistema os pórticos são geralmente preenchidos pela alvenaria de vedação. Embora seja real, a presença do painel de alvenaria não é levada em conta quando é realizada a modelagem numérica dos edifícios. Despreza-se a contribuição da alvenaria como elemento de contraventamento da estrutura.

Desprezar a presença da alvenaria na modelagem computacional tem suas consequências. O comportamento estrutural do pórtico preenchido com alvenaria é diferente daquele sem o preenchimento. O primeiro é menos deslocável que o último, portanto, mais rígido lateralmente. Esse fato altera significativamente os deslocamentos laterais, reações de apoio e esforços internos de uma abordagem em relação à outra, resultando elementos estruturais com dimensões e taxas de armaduras diferentes.

Além disso, ao se prestar atenção apenas a uma célula isolada do pórtico preenchido é possível perceber diferentes estágios de deformação dependendo do nível do carregamento. Em um primeiro momento, ambos, pórtico e painel de alvenaria trabalham monoliticamente. Com o aumento da carga, ocorre o descolamento e o esmagamento da alvenaria em algumas regiões do pórtico, notadamente, nos cantos inferior e superior. Elevando-se mais ainda a carga, ocorre um quadro de degeneração generalizado dos elementos, inclusive, o aparecimento de fissuras nos blocos cerâmicos, nas juntas de argamassa e no próprio pórtico.

Isto posto, os motivos que levaram o autor a realização da presente pesquisa se fundamentam em duas questões, como pode ser visto no quadro abaixo:

Qual a importância de um estudo mais profundo sobre o tema?	Que contribuições relevantes a pesquisa poderá oferecer?
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Várias pesquisas nas últimas décadas já foram realizadas sobre o tema, porém nenhuma pode ser considerada como conclusiva; ▪ Necessidade de aprofundamento do assunto, pois ainda hoje os escritórios não consideram a alvenaria como elemento de contraventamento lateral; ▪ O comportamento da estrutura real é diferente do modelo idealizado sem a presença da alvenaria. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verificação do comportamento estrutural do pórtico simples vs pórtico preenchido; ▪ Compreensão do mecanismo de formação da biela de compressão do painel de alvenaria; ▪ Avaliação de parâmetros que modificam o comportamento dos pórticos preenchidos; ▪ Verificação dos possíveis estados limites de serviço da alvenaria de blocos cerâmicos; ▪ Sugestão de um modelo que leve em conta a contribuição da alvenaria na rigidez lateral do edifício.

1.3 OBJETIVO GERAL

Estudar o comportamento estrutural dos pórticos preenchidos, utilizando-se o software comercial ANSYS baseado no Método dos Elementos Finitos. Serão realizadas análises não-lineares a partir de modelos de pórticos preenchidos de um andar e um vão, também chamados de pórticos isolados.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Será realizado um estudo paramétrico por intermédio das seguintes variáveis: relação altura/comprimento do painel de alvenaria, relação entre os momentos de inércia de vigas e pilares e aplicação do carregamento vertical. O intuito é buscar uma compreensão mais geral dessas estruturas. A partir do estudo paramétrico citado no item anterior, pretende-se especificamente:

- Comparar a carga última entre os modelos de pórticos simples e preenchidos;
- Verificar a capacidade resistente de pórticos preenchidos em função da aplicação do carregamento vertical;
- Verificar a capacidade resistente de pórticos preenchidos em função da variação dos momentos de inércia dos pilares em relação ao da viga;
- Verificar a capacidade resistente de pórticos preenchidos em função da relação altura/comprimento do painel de alvenaria;
- Determinar carga que provoca o início de fissuração da diagonal comprimida;
- Analisar a plastificação da biela de compressão na região central e nos cantos comprimidos;

- Determinar a largura da diagonal equivalente da biela de compressão;
- Apresentar o quadro de fissuração dos modelos estudados;
- Calibrar o modelo da barra diagonal equivalente via Método dos Elementos Finitos e comparar os resultados com expressões clássicas da literatura.

1.5 METODOLOGIA UTILIZADA NA PESQUISA

Tendo em vista os objetivos descritos no item anterior, faz-se necessário uma discussão sobre como serão alcançados. Na modelagem por elementos finitos existem três fases: pré-processamento, processamento e pós-processamento. A fase do pré-processamento é aquela que o usuário tem sua importância maior. Nesta fase é preciso definir a geometria do modelo estudado, a geração da malha de elementos finitos, propriedades dos materiais que serão empregadas, carregamento e condições de contorno. No capítulo 3 serão discutidos os modelos de elementos finitos adotados, para cada material constituinte do pórtico preenchido, isto é, concreto, alvenaria, armadura e interface pórtico-alvenaria. Isto passa pela descrição dos elementos finitos que serão adotados e da idealização do comportamento mecânico dos materiais. Além disso, será realizada a validação do modelo de elementos finitos proposto em relação a casos encontrados na literatura. No caso particular da alvenaria de blocos cerâmicos, ademais, será descrito o ensaio experimental em amostras de pequenas paredes realizado em um laboratório local. Isto foi necessário porque na literatura havia poucas informações a respeito de algumas propriedades relevantes, como módulo de elasticidade e o diagrama tensão-deformação do material. Já para os outros materiais, não foi necessário a realização de ensaios específicos. No capítulo 4 serão fornecidas as demais informações como geometria, malha utilizada, carregamento e condições de contorno.

1.6 ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos. A seguir, será feito um resumo do conteúdo de cada capítulo.

O capítulo 1 apresentou a contextualização do tema do trabalho, a justificativa, os objetivos gerais e específicos, a importância do assunto e termina trazendo o resumo do conteúdo de cada capítulo.

No capítulo 2 será apresentada uma revisão da literatura sobre os pórticos preenchidos com alvenaria. No primeiro momento é descrito o comportamento geral dessas estruturas, apresentando os possíveis modos de falha e os fatores que interferem no seu comportamento. O modelo da barra diagonal equivalente será discutido a partir de trabalhos clássicos da literatura. Expressões para determinação da largura da diagonal equivalente serão apresentadas. Em seguida, as técnicas de modelagem dos pórticos preenchidos serão discutidas. E, por fim, a micromodelagem por elementos finitos será aprofundada, terminando o capítulo com uma revisão das pesquisas relacionadas ao tema no Brasil.

No capítulo 3 são apresentados os modelos de elementos finitos adotados. O programa utilizado para a realização das modelagens é o ANSYS. Portanto, as informações contidas no capítulo estarão relacionadas aos manuais do programa. Como modelos de elementos finitos, entendem-se os elementos finitos usados, as relações constitutivas dos materiais e os critérios de falha estabelecidos. Para o caso particular da alvenaria de blocos cerâmicos também será descrito a análise experimental de pequenas paredes realizada num laboratório local. Uma discussão detalhada sobre a modelagem da interface pórtico-alvenaria é feita no final do capítulo. Também, faz-se uma comparação dos resultados dos modelos adotados com os das pesquisas encontradas na literatura, a fim de verificar a capacidade de cada um deles.

No capítulo 4 é apresentada a modelagem numérica dos pórticos preenchidos. É feita uma análise paramétrica com objetivo de melhor compreender o comportamento dos pórticos de um andar e um vão. A relação altura/vão do painel de alvenaria, momentos de inércia de vigas e pilares e aplicação do carregamento vertical foram as variáveis escolhidas na parametrização das análises. São discutidas as hipóteses adotadas, tais como geometria, elementos finitos usados, geração da malha, propriedades dos materiais empregadas, estratégia do carregamento e as condições de contorno do problema. O comportamento

genérico do pórtico preenchido é analisado, mostrando-se a formação da biela de compressão, o esmagamento dos cantos comprimidos e a fissuração da diagonal comprimida. Depois é feita a análise numérica de 54 modelos, entre pórticos preenchidos ou não. Como resultados, tem-se a comparação entre curvas força-deslocamento, capacidade resistente, cálculo da largura da diagonal equivalente e estado de fissuração dos modelos. No final do capítulo é modelado um pórtico de dois andares e dois vãos para calibrar o modelo da barra diagonal equivalente.

Por fim, no capítulo 5 serão discutidos os resultados obtidos, apresentadas as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros. Na sequência, segue-se o APÊNDICE A que trata da determinação da largura da diagonal equivalente para um caso típico de pórtico preenchido. Finalmente, o APÊNDICE B fornece o cálculo da largura da diagonal equivalente relacionada a algumas expressões clássicas da literatura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Vários trabalhos ao longo de décadas já foram publicados sobre pórticos preenchidos. Diversos autores publicaram resultados do ponto de vista experimental, analítico e numérico. Tendo em vista que essa tese trata apenas da abordagem numérica, a revisão será focada nela. Entretanto, não se deixará de apresentar sempre que preciso outras abordagens. Na primeira parte da revisão será tratado o comportamento geral dos pórticos preenchidos, passando pelos macromodelos baseados no modelo da barra diagonal equivalente. Em seguida, se discutirá os micromodelos baseados em elementos finitos. Por fim, serão apresentados trabalhos sobre modelagem de pórticos preenchidos realizados no Brasil.

2.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS

Pórticos preenchidos com alvenaria, ou simplesmente pórticos preenchidos, quando carregados lateralmente apresentam comportamento complexo. A interação da alvenaria confinada com o pórtico resulta numa resposta estrutural não linear. Os materiais que fazem parte dessas estruturas, como o concreto e alvenaria, apresentam relações constitutivas tipicamente não lineares. Além disso, as interfaces pórtico-alvenaria e bloco-argamassa interferem, significativamente, no comportamento da estrutura. Trata-se de um problema físico de contato, onde as condições de contorno são alteradas a cada iteração. E por natureza exibe padrão não linear.

O conhecimento do comportamento mecânico das estruturas é importante para prever possíveis mecanismos de colapso ou falha. No caso dos pórticos preenchidos com alvenaria, lateralmente carregados, possíveis falhas podem ocorrer tanto em relação ao pórtico quanto na alvenaria. Quando o nível de carregamento é moderado a estrutura trabalha de forma monolítica, pois ela se encontra no estado limite de serviço. Elevando-se a carga cada vez mais até a capacidade última ou limite da estrutura, em um primeiro momento ocorre a

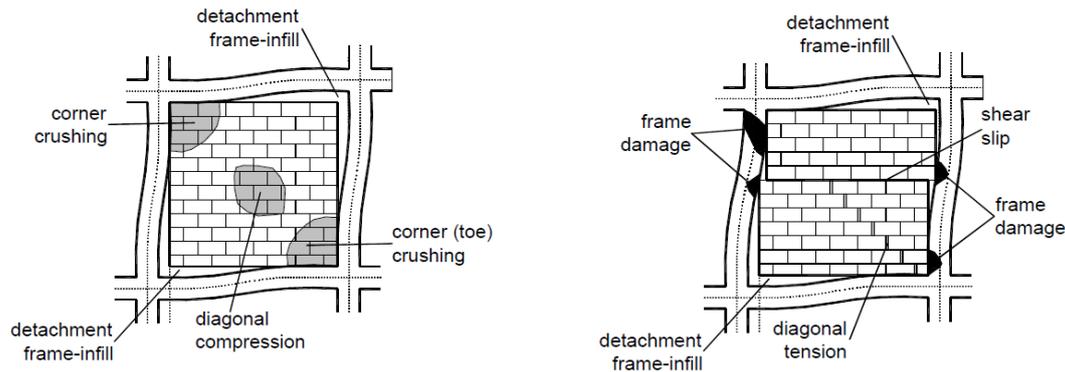
separação física da alvenaria do pórtico (região dos cantos tracionados). Daí pra frente o pórtico transfere uma importante parcela da carga para alvenaria na região do contato com a parede (cantos comprimidos diagonalmente opostos).

Com a evolução do carregamento um ou mais mecanismos de falhas podem ser observados. A partir dos trabalhos de Wood (1978), El-Dakhakhni (2002), Ghosh e Amde (2002), El-Dakhakhni et al. (2003) apud Asteris et al. (2011), os pórticos preenchidos apresentam cinco modos distintos de falha, a saber:

- **“Corner Crushing” ou esmagamento dos cantos comprimidos** – é associado a um painel de alvenaria fraco adjacente a um pórtico com juntas (nós da ligação viga-pilar) fracas e elementos estruturais (colunas e vigas) fortes.
- **“The Diagonal Compression” ou esmagamento da diagonal comprimida** – é associado a um painel de alvenaria relativamente esbelto, onde a falha resulta da flambagem fora do plano da alvenaria.
- **“The Sliding Shear” ou cisalhamento das juntas de argamassa da alvenaria** – é associado a uma junta de assentamento fraca e por um pórtico forte.
- **“The Diagonal Cracking” ou fissuração da diagonal comprimida** – pode ocorrer ou não simultaneamente ao cisalhamento das juntas de argamassa. É associado a um pórtico relativamente forte associado a um painel de alvenaria relativamente fraco.
- **“The Frame Failure” ou modo de falha do pórtico** – usualmente ocorre a formação de rótulas plásticas nas colunas ou nas ligações viga-pilar. É associado a um pórtico fraco ou a um pórtico de juntas fracas (nós da ligação viga-pilar) e elementos estruturais fortes associados a um painel de alvenaria relativamente forte.

A Figura 6 ilustra os cinco modos de falha dos pórticos preenchidos descritos acima. É possível notar na Figura o destacamento do painel de alvenaria do pórtico. Não necessariamente representa um tipo de falha, porém contribui para o desenvolvimento de um ou outro tipo de falha.

Figura 6 – Modos de falha de pórticos preenchidos: (a) esmagamento dos cantos comprimidos (corner crushing); (b) compressão da diagonal comprimida (diagonal compression); (c) cisalhamento das juntas de argamassa (shear slip); (d) fissuração da diagonal comprimida e (e) falha do pórtico (frame damage).



Fonte: Asteris et al., 2011).

Desde que o pórtico apresente resistência adequada para evitar seu colapso prematuro através de formações de rótulas plásticas, o painel de alvenaria poderá romper por um, ou pela combinação, dos mecanismos de falha descritos anteriormente, como esmagamento dos cantos comprimidos, cisalhamento das juntas de argamassa e fissuração da diagonal comprimida (Oliveira, 1995).

O esmagamento dos cantos e o cisalhamento das juntas de argamassa são casos comuns de ocorrência. A compressão da diagonal comprimida é bastante rara já que os painéis de alvenaria observados na prática não possuem esbeltez elevada para provocar a flambagem da parede. A fissuração da diagonal comprimida não pode ser considerada um modo de falha propriamente dito, pois mesmo após a fissuração da alvenaria o pórtico preenchido continua a suportar mais carga. Por fim, o modo de falha do pórtico é de ocorrência pouco provável quando se trata da alvenaria de vedação composta de tijolos de oito furos, pois o pórtico circunjacente geralmente é projetado para ser o elemento resistente da estrutura (El-Dakhkhni et al., 2003).

2.3 FATORES QUE AFETAM O COMPORTAMENTO DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS

Uma consulta mais detalhada sobre os principais fatores que podem afetar o comportamento dos pórticos preenchidos pode ser feita em Crisafulli (1997) e Chrysostomou (1991). Abaixo, estão relacionados de modo sintético os principais fatores:

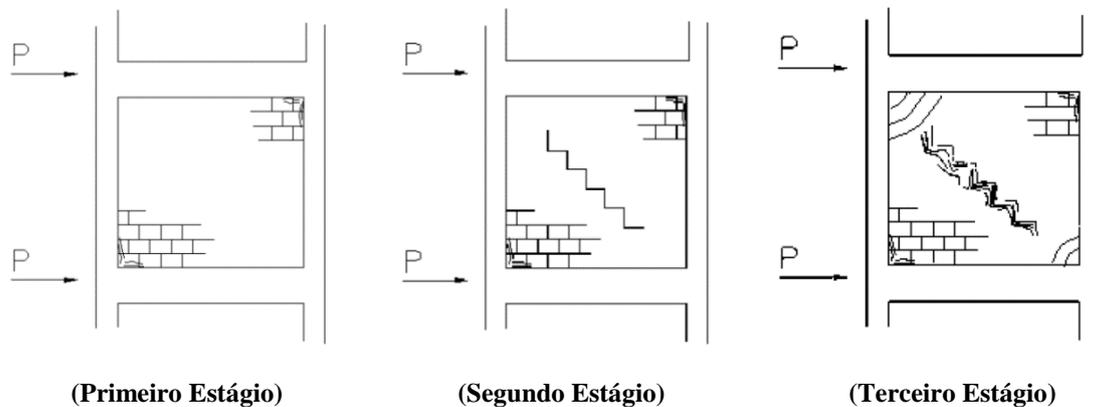
- **Unidades de alvenaria** – propriedades mecânicas, dimensões, tipos de blocos e características da superfície do bloco (se é rugosa ou também se contém ranhuras);
- **Juntas de argamassa** – propriedades mecânicas, espessura da junta, presença ou não de reforço (barras de aço, por exemplo);
- **Pórtico** – propriedades mecânicas dos materiais constituintes, dimensões dos elementos, condições da ligação viga-pilar, taxa de armadura do aço (barras e estribos);
- **Gerais** – cargas verticais, número de andares, número de vãos, presença de aberturas (portas ou janelas), condições da interface pórtico-alvenaria (uso de conectores, espaços vazios, propriedades dos materiais em contato) e técnicas construtivas.

2.4 PRIMEIRAS PESQUISAS

As primeiras pesquisas realizadas sobre o tema datam da década de 1950. Polyakov (1956) publicou o resultado do trabalho de um programa de testes realizado entre 1948 e 1953 que incluía protótipos em escala reduzida para avaliar a resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como preenchimento. Para determinar a carga de ruptura dos pórticos preenchidos, ele ensaiou 65 modelos em escala real. Trinta e dois testes foram realizados com pórticos quadrados que tinham dimensão interna de 1,2 m enquanto que outros ensaios foram realizados com pórticos retangulares de comprimento 3,0 m e altura de 2,0 m.

Polyakov descreveu três estágios para o comportamento dos pórticos preenchidos sujeitos a carga de ruína (Figura 7). No primeiro estágio os elementos do pórtico e a alvenaria se comportaram como uma estrutura monolítica, não havia fissuração. O segundo estágio teve início com a formação de fissuras na interface pórtico-alvenaria. Esse estágio se caracterizou pelo encurtamento da diagonal comprimida e o alongamento da diagonal tracionada. O terceiro estágio teve início com a fissuração da diagonal comprimida. O pórtico preenchido continuava a resistir ao incremento de carga apesar da diagonal fissurada. Quando o quadro de fissuração já estava bastante avançado, considerou-se o término desse estágio, pois não havia mais significado prático continuar o aumento da carga.

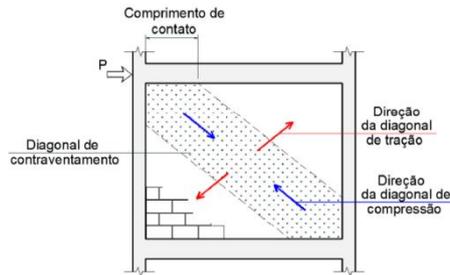
Figura 7 – Diferentes estágios do comportamento estrutural dos pórticos



Fonte: Santos, 2007.

Polyakov (1960) publicou mais um trabalho contendo ensaios experimentais de modelos em escala real de pórticos de aço preenchidos com alvenaria. Observando o resultado dos ensaios sugeriu que o sistema pórtico-alvenaria era equivalente a um pórtico contraventado, onde o painel de alvenaria poderia ser substituído por uma faixa representando a diagonal de contraventamento. Adiante, a Figura 8 mostra a faixa representativa da diagonal de contraventamento e a indicação da direção das tensões principais de compressão e de tração.

Figura 8 – Diagonal de contraventamento e as correspondentes direções das tensões principais de tração e compressão.



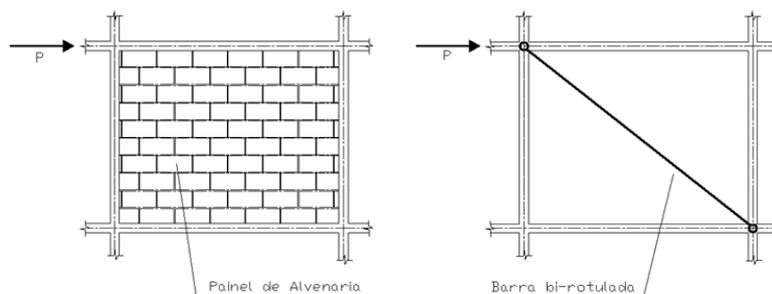
Fonte: Madia, 2012.

Em paralelo aos trabalhos de Polyakov, Thomas (1953), Wood (1958) e Whitney et al. (1955) realizaram ensaios experimentais em pórticos preenchidos de aço e concreto armado e puderam comprovar a significativa contribuição dos painéis de alvenaria à rigidez e à resistência dessas estruturas.

2.5 MODELO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE

A partir dos trabalhos realizados por Polyakov (1950, 1960), diversos autores desenvolveram pesquisas baseadas no Modelo da Barra Diagonal Equivalente. Este modelo consiste na substituição da faixa comprimida (diagonal de contraventamento) por uma barra, articulada nas extremidades, com as mesmas propriedades da alvenaria, sujeita apenas ao esforço axial de compressão, como mostra a Figura 9. Para utilização do modelo é necessário encontrar a largura da barra diagonal equivalente.

Figura 9 – Substituição do painel de alvenaria pela barra articulada segundo o modelo da barra diagonal equivalente.



Holmes (1961) propôs um método para prever as deformações e resistência do pórtico preenchido baseado no conceito da barra diagonal equivalente. Ele assumiu que a barra equivalente possuía a mesma largura e módulo de elasticidade da parede e que a largura da escora era igual a terça parte de seu comprimento. Pôde concluir que, na iminência da falha, a deflexão lateral do pórtico com preenchimento é menor do que a do pórtico sem a parede. Equacionando a deformação elástica da diagonal do pórtico com o encurtamento da diagonal equivalente da barra, ele determinou a carga lateral que causa a falha do pórtico preenchido. Entretanto, a previsão da carga última teórica se mostrou menor do que a determinada experimentalmente.

Smith (1962, 1966, 1967) desenvolveu o conceito de largura equivalente da barra diagonal por meio da análise da viga sobre base elástica. Conforme os resultados da pesquisa, a largura equivalente dependia de vários parâmetros como: comprimento de contato, módulos de elasticidade do pórtico e da alvenaria e dos momentos de inércia das vigas e colunas do pórtico. Dessa maneira, a rigidez relativa entre o pórtico e o painel de alvenaria foi utilizada para avaliar a largura equivalente da barra diagonal. A rigidez e a resistência do painel de alvenaria foram então incluídas em ábacos como função da rigidez relativa do conjunto pórtico-alvenaria. Além disso, foi observado também que a rigidez relativa do pórtico preenchido é influenciada pela relação altura/comprimento do painel de alvenaria. Os ábacos foram depois atualizados por Smith e Carter (1969) para levar em consideração esse efeito, já que os experimentos iniciais foram realizados com protótipos de formato quadrado.

Mainstone (1971) apresentou uma extensa série de ensaios realizados em pórticos preenchidos com alvenaria e microconcreto. Esse estudo levou ao desenvolvimento de formulações empíricas para previsão da resistência e rigidez do pórtico preenchido adotando o conceito da barra diagonal equivalente. Essas formulações foram baseadas no conceito de rigidez relativa sugerido por Smith (1966).

Smith e Riddington (1977) realizaram uma extensa série de análises numéricas considerando o estado plano de tensões e mostraram que as tensões críticas relacionadas às falhas por cisalhamento e tração ocorreram no centro da parede. A interação entre o pórtico e a parede foi modelada pela introdução de pares de nós independentes na interface do conjunto. Matematicamente, esses nós eram conectados à matriz de rigidez do conjunto por uma matriz de ligação. Fisicamente, esse artifício matemático forçava que o nós na interface pórtico-alvenaria tivessem mesmo deslocamento. Caso houvesse separação entre as partes,

isso indicava a presença de tensões de tração, quando então o elemento de ligação era removido e em seguida era reavaliado o modelo. Baseados nos resultados desse trabalho, Smith e Riddington (1978) apresentaram equações práticas para aplicações em projetos.

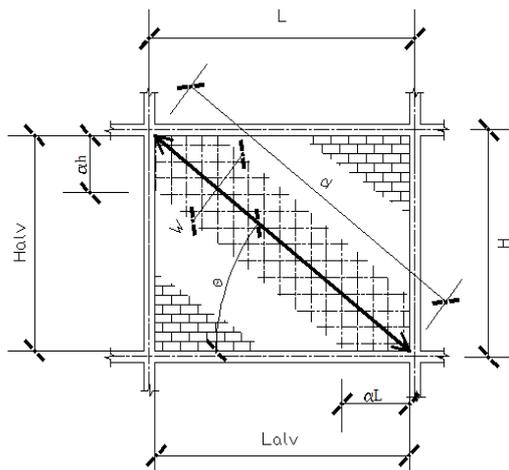
A partir dos estudos clássicos descritos previamente, ao longo de décadas várias expressões analíticas foram formuladas com o objetivo de se determinar a largura da barra diagonal equivalente. A Tabela 1 apresenta algumas dessas expressões que são frequentemente utilizadas pelo meio técnico e acadêmico. Para utilização das expressões, logo em seguida a Tabela há um desenho esquemático que fornece todas as variáveis envolvidas. A fundamentação teórica dessas expressões pode ser consultada nos trabalhos de Holmes (1961), Smith e Carter (1969), Mainstone (1971), Mainstone (1974), Hendry (1990), Liauw e Kwan (1984), Deccanini e Fantin (1987), Paulay e Priestley (1992), Durrani e Luo (1994). Comentários técnicos adicionais sobre essas e outras formulações podem ser encontrados nos trabalhos de Santos (2007), Madia (2012), Dias (2009), Alvarenga (2002), Silva et al. (2013), Asteris et al. (2011) e Crisafulli et al. (2000).

Tabela 1 – Fórmulas de diversos autores para a largura da barra diagonal equivalente.

Autor	Ano	Largura da Barra Diagonal Equivalente (W)	
Holmes	1961	$W = d/3$	
Smith e Carter	1969	$W = \sqrt{(ah)^2 + (\alpha L)^2}$	
		$\alpha h = \frac{\pi}{2 \cdot \sqrt[4]{\frac{(E_{alv} \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta))}{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot H_{alv}}}}$	$\alpha L = \frac{\pi}{\sqrt[4]{\frac{(E_{alv} \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta))}{4 \cdot E_{port} \cdot I_{viga} \cdot L_{alv}}}}$
Mainstone	1971	$W = 0,16 \cdot (\lambda_h)^{-0,3} \cdot d$	$\lambda_h = H \cdot \left(\sqrt[4]{\frac{E_{alv} \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_{port} \cdot I_{pilar} \cdot H_{alv}}} \right)$
Mainstone	1974	$W = 0,175 \cdot (\lambda_h)^{-0,4} \cdot d$	
Hendry	1990	$W = \text{metade da largura proposta por Smith (1969)}$	
Liauw e Kwan	1984	$W = \left(\frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_h}} \right) \cdot d$	

... Continuação da Tabela 1.

Deccanini e Fantin	1987	Painéis não fissurados		Painéis fissurados	
		$W = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_h}\right) \cdot d$	$\lambda_h \leq 7,85$	$W = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_h}\right) \cdot d$	$\lambda_h \leq 7,85$
		$W = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_h}\right) \cdot d$	$\lambda_h > 7,85$	$W = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_h}\right) \cdot d$	$\lambda_h > 7,85$
Paulay e Priestley	1992	$W = 0,25 \cdot d$			
Durrani e Luo	1994	$W = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot d$			
		$\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_{alv} \cdot t}{m \cdot E_{pilar} \cdot I_{pilar} \cdot H_{alv}}\right)^{-0,1}$		$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_{viga} \cdot I_{viga} \cdot H}{\pi \cdot E_{pilar} \cdot I_{pilar} \cdot L}\right)$	



W = largura da diagonal equivalente

d = comprimento da diagonal

Θ = ângulo de inclinação da diagonal

αh = comprimento de contato da alvenaria com o pilar

αL = comprimento de contato da alvenaria com a viga

L = distância entre linhas de eixos de vigas

H = distância entre linhas de eixos de pilares

H_{alv} = altura do painel de alvenaria

L_{alv} = largura do painel de alvenaria

E_{alv} = módulo de elasticidade da alvenaria

E_{port} = módulo de elasticidade do pórtico

E_{viga} = módulo de elasticidade da viga

E_{pilar} = módulo de elasticidade do pilar

I_{viga} = momento de inércia à flexão da viga

I_{pilar} = momento de inércia à flexão do pilar

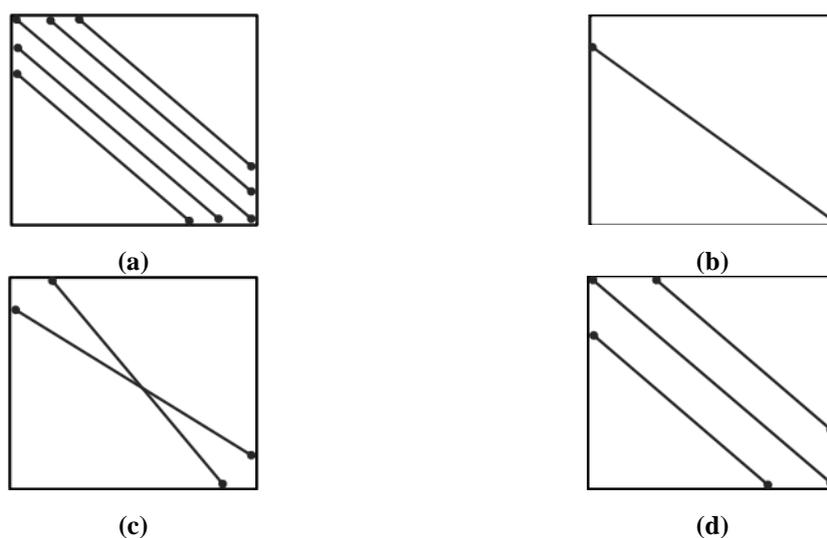
(Desenho esquemático do pórtico preenchido para efeito de aplicação das formulações)

Cada expressão da Tabela acima fornece diferentes valores para a largura da barra. Por exemplo, Samoila (2012) estudou um caso típico de um pórtico preenchido e calculou a largura da barra a partir de expressões presentes na literatura e encontrou valores bem diferentes. Como a largura da barra diagonal equivalente influencia de forma significativa nos resultados da análise analítica ou mesmo numérica do pórtico preenchido, a escolha entre uma ou outra expressão deve ser feita com bastante cuidado e bom senso. De fato, esse é um assunto que não está completamente resolvido na literatura técnica.

2.6 MODIFICAÇÃO DO MODELO DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE

De acordo com Crisafulli et al. (2000), o modelo da barra equivalente é simples e capaz de prever o comportamento do pórtico preenchido num sentido global. Entretanto, ele não é capaz de prever de modo adequado o efeito local como a localização apropriada da formação de rótulas plásticas no pórtico. Assim, alguns pesquisadores procuraram modificar o modelo inicialmente proposto. Syrmakezis e Vratsanou (1986), Zarnic e Tomazevic (1985), Schmidt (1989), Chrysostomou (1991) apud Sattar (2003) desenvolveram modelos alternativos contendo uma ou mais barras, como pode ser visto na Figura 10.

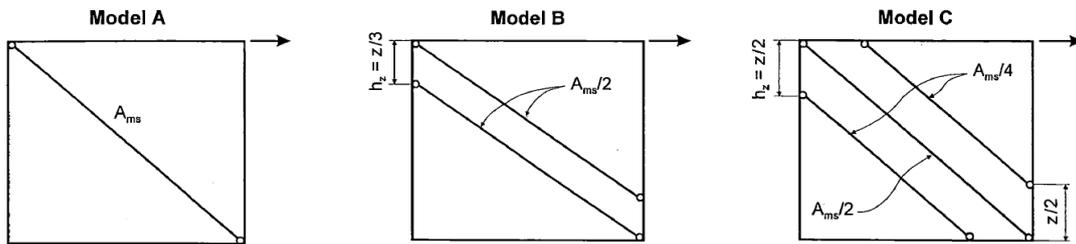
Figura 10 – Alternativas ao modelo da barra diagonal equivalente proposto por (a) Syrmakezis e Vratsanou (1986), (b) Zarnic e Tomazevic (1985), (c) Schmidt (1989) e (d) Chrysostomou (1991).



Fonte: Sattar, 2003.

Por conta dos modelos alternativos, Crisafulli (1997) estudou a influência de modelos de múltiplas barras no comportamento estrutural dos pórticos preenchidos. Para isso, ele analisou modelos com uma, duas e três barras e comparou os resultados com uma análise mais refinada utilizando um programa baseado em elementos finitos. A seguir, a Figura 11 mostra os modelos estudados: modelo (A) com barra única, modelo (B) de duas barras e modelo (C) de três barras. A rigidez lateral foi praticamente a mesma para os três modelos. O modelo da barra única subestimou os momentos fletores do pórtico, enquanto que o modelo de duas barras apresentou os maiores valores.

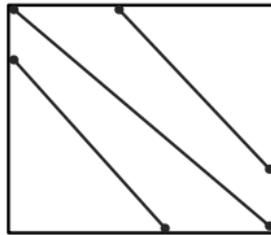
Figura 11 – Diferentes modelos de barra



Fonte: Crisafulli, 1997.

El-Dakhakhni et al. (2003) desenvolveram um modelo com três barras não-paralelas (Figura 12) para representar adequadamente o diagrama de momentos das colunas por conta da interação pórtico-alvenaria. O objetivo também era capturar o correto mecanismo de falha devido ao esmagamento dos cantos comprimidos.

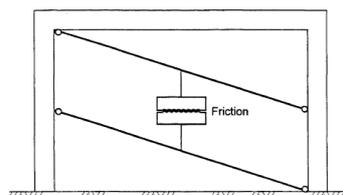
Figura 12 – Modelo de três barras proposto por El-Dakhakhni et al. (2003).



Fonte: El-Dakhakhni et al., 2003.

Crisafulli e Carr (2007) elaboraram um novo modelo composto de duas barras paralelas e uma mola cisalhante para cada direção, como mostra a Figura 13. Esse modelo permite uma adequada consideração da rigidez lateral do pórtico preenchido, bem como da resistência do painel de alvenaria, particularmente, quando é esperada a falha por cisalhamento das juntas de argamassa ou a falha por fissuração da diagonal.

Figura 13 – Modelo proposto por Crisafulli e Carr (2007).



Fonte: Crisafulli e Carr, 2007.

2.7 A UTILIZAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS: UMA NOVA ABORDAGEM DO PROBLEMA

Do ponto de vista da análise numérica, duas abordagens diferentes podem ser utilizadas para estudar estruturas de pórticos preenchidos. Lourenço (1996) e Crisafulli et al. (2000) apresentam duas técnicas chamadas: a local ou micromodelagem e a simplificada ou macromodelagem.

Na micromodelagem a estrutura é subdividida em inúmeros elementos para se levar em consideração os efeitos locais em detalhes. O segundo grupo inclui modelos simplificados onde a estrutura é subdividida em poucos elementos para representar o efeito da alvenaria no comportamento global da estrutura. O método da diagonal equivalente é um típico exemplo da modelagem através de macromodelos simplificados. Tem como vantagem a simplicidade computacional e eficiência. Pode prever o comportamento de grandes estruturas apertadas, por exemplo, porém efeitos locais oriundos da interação pórtico e alvenaria não são levados em conta. Já os micromodelos são baseados na formulação do método dos elementos finitos. Desde que fornecidos modelos constitutivos adequados, essa abordagem pode descrever com riqueza de detalhes os efeitos locais, como o esmagamento fissuração e o descolamento da alvenaria do pórtico confinante. A seguir, apresentam-se pesquisas que abordam a micromodelagem por elementos finitos dos pórticos preenchidos.

Em 1967 surgiram as primeiras pesquisas relacionadas ao Método dos Elementos Finitos na modelagem dos pórticos preenchidos. Karamanski (1967) apud Lee (1974) foi um dos primeiros aplicar o método. Ele modelou um pórtico retangular preenchido de um andar e um vão e considerou a estrutura continuamente ligada, portanto, o conjunto trabalhava de forma monolítica. Ele constatou que os resultados concordavam razoavelmente bem com a teoria da resistência dos materiais.

Para levar em conta o efeito da separação na interface, Mallick e Severn (1967) representaram o painel de alvenaria por elementos no estado plano de tensões e o pórtico por elementos de viga, negligenciando sua deformação axial. Uma análise iterativa foi realizada a fim de determinar o comprimento de contato da interface pórtico-alvenaria. Inicialmente, os nós do contorno do pórtico e da alvenaria eram conectados pra que tivessem os mesmos deslocamentos. A análise do conjunto era realizada e a partir da observação dos elementos da

alvenaria que estavam tracionados, considerava-se que existia a separação da alvenaria do pórtico nessas regiões. Mais ainda, pra levar em conta o deslizamento na interface do contato, forças cisalhantes iguais ao coeficiente de atrito multiplicado pelas forças normais, eram aplicadas apenas nos nós da alvenaria. O processo era então repetido mais vezes. Continuando com a aplicação da mesma técnica, Mallick e Severn (1968) realizaram análises dinâmicas de pórticos preenchidos.

Kadir (1974) estudou pórticos preenchidos de apenas um andar com e sem aberturas, como também pórticos de múltiplos andares. Ele estudou o caso do pórtico simples de um andar através de duas metodologias. Pelo método da barra diagonal equivalente, determinou a largura da barra e desenvolveu analiticamente expressões para estimar a rigidez e a resistência lateral do pórtico. Em seguida, comparou os resultados da análise teórica com a experimental, que foi obtida na literatura. Concluiu que as respostas concordavam satisfatoriamente. Pelo método dos elementos finitos considerou a alvenaria como meio homogêneo e utilizou elementos de estado plano de tensões para representa-la. Já para os membros do pórtico utilizou elementos de viga. A ligação da alvenaria com o pórtico se dava apenas no comprimento de contato, através de elementos de barra de pequenas dimensões. Em uma primeira análise eram extraídas as forças normais para que fosse possível encontrar as forças cortantes nos nós do contato. Depois a estrutura era resolvida com a aplicação dessas forças cortantes. Concluiu que a utilização do método dos elementos finitos oferece bons resultados, desde que, sejam consideradas apropriadas condições de contorno.

Smith e Riddington (1977) analisaram pórticos preenchidos com propriedades elásticas e lineares para os materiais usando o elemento finito de quatro nós com dois graus de liberdade por nó. A interface pórtico-alvenaria foi modelada considerando que seus nós eram obrigados a ter o mesmo deslocamento. Isto era conseguido utilizando o elemento tipo "Link", rigidamente conectado aos nós da interface. A separação da interface ocorria quando existia a presença de forças de tração no "Link" e, nesse caso, o elemento era removido e a estrutura reanalisada. O autor demonstrou que tensões críticas de cisalhamento e de tração apareciam no centro do painel de alvenaria.

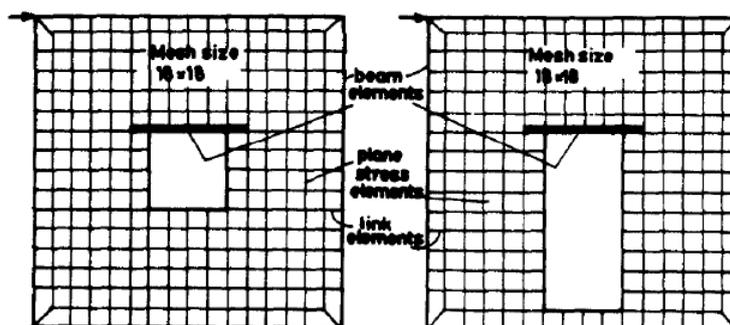
King and Pandey (1978) utilizaram a proposta de Smith e Riddington (1977) para a representação da alvenaria. Já para o pórtico, este foi representado como elementos de viga, possuindo três graus de liberdade por nó. Para modelar o comportamento da interface pórtico-alvenaria, foi utilizado um elemento finito que tinha "zero" de espessura. Ele era capaz de

levar em conta as forças de tração, bem como também o deslizamento relativo entre as superfícies na interface. O conceito do elemento finito com valor “zero” de espessura foi desenvolvido originariamente por Goodman et al. (1967) para aplicação em mecânica dos solos.

Liauw and Kwan (1984) estudaram pórticos preenchidos de múltiplos andares experimentalmente e por elementos finitos. O material do pórtico era o aço e para alvenaria o microconcreto. Para o modelo numérico, as não linearidades dos materiais e o comportamento da interface foram levados em conta. A estrutura foi representada por três elementos finitos diferentes: pórtico, alvenaria e interface. O pórtico foi idealizado como material elasto-plástico, sendo representado pelo elemento de viga composto por três graus de liberdade por nó. A alvenaria foi representada pelo elemento do estado plano de tensão triangular de três nós com dois graus de liberdade por nó. O microconcreto foi idealizado como material frágil linearmente elástico em tração, considerando que fissuras no elemento poderiam ocorrer quando a tensão principal de tração ultrapasse o limite de resistência do material à tração. Na compressão o microconcreto foi idealizado utilizando uma relação constitutiva não linear uniaxial. Admitiu-se que o material estava sendo esmagado quando a tensão principal de compressão excedia seu limite de resistência à compressão. A interface foi modelada por elementos simples de viga capazes de simular tanto a separação como o deslizamento das superfícies em contato. Utilizando uma solução incremental iterativa para resolver as estruturas, os autores obtiveram resultados que concordavam razoavelmente bem com aqueles obtidos experimentalmente, principalmente, no que diz respeito à curva força-deslocamento.

Achyutha et al. (1986) apresentaram um simples método iterativo em elementos finitos para estudar o comportamento de pórticos preenchidos com aberturas, levando-se em conta a separação, deslizamento e perda do atrito na interface do pórtico e da alvenaria. Adiante, a Figura 14 mostra a representação em elementos finitos do pórtico, alvenaria e interface do modelo estudado.

Figura 14 – Discretização em elementos finitos do pórtico preenchido estudado por Achyutha et al. (1986).



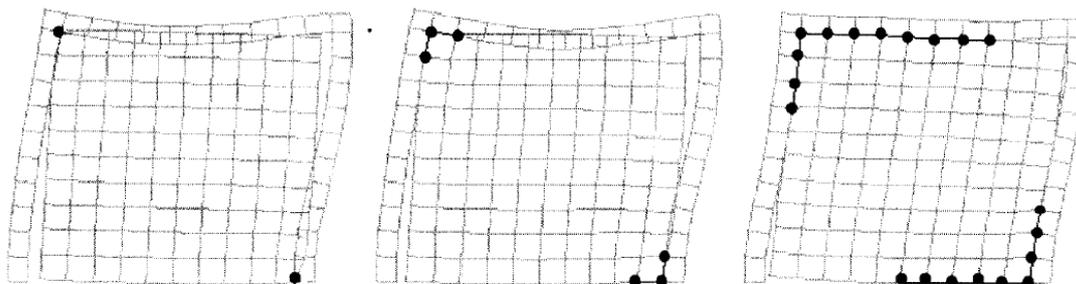
Fonte: Achyutha et al., 1986.

Em um primeiro momento a estrutura era resolvida e depois checado quais dos elementos da interface (“Links”) estavam sob tração. Uma vez tracionados eram desconectados. Para os elementos sob compressão, era verificado se havia deslizamento computando a relação entre a força cortante e força axial, comparando-se depois com o coeficiente de atrito das superfícies em contato. Se a relação entre as forças fosse superior ao coeficiente de atrito, havia deslizamento das superfícies em contato. Para levar em consideração esse efeito, forças friccionais eram introduzidas nos nós dos elementos da interface (“Links”), porém de sentido contrário. A força friccional era determinada multiplicando o coeficiente de atrito pela força axial. A análise era repetida mais vezes até que não se detectasse mais deslizamento e separação na interface do modelo. Segundo os autores, esse método iterativo de análise pode ser empregado satisfatoriamente para simular o comportamento elástico de pórticos preenchidos com ou sem aberturas.

Naji (1989) desenvolveu um programa de análise não linear baseado em elementos finitos para simular o comportamento do pórtico plano de concreto armado preenchido com alvenaria, submetido ao carregamento estático ou cíclico. O aço foi modelado como material rigidamente plástico, enquanto que o concreto foi modelado considerando o esmagamento, escoamento e fissuração do material. A separação, deslizamento, abertura e fechamento de eventuais espaços vazios da interface pórtico-alvenaria foram levados em conta por meio de ajustes das propriedades dos elementos da interface. A capacidade do programa foi testada através da investigação de modelos experimentais e também de resultados analíticos de outros autores. Segundo o autor, os resultados numéricos do programa foram satisfatórios.

Asteris (1996) desenvolveu um processo iterativo, passo a passo, a partir de um critério que leva em consideração o mecanismo da separação do pórtico da alvenaria. Inicialmente o pórtico é conectado ao painel de alvenaria somente nos nós do canto, diagonalmente opostos, da diagonal comprimida. Em seguida a estrutura é analisada, observando-se a sobreposição dos elementos do pórtico com os da alvenaria na região do comprimento de contato. A estrutura é novamente analisada, considerando agora que os nós dos elementos sobrepostos são conectados entre si. O processo é repetido até que se alcance uma configuração final de equilíbrio. A Figura 15 mostra a configuração deformada da malha de elementos finitos gerada para alguns passos do processo iterativo do método dos pontos de contato.

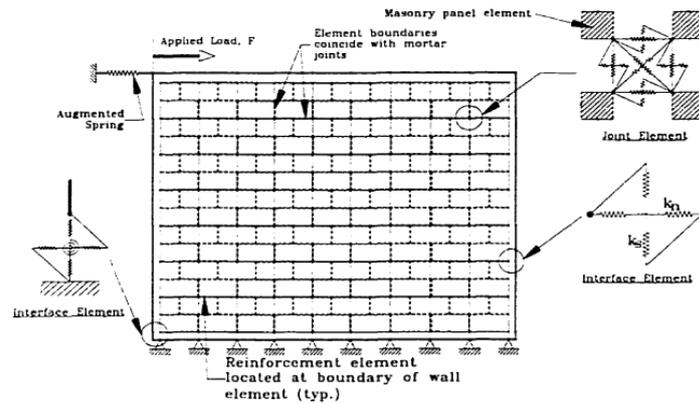
Figura 15 – Processo iterativo do método dos pontos de contato proposto por Asteris (1996).



Fonte: Asteris, 1996.

Seah (1998) desenvolveu um programa chamado INFRAME32 para avaliar o comportamento de pórticos preenchidos. O pórtico foi discretizado como elementos de barra com comportamento elástico-linear, porém nas extremidades de cada barra havia elementos de mola para simular possíveis rótulas plásticas. O painel de alvenaria foi discretizado como elemento bidimensional de estado plano de tensões. Elementos de mola foram implementados nos nós em comum dos elementos bidimensionais de modo a representar possíveis modos de falha existentes nas juntas de argamassa vertical e horizontal, bem como também em juntas previamente definidas nos próprios elementos de alvenaria. Para modelar a interface do pórtico com o painel foi utilizada a mesma estratégia anterior, consistindo em um par de molas nas direções normal e tangencial. Adiante, a Figura 16 mostra o modelo implementado no programa. Uma análise paramétrica foi realizada com o objetivo de avaliar alguns parâmetros que afetavam diretamente o comportamento dos pórticos preenchidos.

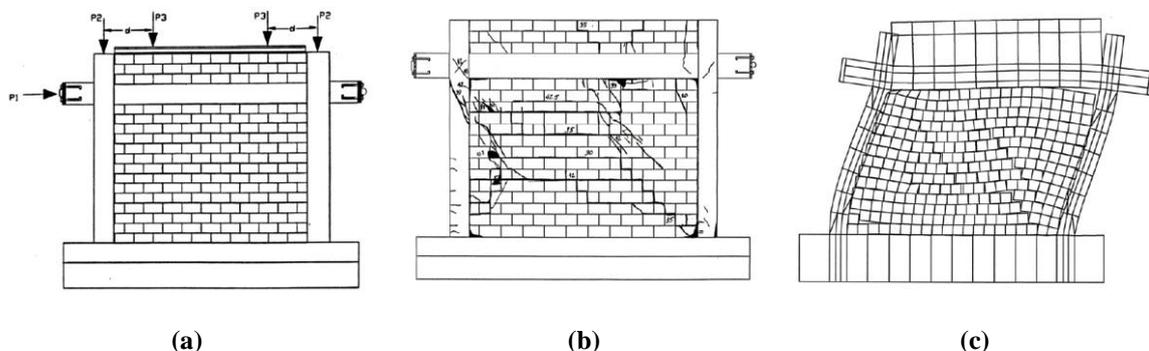
Figura 16 – Modelo de elementos finitos desenvolvido por Seah (1998).



Fonte: Seah, 1998.

Al-Chaar e Mehrabi (2008) com o objetivo de identificar modelos constitutivos adequados na modelagem de pórticos preenchidos utilizaram o software comercial DIANA baseado em elementos finitos. Dois modelos constitutivos foram usados: um coesivo para representar o comportamento das juntas de argamassa, bem como o comportamento da interface pórtico-alvenaria; e outro de fissuração distribuída para representar o concreto e a unidade de alvenaria. Os autores realizaram modelagens e análises, dentre elas, a de um pórtico com alvenaria fraca (blocos furados). Este mesmo pórtico já havia sido testado experimentalmente. Os resultados experimentais serviram para calibração do modelo numérico. A Figura 17 apresenta alguns detalhes sobre o ensaio experimental e a modelagem do pórtico preenchido.

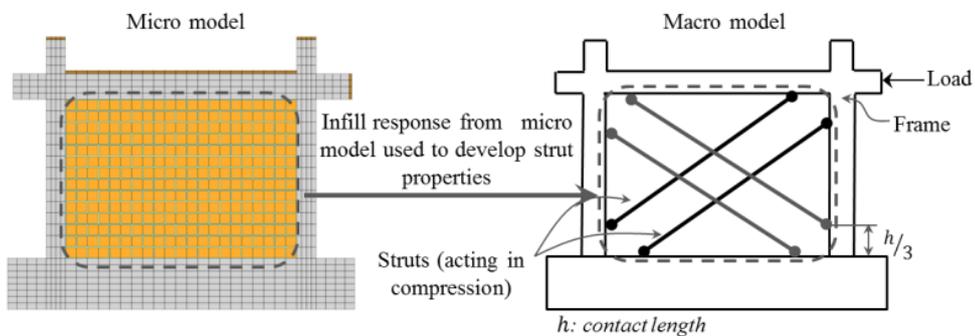
Figura 17 – Ensaio experimental e numérico do pórtico preenchido: (a) geometria e carregamento do espécime do teste de laboratório; (b) padrão das falhas do teste realizado no laboratório e (c) Forma deformada do modelo em Elementos Finitos



Fonte: Al-Chaar e Mehrabi, 2008.

Sattar (2013) propôs um modelo multi-escalar para simular a resposta de pórticos de concreto armado preenchidos até o ponto de colapso provocado por terremotos. Trata-se de um macromodelo baseado na resposta obtida a partir de um micromodelo, que foi testado experimentalmente e seus resultados comparados com os dados de uma simulação numérica. O macromodelo proposto possui uma configuração com duas barras para representar a resposta da parede em duas direções. Segundo o autor, a abordagem integrada da micro e macromodelagem é capaz de capturar as principais características da resposta da parede, bem como as interações do pórtico e da parede (Figura 18).

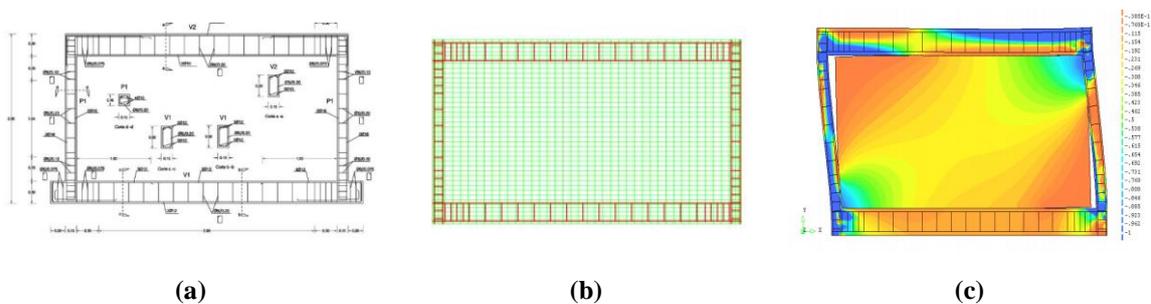
Figura 18 – Diagrama esquemático do modelo proposto por Sattar (2013).



Fonte: Sattar, 2013.

Akhoundi et al. (2014) realizaram a análise numérica do pórtico simples de um vão e um andar através do software DIANA. O modelo numérico foi calibrado baseado no trabalho experimental de Pereira (2013). O modelo tomado como referência se chamava Wall-Ref-01. A Figura 19 mostra algumas particularidades do modelo e o respectivo espécime experimental que serviu para sua calibração.

Figura 19 – Pórtico preenchido estudado: (a) espécime experimental; (b) malha de elementos finitos e (c) deformada do modelo numérico.



Fonte: Akhoundi et al., 2014.

O modelo constitutivo baseado na deformação total de fissuração ortogonal fixa foi adotado para representar o concreto e a alvenaria. Já para representar a interação da interface pórtico-alvenaria foi utilizado o modelo combinado de fissuração-cisalhamento-compressão que pode simular fratura, deslizamento e esmagamento na região localizada de contato. Depois da calibração, foi realizada uma análise paramétrica se levando em conta a variação das propriedades da alvenaria, bem como a relação largura e altura da parede. Aumentando-se a resistência a compressão da alvenaria, observou-se um ganho na resistência lateral do pórtico preenchido, enquanto que aumentando a relação entre a altura e largura do painel de alvenaria houve redução da resistência e rigidez inicial do pórtico preenchido.

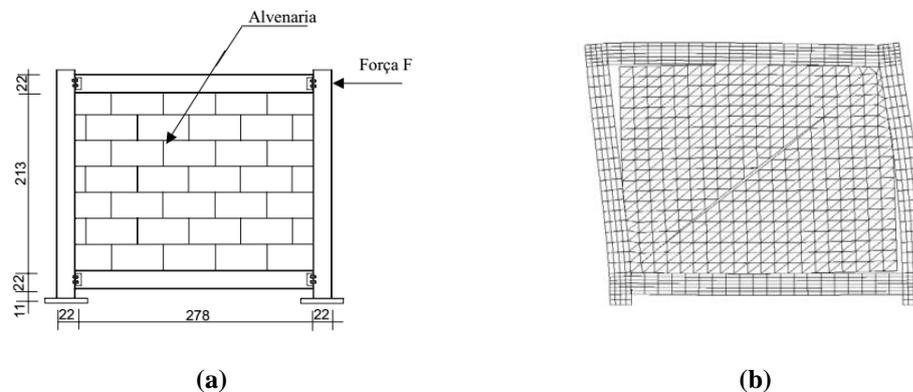
2.9 PESQUISAS REALIZADAS NO BRASIL

No Brasil Braguim (1989) realizou análises experimentais de pórticos de aço com alvenaria. Foram ensaiados 12 modelos variando a rigidez viga-pilar com objetivo de avaliar a influência dessa rigidez no conjunto pórtico-alvenaria. Em seguida Braguim (1993) realizou análises numéricas de pórticos de aço preenchidos de quatro pavimentos variando o tipo de ligação entre as vigas e pilares. Ele observou que a presença da alvenaria enrijece de fato o conjunto, independentemente da consideração das ligações entre os pilares e as vigas do pórtico.

Fonseca (1999) analisou experimentalmente painéis de alvenaria confinados em estruturas aporticadas de aço de um vão e um andar. As cargas horizontais aplicadas no conjunto foram conduzidas até a ruptura do painel, mantendo-se o pórtico em regime elástico. Foram realizadas também análises numéricas que auxiliaram na definição da geometria do modelo e das cargas aplicadas nos ensaios experimentais. Na modelagem numérica foram realizadas simulações do comportamento não linear dos painéis de alvenaria, cujos resultados puderam ser comparados aos resultados experimentais. O autor concluiu que a presença da alvenaria aumentou consideravelmente a rigidez lateral do pórtico preenchido.

Alvarenga (2002) estudou o comportamento de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de blocos de concreto celular. Para isso, realizou diversos ensaios experimentais com protótipos de aço em escala real. Ao todo foram ensaiados 16 protótipos considerando a presença ou não da alvenaria. Alguns parâmetros variavam de um ensaio para o outro, como a relação a relação altura/comprimento dos painéis, interface pórtico-alvenaria, argamassa de assentamento, tipo do bloco e a presença ou não de aberturas. Além disso, fez análises numéricas por meio da micromodelagem e análises teóricas. O objetivo era validar a obtenção da carga de ruptura dos painéis de alvenaria de pórticos preenchidos através do modelo de bielas e tirantes. A autora concluiu que os resultados obtidos da pesquisa quando comparados com os modelos experimentais e teóricos da literatura, comprovavam a eficiência e a praticidade da utilização do modelo de bielas e tirantes. A Figura 20 apresenta a deformada incremental para a carga horizontal de 316 kN. É possível observar o descolamento da alvenaria do pórtico confinante e uma abertura na diagonal comprimida por conta da tração localizada nessa região.

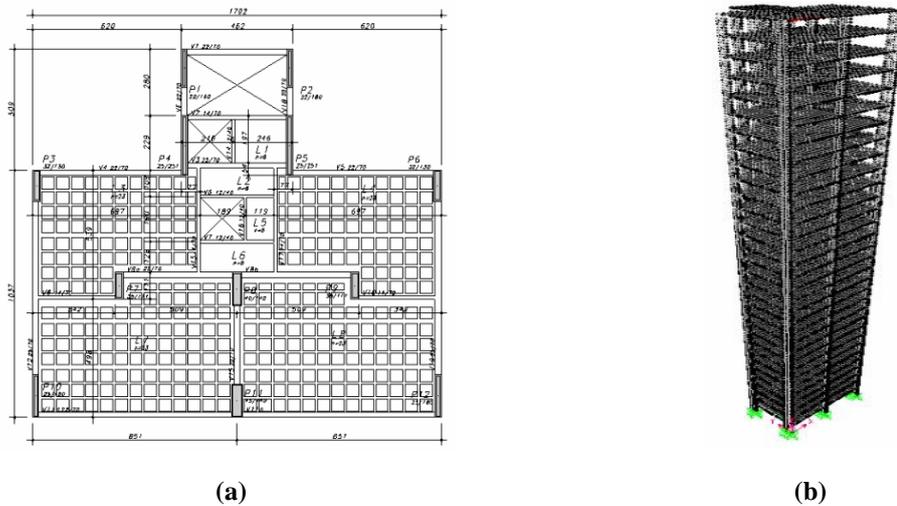
Figura 20 – Um dos Protótipos estudado por Alvarenga (2002): (a) geometria e (b) deformada do modelo.



Fonte: Alvarenga, 2002.

Santos (2007) realizou análise numérica tridimensional de um edifício de 32 pavimentos de concreto armado na cidade de Recife – PE. Adiante, a Figura 21 apresenta a planta de forma do teto tipo e a discretização do edifício em elementos finitos.

Figura 21 – O edifício analisado por Santos (2007): (a) forma do teto tipo e (b) modelo discretizado em elementos finitos.



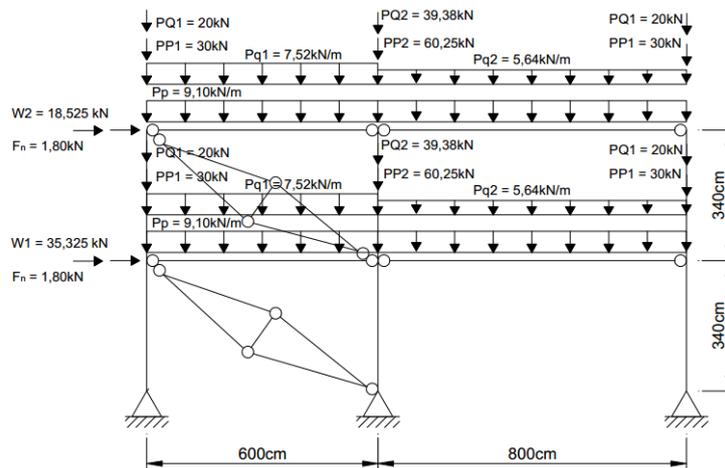
Fone: Santos, 2007.

Duas análises foram feitas: a primeira não considerou os pórticos preenchidos com alvenaria e a outra levou em conta a presença das paredes. Os painéis de alvenaria foram analisados pelo modelo da barra diagonal equivalente. Os resultados das reações de apoio e dos deslocamentos no topo do edifício foram comparados entre si. Foi observado o aumento da rigidez lateral do pórtico preenchido e uma sensível diferença na distribuição de cargas nas fundações, onde os pilares centrais sofreram diminuição de carga enquanto que os de extremidade sofreram acréscimo de carga. Ainda foi feita análise de alguns painéis de alvenaria que estavam mais solicitados. Foi observado distribuições de tensões elevadas ensejando a possibilidade do surgimento de fissuras. A autora explica que esses resultados são válidos apenas para esse caso em particular.

Dias (2009) realizou análise numérica tridimensional de um edifício de 27 pavimentos em concreto armado. As paredes foram modeladas como elementos de barra através do modelo da barra diagonal equivalente. Foi observado o enrijecimento lateral do edifício em virtude da presença da alvenaria devido à redução do deslocamento horizontal no topo do prédio. O autor comenta também que a presença da alvenaria modifica os esforços seccionais e o carregamento na fundação do edifício, e que esse efeito pode ser favorável ou não ao dimensionamento dos elementos estruturais.

Silva (2011) realizou análises numéricas de pórticos de aço com paredes de alvenaria de blocos de concreto autoclavado. A alvenaria foi substituída por elementos de barras por meio do método de bielas e tirantes, como mostra a Figura 2.17.

Figura 22 – Exemplo do pórtico plano de dois pavimentos cujas paredes de alvenaria foram substituídas por barras através do modelo de bielas e tirantes.



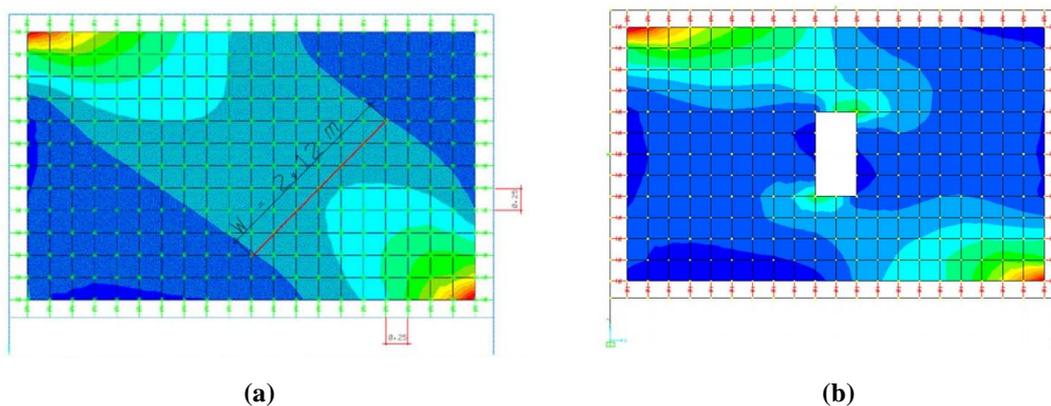
Fonte: Silva, 2011.

A ideia era verificar a possibilidade de substituir as barras de contraventamento metálico por painéis de alvenaria. Ele concluiu que existe a possibilidade de substituir as barras pela alvenaria até um determinado número de pavimentos. Este número depende de fatores como a rigidez dos pórticos e dos painéis de alvenaria bem como a intensidade das ações aplicadas. Contudo, porém advertiu que a pesquisa não é conclusiva e cada caso merece ser estudado individualmente.

Tanaka (2011) estudou a influência da alvenaria dotada de aberturas no comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de 27 pavimentos. Utilizando um software baseado no Método dos Elementos Finitos substituiu os painéis de alvenaria pelo modelo das barras equivalentes. Três modelos foram adotados para efeito de comparação da rigidez lateral do edifício: (I) sem a presença de alvenaria, (II) com a presença da alvenaria externa e (III) com a presença da alvenaria externa, mas dotada de aberturas. Foi constatado o ganho de rigidez lateral do edifício dos modelos (II) e (III) em relação ao modelo (I). Também foi modelado um pórtico plano isolado por meio da discretização do painel de alvenaria em elementos de chapa e a consideração de molas na interface pórtico-alvenaria. Foram propostos três modelos do mesmo modo do caso anterior. Os resultados mostraram um aumento significativo da rigidez lateral do pórtico com a presença da alvenaria, mesmo o modelo

dotado de abertura no painel. Foi possível observar também a formação da biela de compressão no interior da alvenaria, o descolamento do painel de alvenaria nos cantos tracionados e o aparecimento de tensões de compressão nos cantos opostos, como pode ser visto na Figura 23.

Figura 23 – Tensões principais e formação da biela de compressão: (a) painel sem abertura e (b) painel dotado de abertura central.



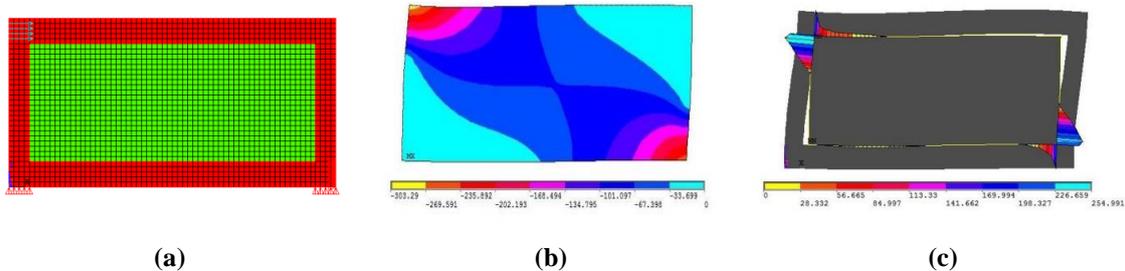
Fonte: Tanaka, 2011.

Madia (2012) estudou o comportamento de estruturas aperticadas considerando o painel de alvenaria, visando avaliar a rigidez lateral do conjunto quando submetidos à ação do vento. Em um primeiro momento, foram analisados alguns casos, desde o pórtico mais simples até pórticos de múltiplos pavimentos. Os resultados da análise numérica foram comparados com resultados experimentais e teóricos encontrados na literatura. Esta comparação possibilitou a calibração de um modelo numérico que foi tomado como referência. Por fim, foi realizada uma análise de um edifício real de 22 pavimentos, com e sem a presença de alvenaria, pra que se pudesse avaliar o aumento da rigidez lateral da edificação. Foi observado um ganho de rigidez lateral da estrutura com a presença da alvenaria. O autor também constatou redução no consumo de concreto dos pilares, proporcionando economia e ganho de espaços nos ambientes.

Silva (2014) estudou o comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de vedação no Estado Limite de Serviço. Foram realizadas análises empregando-se a micro e a macromodelagem. Algumas expressões disponíveis na literatura para determinação da largura da barra diagonal equivalente foram utilizadas. Observou-se sensível diferença entre elas. Para micromodelagem Silva (2014) utilizou o software comercial ANSYS. O concreto e a alvenaria foram representados por elementos finitos planos. A interação pórtico-alvenaria também foi levada em consideração por meio de

elementos finitos de contato. A Figura 24 apresenta um dos modelos que foi analisado computacionalmente.

Figura 24 – Um dos modelos estudados por Silva (2014): (a) malha de elementos finitos, (b) tensões de compressão na diagonal comprimida e (c) pressão de contato nos cantos comprimidos.



Fonte: Silva, 2014.

A comparação dos resultados das duas técnicas de modelagem permitiu a avaliação das limitações das formulações existentes para a determinação da largura da barra equivalente. Os resultados das análises também mostraram que a fissuração do painel de alvenaria em serviço, quando ocorre, se dá por tração diagonal, uma vez que a resistência à tração da alvenaria de preenchimento é bastante baixa.

3 MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADOS

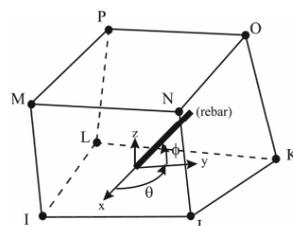
3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão tratados os modelos de elementos finitos que serão utilizados na micromodelagem dos pórticos preenchidos. O programa escolhido para a realização das modelagens foi o ANSYS®. Trata-se de um programa baseado no Método dos Elementos Finitos capaz de resolver problemas físicos dos mais diversos. Uma consulta mais completa sobre os modelos descritos nesse trabalho pode ser feita nos manuais do programa, devidamente relacionados nas referências bibliográficas. A menos que se diga o contrário, as informações presentes nesse capítulo se referem aos manuais citados acima.

3.2 CONCRETO SIMPLES

O ANSYS possui em sua biblioteca de elementos finitos o SOLID65. Este elemento é o sugerido para a modelagem dos materiais que possuem comportamento frágil como o concreto simples e a alvenaria. Trata-se de um elemento tridimensional que possui três graus de liberdade por nó representando as translações nas direções x , y e z . A Figura 25 apresenta a geometria, localização dos nós e o sistema de eixos coordenados do elemento. É possível utilizá-lo com barras embutidas “embedded rebars”. Isto quer dizer que no interior do elemento as barras de aço são distribuídas, proporcionalmente ao seu volume, segundo os ângulos de orientação (θ , ϕ).

Figura 25 – Elemento SOLID65 do ANSYS.



O SOLID65 é capaz de fissurar quando tracionado e sofrer esmagamento quando comprimido, características típicas do comportamento de materiais frágeis como o concreto e alvenaria. Adicionalmente, o elemento pode sofrer deformações plásticas caso se queira utilizar as superfícies de falha de Drucker-Prager ou von Mises, por exemplo.

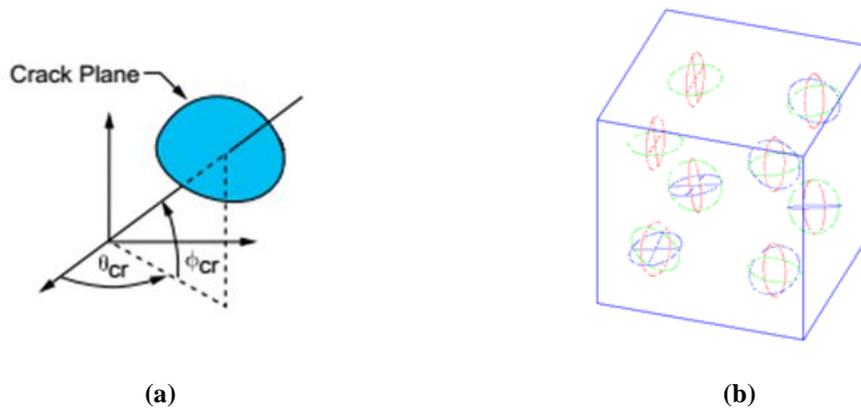
A fissuração no elemento é tratada no programa através da modelagem da fissura distribuída e não como discreta. Estas são as duas maneiras comumente usadas para o tratamento das fissuras em um programa de elementos finitos. Na modelagem discreta as fissuras são consideradas como descontinuidades do campo de deslocamentos entre os elementos finitos e se desenvolvem ao longo do contorno dos mesmos. Isto acaba gerando uma restrição na direção de sua propagação. A cada iteração a malha de elementos finitos precisa ser redefinida. No caso da modelagem distribuída o material fissurado é considerado como contínuo, e a descontinuidade do campo de deslocamentos causada pela fissura é espalhada ao longo do elemento, alterando-se a equação constitutiva do material. A Figura 26 mostra as duas estratégias de modelagem das fissuras.

Figura 26 – Estratégias de modelagem das fissuras: (a) discreta e (b) distribuída.



No ANSYS a presença da fissura em um ponto de integração é representada através da modificação da matriz constitutiva do material. Isto é feito introduzindo um plano de fraqueza na direção normal a face da fissura. Logo a seguir, a Figura 27 apresenta o plano da fissura, que é ortogonal a um eixo orientado em relação ao sistema de coordenadas do elemento. Na mesma Figura é possível ver como é feita a representação gráfica das fissuras em um elemento do ANSYS. Pode-se perceber também que o programa permite a fissuração em três direções ortogonais em cada ponto de integração.

Figura 27 – Tratamento das fissuras no ANSYS: (a) plano de orientação e (b) representação gráfica.



Existindo a presença de fissura, na nova matriz é inserido o coeficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras abertas β_1 . Se a fissura fechar no decorrer da análise por conta de uma provável redistribuição de tensões no ponto de integração, a matriz mais uma vez é alterada e é introduzido o coeficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras fechadas β_2 . Estes coeficientes podem assumir valores de 0 (completa perda de transferência do cisalhamento, fissura não rugosa) a 1 (nenhuma perda de transferência do cisalhamento, fissura rugosa). O status de fissura aberta ou fechada em um ponto de integração é baseado no parâmetro “deformação da fissura”, que tem relação com as três componentes normais de deformação na direção da orientação da fissura. Se o parâmetro é menor que zero a fissura é assumida fechada, em caso contrário, é assumida como aberta.

Já o esmagamento em um ponto de integração do elemento ocorre quando o mesmo sofre colapso por compressão uniaxial, biaxial ou triaxial. É um fenômeno de perda de integridade estrutural do material, sendo desprezada a contribuição do ponto “esmagado” na rigidez do elemento. Contudo, o ANSYS também permite ao usuário desabilitar a função “esmagamento” do SOLID65 caso seja pertinente.

O programa assume que o material se comporta elasticamente até que seja alcançada uma superfície de falha, que para o caso do estado multiaxial de tensões é adotado o critério de falha de William e Warnke (1974), a saber:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (3.1)$$

Onde:

F é função do estado das tensões principais (σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp});

S é a superfície de falha definida em termos das tensões principais;

f_c é a resistência à compressão (simples) uniaxial do concreto;

σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp} são as tensões principais.

Se a equação 3.1 é satisfeita, o material irá fissurar ou esmagar. Haverá fissuração se qualquer uma das tensões principais for de tração, enquanto que, haverá esmagamento se todas as tensões principais forem de compressão. Tanto a função F como a superfície de falha S são expressas em termos das tensões principais, onde:

$$\sigma_1 = \max(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (3.2)$$

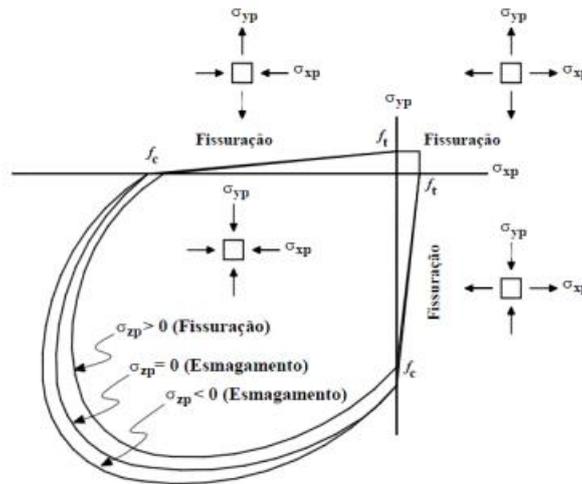
$$\sigma_3 = \min(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}) \quad (3.3)$$

e $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. A superfície de falha é definida através de quatro domínios:

- (1) $0 \geq \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (compressão – compressão – compressão)
- (2) $\sigma_1 \geq 0 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ (tração – compressão – compressão)
- (3) $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3$ (tração – tração – compressão)
- (4) $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \geq 0$ (tração – tração – tração)

Em cada região ou domínio, funções independentes descrevem F e a superfície de falha S. No manual do ANSYS é possível ver com mais detalhes a descrição de cada uma delas. A Figura 28, adiante, apresenta a superfície de falha proposta por William e Warnke (1974), bem como os quatro domínios descritos anteriormente.

Figura 28 – Superfície de falha no espaço das tensões principais segundo William e Warnke (1974).



Fonte: William e Warnke (1974).

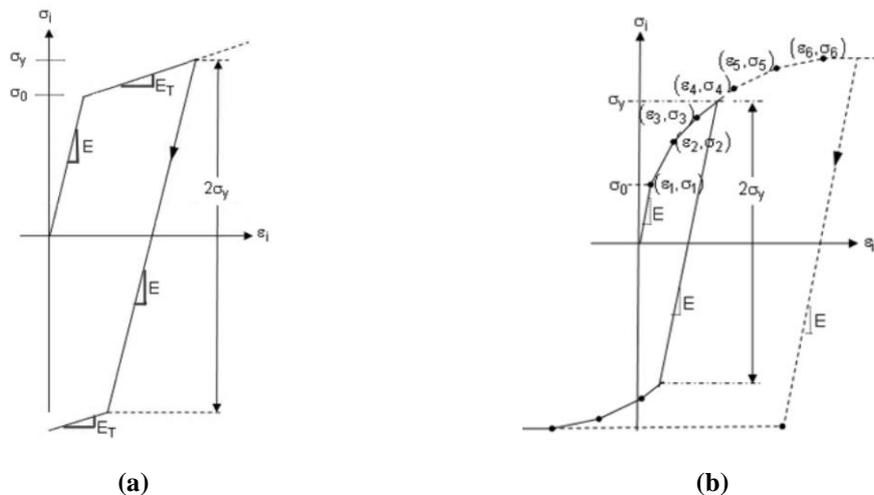
O ANSYS também possibilita combinar modelos baseados na Teoria da Plasticidade ao SOLID65. Neste caso o material estará sujeito a forças além de seu limite elástico, quando serão desenvolvidas deformações plásticas não recuperáveis. As características essenciais dos modelos constitutivos plásticos são:

- **Critério de escoamento** – define o estado do material na transição do comportamento elástico para o elasto-plástico. A representação geométrica no espaço das tensões principais do critério de escoamento é denominada “superfície de escoamento”. Exemplificando, o critério de von Mises define uma superfície cilíndrica circular, enquanto que, o critério de Tresca define uma superfície cilíndrica hexagonal. Se um ponto qualquer do sólido, sujeito a um determinado estado tensional estiver dentro da superfície de escoamento indicará comportamento elástico. Se o ponto representado estiver na superfície indicará o início do escoamento. Finalmente, se o ponto representado estiver fora da superfície indicará que a tensão de escoamento do material foi ultrapassada;
- **Regra de escoamento** – define a relação tensão-deformação após a plastificação, considerando a deformação total, isto é, a soma das componentes de deformações elásticas e plásticas;

- **Lei do encruamento ou endurecimento** – define como a superfície de escoamento se altera em função do grau de deformação plástica, visto que, ela estará sujeita a ciclos de carregamentos e descarregamentos. Com o incremento de deformação plástica a nova superfície de escoamento poderá sofrer expansão uniforme em relação a anterior (modelo isotrópico) ou mesmo sofrer translação de corpo rígido e manter a forma da superfície do estágio anterior (modelo cinemático).

Para simular o comportamento elasto-plástico do material o programa fornece várias opções de relações constitutivas. A Figura 29 apresenta duas opções de diagramas tensão-deformação associados ao critério de escoamento de von Mises.

Figura 29 – Diagramas tensão-deformação presentes no ANSYS: (a) curva bilinear com endurecimento isotrópico e (b) curva multilinear com endurecimento isotrópico.

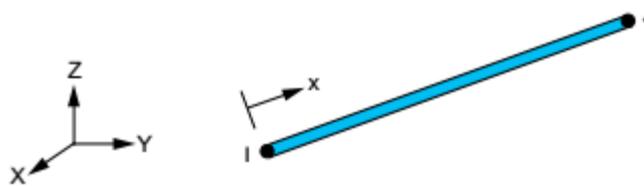


3.3 ARMADURA DE AÇO

Para modelagem da armadura de aço no interior do volume de concreto existem três técnicas comumente utilizadas: o modelo discreto, o modelo incorporado e o modelo disperso ou espalhado. Uma descrição mais detalhada de cada modelo pode ser encontrada no trabalho de Tavares (2001) apud Saifullah (2011). Como o modelo discreto será o utilizado nessa trabalho, ele será explicado a seguir. No modelo discreto as armaduras de aço são

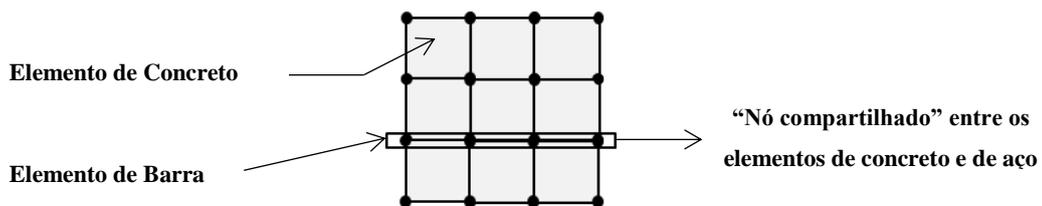
consideradas como elementos de barra submetidos à tração ou compressão. O LINK180 é um elemento do ANSYS tridimensional apropriado para modelagem de estruturas de barras como treliças, molas etc. Ele possui três graus de liberdade por nó nas direções que representam as translações em x, y e z. A Figura 30 apresenta a geometria, localização dos nós e o sistema de eixos coordenados do elemento.

Figura 30 – Elemento LINK180 do ANSYS.



Na região do volume de concreto que fica localizada a armadura de aço a malha do SOLID65 e a malha do LINK180 compartilham os mesmos pontos nodais, como pode ser visto na Figura 31. É possível incorporar ao elemento modelos de plasticidade, sendo comum considerar o aço como material elasto-plástico perfeito.

Figura 31 – Modelo discreto para a armadura de aço.



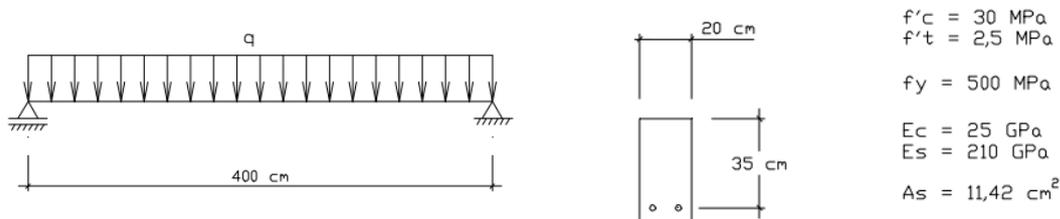
3.4 CONCRETO ARMADO

Quando se combina os modelos do concreto simples e da armadura de aço discreta, obtém-se o modelo de elementos finitos do concreto armado. Na literatura é possível encontrar trabalhos de análise numérica de estruturas de concreto armado utilizando o ANSYS, como: Barbosa e Ribeiro (1998), Ramadan et al. (2009), Dahmani et al. (2010),

Saifullah et al. (2011), Dere e Dede (2011), Badiger e Malipatil (2014), Dawari e Vesmawala (2014) e Parvanova et al. (2003). Foi escolhido um dos trabalhos citados para avaliação da potencialidade do programa na modelagem de estruturas de concreto armado.

Em Barbosa e Ribeiro (1998) uma viga de concreto armado simplesmente apoiada, com carregamento uniformemente distribuído foi analisada. A Figura 32 apresenta além da viga, sua seção transversal, área da armadura de aço e as propriedades do aço e do concreto. A viga possuía apenas armadura de aço longitudinal. O objetivo era avaliar diferentes modelos de elementos finitos para o aço e o concreto com respeito à curva força-deslocamento em um ponto localizado no meio do vão.

Figura 32 – Viga analisada no ANSYS por Barbosa e Ribeiro (1998).



Fonte: Barbosa e Ribeiro, 1998.

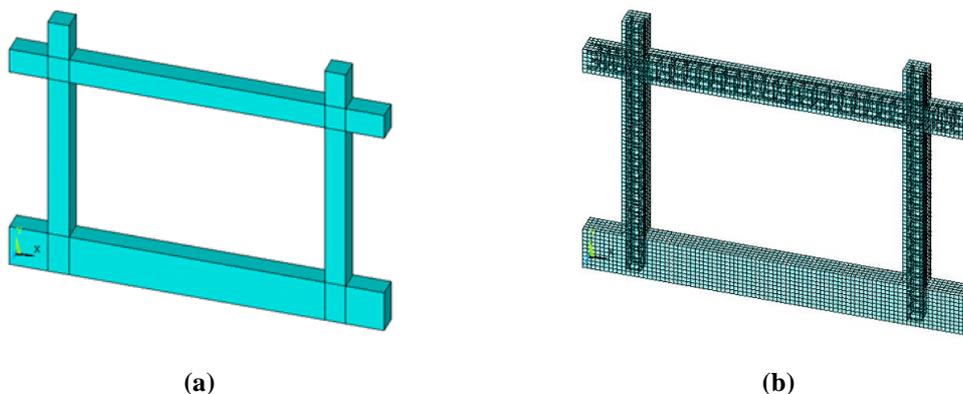
No caso do concreto o elemento finito usado foi o SOLID65. Todos os modelos eram capazes de fissurar quando tracionados. Na compressão, no entanto, alguns modelos eram capazes de sofrer esmagamento e outros tiveram a capacidade de esmagamento desabilitada. Para estes últimos, o concreto foi admitido como material elástico ou plástico, adotando-se o critério de escoamento de Drucker-Prager ou de von Mises. A armadura de aço por sua vez foi representada ou de forma discreta ou de forma espalhada (distribuída) no interior do elemento SOLID65. Quanto ao comportamento mecânico, o aço foi considerado como material elástico-linear ou elasto-plástico perfeito.

Os autores concluíram que os modelos com a capacidade de esmagamento desabilitada e plasticidade associada puderam representar completamente a curva força- deslocamento, ou seja, alcançaram a carga última ou de colapso da viga. Nos modelos habilitados ao esmagamento, com ou sem plasticidade associada, a falha ocorreu prematuramente para cargas não muito maiores que as de serviço, possivelmente, por conta da compressão no concreto. Os autores também sugeriram a existência de algum tipo de incompatibilidade quando o critério de falha ao esmagamento do SOLID65 é habilitada.

Para verificar a existência ou não da incompatibilidade descrita no parágrafo anterior, algumas vigas de concreto armado dos trabalhos mencionados previamente foram modeladas no ANSYS. Foi constatado também que quando a função “esmagamento” do SOLID65 estava ativada, ocorria à falha prematura no concreto e não era possível obter toda extensão da curva força-deslocamento dos modelos analisados. Nos referidos trabalhos, alguns autores desabilitavam a função “esmagamento” do SOLID65, porém não fundamentavam a razão para isso.

Para tentar superar essa limitação do programa, mais um teste numérico foi realizado, só que, dessa vez, com um pórtico de concreto armado descrito em Mehrabi et al. (1994) apud Goyal (2011). O objetivo era comparar o desenvolvimento da curva força-deslocamento da análise experimental com o da curva da análise numérica. O concreto tinha resistência à compressão de 28 MPa e módulo de elasticidade de 24000 MPa. A função “esmagamento” foi desabilitada e o material foi considerado como elasto-plástico perfeito. A armadura de aço tinha limite resistência ao escoamento de 500 MPa e módulo de elasticidade de 154 GPa. Admitiu-se também para o aço um comportamento elasto-plástico perfeito. Primeiramente, o pórtico foi carregado no sentido vertical no topo das colunas e depois carregado no sentido horizontal com a carga aplicada ao nível da viga de forma incremental. Uma consulta mais detalhada sobre as dimensões, propriedades empregadas e a estratégia do carregamento do modelo estudado por ser feita no trabalho mencionado acima. Logo a seguir, a Figura 33 apresenta o pórtico que foi analisado.

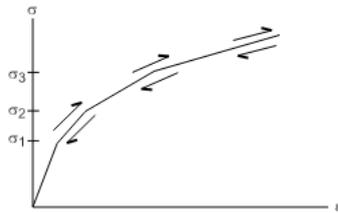
Figura 33 – Pórtico de concreto armado estudado: (a) geometria e (b) malha de elementos finitos.



Fonte: Mehrabi et al., 1994 apud Goyal, 2011.

Na análise experimental a carga última alcançada foi aproximadamente de 100 kN para um deslocamento lateral máximo do pórtico de 80 mm, enquanto que, na análise numérica a carga última encontrada foi de aproximadamente 40 kN para um deslocamento lateral do pórtico de 11 mm. O modelo numérico falhou prematuramente, mesmo desabilitada a função “esmagamento” do SOLID65. Então, para que o modelo pudesse se aproximar mais da carga última obtida experimentalmente, decidiu-se modificar o comportamento plástico do concreto. No entanto, o material não poderia ser considerado elástico linear, pois as tensões não deveriam aumentar indefinidamente sem um limite estabelecido. No ANSYS existe a possibilidade de considerar o material como sendo elástico, mas não linear. O comportamento do material é descrito por um diagrama tensão-deformação multilinear, como mostra a Figura 34. Neste caso, as tensões acompanham a curva do diagrama proposto. Como desvantagem o caminho ou trajetória de equilíbrio do carregamento é o mesmo do descarregamento, portanto, trata-se de um comportamento conservativo.

Figura 34 – Modelagem do pórtico: (a) diagrama tensão-deformação multilinear elástico não linear adotado.



Este foi o modelo adotado como alternativa. Como resultado da nova modelagem, a curva força-deslocamento da análise numérica se aproximou substancialmente daquela da análise experimental. Devida a satisfatória concordância de resultados entre as curvas, o modelo de elasticidade não-linear foi o adotado nesse trabalho, porém com algumas ressalvas no que diz respeito a deformação última do concreto. Ela foi monitorada de tal sorte que não pudesse ser ultrapassada nos modelos analisados do capítulo seguinte. Esta discussão será retomada no próximo capítulo.

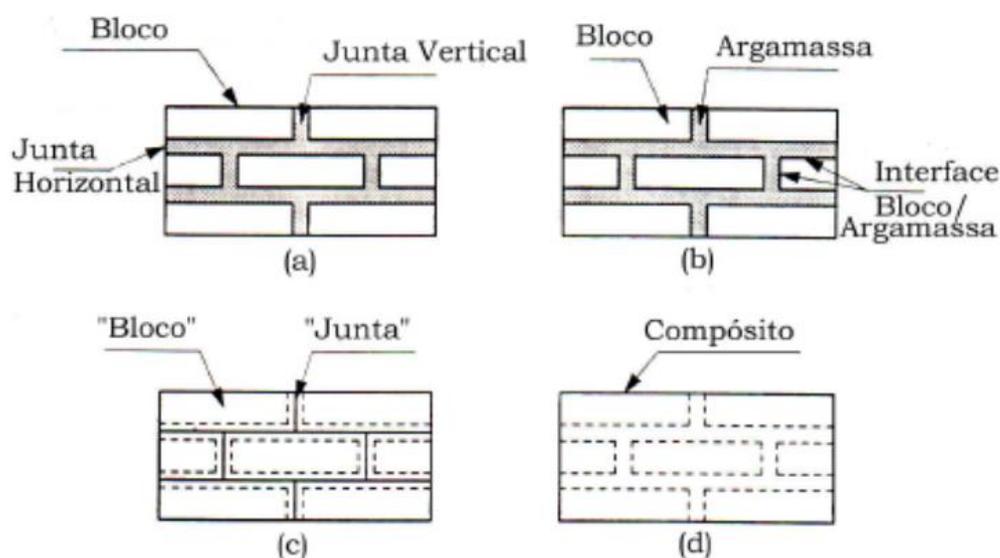
3.5 ALVENARIA

Alvenaria é um material heterogêneo formado pela presença da unidade (blocos ou tijolos) e das juntas de argamassa vertical e horizontal. Ela exhibe propriedades mecânicas distintas para diferentes direções devido à presença das juntas que atuam como planos de fraqueza. Para Lourenço (1996), dependendo do nível de acurácia e da simplicidade desejada, é possível utilizar as seguintes estratégias de modelagem:

- **Micromodelagem detalhada** – unidades e juntas de argamassa são representadas por elementos contínuos enquanto que a interface unidade-argamassa é representada por elementos descontínuos;
- **Micromodelagem simplificada** – as unidades expandidas são representadas por elementos contínuos enquanto que o comportamento das juntas de argamassa e da interface unidade-argamassa é uniformizado em elementos descontínuos;
- **Macromodelagem** – não há distinção das unidades, juntas e interface unidade-argamassa, ou seja, a alvenaria é tratada como um material compósito.

Na primeira abordagem as propriedades da unidade e da argamassa são levadas em conta. Já a interface unidade-argamassa representa um potencial plano de fraqueza. Na segunda abordagem, cada junta, consistindo da argamassa e de duas interfaces unidade-argamassa, tem suas propriedades uniformizadas como um tipo de interface “média”. As unidades são expandidas de modo a manter a geometria inalterada. Na terceira e última abordagem, a alvenaria é tratada como um material compósito homogêneo, contínuo e anisotrópico. Neste caso, as propriedades do material são inerentes ao compósito. Para obtê-las são necessários ensaios em amostras com proporções representativas da real situação do uso da estrutura, de modo a conferir maior homogeneidade ao material (Alvarenga, 2002). A Figura 35, a seguir, apresenta um desenho esquemático das estratégias utilizadas na modelagem numérica da alvenaria.

Figura 35 – Estratégias de modelagem da alvenaria: (a) exemplar da alvenaria; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada e (d) macromodelagem.



Fonte: Peleteiro, 2002 – adaptada de Lourenço, 1996.

Uma estratégia de modelagem não pode ser preferida em detrimento a outra, pois diferentes campos de aplicação existem para micro e macromodelos. O uso da macromodelagem para a alvenaria é indicada para o caso de modelos de grandes dimensões, quando se deseja observar o comportamento global da estrutura. Já a micromodelagem se destina a observação do comportamento a nível local da estrutura, como por exemplo, estudar se a interface unidade-argamassa atingiu o estado limite de compressão, tração ou cisalhamento. Neste trabalho, optou-se pela estratégia da macromodelagem, pois o que se pretende é a compreensão do comportamento global dos pórticos preenchidos. Outro fator importante é que na região metropolitana do Recife os laboratórios locais não dispõem de aparatos nem de mão de obra adequada para realizar ensaios sofisticados inerentes a estratégia da micromodelagem.

Alguns trabalhos já foram realizados na tentativa de compreender o real comportamento da alvenaria local. Em sua maioria, o objetivo era a caracterização dos materiais da alvenaria e a realização de ensaios de compressão uniaxial com o intuito de encontrar a carga de ruptura da amostra. No entanto, do ponto de vista da análise numérica, para que se possa compreender melhor o comportamento da alvenaria de vedação é preciso determinar outras propriedades. Apesar desse trabalho ter como base a análise numérica de

estruturas, a análise experimental é importante no sentido de fornecer informações úteis à modelagem. A seguir, comentam-se os ensaios experimentais que foram realizados.

Para a realização de ensaios experimentais o local escolhido foi o ITEP – Instituto de Tecnologia de Pernambuco, no Laboratório de Tecnologia Habitacional (LTH). O laboratório dispõe de instalações e equipamentos apropriados para esse fim. As amostras de alvenaria foram confeccionadas buscando retratar a situação real de uma parede construída na obra. Como em uma análise numérica se usa propriedades “médias” dos materiais, considera-se que isso não é um problema para sua realização. Ademais, o objetivo desses experimentos é de colaborar no sentido de melhor compreender o comportamento estrutural da alvenaria de vedação produzida na região.

Como foi dito anteriormente, a alvenaria é um material heterogêneo que tem distintas propriedades para diferentes direções. Sabe-se também que o SOLID65 do ANSYS admite o comportamento do material como isotrópico. Na tentativa de adequar as propriedades da alvenaria para aplicação do modelo do SOLID65, de modo simplificado, optou-se pela realização de ensaios de compressão simples em duas direções conforme o posicionamento dos furos dos tijolos. Em uma direção a carga era aplicada ortogonalmente aos furos do tijolo (paredinha com furos na horizontal) e na outra direção paralelamente aos furos (paredinha com furos na vertical). O objetivo final era obter propriedades “médias” das duas direções de aplicação da carga.

A amostra de alvenaria foi planejada para ter formato quadrado, com três fiadas de três tijolos cada uma. As amostras foram denominadas de paredinhas. Cada paredinha tinha largura e altura de 600 mm com espessura de 90 mm. Ao todo foram ensaiadas 27 paredinhas, sendo 14 com furos na horizontal e 13 (uma quebrou) com furos na vertical. Logo a seguir, a Figura 36 mostra a aplicação da carga em relação ao posicionamento dos furos dos tijolos da paredinha.

Figura 36 – Aplicação da carga de compressão: (a) paredinha com furos na horizontal e (b) paredinha com furos na vertical.



(a)



(b)

As paredinhas foram produzidas no edifício onde reside o autor. Depois foram transportadas, com o devido cuidado, em um caminhão do tipo caçamba ao ITEP. Os materiais de construção como cimento, areia, cal e os tijolos (oito furos) foram adquiridos em um armazém local. A água era potável e fornecida pela COMPESA concessionária regional. Foi contratado um pedreiro com experiência em levantar paredes de alvenaria de vedação. A argamassa tinha um traço em volume de 1:1:6 (cimento, cal e areia) e a quantidade de água utilizada na mistura ficava a critério do pedreiro, conforme a necessidade de trabalhabilidade. Desta forma, tentou-se chegar o mais próximo da prática construtiva local. As paredinhas foram executadas com cuidado, dando-se a devida atenção ao alinhamento horizontal, prumo e esquadro. A Figura 37 mostra algumas etapas da confecção das amostras de paredinha.

Figura 37 – Confeção das paredinhas: (a) adição da água e (c) execução da segunda fiada de uma amostra.



(a)



(b)

Ao chegarem no ITEP as paredinhas foram cuidadosamente descarregadas e armazenadas em lugar seguro próximas ao local do ensaio. Para realização dos ensaios foi utilizado um pórtico de reação que empregava um sistema de três macacos hidráulicos com capacidade de 50 toneladas cada um. Entretanto, na prática, apenas um macaco hidráulico foi usado devido à característica do material a ser ensaiado. Ao sistema hidráulico estavam acoplados os sensores de deslocamento linear (LVDT) para leitura e controle dos deslocamentos. No LVDT a medida de deslocamento é feita através de uma variação de tensão, que é resultado da mudança na relutância entre bobinas. Maiores detalhes sobre o equipamento usado pode ser visto em Andrade (2007). Um software controlava os incrementos de carga e de deslocamento. Desta forma, foi possível reproduzir toda extensão da curva força-deslocamento, inclusive, do trecho pós-pico. A Figura 38 mostra os equipamentos utilizados nos ensaios, como o pórtico de reação, macacos hidráulicos e o sensor de deslocamentos (LVDT).

Figura 38 – (a) pórtico de reação; (b) macacos hidráulicos e (c) sensor de deslocamentos (LVDT).



(a)



(b)



(c)

Os ensaios das paredinhas foram realizados segundo uma adaptação da norma NBR 8949 (1985), que trata sobre o método de ensaio de paredes estruturais submetidas à compressão simples, construídas com blocos de concreto, cerâmico ou tijolos. Adiante, a Figura 39 mostra uma paredinha posicionada no pórtico de reação pronta para ser ensaiada.

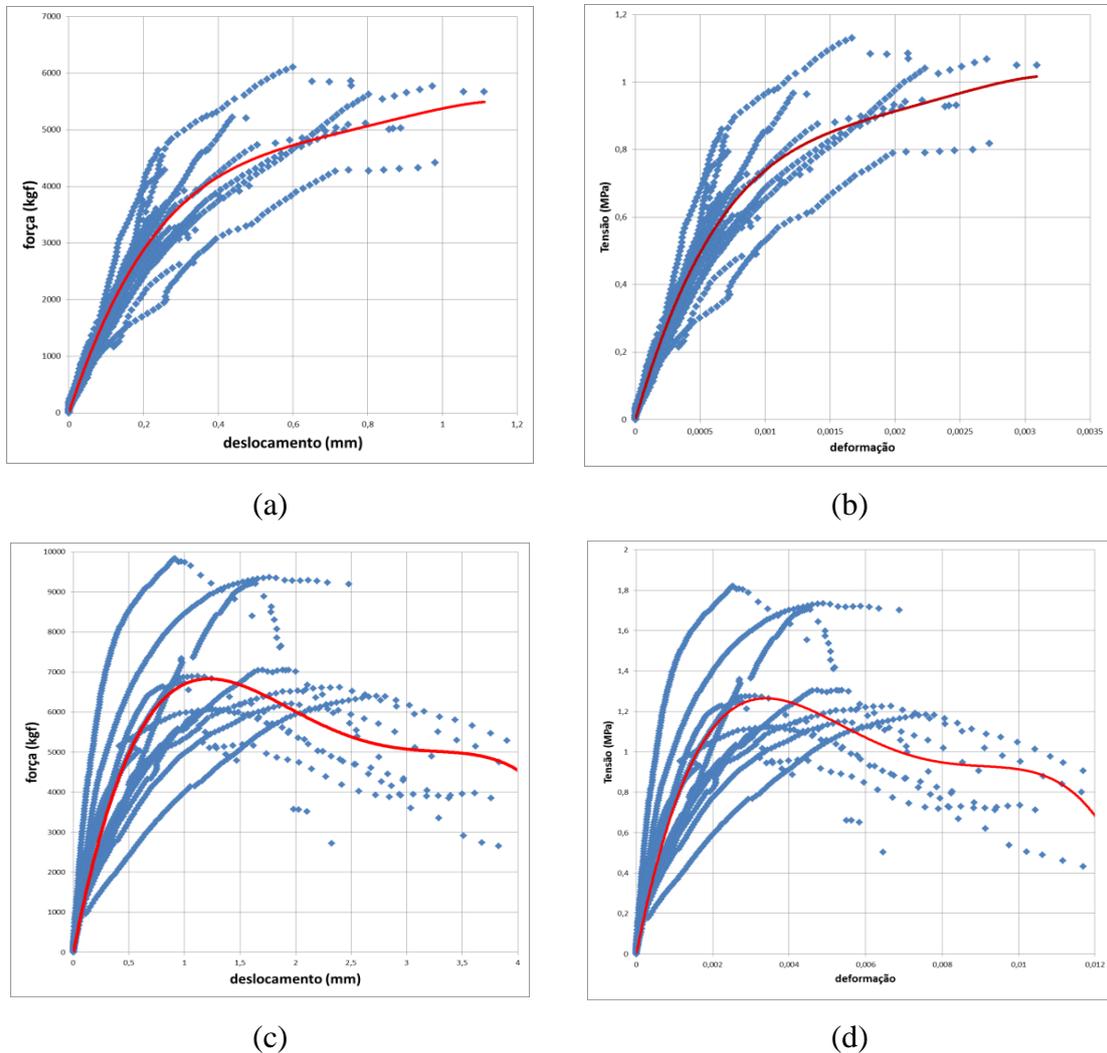
Figura 39 – Paredinha posicionada no pórtico de reação para o início do ensaio.



Na base as paredeiras eram apoiadas por uma viga metálica fixa. No topo havia também uma viga metálica, cujo objetivo era de distribuir a carga aplicada pelo macaco hidráulico de modo uniforme. Inicialmente era aplicada uma pequena carga de pré-compressão para o ajuste do macaco, prendendo dessa forma a paredeira em cima e embaixo. Em seguida, eram fixados os dois sensores LVDT's na paredeira, sendo um na face da frente e o outro na face de trás. Uma haste de alumínio foi posicionada abaixo de cada LVDT, de modo que se tivesse um comprimento de referência de 360 mm para posterior determinação da deformação específica da amostra. Finalmente, dava-se início ao ensaio aplicando-se a carga do macaco bem lentamente para poder se observar a evolução de fissuras e consequente momento de ruptura das paredeiras. Os incrementos de carga e de deslocamentos eram registrados no software para posterior geração da curva força-deslocamento.

Logo a seguir, a Figura 40 apresenta os gráficos força-deslocamento e diagramas tensão-deformação das paredeiras ensaiadas. Os pontos em azul representam os pares de valores (carga e deslocamento) obtidos de cada ensaio. As curvas em vermelho representam a linha de tendência obtida pelo ajuste dos pontos em azul. O ajuste das curvas foi realizado por meio de função polinomial através de software comercial específico. As linhas de tendência foram utilizadas apenas de modo qualitativo, a fim de se observar possíveis diferenças de comportamento entre os ensaios.

Figura 40 – Diagramas obtidos dos ensaios: (a) curva força-deslocamento das paredeiras com furos na horizontal; (b) curva tensão-deformação das paredeiras com furos na horizontal; (c) curva força-deslocamento das paredeiras com furos na vertical e (d) curva tensão-deformação das paredeiras com furos na vertical.



Pela Figura acima, pode-se notar um comportamento mais dúctil das paredeiras com furos na vertical em relação às paredeiras com furos na horizontal. Entretanto, é preciso tomar essa observação com cautela, pois a literatura – referente à alvenaria assentada com furos na horizontal, mostra que para esse tipo de material a ruptura é brusca com comportamento pós-pico sem amolecimento. Deve-se dizer também, que as paredeiras com furos na horizontal tiveram ruptura de forma brusca, explosiva. Já as paredeiras com furos na vertical não tiveram ruptura explosiva, inclusive, muitas amostras permaneceram de pé apresentando trincas na vertical. Ressalva-se a necessidade um maior número de ensaios para que se possa considerar ou não a ductilidade das paredeiras com furos na vertical.

As Tabelas 2 e 3 apresentam os resultados obtidos dos ensaios das paredinhas. $F_{\text{máx}}$, $\sigma_{\text{máx}}$ e $\epsilon_{\text{máx}}$ são, respectivamente, a carga, a tensão e a deformação máxima alcançada em cada ensaio. O módulo de elasticidade de cada paredinha foi determinado para um nível de tensão correspondente a 33% da tensão máxima. A deformação foi obtida pela relação entre a leitura do deslocamento do LVDT e do comprimento da haste de alumínio L_{ref} .

Tabela 2 – Resultados obtidos para paredinhas com furos na horizontal.

CORPO-DE-PROVA	ÁREA (mm ²)	$F_{\text{máx}}$ (kgf)	$F_{\text{máx}}$ (N)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\sigma_{33\%}$ (MPa)	LVDT (mm)	L_{REF} (mm)	$\epsilon_{33\%}$	E (MPa)
SH1	54000	5764	57644	1,067	0,00223	0,352	0,158	360	0,000439	803,24
SH2	54000	2648	26478	0,490	0,00093	0,162	0,056	360	0,000156	1038,01
SH3	54000	5027	50271	0,931	0,00247	0,307	0,113	360	0,000313	982,90
SH5	54000	3484	34841	0,645	0,00093	0,213	0,064	360	0,000179	1188,74
SH6	54000	5008	50082	0,927	0,00238	0,306	0,125	360	0,000348	878,66
SH7	54000	5217	52167	0,966	0,00122	0,319	0,104	360	0,000289	1101,50
SH8	54000	3529	35290	0,654	0,00082	0,216	0,063	360	0,000175	1232,35
SH9	54000	4543	45430	0,841	0,00071	0,278	0,080	360	0,000222	1249,33
SH10	54000	4601	46010	0,852	0,00068	0,281	0,095	360	0,000264	1065,49
SH11	54000	4187	41870	0,775	0,00134	0,256	0,095769	360	0,000266	961,84
SH12	54000	4322	43220	0,800	0,00260	0,264	0,142	360	0,000393	671,42
SH13	54000	6106	61060	1,131	0,00167	0,373	0,115	360	0,000319	1171,24
SH14	54000	3224	32240	0,597	0,00094	0,197	0,055	360	0,000152	1292,75
MÉDIA		4435	44354	0,82	0,00145	0,271	0,097		0,000270	1049

Tabela 3 – Resultados obtidos para paredinhas com furos na vertical.

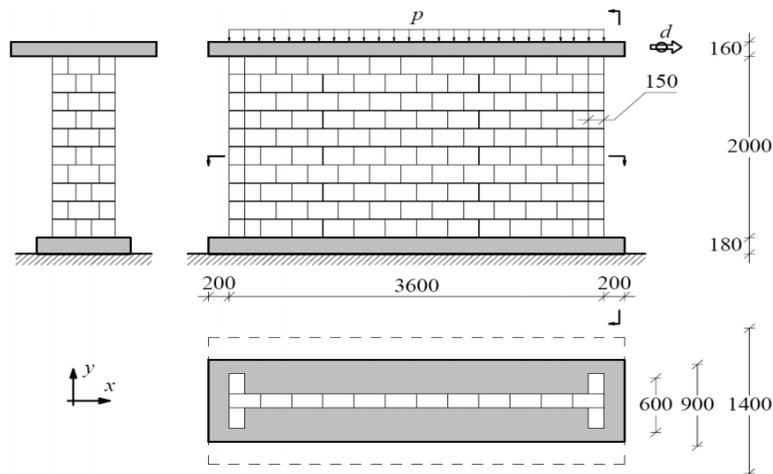
CORPO-DE-PROVA	ÁREA (mm ²)	$F_{\text{máx}}$ (kgf)	$F_{\text{máx}}$ (N)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\sigma_{33\%}$ (MPa)	LVDT (mm)	L_{REF} (mm)	$\epsilon_{33\%}$	E (MPa)
SV1	54000	6620	66200	1,23	0,00666	0,405	0,222	360	0,000617	655,50
SV2	54000	7081	70810	1,31	0,00473	0,433	0,212	360	0,000589	735,27
SV3	54000	5789	57890	1,07	0,00303	0,354	0,143	360	0,000396	893,69
SV4	54000	9842	98420	1,82	0,00253	0,601	0,087	360	0,000242	2482,29
SV5	54000	9367	93670	1,73	0,00507	0,572	0,148	360	0,000412	1389,21
SV6	54000	6896	68960	1,28	0,00447	0,421	0,138	360	0,000384	1097,48
SV7	54000	6733	67330	1,25	0,00269	0,411	0,091	360	0,000253	1628,67
SV9	54000	6402	64020	1,19	0,00894	0,391	0,425	360	0,00118	331,67
SV10	54000	6077	60770	1,13	0,00387	0,371	0,178	360	0,000495	750,30
SV11	54000	6216	62160	1,15	0,00545	0,380	0,234	360	0,00065	584,34
SV12	54000	6054	60540	1,12	0,00389	0,370	0,089	360	0,000248	1492,71
SV13	54000	9212	92120	1,71	0,00455	0,563	0,375	360	0,001043	539,84
MÉDIA		7191	71908	1,33	0,00466	0,439	0,180		0,000542	1048

Pode-se perceber nas Tabelas acima que o valor médio da tensão máxima de cada tipo de paredinha (furos na horizontal e vertical) não é muito diferente um do outro. Já o valor médio do módulo de elasticidade é praticamente o mesmo. Para efeito da análise numérica, estes resultados permitem considerar a alvenaria de vedação com módulo de elasticidade estimado em 1000 MPa e resistência à compressão uniaxial média estimada em 1 MPa. Deve-se ressaltar que existe uma variação razoável dos resultados quando se observa ensaio por

ensaio. Os valores estimados das propriedades da alvenaria citados acima precisam ser utilizados com bom senso, entendendo-se que a partir de outras análises experimentais poderão variar sensivelmente.

Uma vez realizada a análise experimental das paredinhas e conhecidos alguns parâmetros importantes, a próxima etapa foi verificar na literatura trabalhos de modelagem da alvenaria no ANSYS através do SOLID65. Em um desses trabalhos, Aldemir (2010) pode verificar a modelagem numérica através de testes experimentais conduzidos em ETH Zurich (Lourenço, 1996). Tratava-se de uma parede de alvenaria de blocos de concreto de dimensão 3600x2000x150 mm e dois flanges de 150x2000x600 mm, como pode ser visto na Figura 41. Inicialmente, a parede é submetida a um carregamento vertical de 419 kN equivalente a uma pré-compressão de $0,62 \text{ N/mm}^2$, uniformemente distribuída sobre todo comprimento da parede. Em seguida, a parede é submetida a uma força horizontal aplicada na laje de topo causando um deslocamento lateral, que é monotonamente incrementado até a completa ruptura do modelo.

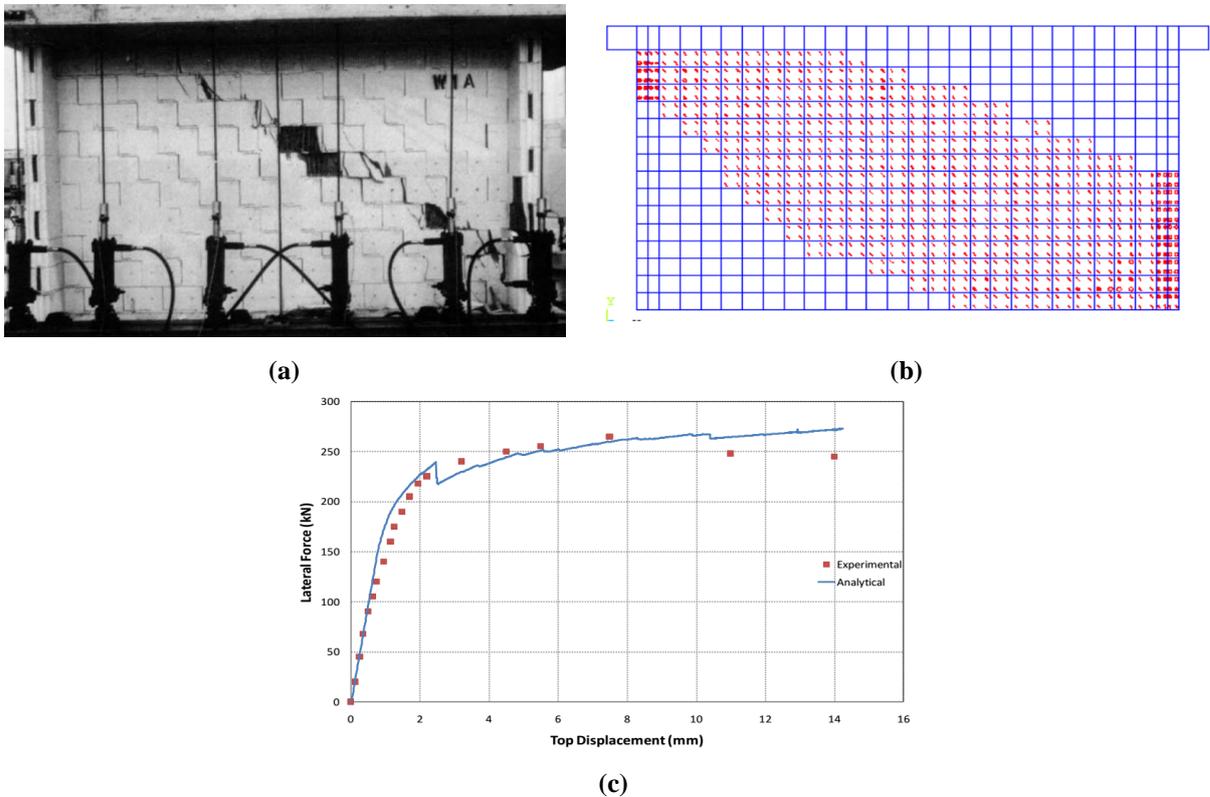
Figura 41 – Parede de alvenaria testada em ETH Zurich.



Fonte: Lourenço, 1996.

Maiores detalhes sobre o modelo tridimensional em elementos finitos, tais como propriedades mecânicas, elásticas e inelásticas podem ser encontradas em Aldemir (2010). A seguir, a Figura 42 apresenta alguns resultados obtidos da análise numérica.

Figura 42 – Resultados obtidos: (a) padrão de fissuração do ensaio experimental; (b) padrão de fissuração da modelagem numérica e (c) comparação entre curvas força-deslocamento dos modelos analítico e experimental.



Fonte: Aldemir, 2010.

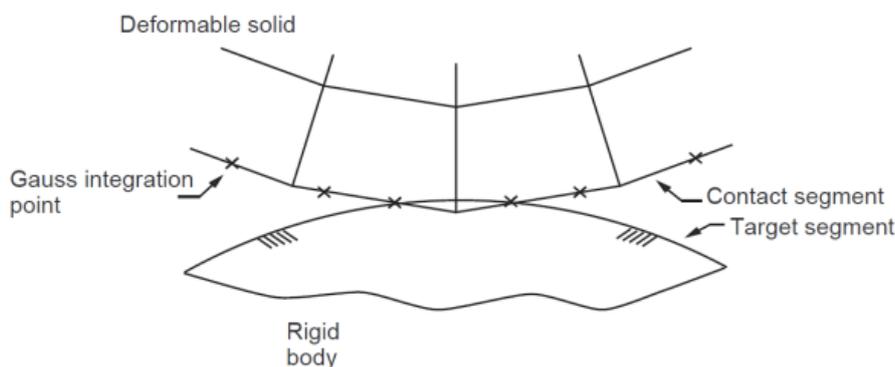
Para o autor, observando-se as curvas força-deslocamento obtidas da modelagem e do experimento, pode-se dizer que o modelo analítico simulou razoavelmente bem o experimento da parede. Além disso, o modelo analítico apresentou um padrão de fissuração da diagonal bem definida que concordava com o resultado obtido experimentalmente.

3.6 INTERFACE PÓRTICO-ALVENARIA

A interação do concreto com a alvenaria na interface dos pórticos preenchidos é considerado como um problema de contato entre superfícies. Trata-se de um tipo de não linearidade que ocorre pela mudança das condições de contorno do problema. No ANSYS existem elementos apropriados para simular o contato entre duas superfícies.

Para tal, é necessário definir uma superfície alvo (mais rígida) e uma superfície de contato (mais deformável). Haverá contato quando a superfície de contato penetrar na superfície alvo, como mostra a Figura 43. A detecção do contato é feita através dos pontos de integração de Gauss.

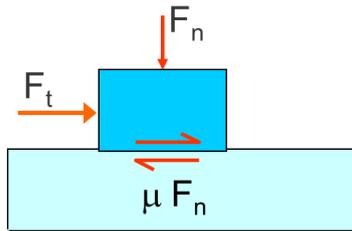
Figura 43 – Detecção do contato entre superfícies no ANSYS.



Para representar a superfície de contato (painel de alvenaria) foi escolhido o elemento CONTA174. Ele possui oito nós e é utilizado para análises tridimensionais. Já para representar a superfície alvo (concreto) o elemento escolhido foi o TARGE170, que também possui oito nós. A função desses elementos é representar a interação entre corpos deformáveis, onde separação e deslizamento podem ocorrer. Estes elementos são capazes de transmitir forças de compressão e de cisalhamento, porém incapazes de resistir a forças de tração.

O ANSYS oferece alguns tipos de contato, dentre eles, o contato por fricção. Neste tipo uma superfície pode deslizar sobre a outra (direção tangencial) e na direção normal uma superfície poderá transladar sobre a outra, simulando quando o contato irá “abrir” ou “fechar”. A seguir, a Figura 44 apresenta a resultante das forças desenvolvidas na superfície de contato entre dois corpos deformáveis. F_n representa a resultante das tensões de compressão desenvolvidas na direção normal ao contato, enquanto que, F_t representa a resultante das tensões de cisalhamento na direção tangencial ao contato. A força de atrito desenvolvida pela interação entre os corpos é μF_n , onde μ é chamado de coeficiente de fricção ou de atrito.

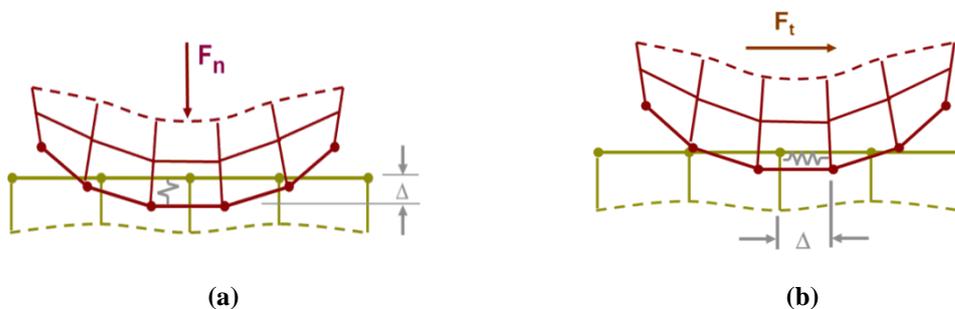
Figura 44 – Resultante das forças atuantes na superfície de contato entre dois corpos deformáveis.



Em um significado físico comum, duas superfícies que estão em contato não podem penetrar uma sobre a outra. É preciso, portanto, estabelecer uma relação entre as duas superfícies de modo a prever o instante que haverá a penetração na interface do contato e também prevenir de alguma forma a penetração. Isto é conseguido quando se considera a condição de impenetrabilidade. O Método das Penalidades e o Método do Lagrangiano Aumentado são procedimentos utilizados para esse fim, e estão presentes no programa ANSYS. Neste trabalho foi escolhido o Método do Lagrangiano Aumentado. O próprio programa recomenda a utilização desse método para problemas gerais não lineares, onde existe o tipo de contato por fricção. Uma consulta mais detalhada sobre esses dois métodos pode ser feita em Wang (2004).

Quando há o contato e as superfícies começam a interagir entre si, admite-se um comportamento elástico na interface. Isto pode ser visto, grosso modo, na Figura 45 através da representação esquemática de uma mola. F_n é proporcional à penetração. A constante de proporcionalidade, K_n , é chamada constante de rigidez normal ao contato.

Figura 45 – Comportamento elástico considerado na superfície de contato: (a) penetração na direção normal e (b) movimento relativo na direção tangencial.



Quanto maior o valor da constante, menor será a penetração. Esta situação oferece melhor acurácia, porém, a convergência do problema se torna mais difícil. O número de iterações para assegurar a convergência se torna cada vez maior. Em tese, se a constante K_n fosse infinita, não haveria penetração, porém, isso não é numericamente possível.

Na direção tangente uma situação similar também ocorre (Figura 45). A força tangencial F_t também será proporcional ao movimento relativo na interface do contato. Neste caso a constante de proporcionalidade, K_t , é chamada constante de rigidez tangencial. Se dois corpos estão em contato e fortemente aderidos, não deveria haver deslocamento relativo entre eles. Porém, como a constante K_t numericamente não pode ser infinita é permitido que haja um deslocamento relativo elástico entre as superfícies em contato.

O contato por fricção é baseado na teoria proposta por Coulomb em 1781, que é comumente aceita para representar o comportamento de interfaces. De acordo com a teoria, é preciso considerar três diferentes estágios:

1. **Firme contato sem deslizamento:** quando as superfícies estão em contato, uma tensão normal de compressão, f_n , se desenvolve na interface. Considera-se que não ocorre deslizamento se a tensão de cisalhamento, f_t , satisfaz:

$$|f_t| < \mu \cdot f_n \quad (3.4)$$

onde μ é o coeficiente de fricção na interface. A condição de não deslizar é usualmente implementada por um comportamento elástico na interface, ou seja, permite-se um movimento relativo (deslizamento elástico) entre as superfícies em contato. Se a equação (3.4) é satisfeita a tensão de cisalhamento é proporcional ao deslizamento elástico na interface.

2. **Firme contato com deslizamento:** as superfícies permanecem em contato, embora o deslizamento ocorra porque a expressão abaixo é satisfeita:

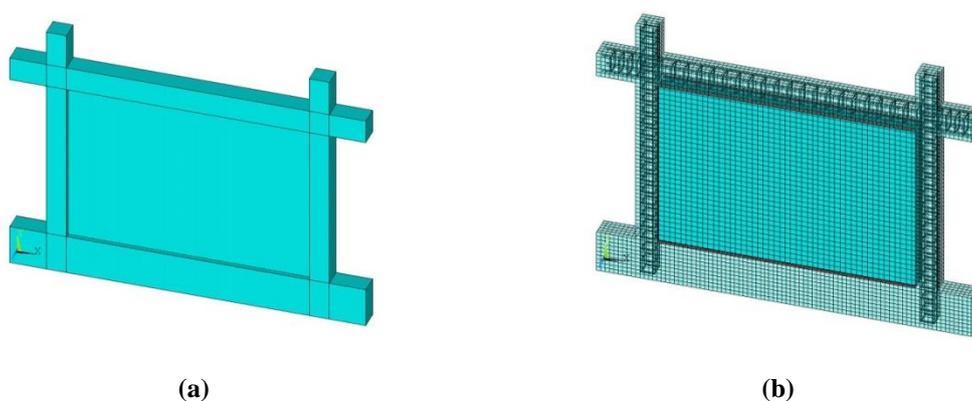
$$|f_t| = \mu \cdot f_n \quad (3.5)$$

3. **Nenhum contato:** nesse estágio as superfícies são separadas. Nem tensões normais nem tensões de cisalhamento são desenvolvidas na interface. No ANSYS sempre

haverá separação (perda do contato) quando existir tensões de tração na direção normal às superfícies.

A fim de analisar e comparar resultados do problema de contato de pórticos preenchidos, foi usado o mesmo pórtico de concreto armado descrito anteriormente no item 3.4, como mostra a Figura 46. O painel de alvenaria tinha altura de 1435 mm, vão de 2100 mm e espessura de 90 mm. Possuía também módulo de elasticidade de 14000 MPa e resistência à compressão uniaxial de 13 MPa.

Figura 46 – Pórtico preenchido estudado: (a) geometria e (b) malha de elementos finitos.



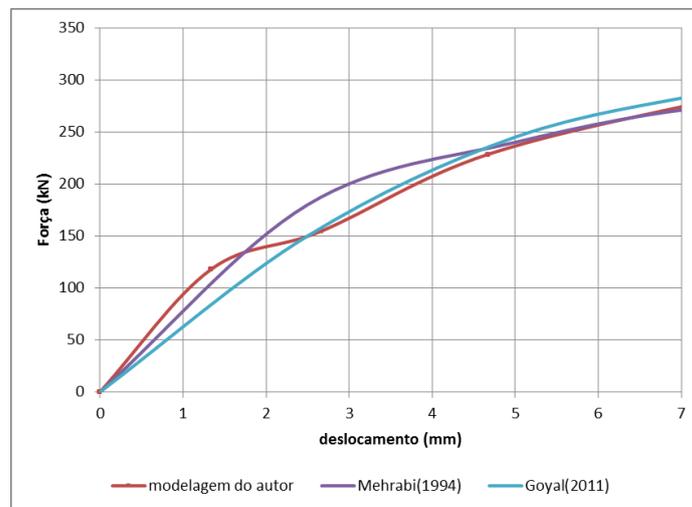
Fonte: Mehrabi et al., 1994 apud Goyal, 2011.

Como foi dito anteriormente, a rigidez do contato é um importante parâmetro que afeta tanto a acurácia quanto a convergência do problema. O ANSYS define automaticamente o valor da constante de rigidez normal em função da rigidez dos materiais e da dimensão do elemento finito na interface do contato. É possível também multiplicar a constante de rigidez normal por um coeficiente definido pelo usuário, reduzindo ou aumentando a constante. Este coeficiente, FKN, é chamado de fator de rigidez normal. Este fator permite controlar a constante de rigidez normal definida automaticamente pelo ANSYS. Quanto maior é o FKN, mais acurados são os resultados, porém a convergência se torna cada vez mais difícil. O programa também permite restringir a máxima penetração entre as superfícies.

Quanto a constante de rigidez tangencial, o programa permite que ela seja atualizada a cada iteração como função da constante de rigidez normal, pressão de contato, coeficiente de atrito e deslizamento elástico. Como pode ser notado, o fator de rigidez normal é um parâmetro estratégico da modelagem. Adiante, no próximo capítulo desse trabalho, será feita uma análise de sensibilidade do FKN de modo a calibrar os modelos que serão analisados numericamente.

Retornando ao problema em questão, foram utilizadas as constantes K_n e K_t definidas automaticamente pelo ANSYS. Entretanto, adotou-se para FKN o valor de 0.001 para correção da constante K_n . O objetivo era o ajustamento da curva força-deslocamento da modelagem em relação aos resultados obtidos pelos outros autores, como mostra a Figura 47. Como pode ser visto, houve uma boa concordância de resultados entre as curvas.

Figura 47 – Comparação entre as curvas força-deslocamento do pórtico preenchido analisado por diferentes autores.



4 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PÓRTICOS PREENCHIDOS

4.1 INTRODUÇÃO

O capítulo anterior tratou de importantes características do modelo em elementos finitos dos pórticos preenchidos. Foram descritos os elementos usados, as propriedades elásticas e inelásticas e os critérios de falha dos materiais como concreto, aço, alvenaria e o caso específico da interface entre o pórtico e a alvenaria.

Este capítulo tem como objetivo estudar o comportamento de pórticos preenchidos de um vão e um andar. Em virtude de sua facilidade ou simplicidade de concepção, diversos autores tem estudado esse tipo de estrutura, seja do ponto de vista numérico ou experimental. Fatores como carregamento vertical, momentos de inércia de pilares e vigas e o tamanho do painel de alvenaria, afetam o comportamento do pórtico preenchido. Por isto, essa é a razão da realização da análise paramétrica de diversos modelos levando-se em conta esses fatores.

Na primeira parte do capítulo serão discutidas as hipóteses simplificadoras que estabeleceram a concepção ou idealização dos modelos que serão analisados, a saber: geometria, geração da malha e elementos finitos usados, propriedades dos materiais, estratégia do carregamento adotado e condições de contorno. Na última parte do capítulo será realizada a análise paramétrica propriamente, buscando-se compreender o comportamento dos pórticos preenchidos através dos fatores citados acima.

4.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A MODELAGEM

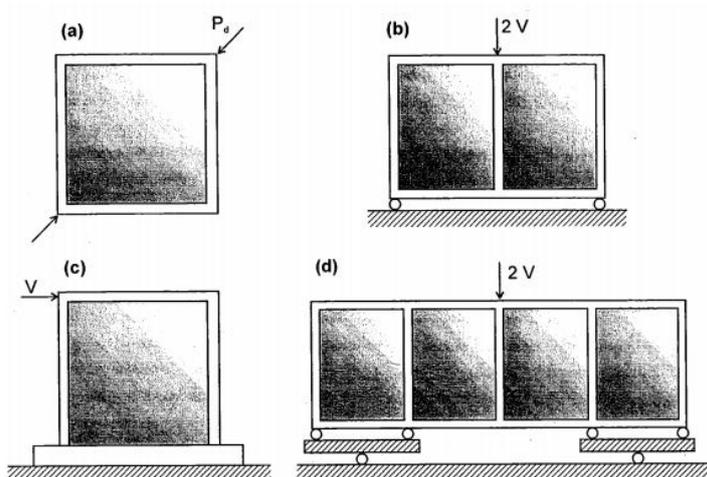
Na concepção do modelo numérico é feita uma idealização do comportamento da estrutura real em que se adota uma série de hipóteses simplificadoras. Estas são baseadas em teorias físicas e em resultados experimentais e estatísticos (Martha, 2010).

No caso de estruturas contínuas, a análise estrutural é comumente realizada através do Método dos Elementos Finitos. A seguir, será feita a descrição das etapas planejadas para utilização do método:

(i) Geometria

Diferentes arranjos de ensaios têm sido usados em investigações experimentais ou numéricas de pórticos preenchidos, como mostra a Figura 48. Porém, o ensaio do pórtico preenchido em balanço, Figura 48 (c), é o arranjo mais comum e representa a melhor solução, pois as condições de contorno são mais realísticas e o efeito das cargas sob ação da gravidade podem ser inclusas (Crisafulli, 2000). Este arranjo da estrutura em balanço foi o escolhido nesse trabalho.

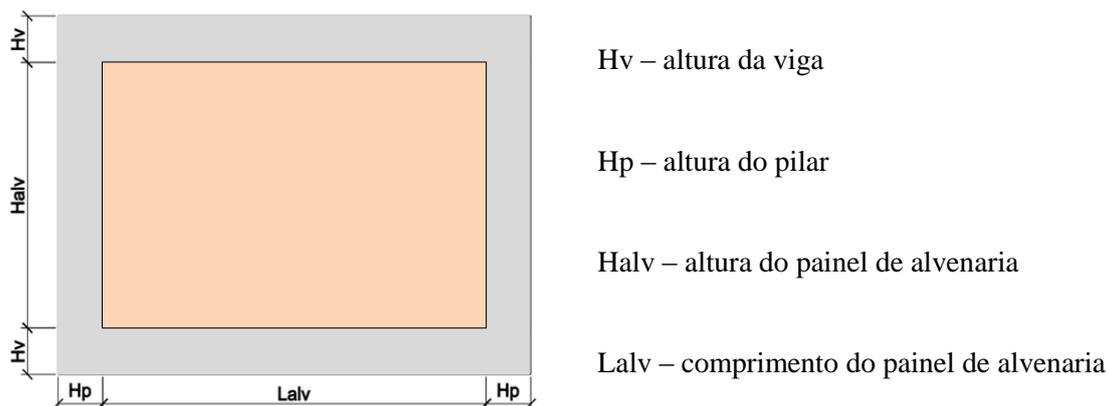
Figura 48 – Diferentes arranjos de ensaios usados em investigações experimentais de pórticos preenchidos.



Fonte: Crisafulli, 1997.

Ao todo foram concebidos nove modelos de tamanhos distintos. A ideia era tentar reproduzir uma importante gama de tamanhos que representassem dependências de edifícios residenciais mais comuns. Outro fator importante para a escolha das dimensões dos modelos era para não inviabilizar sua construção, caso se pretenda realizar futuras investigações experimentais. Logo a seguir, a Figura 49 apresenta a geometria geral do pórtico preenchido com a descrição de cada dimensão. As alturas de vigas e pilares correspondem a dimensão no plano e suas larguras a dimensão fora do plano da estrutura.

Figura 49 – Geometria geral dos modelos analisados.



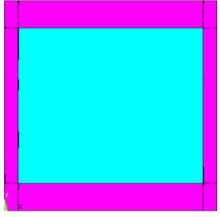
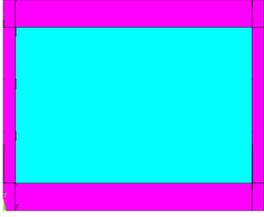
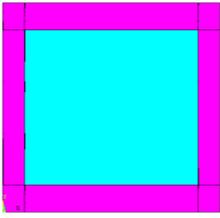
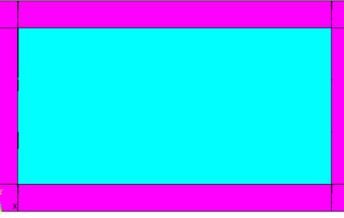
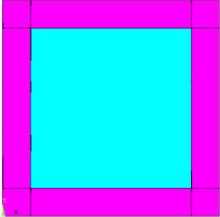
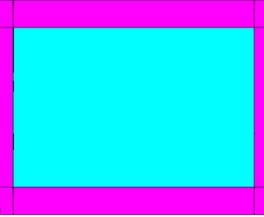
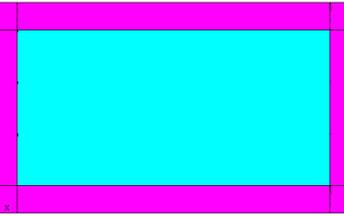
Para o painel de alvenaria foram adotados comprimentos de 2000, 3000 e 4000 mm. A altura da parede foi mantida constante com valor de 2000 mm, de modo que a relação altura/comprimento do painel tivesse variação de 1 a 0,5. Nesta ordem, esses valores representam desde os pórticos quadrados até os pórticos retangulares mais alongados. A espessura adotada para o painel foi de 90 mm, que corresponde à largura de um bloco (tijolo) de oito furos.

Para o pórtico de concreto armado a viga foi mantida com altura constante de 350 mm para todos os modelos. Os pilares foram definidos com alturas de 150, 250 e 350 mm. A finalidade era entender o comportamento dos modelos quando a altura dos pilares se aproximasse da altura da viga. Na realidade, essa prática é equivalente a aumentar o momento de inércia dos pilares até que seja igual ao momento de inércia da viga. Embora pouco largo, o pilar com altura de 150 mm foi adotado por se tratar de um caso extremo, bem mais flexível do que a viga. Adotou-se para a largura de vigas e pilares o valor constante de 150 mm.

No caso das armaduras de aço longitudinais de vigas e pilares, elas eram compostas por quatro barras de diâmetro 10 mm. Os estribos tinham diâmetro de 5 mm e espaçamento de 10 cm, tanto para as vigas quanto para os pilares. Foi adotada uma distância de 50 mm do centro de gravidade da seção transversal da barra para a camada externa do concreto.

A seguir, a Tabela 4 apresenta os nove modelos que foram estudados. As dimensões não estão em escala, porém guardam relação de proporcionalidade para evidenciar a diferença de tamanhos entre si.

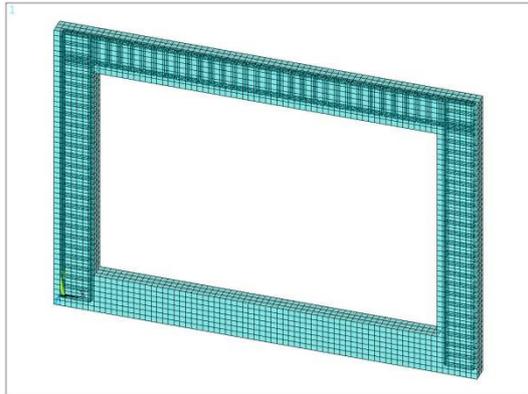
Tabela 4 – Geometria dos pórticos preenchidos estudados.

		Comprimento do painel da alvenaria (mm)		
		2000	3000	4000
Seção transversal dos pilares (mm ²)	150x150			
	250x150			
	350x150			

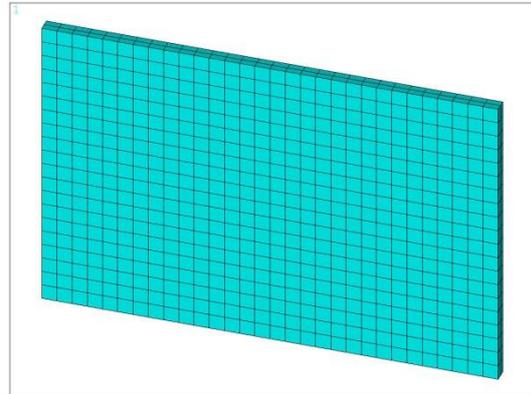
(ii) Geração da malha e elementos finitos utilizados

Para o concreto simples e a alvenaria o elemento finito utilizado foi o SOLID65. A armadura de aço, barras longitudinais e estribos, foi modelada de forma discreta utilizando-se o elemento finito LINK180. Na interface pórtico-alvenaria, o concreto foi escolhido como superfície alvo (mais rígida) e a alvenaria foi escolhida como superfície de contato (mais deformável). Foram adotados para o concreto e alvenaria, respectivamente, os elementos finitos TARGE170 e CONTAT174. A Figura 50, logo a seguir, apresenta a malha de elementos finitos gerada para um modelo em particular. É possível observar com mais detalhes a discretização dos elementos de concreto e da armadura de aço em um nó do pórtico, cujos pontos nodais da malha compartilham a mesma posição no espaço.

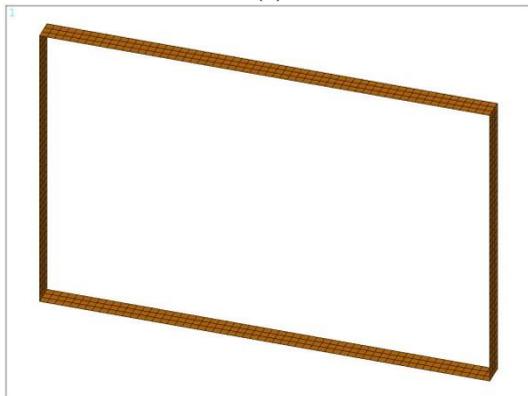
Figura 50 – Malha de elementos finitos gerada para um modelo em particular: (a) concreto armado; (b) alvenaria; (c) superfície alvo; (d) superfície de contato e (e) detalhe de um nó do pórtico.



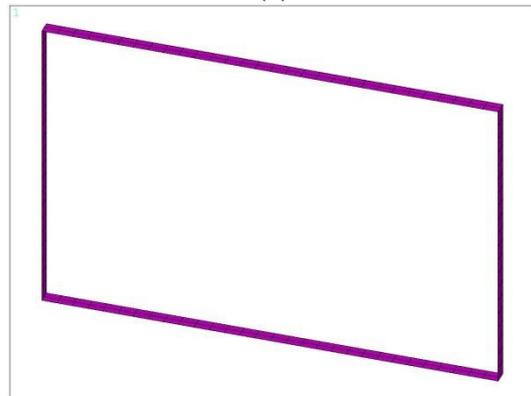
(a)



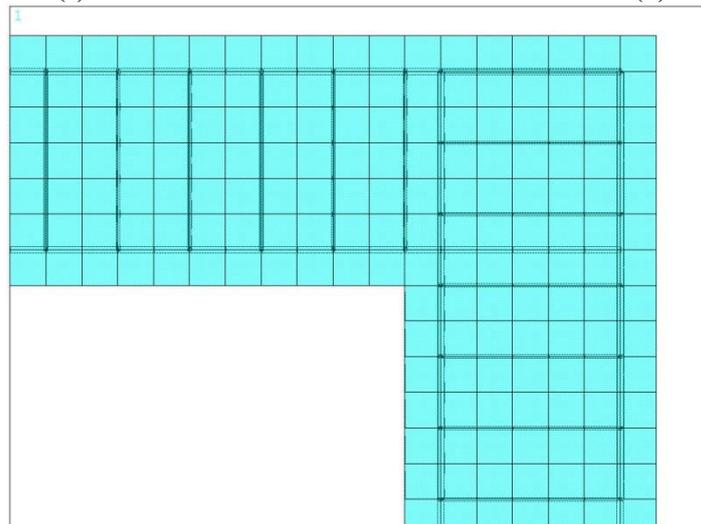
(b)



(c)



(d)



(e)

(iii) Definição das propriedades dos Materiais

A Tabela 5 apresenta as propriedades dos materiais utilizadas na modelagem. A seguir, comentam-se os valores adotados na Tabela.

Tabela 5 – Propriedades dos materiais.

Propriedades do Concreto Simples	
Módulo de elasticidade	30 GPa
Coefficiente de Poisson	0,2
Densidade	2400 kg/m ³
Resistência à compressão uniaxial	30 MPa
Resistência à tração uniaxial	3 MPa
Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras abertas (β_1)	0,2
Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras fechadas (β_2)	0,9
Propriedades da Alvenaria de Vedação	
Módulo de elasticidade	1000 MPa
Coefficiente de Poisson	0,15
Densidade	1300 kg/m ³
Resistência à compressão uniaxial	1 MPa
Resistência à tração uniaxial	0,1 MPa
Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras abertas (β_1)	0,2
Coefficiente de retenção ao cisalhamento para fissuras fechadas (β_2)	0,9
Propriedades do Aço	
Módulo de elasticidade	200 GPa
Coefficiente de Poisson	0.3
Densidade	7800 kg/m ³
Limite de resistência ao escoamento	500 MPa

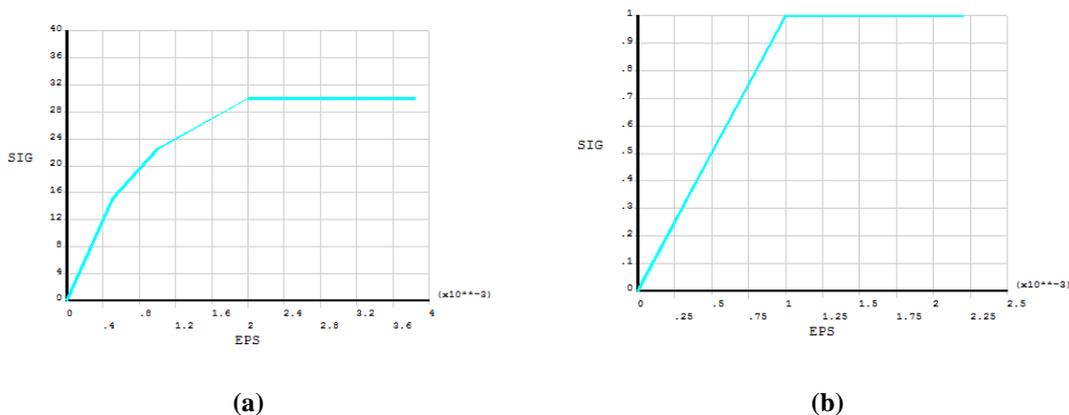
Na região metropolitana do Recife é comum que os projetistas de estruturas adotem para resistência à compressão simples do concreto dos prédios altos valores entre 25 e 35 MPa. Na Tabela 5 o valor se refere a uma resistência média de 30 MPa. O módulo de elasticidade, densidade e coeficiente de Poisson foram os sugeridos pela NBR 6118 (2014). A resistência à tração uniaxial adotada corresponde a 10% da resistência média à compressão. Quanto aos coeficientes de retenção ao cisalhamento, não se tem um consenso sobre que

valores utilizar. Alguns trabalhos como Ramadan et al. (2009), Saifullah et al. (2011), Dere e Dede (2011) e Badiger e Malipatil (2014) adotam valores próximos a zero para o coeficiente β_1 e próximos da unidade para o coeficiente β_2 . Para a escolha dos valores dos coeficientes da Tabela 5 foi tirada uma média dos valores sugeridos pelos autores citados acima.

No capítulo anterior a partir dos ensaios experimentais realizados em paredeiras foi possível determinar algumas propriedades da alvenaria presentes na Tabela 5. Mais precisamente, a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade. A resistência à tração uniaxial adotada corresponde a 10% da resistência à compressão. O coeficiente de Poisson e a densidade são valores adotados frequentemente na literatura. Em relação aos coeficientes de retenção ao cisalhamento, em se tratando da alvenaria, é difícil encontrar trabalhos para justificar a escolha dos valores. Aldemir (2010) adotou os seguintes valores para os coeficientes: $\beta_1 = 0,01$ e $\beta_2 = 1$. Pode-se perceber que o autor seguiu a linha do que é feito para o concreto, ou seja, valores próximos a zero para β_1 e valores próximos a unidade para β_2 . Por falta de mais trabalhos, os valores adotados na Tabela 5 correspondem aos mesmos adotados para o concreto.

No que concerne ao emprego do SOLID65 para modelar os elementos finitos de alvenaria e de concreto, a função “esmagamento” foi desabilitada. Contudo, para cada material, foi adotado um diagrama tensão-deformação multilinear baseado na elasticidade não linear. A Figura 51 apresenta os diagramas adotados para o concreto e a alvenaria.

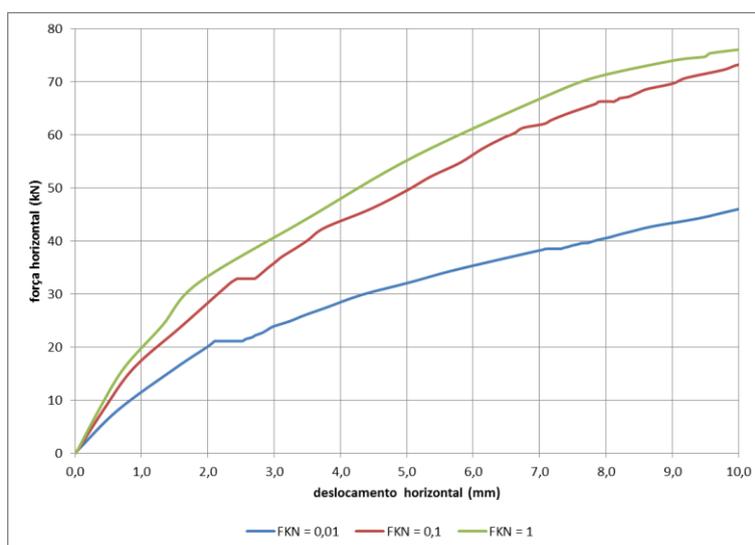
Figura 51 – Diagramas tensão-deformação adotados na modelagem: (a) concreto e (b) alvenaria.



As propriedades do aço definidas na Tabela 4.2 se referem ao CA-50 e podem ser encontradas nas normas NBR 6118 (2014) e NBR 7480 (2007). Também foi admitido um diagrama tensão-deformação elasto-plástico perfeito para aço.

No caso das propriedades referentes à interface pórtico-alvenaria é preciso tecer alguns comentários importantes. As constantes de rigidez do contato diferem muito entre si, como pode ser visto nos trabalhos de Naji (1989), Saneinejad (1990), Silva (2002), Leite e Lourenço (2010), Pereira (2013), Sattar (2013) e Akhoundi et al. (2014). Tendo em vista a variabilidade dos valores disponíveis na literatura, foi escolhido um modelo de referência para que fosse realizada uma análise de sensibilidade das constantes. Em um primeiro momento, foi permitido ao ANSYS determinar automaticamente as constantes. Entretanto, em seguida, foi aplicado um fator de redução para constante de rigidez normal, FKN, cujos valores variavam de 0,01 a 1. Já a constante de rigidez tangencial não sofreu redução. O coeficiente de fricção adotado foi 0,65 que corresponde a um valor médio dos trabalhos mencionados acima. O modelo de referência escolhido tinha para o painel de alvenaria o comprimento de 2000 mm e a altura da viga e dos pilares de 350 mm. A Figura 52 apresenta o gráfico da força-deslocamento do modelo de referência. Percebe-se que quando se aumenta o fator de rigidez as curvas tendem a ficarem mais próximas entre si.

Figura 52 – Gráfico força-deslocamento do modelo de referência em função da variação do fator de rigidez normal.

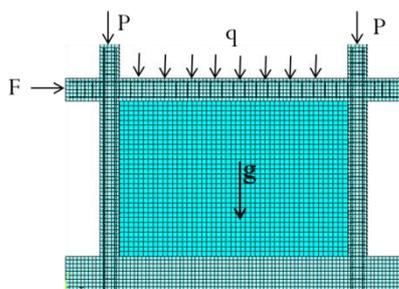


Isto quer dizer que se deve chegar a um limite, ou seja, mesmo aumentando o fator de rigidez as curvas tenderão a serem praticamente coincidentes. A estrutura também se tornará mais rígida com o conseqüente aumento da constante de rigidez normal. Isto poderá acarretar problemas de convergência computacional. Outra constatação é que a máxima penetração do contato ocorre para o fator de rigidez igual a unidade e tem valor de 0,07 mm. Este valor é bem pequeno e menor do que 1 mm. Isto posto, considera-se que o $FKN = 1$ fornece uma

penetração bem pequena e também não traz muitas dificuldades de convergência. Pode-se dizer também que se for aumentado, não trará substancialmente maior precisão nos resultados obtidos. Portanto, para os demais modelos estudados a mesma sistemática foi utilizada, isto é, cálculo automático das constantes de rigidez pelo programa e adoção do fator de redução/aumento da rigidez normal igual a unidade. Ressalte-se que o cálculo automático do FKN de acordo com o ANSYS é feito considerando-se uma relação média entre os módulos de elasticidade dos materiais em contato.

(iv) Estratégia do Carregamento

Como estratégia do carregamento, buscou-se simular o que ocorre na prática. Inicialmente, foi considerada apenas a ação do peso próprio da estrutura. Em seguida, foi considerada a fase de pré-compressão das colunas a fim de representar o efeito dos andares superiores. Para cada um dos nove modelos da Tabela 4, três situações de carregamento vertical no topo dos pilares foram propostas: sem carga, aplicação da carga de 50 kN e aplicação da carga de 100 kN. Portanto, foram analisados 27 modelos de pórticos preenchidos. Para cada um dos 27 modelos de pórticos preenchidos também foram estudados seus correlatos pórtico simples, sem preenchimento da alvenaria, totalizando 54 modelos. Após a fase de pré-compressão, para representar o efeito da flexão do pavimento, foi aplicada na viga uma sobrecarga de 2 kN/m^2 correspondente a edificações residenciais, conforme a NBR 6120 (1980). Por fim, para simular o efeito do vento na estrutura, foi aplicada uma força horizontal na coluna esquerda ao nível da viga. A força lateral foi aplicada em pequenos incrementos de carga, progressivamente, até que fosse atingido o estado limite último do pórtico de concreto armado. A seguir, apresenta-se um desenho esquemático da aplicação do carregamento na estrutura.



- | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>(1) $g \rightarrow$ peso próprio da estrutura;
 (2) $P \rightarrow$ carga de pré-compressão das colunas
 (0, 50 e 100 kN);
 (3) $q \rightarrow$ carga distribuída devido a flexão do pavimento
 (2 kN/m²);
 (4) $F \rightarrow$ força lateral induzida pela ação do vento.</p> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

(Desenho Esquemático da Aplicação do Carregamento)

O estado limite último do pórtico preenchido era atingindo quando a deformação última do aço correspondia ao valor de 10‰. O motivo da escolha é que o comportamento dessas estruturas é regido pelo diagrama tensão-deformação da armadura de aço tracionada. Baseado nessa hipótese, permite-se o escoamento do aço até a deformação de 10‰ antes do concreto atingir a deformação última de 3,5‰. Estruturas projetadas desse modo possuem deformações relativas ao limite dos domínios 2 e 3, conforme a NBR 6118 (2014). Isto corresponde a uma situação boa de projeto, já que, o colapso de estruturas nessas condições ocorre de forma dúctil, não frágil, de modo repentino, pelo esmagamento do concreto. Portanto, quando da modelagem numérica, teve-se o cuidado de observar se em algumas regiões críticas do pórtico o concreto não seria esmagado. Com respeito ao painel de alvenaria, o estado de fissuração e o esmagamento dos cantos da diagonal comprimida foram considerados como estados limites de serviço, já que, não representavam o esgotamento da capacidade resistente da estrutura, segundo os ensaios experimentais descritos na literatura.

(v) Condições de contorno adotadas

Todos os modelos analisados foram considerados engastados na base.

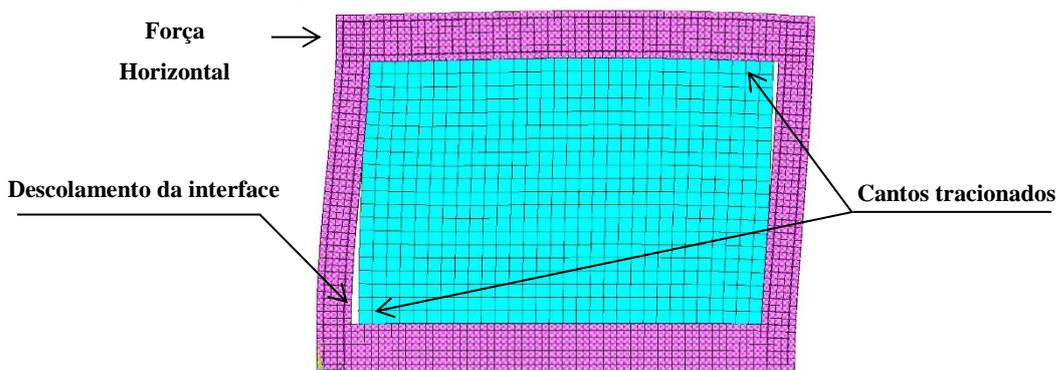
4.3 COMPORTAMENTO CARACTERÍSTICO DOS MODELOS ESTUDADOS

Nesse tópico serão descritas algumas características relevantes que foram encontradas durante a modelagem numérica, tratando-se de uma análise qualitativa apenas. Nos tópicos seguintes serão apresentadas análises quantitativas dos modelos estudados, a partir das características gerais encontradas aqui. Considerando que os modelos estudados, de um modo geral, possuíam comportamento típico, foi escolhido um modelo para representar os demais. Optou-se pelo modelo de pórtico retangular com comprimento do painel da alvenaria de 3000 mm, seção transversal do pilar (altura x largura) de 250x150 mm² e submetido à pré-compressão de 100 kN.

Nos primeiros estágios da aplicação da força horizontal, depois da aplicação do carregamento vertical, já foi possível perceber o descolamento do painel de alvenaria do pórtico. Este descolamento ocorre na região dos cantos não comprimidos (tracionados) e é

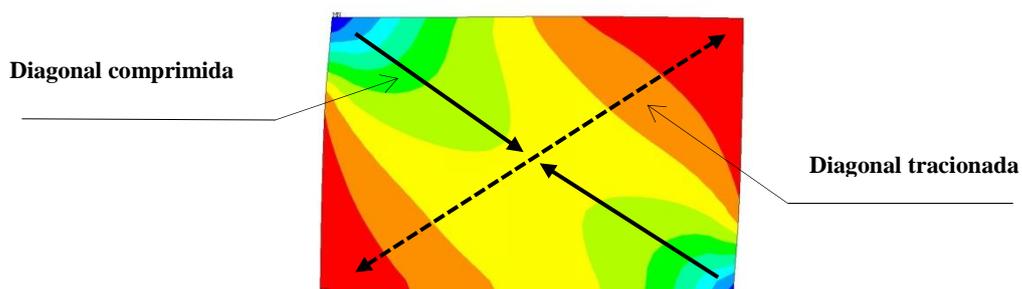
mais pronunciado na interface do pilar com o painel, como mostra a Figura 53. Pode-se justificar o descolamento menor na interface da viga com o painel de alvenaria devido à ação da força de gravidade representada pelo carregamento vertical.

Figura 53 – Configuração deformada do modelo estudado para uma força horizontal no canto esquerdo superior de 10,5 kN.



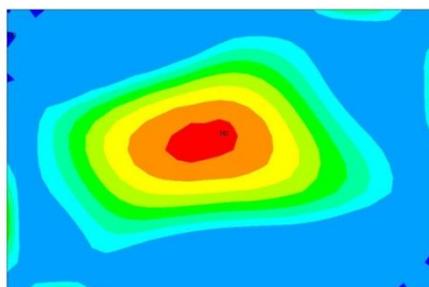
A configuração deformada e o conseqüente descolamento da interface do modelo mostrados na Figura anterior originam a formação das diagonais comprimidas e tracionadas no painel de alvenaria. Trata-se das tensões principais máximas e mínimas de compressão. Pode-se perceber pela Figura 54 a presença da biela de compressão e dos cantos comprimidos em tons azuis.

Figura 54 – Diagonais comprimidas e tracionadas do painel de alvenaria para o modelo estudado.

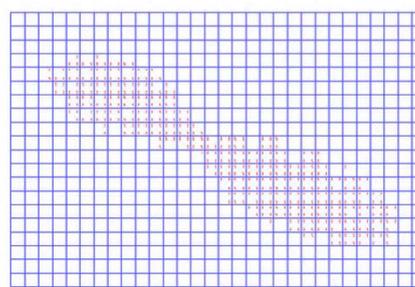


Nestas condições, com o incremento da força lateral, dois estados limites de serviço podem ocorrer: fissuração da diagonal comprimida e esmagamento dos cantos comprimidos do painel de alvenaria. Logo a seguir, a Figura 55 apresenta o estado limite de fissuração da diagonal comprimida, onde se pode observar o mapa de cores das tensões principais máximas de tração e a visualização das fissuras no painel de alvenaria.

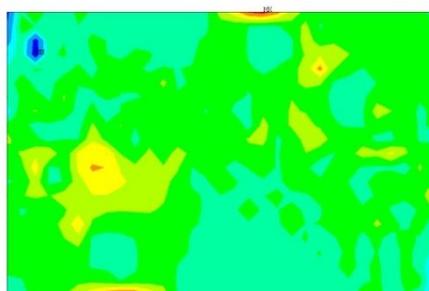
Figura 55 – Estado limite do painel de alvenaria: (a) tensões principais máximas de tração no instante da fissuração da diagonal comprimida e (b) correspondente estado de fissuração; (c) tensões principais máximas de tração depois da fissuração da diagonal comprimida e (d) correspondente estado de fissuração.



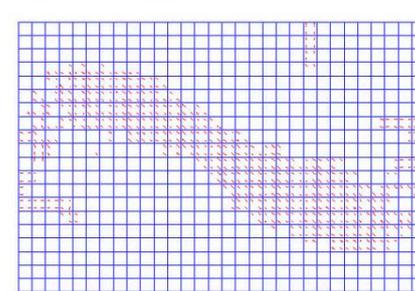
(a)



(b)



(c)



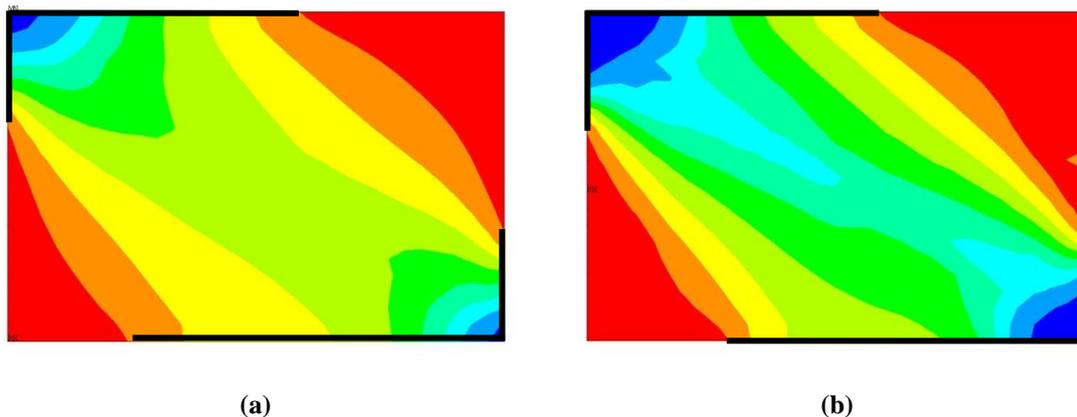
(d)

O que se pode dizer é que já no início da aplicação da força horizontal há uma concentração de tensões de tração no centro do painel, como mostra a Figura 55 (a). Quando as tensões principais de tração atingem o limite de resistência na região central do painel, isso levará ao estado de fissuração mostrado na Figura 55 (b). Depois desse momento e até ser alcançada a carga última do modelo, as tensões principais de tração apresentam um quadro difuso (disperso) e consequente estado de fissuração generalizado do painel de alvenaria, como mostram as Figuras 55 (c) e 55 (d).

Adiante, a Figura 56 apresenta a plastificação da biela de compressão e consequente esmagamento dos cantos comprimidos. Isto representa o outro estado limite de serviço do painel de alvenaria. Percebe-se no estágio inicial da aplicação da força horizontal a plastificação dos cantos comprimidos em tons azuis. Com o aumento da força horizontal, observa-se o alargamento e a propagação da plastificação para toda diagonal comprimida.

Pode-se observar pelos traços na cor preta da Figura que o comprimento de contato da viga com a alvenaria é maior do que o comprimento de contato do pilar com a alvenaria. Isto se deve a aplicação do carregamento vertical, como já discutido anteriormente. Adiante, será discutido o instante que ocorrem esses estados limites de serviço.

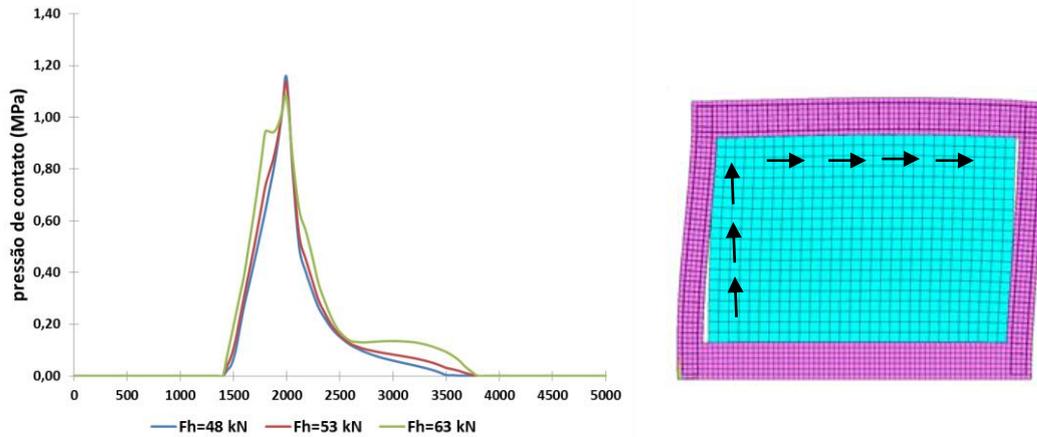
Figura 56 – Formação da biela de compressão: (a) estágio inicial da aplicação da força horizontal e (b) estágio final da aplicação da força horizontal.



A formação da biela de compressão dá origem ao modelo da barra diagonal equivalente, como foi visto no capítulo 2. Neste modelo a faixa de compressão da diagonal comprimida é substituída por uma barra com as mesmas propriedades da alvenaria, sujeita apenas ao esforço axial de compressão. Além disso, é preciso determinar a seção transversal da barra. Portanto, determinar a largura efetiva da biela de compressão é importante para utilização do modelo. Ela é função do comprimento de contato dos cantos comprimidos, que por sua vez, depende da força horizontal aplicada. Entretanto, uma vez que ocorre a fissuração da diagonal o comprimento do contato dos cantos comprimidos não sofre alteração importante até ser atingida a carga última do modelo. Isto será demonstrado a seguir.

Os comprimentos de contato podem ser determinados em função da pressão de contato exercida nas arestas do painel de alvenaria. Para tal, foi estabelecido um caminho (trajetória) ao longo dos lados do painel de alvenaria para obtenção (plotagem) da pressão de contato. Logo a seguir, a Figura 57 apresenta o gráfico da pressão de contato em função da trajetória de plotagem para três níveis de força horizontal.

Figura 57 – Determinação dos comprimentos de contato: gráfico pressão de contato em função da trajetória de plotagem para três níveis de força horizontal (Fh).

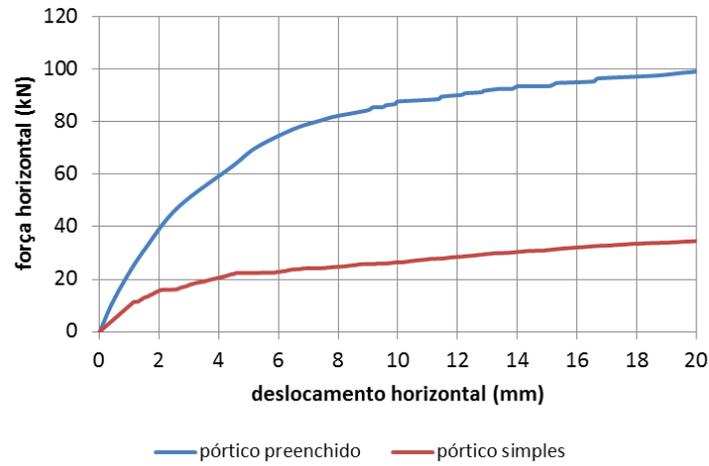


A força horizontal de 48 kN representa a carga que provocou o início da fissuração da diagonal. A mesma Figura mostra a trajetória escolhida, indicada pelas setas pretas ao longo dos lados do painel de alvenaria. Seguindo a trajetória a partir do início, a pressão de contato passa a ser exercida no intervalo aproximado de 1400 a 2000 mm (aresta vertical esquerda). A pressão de contato é máxima no vértice das arestas. Continuando a trajetória, a pressão de contato é exercida no intervalo aproximado de 2000 a 3750 mm (aresta superior horizontal).

Isto posto, a largura efetiva da biela de compressão poderá ser determinada em função dos comprimentos de contato vertical e horizontal. No APÊNDICE A está disponibilizado a formulação e o cálculo da largura efetiva para esse caso em particular.

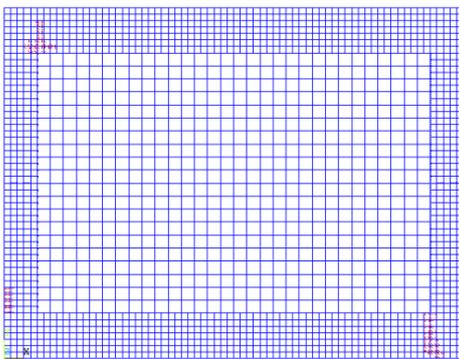
Outro aspecto da modelagem que vale a pena ressaltar é o ganho de rigidez lateral proporcionada pela consideração da alvenaria na análise. Logo a seguir, A Figura 58 apresenta o gráfico força-deslocamento dos pórticos simples e preenchido. As curvas foram tomadas para um deslocamento lateral máximo de 20 mm. É possível notar que a rigidez inicial e a capacidade resistente do pórtico preenchido são superiores àquelas do pórtico simples. Pode-se notar também que para a mesma força horizontal, o pórtico preenchido se desloca lateralmente bem menos que o pórtico simples.

Figura 58 – Gráfico força-deslocamento dos pórticos simples e preenchido do modelo estudado.

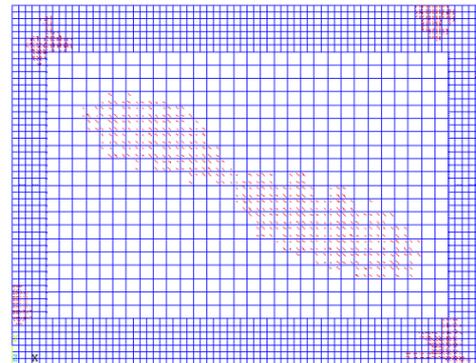


Por fim, vale a pena destacar a evolução do estado de fissuração do pórtico preenchido quando a força horizontal é progressivamente aumentada. A Figura 59 apresenta a evolução do estado de fissuração do modelo.

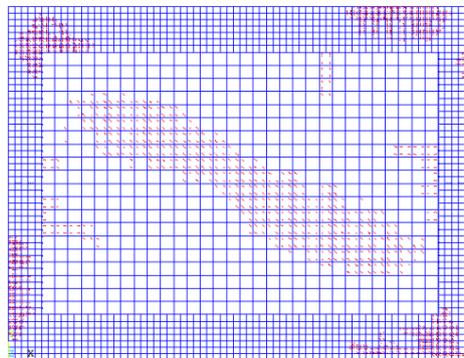
Figura 59 – Evolução do estado de fissuração do modelo estudado em relação a diferentes estágios do carregamento horizontal: (a) 47,25 kN; (b) 63 kN e (c) 89,25 kN.



(a)



(b)



(c)

No início ocorrem fissuras apenas no pórtico, notadamente, na região dos cantos comprimidos e na coluna esquerda (Figura 59 (a)). Em seguida, ocorre a fissuração da diagonal comprimida da alvenaria e há intensificação das fissuras nas regiões citadas acima. É possível também perceber a ocorrência de fissuras no canto superior direito do pórtico na viga e na coluna (Figura 59 (b)). Por fim, no último estágio do carregamento lateral, o quadro de fissuração se intensifica ainda mais e também é possível notar fissuras na interface do pórtico com a alvenaria (Figura 59 (c)).

4.4 CARGA ÚLTIMA DOS PÓRTICOS SIMPLES E PREENCHIDOS

Logo a seguir, as Tabelas 6, 7 e 8 apresentam a força horizontal que corresponde a carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido. As Tabelas foram elaboradas para cada comprimento do painel de alvenaria, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de carregamento vertical ou pré-compressão.

Tabela 6 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 2000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão.

Comprimento da alvenaria de 2000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	12,49	47,19	21	72,45	31,50	85,58
P = 50 kN	16,67	57,75	31,29	74,03	41,47	93,24
P = 100 kN	20,26	71,40	36,23	98,49	46,30	118,86

Tabela 7 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão.

Comprimento da alvenaria de 3000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	17,53	60,9	20,68	74,03	44,1	93,9
P = 50 kN	21,10	72,34	30,03	89,78	54,07	110,36
P = 100 kN	24,25	84	35,7	104,9	60,27	116,8

Tabela 8 – Carga última dos modelos de pórticos simples e preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 4000 mm, em relação a cada seção transversal dos pilares e considerando três níveis de pré-compressão.

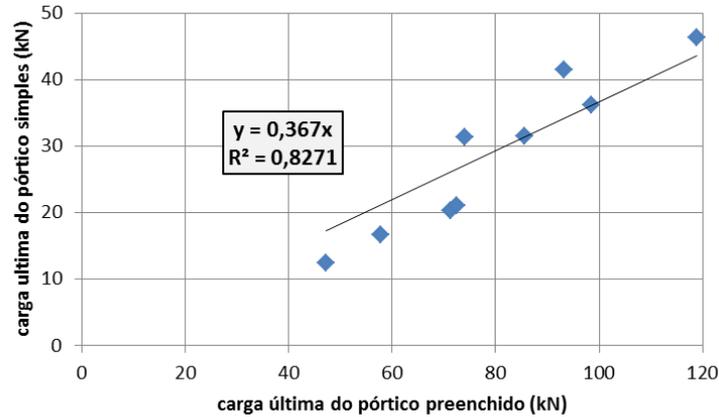
Comprimento da alvenaria de 4000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga última do pórtico simples (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	17,43	46,10	31,08	69,20	42,84	96,29
P = 50 kN	20,21	51,94	38,32	90,99	53,13	106,11
P = 100 kN	23,83	72,77	45,36	96,60	59,34	115,08

Consta-se que a carga última alcançada pelo modelo do pórtico preenchido é bem superior àquela do modelo de pórtico simples para todos os modelos analisados.

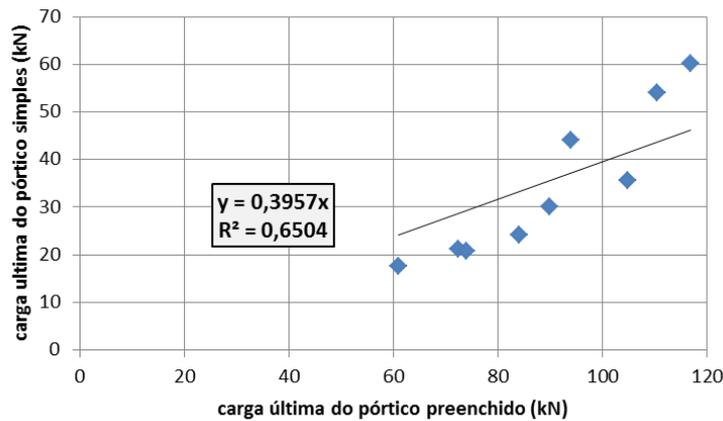
Com base em uma análise de regressão foi encontrada uma correspondência (correlação) aproximadamente linear entre a carga última do pórtico preenchido e do pórtico simples, como mostra a Figura 60 logo a seguir. Na mesma Figura é possível observar o coeficiente de determinação, R^2 , que é uma medida do grau de proporcionalidade entre a carga última do pórtico preenchido e do pórtico simples. Quanto mais próximo o coeficiente estiver de 1, melhor a aproximação linear. Como o coeficiente das regressões situa-se numa faixa entre 0,65 e 0,88, permite-se dizer que se trata apenas de uma correlação razoavelmente forte entre as grandezas. Isto posto, grosso modo, Pode-se dizer que a carga última do pórtico

simples corresponde a 36,7%, 39,57% e 45,56% da carga última do pórtico preenchido, respectivamente, para os comprimentos do painel de alvenaria de 2000, 3000 e 4000 mm.

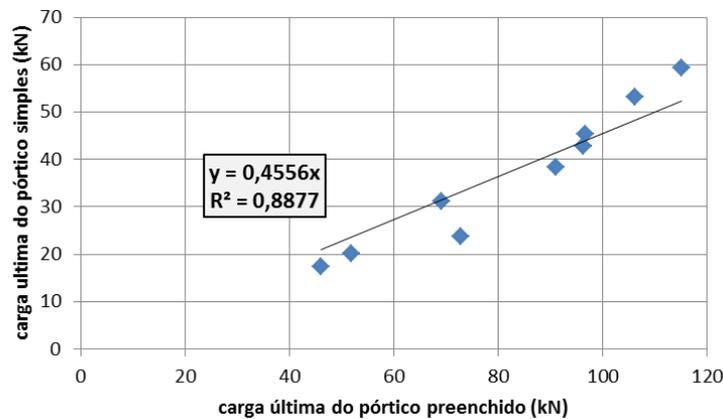
Figura 60 – Correlação linear entre a carga última do pórtico preenchido e do pórtico simples dos modelos estudados: (a) alvenaria com comprimento de 2000 mm; (a) alvenaria com comprimento de 3000 mm e (c) alvenaria com comprimento de 4000 mm.



(a)



(b)

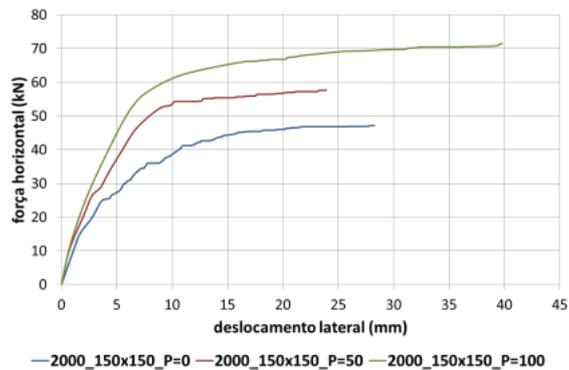


(c)

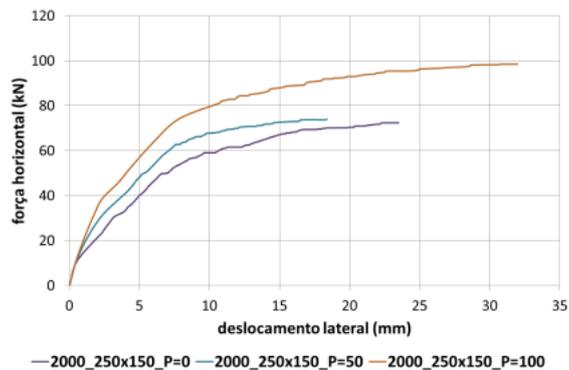
4.5 CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DOS NÍVEIS DE PRÉ-COMPRESSÃO

Logo a seguir, as Figuras 61, 62 e 63 apresentam os gráficos força-deslocamento dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 2000, 3000 e 4000 mm. Para cada seção transversal dos pilares, existem três curvas que foram desenvolvidas em função do carregamento vertical aplicado no topo dos pilares.

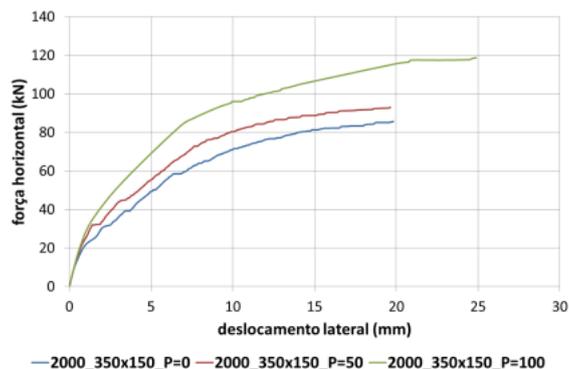
Figura 61 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 2000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.



(Pilar 150x150 mm²)

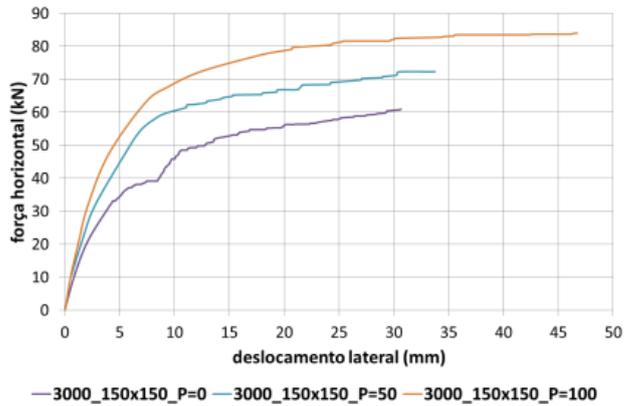


(Pilar 250x150 mm²)

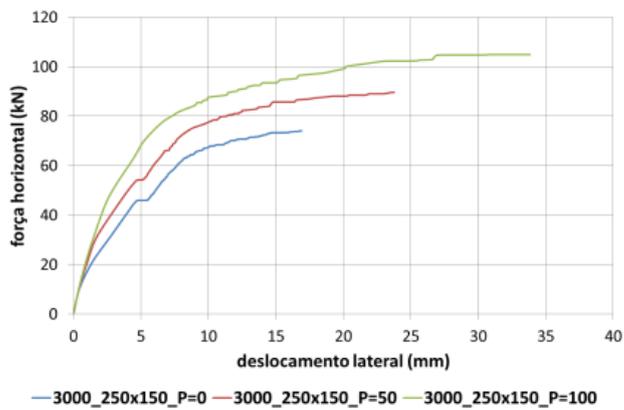


(Pilar 350x150 mm²)

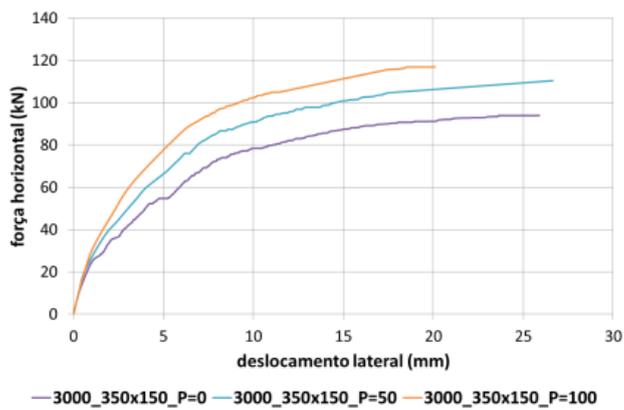
Figura 62 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 3000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.



(Pilar 150x150 mm²)

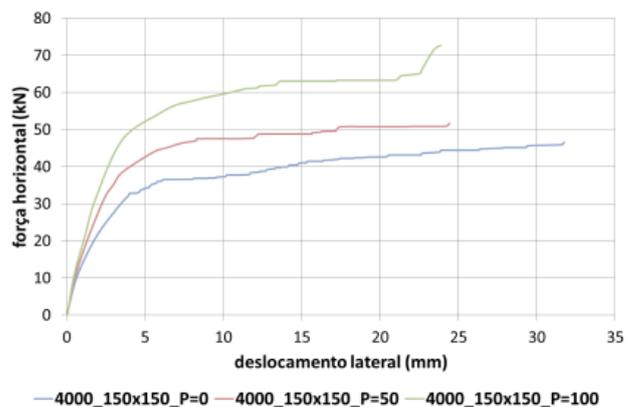


(Pilar 250x150 mm²)

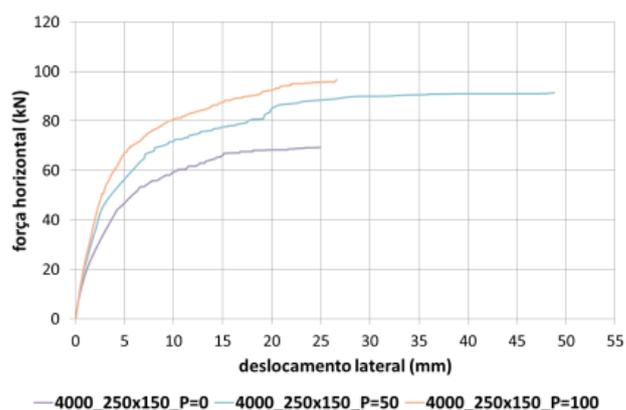


(Pilar 350x150 mm²)

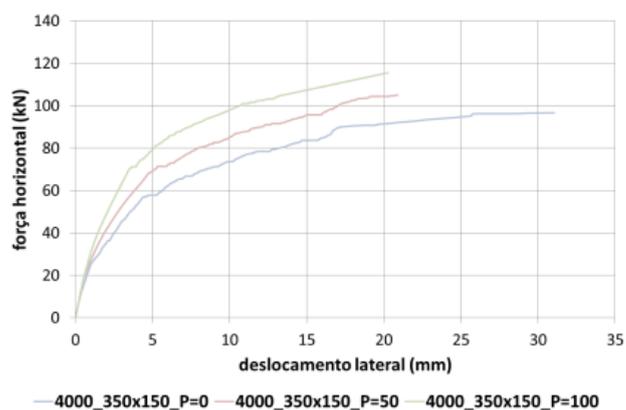
Figura 63 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 4000 mm para cada seção transversal de pilar e para diferentes níveis de pré-compressão.



(Pilar 150x150 mm²)



(Pilar 250x150 mm²)



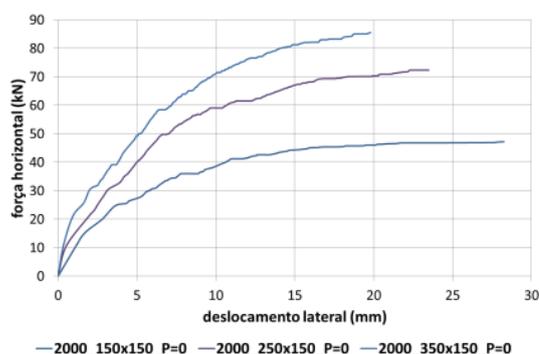
(Pilar 350x150 mm²)

Pode-se observar que quanto maior é o carregamento vertical, maior também é a capacidade resistente do modelo analisado. Esta afirmação é válida para os três tipos de pilares independentemente do comprimento da alvenaria.

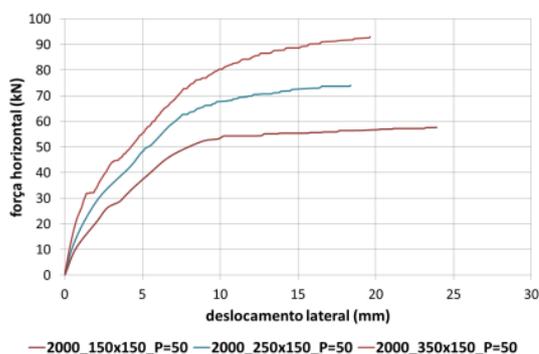
4.6 CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA INÉRCIA DO PILAR EM RELAÇÃO À INÉRCIA DA VIGA

Logo a seguir, as Figuras 64, 65 e 66 apresentam os gráficos força-deslocamento dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 2000, 3000 e 4000 mm. Para cada nível de pré-compressão, existem três curvas que foram desenvolvidas para as três seções transversais dos pilares.

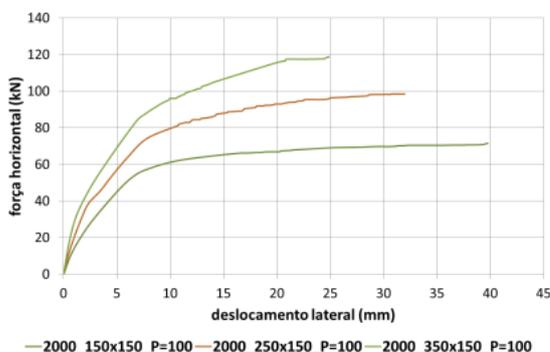
Figura 64 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 2000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.



(P = 0 kN)

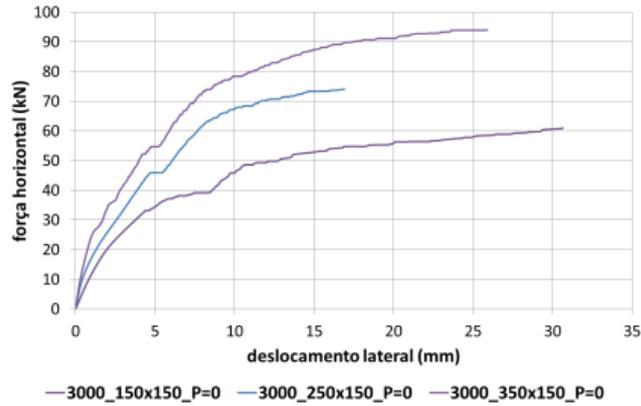


(P = 50 kN)

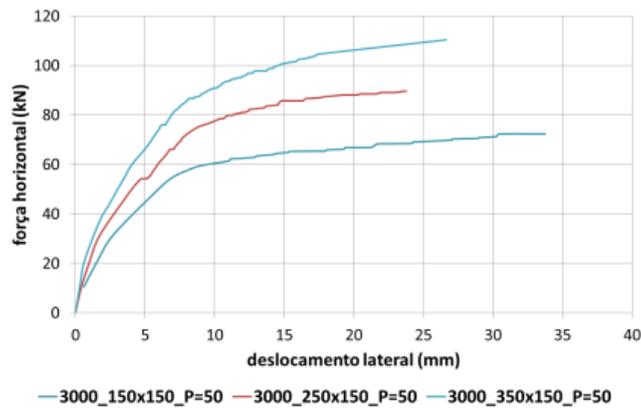


(P = 100 kN)

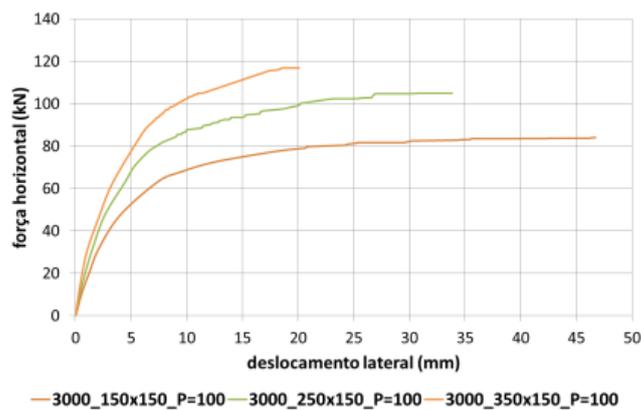
Figura 65 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 3000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.



(P = 0 kN)

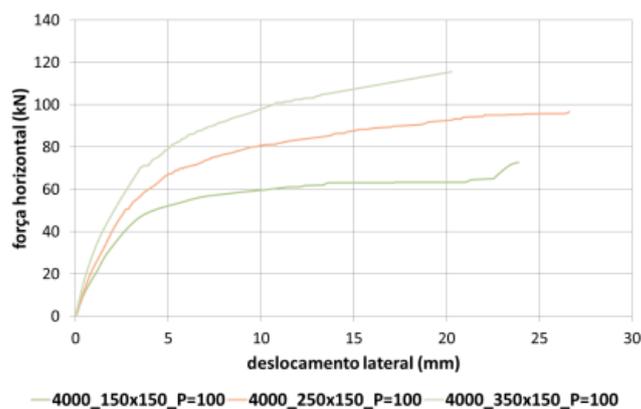
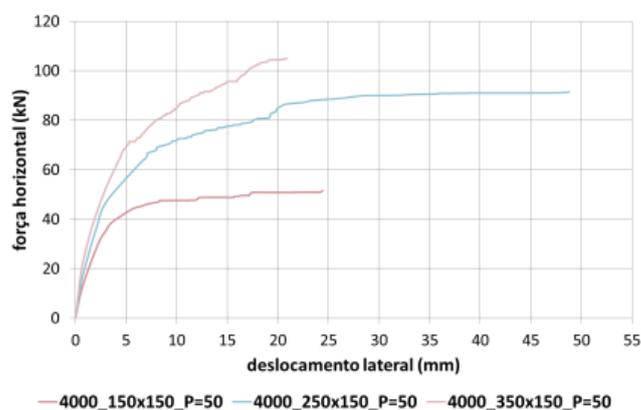
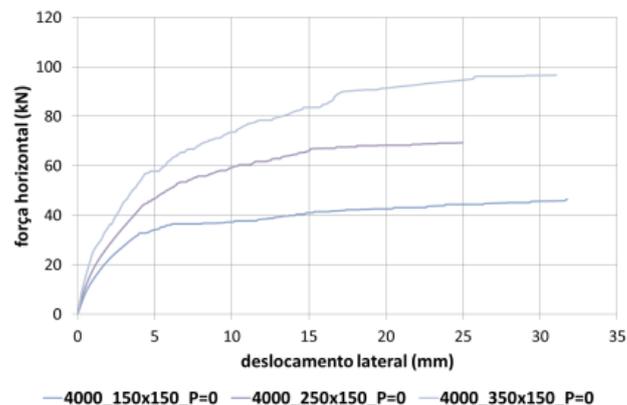


(P = 50 kN)



(P = 100 kN)

Figura 66 – Gráficos força-deslocamento da alvenaria com comprimento de 4000 mm em função dos níveis de pré-compressão e para os três tipos de seções transversais dos pilares.

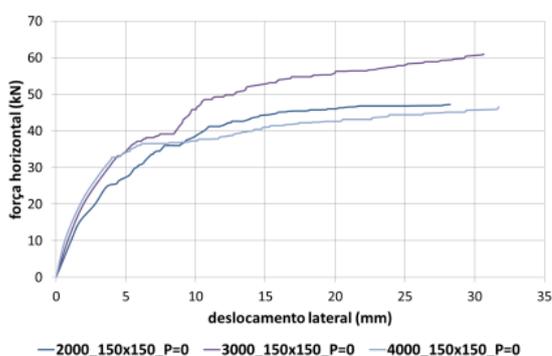


Pode-se observar que, para um mesmo nível de carregamento vertical, quanto maior é a inércia do pilar maior é a capacidade resistente do modelo analisado. Esta afirmação é válida independentemente do comprimento da alvenaria.

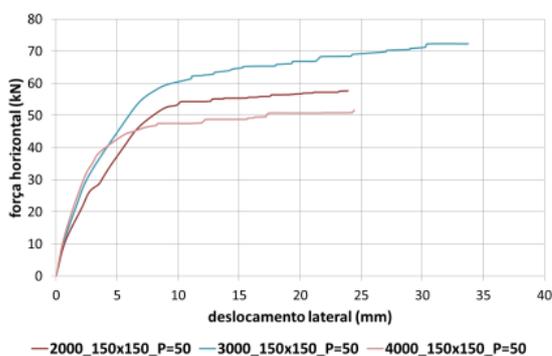
4.7 CAPACIDADE RESISTENTE DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO COMPRIMENTO DO PAINEL DA ALVENARIA

Em seguida, as Figuras 67, 68 e 69 apresentam os gráficos força-deslocamento dos modelos para cada seção transversal dos pilares. Para cada nível de pré-compressão, existem três curvas que foram desenvolvidas em função dos comprimentos do painel da alvenaria.

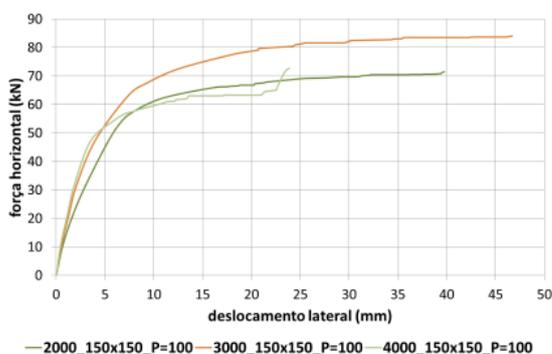
Figura 67 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 150x150 mm² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.



(P = 0 kN)

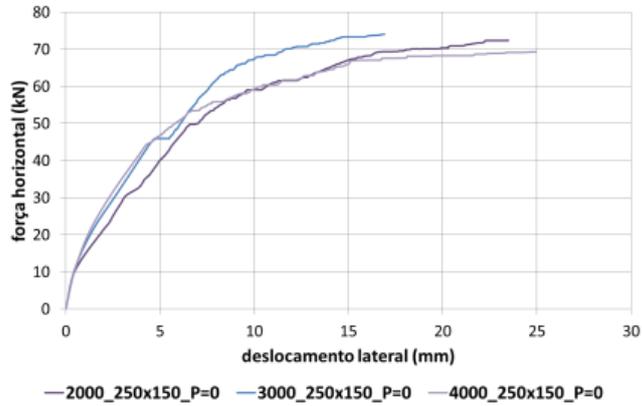


(P = 50 kN)

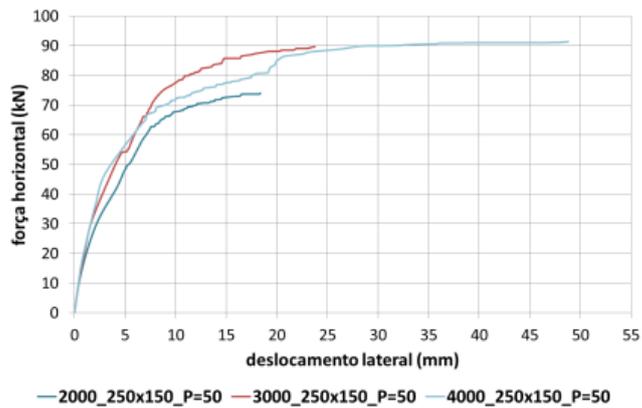


(P = 100 kN)

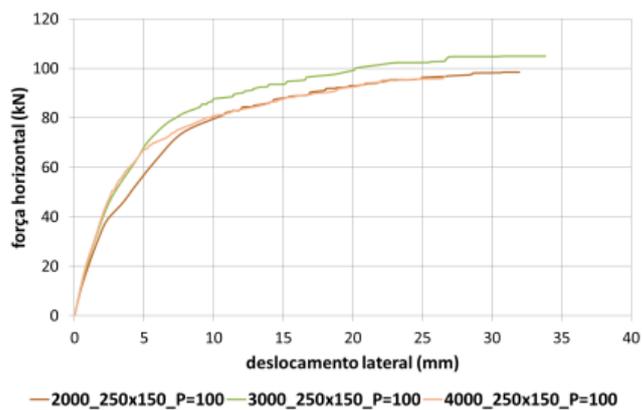
Figura 68 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 250x150 mm² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.



(P = 0 kN)

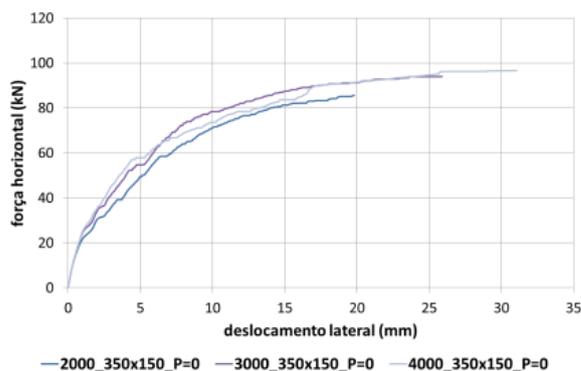


(P = 50 kN)

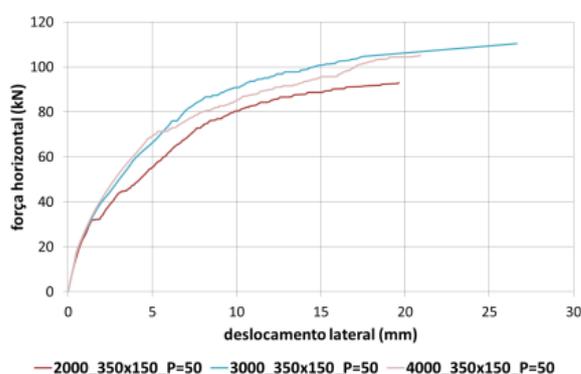


(P = 100 kN)

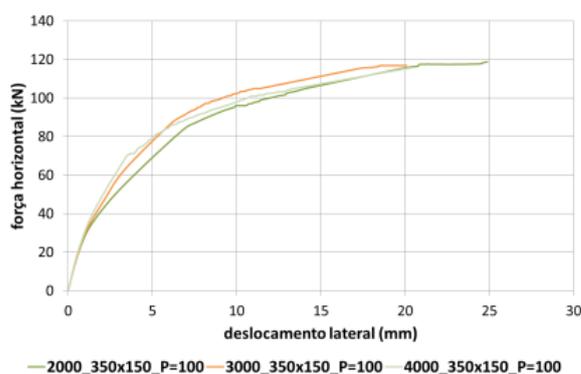
Figura 69 – Gráficos força-deslocamento do pilar de seção transversal 350x150 mm² em função dos níveis de pré-compressão para os três comprimentos do painel de alvenaria.



(P = 0 kN)



(P = 50 kN)

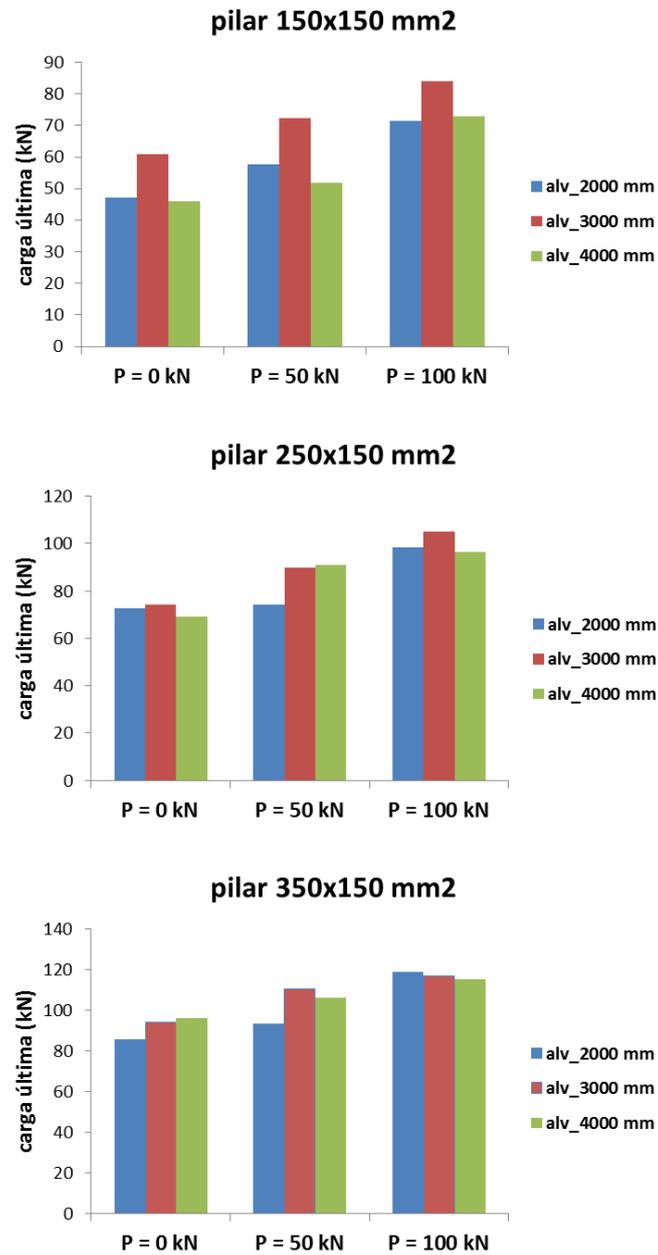


(P = 100 kN)

De um modo geral, pode-se dizer que as curvas do painel com comprimento 3000 mm representam um limite superior, enquanto que, as curvas dos painéis com comprimento de 2000 e 4000 mm se alternam entre os limites intermediário e inferior.

Para perceber com mais precisão quais modelos possuem maior capacidade resistente a Figura 70, a seguir, apresenta a carga última em função dos três níveis de pré-compressão para cada seção transversal dos pilares. Na maioria dos modelos o painel de comprimento 3000 mm (cor vinho) apresenta as maiores cargas últimas.

Figura 70 – Gráficos da carga última dos modelos em função dos três níveis de pré-compressão para cada uma das seções transversais dos pilares.



4.8 FISSURAÇÃO DA DIAGONAL COMPRIMIDA

Logo a seguir, as Tabelas 9, 10 e 11 apresentam a carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para cada comprimento do painel de alvenaria. Para cada seção transversal dos pilares, têm-se três níveis de pré-compressão.

Tabela 9 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 2000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão.

Comprimento da alvenaria de 2000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	24,717	47,19	30,681	72,45	39,16185	85,58
P = 50 kN	26,3445	57,75	31,878	74,03	44,52	93,24
P = 100 kN	21,378	71,4	38,85	98,49	42,378	118,86

Tabela 10 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão.

Comprimento da alvenaria de 3000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	39,13	60,9	45,92	74,03	54,69	93,9
P = 50 kN	32,06	72,34	54,11	89,78	60,04	110,36
P = 100 kN	47,81	84	47,81	104,9	63,84	116,8

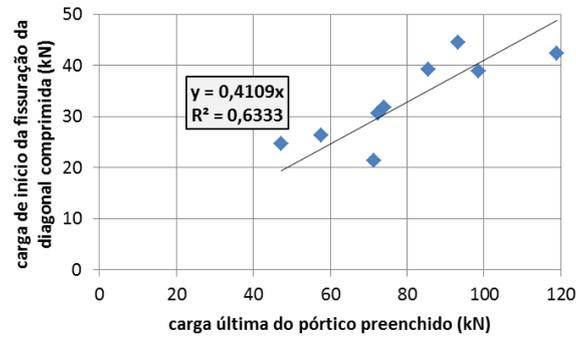
Tabela 11 – Carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido para o comprimento do painel de alvenaria de 4000 mm, em relação às três seções transversais dos pilares e para os três níveis de pré-compressão.

Comprimento da alvenaria de 4000 mm						
Carga vertical (kN)	Pilar 150x150 mm ²		Pilar 250x150 mm ²		Pilar 350x150 mm ²	
	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)	Carga de fissuração da diagonal comprimida (kN)	Carga última do pórtico preenchido (kN)
P = 0 kN	-	46,1	-	69,2	83,34	96,29
P = 50 kN	-	51,94	80,66	90,99	95,65	106,11
P = 100 kN	64,48	72,77	95,69	96,6	105,42	115,08

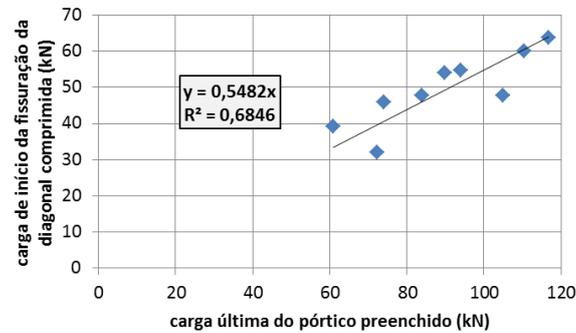
Pode-se perceber que a seção transversal do pilar de 350x150 mm² apresenta maior carga de início de fissuração da diagonal comprimida para todos os níveis de pré-compressão. Isto também é válido para a carga última do pórtico preenchido. Outra observação importante é o caso dos modelos com comprimento da alvenaria de 4000 mm. Em três deles não houve fissuração da diagonal comprimida, como pode ser visto na Tabela pelos traços horizontais.

Com base em uma análise de regressão foi encontrada uma correspondência (correlação) aproximadamente linear entre a carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido, como mostra a Figura 71 logo a seguir. Na mesma Figura é possível observar o coeficiente de determinação, R^2 , que é uma medida do grau de proporcionalidade entre a carga de início da fissuração da diagonal comprimida e a carga última do pórtico preenchido. Quanto mais próximo o coeficiente estiver de 1, melhor a aproximação linear. Como o coeficiente das regressões situa-se numa faixa entre 0,63 e 0,91, permite-se dizer que se trata apenas de uma correlação razoavelmente forte entre as grandezas. Isto posto, grosso modo, pode-se dizer que a carga de início da fissuração da diagonal comprimida corresponde a 41,09%, 54,82% e 91,01% da carga última do pórtico preenchido, respectivamente, para os comprimentos do painel de alvenaria de 2000, 3000 e 4000 mm.

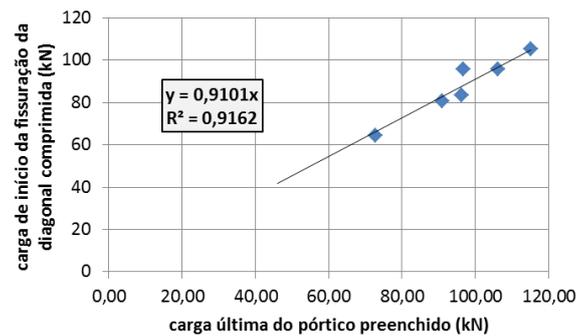
Figura 71 – Correlação linear entre a carga de início de fissuração da diagonal comprimida e carga última do pórtico preenchido dos modelos estudados: (a) alvenaria com comprimento de 2000 mm; (a) alvenaria com comprimento de 3000 mm e (c) alvenaria com comprimento 4000 mm.



(a)



(b)

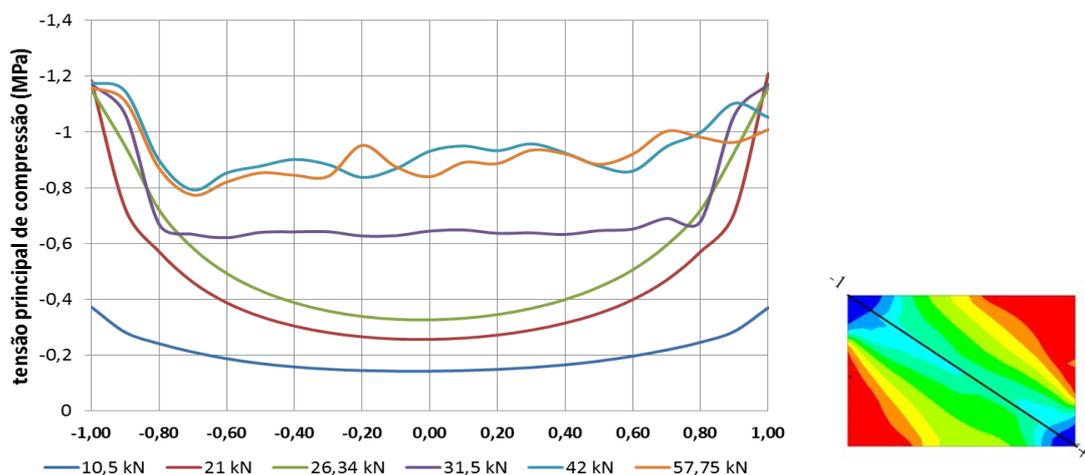


(c)

4.9 PLASTIFICAÇÃO “ESMAGAMENTO” DOS CANTOS COMPRIMIDOS

A Figura 72 apresenta o gráfico da tensão principal de compressão ao longo da diagonal comprimida para um modelo em particular. O comprimento da diagonal no eixo das abscissas foi obtido de forma parametrizada variando de -1 a 1, respectivamente, do canto superior esquerdo para o canto inferior direito. Por exemplo, o valor 0 no eixo das abscissas representa o meio da diagonal comprimida. As curvas foram obtidas para diferentes estágios de aplicação da força horizontal. Excetuando-se os modelos de alvenaria com comprimento de 4000 mm descritos no ítem anterior, observou-se que para todos os modelos a plastificação dos cantos comprimidos ocorreu um pouco antes ou ao mesmo tempo do início da fissuração da diagonal comprimida. Outra constatação importante é a tendência da plastificação da região central após a fissuração da diagonal comprimida. Neste caso em particular a curva em tom verde para a força horizontal de 26,34 kN representa a carga de fissuração da diagonal comprimida, como pode ser visto na mesma Figura.

Figura 72 – Gráfico da tensão principal de compressão ao longo da diagonal comprimida parametrizada.



4.10 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE DA BIELA DE COMPRESSÃO

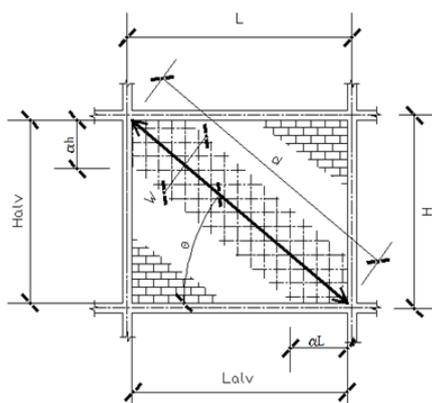
A Tabela 12 apresenta a largura da diagonal equivalente e sua relação com o comprimento da diagonal do painel de alvenaria. A Tabela foi elaborada para cada comprimento do painel de alvenaria, para cada seção transversal dos pilares e em função dos três níveis de pré-compressão. A Tabela também apresenta um desenho esquemático que contém as informações necessárias para sua compreensão.

Tabela 12 – Largura da diagonal equivalente da biela de compressão e sua relação com o comprimento da diagonal do painel de alvenaria.

ALVENARIA DE 2000 mm																	
PILAR 150X150						PILAR 250X150						PILAR 350X150					
P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN	
αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)
960	1080	960	1160	960	1080	960	1080	880	1080	960	1080	1000	880	960	960	960	960
W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)	
1445		1506		1445		1445		1393		1445		1332		1358		1358	
W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d	
0,51		0,53		0,51		0,51		0,49		0,51		0,47		0,48		0,48	

ALVENARIA DE 3000 mm																	
PILAR 150X150						PILAR 250X150						PILAR 350X150					
P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN	
αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)
560	1500	560	1680	760	2280	760	1560	560	1680	880	1380	880	1380	880	1260	880	1320
W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)	
1443		1617		2353		1594		1617		1509		1509		1422		1464	
W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d	
0,40		0,45		0,65		0,44		0,45		0,42		0,42		0,39		0,41	

ALVENARIA DE 4000 mm																	
PILAR 150X150						PILAR 250X150						PILAR 350X150					
P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN		P = 0 kN		P = 50 kN		P = 100 kN	
αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)	αh (mm)	αL (mm)
480	1040	480	1680	560	2960	560	1040	680	1760	680	1840	760	1520	760	1680	760	1440
W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)		W (mm)	
902		1322		2727		959		1479		1540		1360		1462		1312	
W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d		W/d	
0,25		0,37		0,76		0,27		0,41		0,43		0,38		0,41		0,36	



αh – comprimento de contato do pilar com o painel de alvenaria do canto esquerdo superior

αL – comprimento de contato da viga com o painel de alvenaria do canto esquerdo superior

W – largura da diagonal equivalente da biela de compressão

W/d – relação entre a largura da diagonal equivalente e o comprimento da diagonal da alvenaria.

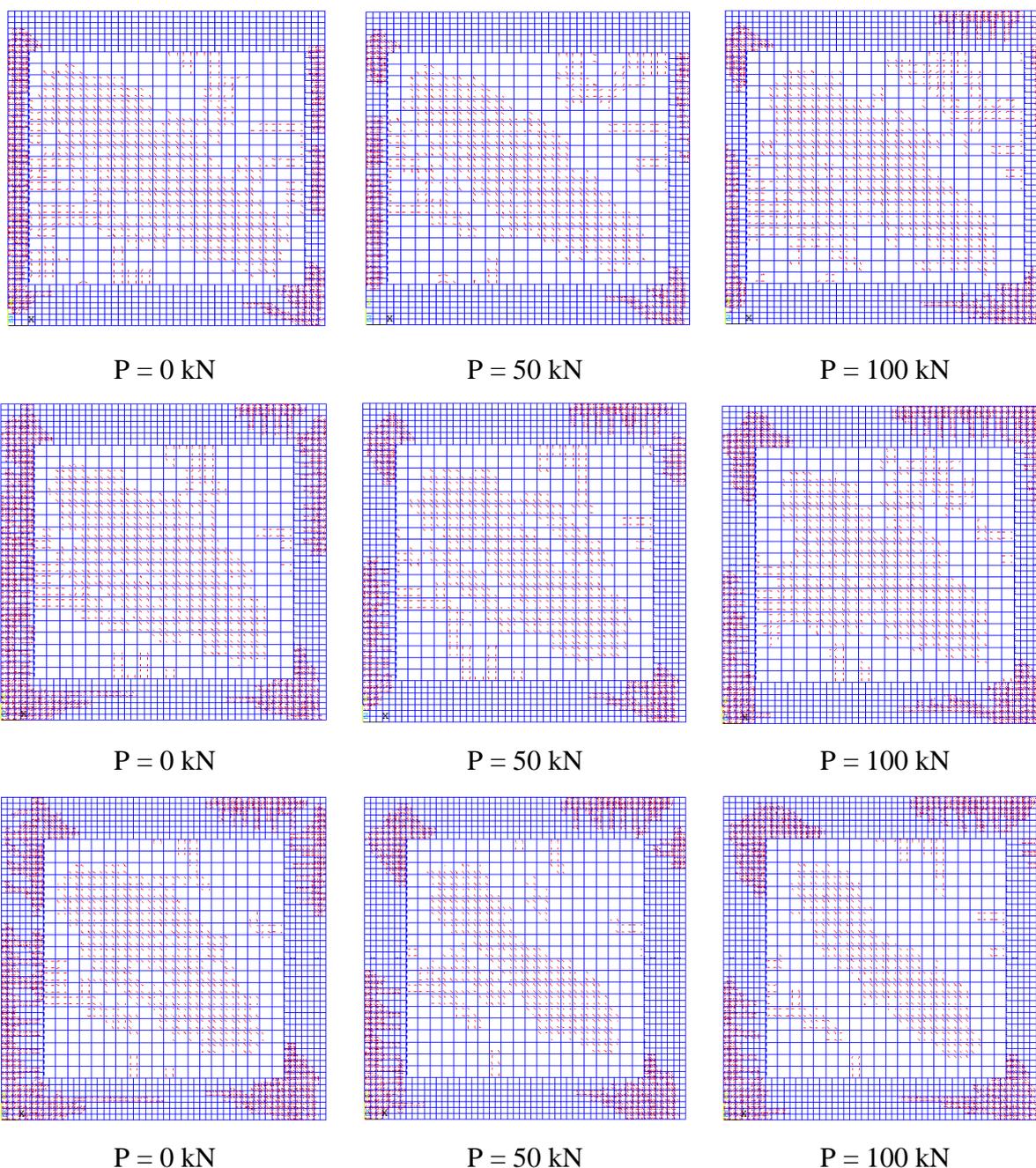
(Desenho Esquemático para compreensão da Tabela 12)

Para obtenção dos comprimentos de contato do pilar e da viga com a alvenaria foi escolhido o canto esquerdo superior do pórtico preenchido. A formulação para obtenção da largura da diagonal equivalente pode ser vista no APÊNDICE A. Pode-se perceber pela Tabela que os valores da largura da diagonal equivalente não são muito próximos entre si. Entretanto, na literatura é muito comum recorrer à relação W/d para tirar conclusões a respeito da largura da diagonal equivalente. Tirando-se a média aritmética desses valores na Tabela, obtêm-se os valores de 50%, 45% e 40%, respectivamente, em relação aos comprimentos da diagonal do painel da alvenaria de 2000, 3000 e 4000 mm. Isto quer dizer que a largura equivalente da biela de compressão corresponde a 50% do comprimento da diagonal do painel de alvenaria de 2000 mm e assim por diante.

4.11 ESTADO DE FISSURAÇÃO DOS MODELOS DE PÓRTICOS PREENCHIDOS

A seguir, a Figura 73 apresenta o estado de fissuração dos modelos estudados para cada nível de pré-compressão ao ser atingida a carga última. Trata-se dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 2000 mm.

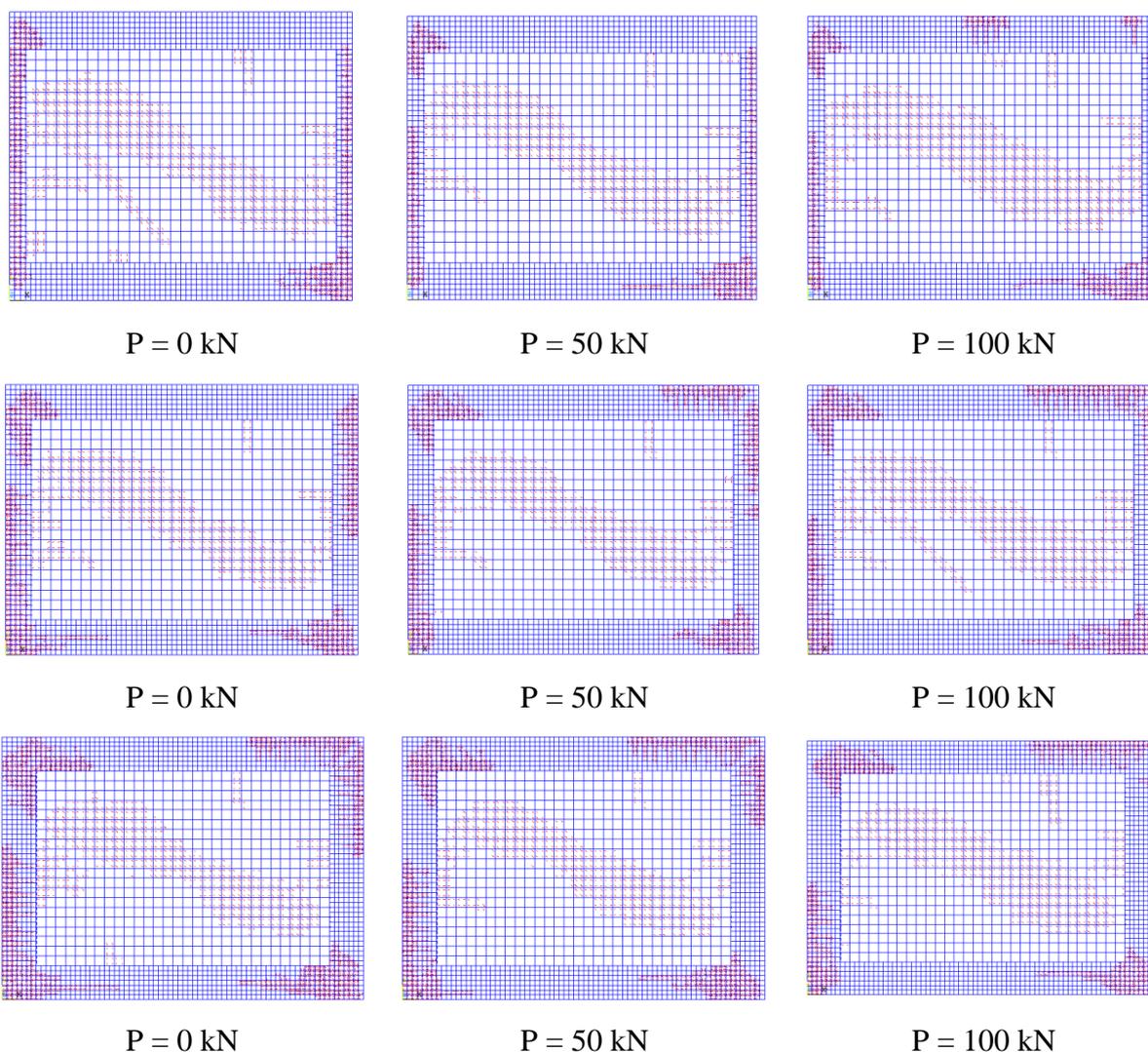
Figura 73 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 2000m ao ser atingida a carga última.



Pode-se perceber uma faixa bem representativa no painel de alvenaria, que corresponde à fissuração da diagonal comprimida. Outras fissuras difusas ocorrem na interface do pórtico com a alvenaria. A coluna esquerda onde é aplicada a força lateral se apresenta mais deteriorada que a coluna direita. Pode-se dizer que os cantos comprimidos do pórtico estão submetidos a um estado biaxial de tensões em virtude do quadro de fissuração apresentado. Os cantos tracionados, especialmente, o direito superior do pórtico também

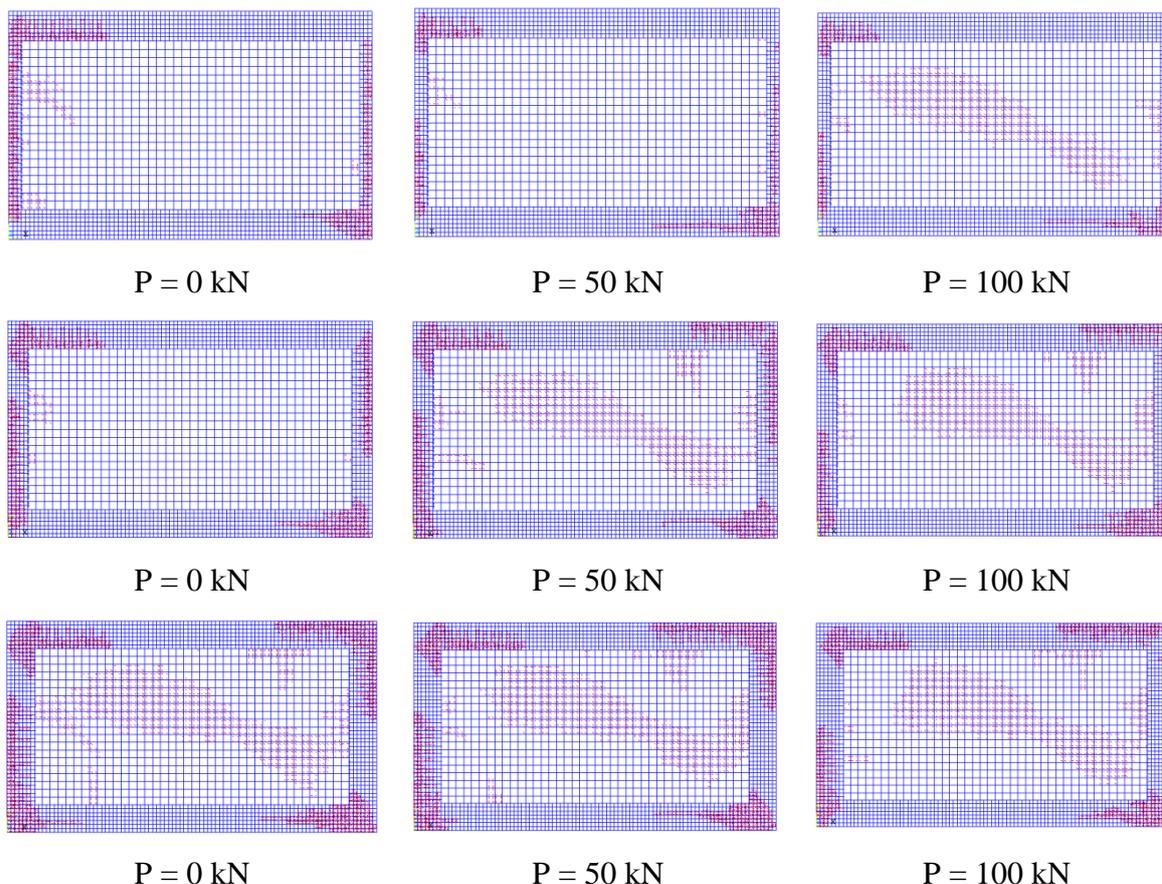
apresenta fissuras tanto na viga quanto no pilar. Em seguida, a Figura 74 apresenta o estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm ao ser atingida a carga última. Os mesmos comentários citados acima valem também para esses pórticos preenchidos.

Figura 74 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 3000m ao ser atingida a carga última.



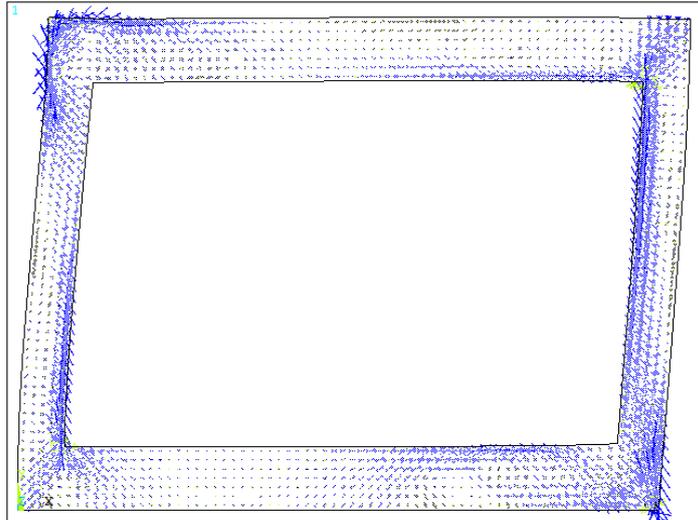
Logo a seguir, a Figura 75 apresenta o estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 4000 mm ao ser atingida a carga última. Os mesmos comentários citados anteriormente valem também para esses pórticos preenchidos. Ademais, três modelos em particular não fissuraram na diagonal comprimida apresentando um quadro de fissuração do painel de alvenaria pouco intenso.

Figura 75 – Estado de fissuração dos modelos com comprimento do painel de alvenaria de 4000m ao ser atingida a carga última.



Considerando-se o estado de fissuração dos cantos (nós) do pórtico de concreto, resolveu-se verificar o estado de tensões nessas regiões em particular. Para tal, foi escolhido o modelo com comprimento do painel de alvenaria de 3000 mm, seção transversal do pilar de $250 \times 150 \text{ mm}^2$ e pré-compressão de 100 kN. O estado de tensões foi analisado a partir das trajetórias das tensões principais representadas de modo vetorial, como pode ser visto na Figura 76 a seguir. As tensões principais mínimas de compressão são representadas por vetores na cor azul, enquanto que, as tensões principais máximas de tração são representadas por vetores na cor preta. Os vetores são exibidos por meio de setas saindo (tração) ou entrando (compressão) em relação a um ponto específico qualquer. Quanto maior graficamente é a seta do vetor, maior também é a magnitude da tensão principal. Pela Figura é possível perceber com maior destaque as regiões de compressão na cor azul. A compressão é bastante acentuada na região externa dos cantos esquerdo superior e direito inferior. É também perceptível na região interna dos cantos esquerdo inferior e direito superior. Nas outras regiões não a uma prevalência de uma tensão principal sobre a outra.

Figura 76 – Trajetória das tensões principais representadas vetorialmente.



A Figura 77 apresenta as tensões de von Mises para armadura de aço na região do canto esquerdo superior, lugar mais crítico. As cores vermelhas representam os locais das barras que atingiram o limite de escoamento do aço.

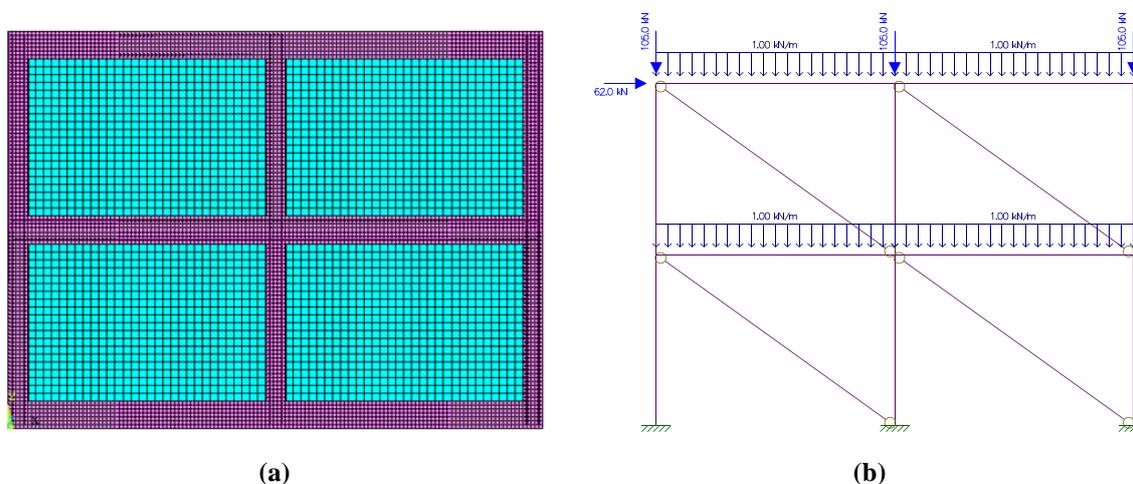
Figura 77 – Tensões de von Mises na região mais crítica da armadura de aço.



4.12 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE: CALIBRAÇÃO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O objetivo dessa seção é a calibração da largura da barra do Modelo da Diagonal Equivalente via Método dos Elementos Finitos (MEF). Inicialmente, foi analisado via MEF um pórtico preenchido de dois vãos e dois andares. As mesmas considerações feitas para os modelos dos pórticos isolados foram adotadas. Para a força horizontal de 62 kN foi obtido o deslocamento lateral de 3,46 mm, correspondente ao segundo andar do pórtico. Através do gráfico força-deslocamento, observou-se que para o deslocamento citado acima, a estrutura ainda permanecia em condições de serviço. Em seguida, a mesma estrutura foi analisada pelo programa FTOOL, por se tratar de um software livre, de fácil manuseio e muito usado no meio acadêmico. A largura da diagonal equivalente foi calibrada no FTOOL de sorte que a estrutura tivesse o mesmo deslocamento do obtido pelo MEF. Em outras palavras, foi realizado um ajuste da rigidez axial da barra diagonal equivalente, que produzisse a mesma rigidez lateral da estrutura modelada com o MEF. A Figura 78 apresenta o pórtico preenchido modelado no ANSYS e no FTOOL. Os painéis de alvenaria tinham comprimento 3000 mm e altura 2000 mm. Os pilares tinham seção transversal de $250 \times 150 \text{ mm}^2$, enquanto que a viga $350 \times 150 \text{ mm}^2$. A pré-compressão dos pilares foi de 100 kN.

Figura 78 – Estrutura analisada no (a) ANSYS e no (b) FTOOL.



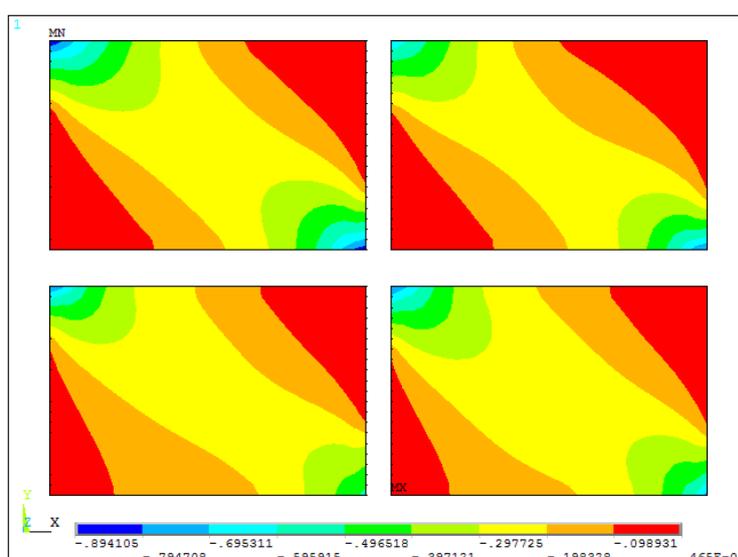
A largura da diagonal equivalente obtida da calibração foi de 840 mm. Para efeito de comparação, a Tabela 13 apresenta a largura da diagonal equivalente obtida em função de algumas expressões clássicas (seção 2.5) e da modelagem do pórtico isolado desse trabalho (seção 4.10). No APÊNDICE B está demonstrado o cálculo da largura equivalente relacionada às expressões presentes na Tabela 13.

Tabela 13 – Largura da diagonal equivalente (mm).

Holmes (1961)	1202
Smith e Carter (1969)	4003
Mainstone (1974)	419
Hendry (1980)	2002
Liau e Kwan (1984)	948
Pórtico Isolado	1622

Observando-se os resultados da Tabela a expressão que mais se aproximou da largura obtida pela calibração via MEF foi a de Liauw e Kwan (1984). É possível notar também valores muito diferentes entre si, inclusive do pórtico isolado. Buscando-se entender o motivo a Figura 79 apresenta as tensões principais de compressão em cada painel do modelo estudado via MEF.

Figura 79 – Formação da biela de compressão em cada painel de alvenaria do modelo estudado.



Da Figura anterior é possível perceber uma ligeira diferença da biela de compressão formada nos painéis. Observa-se que sua formação depende das condições de contorno da estrutura. Os painéis do andar térreo apresentam a largura da biela de compressão maior do que as dos painéis do primeiro andar. A situação dos painéis do andar térreo se assemelha mais com o pórtico isolado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram apresentados os resultados numéricos do estudo dos pórticos preenchidos com alvenaria. Nesta seção serão resumidos os principais resultados obtidos do capítulo 4. Nas próximas seções serão discutidos os resultados da modelagem, as conclusões e finalmente as sugestões para trabalhos futuros.

Na seção 4.2 foram apresentadas as hipóteses simplificadoras do modelo de elementos finitos, como a geometria, elementos finitos usados, geração da malha, propriedades dos materiais, estratégia do carregamento e as condições de contorno adotadas.

Na seção 4.3 foi estudado o comportamento típico dos pórticos preenchidos a partir de um modelo em particular. Com base na configuração deformada da estrutura foi possível observar o descolamento do painel de alvenaria do pórtico e a consequente formação da biela de compressão. Com o aumento da força lateral dois estados limites de serviço foram destacados: a fissuração da diagonal comprimida e o esmagamento dos cantos comprimidos. Foi discutida a determinação da largura da barra diagonal equivalente. Em seguida, foi apresentado o gráfico força-deslocamento dos pórticos simples e preenchidos e, finalmente, foi mostrado o estado de fissuração do modelo com a evolução do carregamento lateral.

A partir da seção 4.4, foi iniciada a análise paramétrica propriamente dita. Nesta seção foi comparada a carga última dos pórticos simples e preenchidos, inclusive, observou-se uma correlação aproximadamente linear entre as cargas últimas.

Nas seções seguintes 4.5, 4.6 e 4.7 foi avaliada a capacidade resistente dos modelos em função da variação do carregamento vertical, variação dos momentos de inércia dos pilares em relação ao momento de inércia da viga e da variação altura/comprimento do painel de alvenaria.

Na seção 4.8 foi determinada a carga que provocava o início da fissuração da diagonal comprimida dos modelos. Também, constatou-se uma correlação aproximadamente linear entre a carga última e a carga de fissuração da alvenaria.

A seção 4.9 apresentou o diagrama das tensões principais de compressão ao longo da diagonal comprimida de um modelo em particular. Foi feita uma discussão sobre a plastificação da região central e dos cantos comprimidos da biela de compressão.

Na seção 4.10 foi determinada a largura da diagonal comprimida dos modelos estudados e também apresentada uma relação empírica a partir da largura equivalente e do comprimento do painel de alvenaria.

Na seção 4.11 fez uma discussão sobre o estado de fissuração dos modelos estudados ao ser alcançada a carga última da estrutura.

Por fim, na última seção a largura da barra do modelo da diagonal equivalente foi determinada em função da calibração através do pórtico preenchido de dois andares e dois vãos analisado por elementos finitos.

5.2 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

O pórtico de um andar e um vão foi o escolhido para a realização do estudo sobre pórticos preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos. Ao todo foram analisados 54 modelos entre pórticos simples e preenchidos. Primeiro foi analisado o comportamento típico dessas estruturas por meio de um caso em particular, para depois ser realizado um estudo paramétrico envolvendo todos os modelos.

O concreto simples e a alvenaria foram modelados pelo elemento finito SOLID65 capaz de fissurar quando tracionado e ser “esmagado” quando comprimido. Estas são características típicas de materiais frágeis e por isso o ANSYS recomenda sua utilização. Foi encontrada uma dificuldade de convergência quando a função “esmagamento” do elemento estava habilitada. Outros pesquisadores também encontraram o mesmo problema. A situação só foi contornada desabilitando a referida função e quando se utilizou uma relação constitutiva baseada na elasticidade não-linear, tanto para o concreto quanto para a alvenaria. Só dessa forma foi possível desenvolver toda extensão da curva força-deslocamento até a deformação última do aço. É importante dizer também que o modelo proposto pelo ANSYS para o concreto já é bem consolidado na literatura. Entretanto, o mesmo não ocorre para a alvenaria. Isto se deve ao fato da consideração da alvenaria como material isotrópico quando

da macromodelagem. Trata-se de uma hipótese que precisa ser validada a partir de ensaios experimentais ou mesmo por comparação com outros programas de elementos finitos. Na presente pesquisa o modelo do ANSYS para alvenaria foi validado no capítulo 3, ao final da seção 3.5. Entretanto, ressalta-se a importância de novas comprovações do modelo proposto para consolidar sua utilização em análises numéricas de alvenaria.

Quando o pórtico preenchido é inicialmente carregado pela força horizontal, já é possível perceber o descolamento do painel de alvenaria do pórtico. Este descolamento ocorre no canto esquerdo inferior e no canto direito superior na interface do pilar com o painel de alvenaria. Esta configuração deformada gera a formação da diagonal comprimida do pórtico preenchido também chamada de biela de compressão. Com a evolução da carga lateral, dois estados limites de serviço ocorrem: esmagamento dos cantos comprimidos e a fissuração da diagonal comprimida. Estes estados limites não levam ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura, pois se admite que o pórtico de concreto armado seja o elemento mais resistente.

O pórtico preenchido possui rigidez inicial maior do que a do pórtico simples. Para um mesmo nível de força horizontal o pórtico simples “translada” bem mais lateralmente do que o pórtico preenchido. Ademais, a carga última do pórtico simples corresponde em média a 40% da carga última do pórtico preenchido.

O comportamento do pórtico preenchido é influenciado pelos parâmetros: carregamento vertical, momentos de inércia dos pilares em relação ao momento de inércia da viga e relação altura/comprimento do painel de alvenaria. Em relação ao carregamento vertical, quanto maior é o nível de pré-compressão dos pilares, maior é a capacidade resistente da estrutura. Portanto, considera-se importante que quando se desejar realizar uma análise numérica ou experimental, o carregamento vertical seja levando em consideração. Em se tratando da relação momentos de inércia dos pilares e momento de inércia da viga, quanto mais a largura do pilar se aproxima da altura da viga maior é a capacidade resistente da estrutura. Isto quer dizer que caso se pretenda aumentar a rigidez lateral do pórtico preenchido é preciso observar essa relação. Para a relação altura/comprimento do painel de alvenaria, de um modo geral, o painel de 3000 mm representou um limite superior da capacidade resistente da estrutura. Enquanto que os painéis de 2000 e 4000 apresentaram um comportamento similar em termos do gráfico força-deslocamento e da carga última. Grosso modo, conclui-se que para o intervalo de 1 a 0,5 da relação altura/comprimento, os extremos representam os

limites inferiores da capacidade resistente do pórtico preenchido, passando por um limite superior na região central do intervalo.

Sobre a carga de fissuração da diagonal comprimida, permite-se dizer que quanto maior for a carga última do modelo, maior será a referida carga de fissuração. Isto foi comprovado através de uma correlação aproximadamente linear entre as duas cargas. Quanto menor for a relação altura/comprimento do painel de alvenaria, menor também será a relação entre as duas cargas. Por exemplo, para o pórtico quadrado a carga de fissuração da diagonal corresponde a 41% da carga última. E para a relação altura/comprimento de 0,5 correspondeu a 91%. Uma constatação importante é que quando a relação altura/comprimento vai se tornando menor (comprimento bem maior que a altura do painel) nem sempre ao se atingir a carga última da estrutura ocorrerá a fissuração da diagonal comprimida.

Quanto à plastificação da diagonal comprimida, ela ocorre inicialmente nos cantos comprimidos e depois se propaga em direção à região central. Constatou-se que o início da fissuração da diagonal provoca uma zona de perturbação das tensões principais de compressão ao longo da referida diagonal. O esmagamento dos cantos comprimidos também ocorre um pouco antes ao mesmo tempo da carga que provoca a fissuração da biela de compressão. A pressão de contato nessa região é intensa. Conclui-se também que em virtude da baixa resistência à compressão da alvenaria de vedação de blocos cerâmicos, a plastificação dos cantos comprimidos ocorre em pouco da aplicação da força horizontal.

A largura da diagonal equivalente da biela de compressão é bastante variável. Ela é função dos comprimentos de contato da viga e do pilar com o painel de alvenaria. Uma vez que as propriedades elásticas dos materiais não variaram durante as análises, os comprimentos de contato dependiam apenas dos parâmetros citados previamente. Não foi possível determinar um padrão para se estabelecer uma linha de raciocínio plausível para sua compreensão. Entretanto, na literatura é muito comum recorrer à relação W/d para tirar conclusões a respeito da largura da diagonal equivalente. Pode-se dizer que quanto maior for o comprimento da diagonal do painel de alvenaria (pórtico mais alongado em relação à altura), menor será a relação W/d . Assim sendo, a largura da diagonal equivalente da biela de compressão correspondeu aos percentuais de 50%, 45% e 40%, respectivamente, em relação aos comprimentos da diagonal do painel de 2000, 3000 e 4000 mm.

O estado de fissuração dos modelos correspondente a carga última da estrutura não são muito diferentes entre si. A coluna esquerda da aplicação da força horizontal é mais solicitada

do que a outra coluna. Os cantos comprimidos, especialmente, o superior esquerdo, na região interna estão sujeitos ao um estado biaxial de tensões, por isso sofrem fissuração. A armadura de aço nessa região é bastante solicitada, devendo-se ter cuidado quando do seu dimensionamento. Os cantos tracionados, notadamente, o direito superior sofre fissuração na região mais externa e compressão do concreto na região mais interna. Esta compressão pode gerar o esmagamento do concreto e conseqüente formação de rótulas plásticas. O painel de alvenaria apresenta um quadro de fissuras generalizadas, porém com uma faixa bem definida correspondendo a diagonal comprimida. Deve-se dizer que o painel de alvenaria foi considerado, por hipótese, como um compósito relativamente homogêneo e isotrópico, em que as juntas de argamassa não representavam planos preferenciais de fissuração. Na prática é possível admitir essa hipótese caso a argamassa de assentamento possuir elevada aderência e for mais resistente do que os blocos (tijolos) cerâmicos, ou seja, a junta em geral é mais forte que o próprio tijolo.

Finalmente, a largura da diagonal equivalente calibrada pelo pórtico preenchido de dois andares e dois vãos é bastante diferente das expressões clássicas da literatura, inclusive também em relação ao pórtico isolado. Por meio da representação gráfica das tensões principais de compressão, verificou-se que as condições de contorno do painel influenciam no cálculo da largura equivalente, visto que, os comprimentos de contato não são os mesmos de painel pra painel.

5.3 CONCLUSÕES

Neste trabalho foi estudado o comportamento do pórtico preenchido de um andar e um vão, também chamado de pórtico isolado. Este pórtico quando associado a outros formam o sistema aporricado do qual são formados os edifícios. Portanto, ele representa a parte elementar dos edifícios de múltiplos pavimentos. A compreensão do comportamento estrutural do pórtico preenchido isolado é necessário quando se deseja compreender o funcionamento de estruturas mais complexas. Existem particularidades que são percebidas somente quando se estudam estruturas menores.

Pode-se dizer que o mecanismo da interação do pórtico com a alvenaria interfere substancialmente no comportamento dos pórticos isolados. Os pórticos preenchidos possuem rigidez lateral e capacidade resistente bem superior que os pórticos simples. Isto se deve a formação da biela de compressão, que se assemelha a barras de contraventamento das estruturas aporricadas. O comportamento dessas estruturas é bastante influenciado por parâmetros como relação altura/comprimento do painel de alvenaria, carregamento vertical, relação entre momentos de inércia de pilares e vigas e condições de contorno. Nesse sentido, é razoável que a largura da biela de compressão seja tão variável de modelo para modelo. Mesmo no momento atual do desenvolvimento das pesquisas, não se tem um consenso geral sobre a largura da biela de compressão a ser adotada. Caso se queira utilizar o modelo da barra diagonal equivalente, isto é uma restrição.

Um caminho para solucionar o problema reside na calibração da rigidez axial da barra diagonal em função de uma análise prévia via modelos matemáticos mais sofisticados de cálculo como o MEF. O ideal seria modelar todo o edifício em 3D via MEF, porém essa possibilidade não é exequível nos dias atuais.

Outra consideração importante diz respeito aos estados limites de serviço da alvenaria de vedação. Como foi visto, dependendo do nível da força horizontal aplicada, a alvenaria pode fissurar preferencialmente na direção da diagonal comprimida e também plastificar na região dos cantos comprimidos. A verificação desses estados limites pode ser relevante para as paredes de alvenaria dos andares superiores dos prédios altos e esbeltos, onde a ação do vento é mais intensa. Patologias nessas paredes ainda não são devidamente explicadas tecnicamente e podem ser decorrentes dessa causa.

Por fim, entende-se que o estudo realizado nesse trabalho sobre os pórticos preenchidos isolados apresentou importantes contribuições sobre o comportamento estrutural dessas estruturas, principalmente, a nível local ao se utilizar a alvenaria de blocos cerâmicos. Reconhece-se também que esses conhecimentos precisam ser ampliados, para que possam ser adotados com segurança no projeto estrutural de edifícios altos de múltiplos pavimentos.

5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o objetivo de dar prosseguimento ao estudo que foi realizado nesse trabalho, sugere-se para pesquisas futuras:

- Realizar análises experimentais dos modelos estudados a fim de comprovar os resultados obtidos numericamente;
- Proceder a realização de ensaios de laboratórios para obtenção mais rigorosa das propriedades dos materiais, especialmente, no que diz respeito a interface do pórtico com a alvenaria;
- Estender a modelagem numérica para outros casos, principalmente, para os pórticos preenchidos de múltiplos pavimentos;
- Estudar a influência de aberturas no pórtico preenchido isolado e efetuar análises paramétricas levando em conta posições das aberturas e dimensões destas;
- Através de análise de elementos finitos não linear analisar a distribuição de tensões e deformações nos painéis de alvenaria em qualquer posição do edifício;
- Analisar o efeito de aberturas e análise paramétrica de suas dimensões, nos quadros preenchidos dentro da estrutura espacial do edifício.

REFERÊNCIAS

ACHYUTHA, H.; JAGADISH, R.; RAO, P. S.; RAHMAN, S. Finite element simulation of the elastic behaviour of infilled frames with openings. **Computers & Structures**, Vol. 23, p. 685-696, 1986.

AKHOUNDI, F.; LOURENÇO, P. B.; VASCONELOS, G. Numerical modelling of masonry infilled reinforced concrete frames: model calibration and parametric study. **9th International Masonry Conference**, Guimarães, 2014.

AL-CHAAR, G. K.; MEHRABI, A. Constitutive models for nonlinear finite element analysis of masonry prisms and infill walls. **U.S. Army Corps of Engineers**, Washington, 2008.

ALDEMIR, A. **A simple seismic performance assessment technique for unreinforced brick masonry structures**. Thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences – Middle East Technical University, 2010.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Building Code Requirements for Masonry Structures**, ACI 530-11/ASCE 5-11/TMS 402-11. Masonry Standards Joint Committee, Detroit/New York, 2011.

ANDRADE, S. T. **A influência das características do revestimento na resistência à compressão de parêdeiras de alvenaria de blocos cerâmicos de vedação**. Dissertação (mestrado em engenharia civil), Universidade Federal de Pernambuco, 2007.

ANSYS Mechanical APDL. **Element Reference**. Release 17.0. (2016a).

ANSYS Mechanical APDL. **Material Reference**. Release 17.0. (2016b).

ANSYS Mechanical APDL. **Theory Reference**. Release 17.0. (2016c).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço Destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8949**: Paredes de Alvenaria Estrutural – Ensaio à Compressão Simples. Rio de Janeiro, 1985.

ASTERIS, P. G. A method for the modelling of infilled frames (Method of Contact Points). **11th World Conference on Earthquake Engineering**, 1996.

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

BADIGER, N. S.; MALIPATIL, K. M. Parametric study on reinforced concrete beam using ANSYS. **Civil and Environmental Research**, Vol. 6 (8), 2014.

BARBOSA, A. F.; RIBEIRO, G. Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model. **Computational Mechanics**, Barcelona, Spain, 1998.

BRAGUIM, J. R. **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. Dissertação, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1989.

BRAGUIM, J. R. **Painel de Alvenaria: Um Fator de Enrijecimento das Estruturas**. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas / Divisão de Construção Civil - PINI, São Paulo, 1993.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CSA S304.1-2004: **Design of Masonry Structures**, Mississauga, Ontario, 2004.

CHRYSOSTOMOU, C. Z. **Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames**. PH.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, NY, 1991.

CRISAFULLI, F. G. **Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills**. PH.D. Thesis, University of Canterbury, New Zealand, 1997.

CRISAFULLI, F. G.; CARR, A. J.; PARK, R. Analytical modelling of infilled frame structures – A general review. **Soc. Earthquake Eng.**, Vol. 33, p. 30-47, New Zealand, 2000.

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

DAWARI, V. B.; VESMAWALA, G. R. Application of nonlinear concrete model for finite element analysis of reinforced concrete beams. **International Journal of Scientific & Engineering Research**, Vol. 5, 2014.

DAWE, J. L.; CHARALAMBOUS, P. D. **Finite element analysis for wall frame interaction**. Proceedings, Eight International Load Bearing Brickwork, UK, 1983.

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

DERE, Y.; DEDE, F. T. Nonlinear finite element analysis of an RC frame under lateral loading. **Mathematical and computational Applications**. Vol. 16 (4), p. 947-958, 2011.

DIAS, E. M. B. **Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando a alvenaria de vedação**. Dissertação (mestrado em estruturas), Universidade Federal de Pernambuco, 2009.

DURRANI, A. J.; LUO, Y. H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. **NCEER workshop on seismic response in masonry infills**, 1994.

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

EUROCÓDIGO 8 – **Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos**. Parte 1: regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, 2010.

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

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

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E.; PEDROSA, A. V. A. C. **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado construídos na cidade do Recife**. Recife, 47º Congresso Brasileiro do Concreto – Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2005.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2007.

GOYAL, A. **Finite element modelling of Rc infilled frame**. Dissertação de Mestrado, Department of Civil engineering, Thapar University, Patiala, India, 2011.

HENDRY, A. W. **Structural masonry**. MacMillan Education Ltd., London, 1990.

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

KADIR, M. R. A. **The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures**. Thesis, Department of Civil Engineering and Building Science – University of Edinburgh, 1974.

KARAMANSKI, T. Calculating infilled frames by the method of finite elements. **Symposium on Tall buildings**, Pergamon, p. 455-461, 1967.

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

LEE, S. W. **Behaviour of multistorey infilled frames under lateral static load**. Thesis, Department of Civil Engineering – University of Hong Kong, 1974.

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. **Computer Structures**, Vol. 18, p. 551-560, 1984.

LOURENÇO, P. B. **Computational strategies for masonry structures**. Doctoral Thesis, TU Delft, Netherlands, p. 206, 1996.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. Dissertação (mestrado em construção civil), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

MAINSTONE, R. J. On the stiffness and strengths of infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, 1971.

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

MALLICK, D. V.; SEVERN, R. T. The behavior of infilled frames under static loading. **Proceedings (I.C.E.)**, Vol. 38, p. 639-656, 1967.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier Editora Ltda, Rio de Janeiro, 2010.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B.; SCHULLER, M.; NOLAND, J. Performance of Masonry infilled RC frames under in-plane lateral loads. **Journal of Structural Engineering**, 1994.

NAJI, J. K. **Non-linear finite element analysis of reinforced concrete panels and infilled frames under monotonic and cyclic loading**. Ph.D. (Thesis), Department of Civil Engineering – University of Bradford, 1989.

NORMA TÉCNICA E.070: **Albañilería**. Resolución Ministerial nº 011-2006, Vivienda, Perú, 2006.

OLIVEIRA, D. V. C. **Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria**. Dissertação (mestrado em estruturas), Universidade do Porto – Departamento de Engenharia Civil, 2005.

PARVANOV, S. L.; KAZAKOV, K. S.; KERELEZOVA, I. G. **Modelling the nonlinear behaviour of r/c beams with moderate shear span and without stirrups using ANSYS**. University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy, Sofia, Bulgaria, 2003.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. John Wiley & Sons, New York, 1992.

PELETEIRO, S. C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. Tese, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2002.

PEREIRA, M. F. P. **Avaliação do desempenho das envolventes dos edifícios face à acção de sismos**. Tese, Escola de Engenharia – Universidade do Minho, 2013.

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

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

SAIFULLAH, I.; HOSSAIN, M. A.; UDDIN, S. M. K.; KHAN, M. R. A.; AMIN, M. A. Nonlinear analysis of RC beam for different shear reinforcement patterns by finite element analysis. **International Journal of Civil & Environmental Engineering**, Vol. 11 (1), 2011.

STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **Code of Practice for the Design of Masonry Structures.** NZS 4230: Pan I, Wellington, 1990.

RAMADAN, O. M.; ABDELBAKI, S. M.; SALEH, A. M.; ALKHATTABI, A. Y. Modelling of reinforced concrete beams with and without opening by using ANSYS. **Journal of Engineering Sciences**, Vol. 37 (4), p. 845-858, 2009.

SAMOILA, D. M. Analytical modelling of masonry infills. **Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architectures**, Vol. 55 (2), 2012.

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

SATTAR, S. **Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings.** Thesis, Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering – University of Colorado, 2004.

SEAH, C. K. **A universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures.** Thesis, University of New Brunswick, 1998.

SILVA, R. L. **Avaliação de pórticos planos de aço considerando a contribuição da alvenaria através do método de bielas e tirantes.** Dissertação, Universidade Federal de Viçosa, MG, 2011.

SILVA, L. R.; ALVA, G. M. S.; JUNIOR, J. K. Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalente na análise estrutural de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria. **55º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON**, 2013.

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

- SMITH, B. S. Lateral stiffness of infilled frames. **Journal of the Structural Division**, 1962.
- SMITH, B. S. Behavior of square infilled frames. **Journal of the Structural Division**, 1966.
- SMITH, B. S. The composite behavior of infilled frames. **In Symposium of Tall Buildings**, 1967.
- SMITH, B. S.; CARTER, C. A method of analysis for infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, 1969.
- SMITH, B. S.; RIDDINGTON, J. R. Analysis of infilled frames subject to racking with design recommendations. **The Structural Engineer**, 1977.
- SMITH, B. S.; RIDDINGTON, J. R. The design of masonry steel frames for bracing structures. **The Structural Engineer**, 1978.
- SYRMAKEZIS, C. A.; VRATSANOY, V. Y. Influence of infill walls to RC frames response. **Proc. 8th European Conf. on Earthquake Engineering**, p. 47-53, Istanbul, 1986.
- TANAKA, E. S. A. S. **Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Universidade Estadual de Campinas, Campinaes, 2011.
- THOMAS, F. G. The strength of brickwork. **The structural Engineer**, Part 2, v. 36, p. 35-41, 1953.
- WANG, E. **ANSYS CONTACT – Penalty vs Lagrange**. 2004.
- WHITNEY, C. S.; ANDERSON, B. G.; COHEN, E. Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions. **Journal of American Concrete Instituiton**, p. 655-673, 1955.
- WILLAM, K. J.; WARNKE, E. P. Constitutive model for triaxial behaviour of concrete. Seminar on Concrete Structures subjected to triaxial stresses. **International Association of Bridge and Structural Engineering Conference**, Bergamo, Italy, 1974.
- WOOD, R. H. The stability of Tall Buildings. **Procedures of Society of Civil Engineers**, v. 11, p. 60-101, 1958.

ZARNIC, R.; TOMAZEVIC, M. Study of the behavior of masonry infilled reinforced concrete frames subjected to seismic loading. **In: Proceedings of the 7th International conference on brick masonry**, p. 1315-1325, Australia, 1985.

APÊNDICE A

CÁLCULO DA LARGURA DA DIAGONAL DA BARRA EQUIVALENTE

Modelo de Referência do Capítulo 4

$L_v := 2000$ mm (comprimento vertical do painel de alvenaria)

$L_h := 3000$ mm (comprimento horizontal do painel de alvenaria)

$l_v := 680$ mm (comprimento de contato vertical do pilar com a alvenaria)

$l_h := 2040$ mm (comprimento de contato horizontal da viga com a alvenaria)

$\alpha_v := \frac{l_v}{L_v}$ $\alpha_v = 0.34$ (relação adimensional entre l_v e L_v)

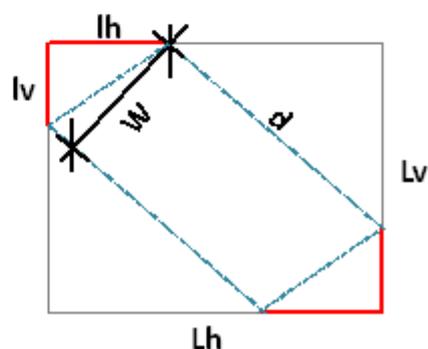
$\alpha_h := \frac{l_h}{L_h}$ $\alpha_h = 0.68$ (relação adimensional entre l_h e L_h)

Desenvolvimento e Cálculo da Expressão da Largura Equivalente:

$$W \cdot d := (L_v \cdot L_h) - 2 \cdot \left(\frac{l_h \cdot l_v}{2} \right)^2$$

$$W := \frac{(L_h \cdot L_v) \cdot [1 - [(1 - \alpha_v) \cdot (1 - \alpha_h)] - (\alpha_v \cdot \alpha_h)]}{\sqrt{[L_v \cdot (1 - \alpha_v)]^2 + [L_h \cdot (1 - \alpha_h)]^2}}$$

$W = 2050$ mm (largura da barra equivalente)



APÊNDICE B

DADOS DE ENTRADA

GEOMETRIA :

$L_{alv} := 3$	m	Largura do painel de alvenaria
$H_{alv} := 2$	m	Altura do painel de alvenaria
$t := 0.1$	m	Espessura do painel de alvenaria
$B_v := 0.15$	m	Largura da viga
$H_v := 0.35$	m	Altura da viga
$B_p := 0.15$	m	Largura do pilar
$H_p := 0.25$	m	Altura do pilar

PROPRIEDADES ELÁSTICAS

$E_{alv} := 1 \cdot 10^6$	kN/m ²	Módulo de Elasticidade da alvenaria
$E_{port} := 3 \cdot 10^7$	kN/m ²	Módulo de Elasticidade do pórtico

CÁLCULOS AUXILIARES

$d := \sqrt{H_{alv}^2 + L_{alv}^2}$	$d = 3.606$	m	Comprimento da diagonal
$L_{pp} := L_{alv} + H_p$	$L = 3.25$	m	Distância entre eixos dos pilares
$H_{vv} := H_{alv} + H_v$	$H = 2.35$	m	Distância entre eixos das vigas
$I_v := \frac{B_v \cdot H_v^3}{12}$	$I_v = 5.359 \times 10^{-4}$	m ⁴	Momento de Inércia da viga
$I_p := \frac{B_p \cdot H_p^3}{12}$	$I_p = 1.953 \times 10^{-4}$	m ⁴	Momento de Inércia do pilar
$\alpha := \text{atan}\left(\frac{H_{alv}}{L_{alv}}\right)$	$\theta := \alpha \cdot \frac{180}{\pi}$	$\theta = 33.69$	Ângulo de inclinação da diagonal

HOLMES (1961)

$$W1 := \frac{d}{3} \quad W1 = 1.202 \quad m$$

SMITH (1969)

$$\alpha h := \frac{0.5 \cdot \pi}{4 \sqrt{\frac{EaIv \cdot t \cdot \sin \left[2 \cdot \left(\theta \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right]}{4 \cdot Eport \cdot Ip \cdot Halv}}} \quad \alpha h = 1.326$$

$$\alpha L := \frac{\pi}{4 \sqrt{\frac{EaIv \cdot t \cdot \sin \left[2 \cdot \left(\theta \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right]}{4 \cdot Eport \cdot Iv \cdot Lalv}}} \quad \alpha L = 3.777$$

$$W2 := \sqrt{\alpha h^2 + \alpha L^2} \quad W2 = 4.003 \quad m$$

MAINSTONE (1974)

$$\lambda h := H \cdot \left[\frac{4 \sqrt{\frac{EaIv \cdot t \cdot \sin \left[2 \cdot \left(\theta \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right]}{4 \cdot Eport \cdot Ip \cdot Halv}}}{\sqrt{\frac{EaIv \cdot t \cdot \sin \left[2 \cdot \left(\theta \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right]}{4 \cdot Eport \cdot Ip \cdot Halv}}} \right] \quad \lambda h = 2.784$$

$$W3 := 0.175 \cdot \lambda h^{-0.4} \cdot d \quad W3 = 0.419 \quad m$$

HENDRY (1980)

$$W4 := W2 \cdot 0.5 \quad W4 = 2.002 \quad m$$

LIAUW E KWAN (1984)

$$W5 := d \cdot \left[\frac{0.95 \cdot \sin \left[2 \cdot \left(\theta \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right]}{2 \cdot \sqrt{\lambda h}} \right] \quad W5 = 0.948 \quad m$$