

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

ESTUDO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

Fernando César Alvarenga Rosa Madia

São Carlos
2012

Fernando César Alvarenga Rosa Madia

ESTUDO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA

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

Orientador: Guilherme Aris Parsekian

São Carlos
2012

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

M182ep

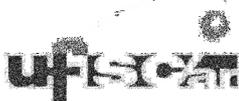
Madia, Fernando César Alvarenga Rosa.

Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria / Fernando César Alvarenga Rosa Madia. -- São Carlos : UFSCar, 2012. 142 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Alvenaria. 2. Pórticos estruturais. 3. Cálculo - método. I. Título.

CDD: 693.1 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Rod. Washington Luís, Km 235
13565-905 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262
e-mail: ppgciv@ufscar.br site: www.ppgciv.ufscar.br

"ESTUDO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM ALVENARIA"

FERNANDO CÉSAR ALVARENGA ROSA MADIA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em trinta de março de 2012.

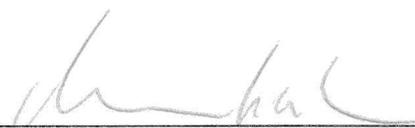
Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar
Orientador



Prof. Dr. Gihad Mohamad
Departamento de Engenharia Civil/Universidade Federal de Santa Maria
Examinador Externo



Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs
Departamento de Estruturas/EESC/USP
Examinador Externo

DEDICATÓRIA



Dedico aos meus pais Francisco e Marina, por todo o carinho, educação e exemplo de vida. Vocês são os pilares da minha formação.

Empire State Building

AGRADECIMENTOS

A Deus, que me ajudou em vários momentos, dando força para transpor vários obstáculos.

Ao Prof. Guilherme Aris Parsekian, pela orientação, incentivo, ensinamentos, sugestões, paciência e dedicação.

Aos meus pais Francisco e Marina, minhas irmãs Francine e Fabrícia e minha namorada Leticia, pelo constante apoio, sem os quais esta tarefa teria sido muito difícil.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar, em especial ao Alex Sander, Fernando Menezes, José Carlos Paliari, Marcelo Araújo e Roberto Chust, por ensinamentos e lições de profissionalismo, tanto na graduação quanto na pós-graduação.

Aos amigos da universidade, alunos de graduação e pós-graduação e funcionários, pelo agradável convívio, aprendizado e apoio.

A Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

A todos os membros da banca examinadora, por ter aceitado o convite, prestigiando-nos com suas presenças.

A empresa Cláudio Puga & Engenheiros Associados por me cederem materiais técnicos sobre o edifício Helena, objeto de estudo, e muito aprendizado quando estagiário.

A empresa TQS que cedeu cópia plena do software para a análise estrutural do edifício Helena.

Ao Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos (UNIFEB) e a todos os meus alunos, que me motivaram a cada vez buscar mais conhecimento e entender a importância da educação para o desenvolvimento pessoal.

A todos que direta ou indiretamente participaram na minha formação e estavam presentes em momentos difíceis da minha vida.

EPÍGRAFE

“A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.”

Albert Einstein

RESUMO

MADIA, Fernando César Alvarenga Rosa. **Estudo de Pórticos Preenchidos com Alvenaria**. 2012. 142f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

O presente trabalho propõe realizar um estudo da arte sobre o comportamento de estruturas aporricadas preenchidas com painéis de alvenaria, para fim de contraventamento de edificações. Visa considerar o enrijecimento dessa alvenaria de preenchimento no pórtico para análise de ações horizontais, como a força do vento.

O trabalho inicia-se com o desenvolvimento histórico, descrevendo o fato que originou o estudo. Em seguida, apresenta variáveis que influenciam na rigidez do pórtico, como: encunhamento, tipo de ligação entre pórtico-painel, abertura em painéis, normas e considerações para projeto. Esses tópicos descrevem estudos teóricos e experimentais já realizadas sobre o tema e os enfoques mais relevantes considerados pelos pesquisadores.

A fim de verificar o aumento de rigidez da estrutura foram realizados alguns estudos de caso. O primeiro trata-se de um pórtico simples, teórico, com dados e resultados obtidos na literatura especializada. A segunda análise compara-se um pórtico metálico ensaiado em laboratório, com um pórtico modelado em programa computacional, adotando as mesmas características do real. Em seguida, analisam-se teoricamente pórticos com diferentes pavimentos preenchidos. Para isso, adotaram diferentes métodos de cálculo disponíveis, que empregam o conceito de diagonal equivalente para considerar a contribuição do enchimento de alvenaria como elemento estrutural.

Com propósito de comprovar o acréscimo de rigidez quando for considerada a alvenaria no preenchimento, foi modelado um edifício real, o edifício Helena, de 22 pavimentos, executado em concreto armado na cidade de São Paulo, considerando ou não a alvenaria de preenchimento.

Como resultado da pesquisa, este texto permite uma atualização sobre a possibilidade de inclusão da alvenaria de enchimento no projeto de edificações, avaliar o aumento de rigidez que a alvenaria pode proporcionar, averiguar o modelo de diagonais comprimidas e, finalmente, indicar critérios para projeto.

Palavras-chave: alvenaria de enchimento, pórtico preenchido, diagonais equivalentes.

ABSTRACT

MADIA, Fernando César Alvarenga Rosa. **Study Masonry Infilled Frame**. 2012. 142p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

This work proposes to develop a study about frame structure behaviour filled with masonry panel, for the purposes of building bracing. It aims to consider the hardening of this filling masonry in the frame which deals with the horizontal loadings analysis such as wind strength.

The work starts with the historical development, depicting the fact that who started this study. Then, variables which influence the frame rigidity are shown, like: wedging, the kind of link between panel- frame, panel openings, codes and design specification. These topics describe theoretical and experimental studies that have already been carried out about the theme and the main approaches considered by the researchers.

For the purpose of checking the structure stiffening increase some case study were held. The first one comprehends a simple frame, theoretical, with data and results obtained from specialized literature. The second one compares a steel frame tested on a laboratory, with a computer program modeled frame, using the same features as the real stuff. Then, the portics were analysed with different filled floors. For doing so, different available calculation methods were applied, which employ equivalent diagonal concept to consider the masonry filling contribution as a structural constituent.

Bearing in mind to verify the stiffening increase when the filling masonry are considered, a real building was modeled, in this particular case Helena Building, it has 22 floors, built in São Paulo using reinforced concrete, either considering or not the filling masonry.

As the research bottom line, this text allows an updating about the possibility of including the filling masonry in building projects, an evaluation of the stiffening increase that the masonry might cause, an analysis to verify the compressed diagonal model and finally it shows design criteria.

Key-words: masonry infill, infilled frame, equivalent diagonal.

SUMÁRIO

DEDICATÓRIA.....	<i>i</i>
AGRADECIMENTOS.....	<i>ii</i>
EPIGRAFE.....	<i>iii</i>
RESUMO.....	<i>iv</i>
ABSTRACT.....	<i>v</i>
SUMÁRIO.....	<i>vi</i>
LISTA DE FIGURAS.....	<i>ix</i>
LISTA DE TABELAS.....	<i>xi</i>
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	<i>xii</i>
LISTA DE SÍMBOLOS.....	<i>xiii</i>
1. INTRODUÇÃO.....	<i>15</i>
1.1 Introdução.....	<i>15</i>
1.2 Justificativa.....	<i>18</i>
1.3 Objetivos.....	<i>20</i>
1.3.1 Geral.....	<i>20</i>
1.3.2 Específicos.....	<i>20</i>
1.4 Discussão dos capítulos.....	<i>21</i>
2. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO.....	<i>23</i>
3. ALVENARIA DE CONTRAVENTAMENTO.....	<i>28</i>
3.1 Alteração na rigidez.....	<i>30</i>
3.2 Encunhamento.....	<i>32</i>
3.3 Alteração nos esforços.....	<i>34</i>
3.4 Variação na ligação painel e pórtico.....	<i>35</i>
3.5 Abertura nos painéis.....	<i>38</i>
3.6 Variação da relação largura/comprimento.....	<i>41</i>
3.7 Variação do material e características do preenchimento.....	<i>44</i>
3.8 Considerações na modelagem do painel.....	<i>46</i>
3.8.1 Macromodelagem.....	<i>47</i>
3.8.2 Micromodelagem.....	<i>55</i>
3.9 Considerações de norma.....	<i>56</i>
3.10 Considerações para projeto.....	<i>58</i>
4. EXEMPLO SIMPLIFICADO.....	<i>64</i>
4.1 Pórtico em estudo.....	<i>64</i>

4.2	Modelo estrutural	65
4.3	Característica dos elementos estruturais.....	65
4.4	Pórtico sem considerar a alvenaria de enrijecimento	66
4.5	Cálculo da diagonal equivalente.....	67
4.5.1	Holmes.....	68
4.5.2	Smith.....	68
4.5.3	CSA S304.1	69
4.5.4	NZS 4230: Parte 1	69
4.5.5	Moreira	69
4.5.6	ACI 530/TMS402/ASCE 5.....	70
4.6	Pórtico considerando a alvenaria de enrijecimento	70
4.7	Análise dos resultados	73
4.8	Pórtico de Estrutura Pré-fabricada	74
4.9	Verificações da alvenaria	78
5.	<i>ANÁLISE COMPARATIVA: Experimental com teórica</i>	<i>81</i>
5.1	Características dos pórticos e painéis ensaiados.....	81
5.2	Protótipo I	84
5.3	Pórtico II.....	87
5.4	Análise dos resultados	89
6.	<i>PÓRTICO COM MULTIPLOS PAVIMENTOS.....</i>	<i>91</i>
6.1	Análise comparativa	91
6.2	Pórticos preenchidos	94
6.2.1	Pórtico de dois pavimentos.....	94
6.2.2	Pórtico de quatro pavimentos	97
6.2.3	Pórtico de oito pavimentos	98
6.2.4	Pórtico de doze pavimentos.....	99
6.3	Resultados comparativos	100
7.	<i>ANÁLISE DE EDIFÍCIO REAL.....</i>	<i>101</i>
7.1	Pórtico Simplificado Processado no TQS.....	101
7.1.1	Modelo Sem Considerar a Diagonal Equivalente	102
7.1.2	Modelo Considerando a Diagonal Equivalente	103
7.1.3	Resultados.....	104
7.2	Edifício em Estudo.....	104
7.2.1	Ações Utilizadas	107
7.2.1.1	Ações Verticais.....	107
7.2.1.2	Ações Horizontais	108
7.2.2	Discretização do Modelo	109
7.2.3	Análise do Modelo Estrutural.....	111
7.3	Modelo do Edifício Considerando a Alvenaria de Enchimento	113
7.3.1	Análise das Paredes de Contraventamento	113
7.3.2	Cálculo das Diagonais Equivalentes.....	114
7.3.2.1	Análise do Modelo Estrutural.....	116

7.4	Análise dos resultados	118
8.	<i>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO</i>	120
8.1	Sugestões para trabalhos futuros	122
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	124
	<i>BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR</i>	129
	<i>ANEXO</i>	131

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Edifício fictício com uma face apenas preenchida com alvenaria	16
Figura 2: Empire State Building	24
Figura 3: Estágios do comportamento de alvenaria de contraventamento	26
Figura 4: Tensões atuantes no interior da alvenaria	29
Figura 5: Curvas de deflexão de pórtico com e sem preenchimento	31
Figura 6: Efeito das lacunas entre painel com viga de estrutura metálica. Adaptado de Dawe; Seah (1989).....	33
Figura 7: Efeito da consideração de interface entre painel e pórtico Adaptado de Dawe; Seah (1989)	34
Figura 8: Distribuição de cargas verticais em pórticos preenchidos	37
Figura 9: Diagonal de compressão equivalente para estruturas com abertura central.....	39
Figura 10: Aberturas posicionadas fora da diagonal de contraventamento.....	39
Figura 11: Comportamento de pórticos metálicos com aberturas. Adaptado de Dawe; Seah (1989)	40
Figura 12: Modelos de sistemas de pórticos preenchidos utilizados no estudo	42
Figura 13: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações	43
Figura 14: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações	43
Figura 15: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações	44
Figura 16: Diagonal equivalente segundo Holmes (1961)	48
Figura 17: Diagonal equivalente conforme Smith (1962).....	49
Figura 18: Barra diagonal equivalente segundo Hendry (1981)	50
Figura 19: Diagonal equivalente conforme Moreira (2002).....	52
Figura 20: Diagonal equivalente para a NZS 4230: Parte 1 (1990)	53
Figura 21: Tensões normais na alvenaria de contraventamento feita de tijolos.....	56
Figura 22: Pórtico simplificado em estudo.....	64
Figura 23: Modelo estrutural do pórtico sem considerar a diagonal equivalente.....	65
Figura 24: Esforços nos elementos estruturais	67
Figura 25: Deslocamento do pórtico sem contraventamento	67
Figura 26: Modelo estrutural do pórtico com a diagonal equivalente.....	70
Figura 27: Esforços normais (kN) do pórtico preenchido segundo Holmes (1961).....	71
Figura 28: Momento fletor (kN.m) do pórtico preenchido conforme Holmes (1961)	71
Figura 29: Deslocamento do pórtico considerando a alvenaria.....	72
Figura 30: Modelo estrutural para elementos pré-fabricados	74
Figura 31: Esforços normais (kN) nos elementos pré-fabricados	74
Figura 32: Momento fletor (kN.m) nos elementos pré-fabricados	75
Figura 33: Deslocamento da estrutura pré-fabricada.....	75
Figura 34: Modelo estrutural de pré-fabricado preenchido com alvenaria	75
Figura 35: Deslocamento do pórtico pré-fabricado	76
Figura 36: Pórtico metálico Tipo I ensaiado por Alvarenga (2002).....	83
Figura 37: Croqui do conjunto protótipo-pórtico de reação desenvolvido por Alvarenga (2002)	83
Figura 38: Protótipo I desenvolvido por Alvarenga (2002)	84
Figura 39: Modelo estrutural do pórtico desenvolvido no Ftool	85
Figura 40: Diagrama força-deslocamento do protótipo I utilizando métodos teóricos	86
Figura 41: Diagrama força-deslocamento do protótipo I conforme ensaio de Alvarenga (2002)	86
Figura 42: Protótipo II desenvolvido por Alvarenga (2002)	87

Figura 43: Diagrama força-deslocamento do protótipo II utilizando métodos teóricos.....	88
Figura 44: Diagrama força-deslocamento do protótipo II conforme ensaio de Alvarenga (2002)	89
Figura 45: Pórtico desenvolvido por Drysdale; Hamid; Baker (1999).....	92
Figura 46: Tensões normais no pórtico simplificado	93
Figura 47: Momento fletor no pórtico simplificado	93
Figura 48: Esforços axiais máximos do painel.....	94
Figura 49: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 2 pavimentos.....	95
Figura 50: Tensões normais no pórtico simplificado	96
Figura 51: Momento fletor no pórtico simplificado	96
Figura 52: Esforços axiais máximos do painel.....	97
Figura 53: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 4 pavimentos.....	98
Figura 54: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 8 pavimentos.....	99
Figura 55: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 12 pavimentos.....	100
Figura 56: Pórtico desenvolvido no programa TQS.....	102
Figura 57: Pórtico simplificado desenvolvido no Ftool (a) e TQS (b).....	103
Figura 58: Torre Helena	105
Figura 59: Planta baixa do pavimento tipo da Torre Helena.....	106
Figura 60: Modelo tridimensional do edifício em estudo.....	111
Figura 61: Caixa de escada do edifício Helena	113
Figura 62: Pórtico em estudo.....	113
Figura 63: Caixa de escada com os pilares reduzidos	117
Figura 64: Pórtico com seção dos pilares reduzida	117
Figura 65: Inserção das barras diagonais no edifício Helena com pilares reduzidos.....	118
Figura 66: Corte esquemático do edifício Helena	131
Figura 67: Planta de fundação	132
Figura 68: Planta de forma do primeiro subsolo	133
Figura 69: Planta de forma do pavimento Térreo.....	134
Figura 70: Planta de forma do pavimento intermediário	135
Figura 71: Planta de forma do primeiro pavimento.....	136
Figura 72: Planta de forma do pavimento tipo	137
Figura 73: Planta de forma do duplex inferior	138
Figura 74: Planta de forma do duplex superior	139
Figura 75: Planta de forma do barrilete e casa de máquinas	140
Figura 76: Planta de forma dos reservatórios superiores.....	141
Figura 77: Planta de forma da cobertura do reservatório superior	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de C para estruturas preenchidas (FLANAGAM; BENNET, 2001)	54
Tabela 2: Tabela comparativa de esforços entre diferentes analogias de diagonal equivalente	72
Tabela 3: Tabela comparativa dos esforços entre estruturas rígidas e pré-fabricadas.....	77
Tabela 4: Largura da diagonal equivalente para Protótipo I	84
Tabela 5: Deslocamento do Protótipo I com e sem considerar o contraventamento.....	85
Tabela 6: Características dos pórticos preenchidos ensaiados por Alvarenga (2002).....	86
Tabela 7: Largura da diagonal equivalente para o Protótipo II	88
Tabela 8: Deslocamento do Protótipo II com e sem considerar o contraventamento	88
Tabela 9: Comparativo de esforços e deslocamentos entre pórticos com e sem preenchimento desenvolvidos no SAP2000	92
Tabela 10: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento.....	94
Tabela 11: Tensões normais e momentos fletores do piso superior do modelo de dois pavimentos.....	95
Tabela 12: Tensões normais e momentos fletores do piso inferior do modelo de dois pavimentos.....	96
Tabela 13: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento.....	97
Tabela 14: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento.....	98
Tabela 15: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento.....	99
Tabela 16: Comparação dos esforços e deslocamentos obtidos no Ftool e TQS	103
Tabela 17: Comparação dos esforços e deslocamentos do pórtico com a diagonal	104
Tabela 18: Sobrecargas consideradas no térreo e primeiro subsolo.....	107
Tabela 19: Sobrecargas consideradas no tipo, pav. intermediário e primeiro pavimento.....	107
Tabela 20: Sobrecargas consideradas no duplex, barrilete e casa de máquinas	108
Tabela 21: Pisos lançados no software TQS	110
Tabela 22: Pressão e força máxima do vento por pavimento	112
Tabela 23: Deslocamento o topo da estrutura	118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
CAPES	Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CSA	Canadian Standards Association
FEMA	Federal Emergency Management Agency
IMI	International Masonry Institute
MEF	Método dos Elementos Finitos
MSJC	Masonry Standards Joint Committee
NCMA	National Concrete Masonry Association
NZS	New Zealand Standard
PPGCiv	Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
TMS	The Masonry Society
UFSCar	Universidade Federal de São Carlos

LISTA DE SÍMBOLOS

- α → Ângulo que a diagonal forma com a horizontal
 α_h → Comprimento de contato entre o painel e o pilar
 α_L → Comprimento de contato entre o painel e a viga
 θ → Ângulo da diagonal equivalente com a horizontal
 θ_{strut} → Ângulo da diagonal equivalente com a horizontal
 ν → Coeficiente de poisson do painel de alvenaria
 $\lambda.L'$ → Parâmetro de rigidez relativa
 λ_{strut} → Parâmetro característico do enchimento
 λ_z → Coeficiente de estabilidade global GamaZ
 $\Delta M_{tod,d}$ → Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura
 a → Largura do painel
 A → Área da seção transversal da diagonal equivalente
 A_n → Área da seção transversal da diagonal equivalente
 C → constante empírica relativa ao deslocamento da alvenaria
 e → Espessura do painel
 E_p → Módulo de elasticidade do material do pórtico
 E_{painel} → Módulo de elasticidade do painel de alvenaria
 E_f → Módulo de Elasticidade do material do pórtico
 E_m → Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria
 E_{conc} → Módulo de elasticidade do material do pórtico
 E → Módulo de elasticidade do painel de alvenaria
 E_m → Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;
 E_{bc} → Módulo de elasticidade do material do pórtico
 f_v → Tensão de cisalhamento no centro da parede de enchimento
 f_m → Tensão admissível da alvenaria
 F_h → Força horizontal
 F_v → Força vertical
 G → Módulo de elasticidade transversal do painel de alvenaria
 h → Altura do painel
 h_{inf} → Altura do painel
 I_p → Momento de inércia do pilar
-

I_v → Momento de inércia da viga

I_{bc} → Momento de inércia dos pilares

L → Comprimento do painel

L_d → Comprimento da diagonal painel

L' → Comprimento entre eixos de pilares

$M_{1,tod,d}$ → Momento de tombamento

$t_{net,inf}$ → Espessura do painel

t → Espessura do painel

w → Largura da diagonal

W_o → Largura da diagonal equivalente

w_{inf} → Largura da diagonal equivalente

$W_m/2$ → Metade superior da largura da diagonal

1. INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Ao longo da história a alvenaria esteve presente largamente em diferentes tipos de edificações, desempenhando variadas funções. Além de grande durabilidade, bom desempenho acústico e térmico, funciona como fechamento, divisão dos ambientes e como barreira ao fogo. No entanto, mesmo os painéis de alvenaria apresentando considerável inércia em seu plano, é prática comum de escritórios de projetos desprezá-la no cálculo estrutural dos edifícios.

Os painéis de alvenaria podem ser projetados como elementos estruturais que resistem a forças laterais, como o vento ou terremoto, assim como as forças verticais. A consideração pode trazer várias vantagens incluindo o custo reduzido, construção sequencial e integração de componentes estruturais e arquitetônicos.

Para Araújo (2009) não se deve esquecer que as alvenarias de vedação, as quais não são incluídas no cálculo, dão uma contribuição muito importante para a rigidez da estrutura. Dessa forma, resultará uma margem adicional de segurança em relação à indeslocabilidade horizontal da estrutura. Segundo Moliterno (1995): *“todos temos consciência de que essas alvenarias prestam uma grande colaboração no combate à deslocabilidade lateral de um edifício alto”*.

Fonseca (1997) reforça que as paredes e lajes fornecem considerável rigidez ao contraventamento das estruturas, quando sujeitas à força lateral, provindo de ações de vento ou ações sísmicas. Sobretudo as paredes trazem substanciais economias, visto que substituem as barras de travamento dispostas na diagonal dos pórticos, além de poderem ser conjugadas com pórticos mais flexíveis (menos robustos). Sendo as paredes elementos indispensáveis à construção dos edifícios, é de grande conveniência utilizá-las como parte integrante da estrutura.

Segundo Biggs (2011) a caixa de escada, poços de elevadores e demais paredes e partições resistem a forças laterais que raramente são utilizadas em projetos. A

consideração de paredes nas caixas de escada e elevadores formam núcleos rígidos no edifício.

Conforme Flanagan; Bennett (2001) as alvenarias de enchimento podem ser um contribuinte principal à resistência e à rigidez lateral de um edifício. A sua influência altera o comportamento global da estrutura ao mudar o encaminhamento das ações.

Sempre que as paredes são destinadas para vedação, não são projetadas para contribuir com a transmissão de cargas, tanto horizontal quanto vertical. Todavia, para esta suposição ser válida, deve haver um espaço vazio entre o painel e pórtico, além de não ter conectores para unir esses elementos, de maneira que não transfira cargas. O mecanismo de interação entre uma parede de preenchimento e o pórtico depende da área do contato nas interfaces dos dois componentes (DRYSDALE; HAMID; BAKER, 1999).

Dessa forma, ao inserir as paredes de preenchimento, que alteram a distribuição das forças, tais como o vento e sísmica, pode induzir situações estruturais não regulares, uma vez que a distribuição assimétrica das paredes pode levar a regiões com maior rigidez, ocasionando torções do corpo principal da estrutura. Nesse caso, desprezar o painel de alvenaria pode ser contra a segurança. Como exemplo hipotético, apenas para ressaltar que há casos em que é contra a segurança, considera um edifício retangular em que três faces da fachada são cobertas com vidros espelhados e uma face apenas é preenchida com alvenaria sem nenhuma abertura (Figura 1). Nota-se no exemplo que a face do edifício onde há o preenchimento com alvenaria apresenta maior rigidez, surgindo uma força de torção maior que a esperada no modelo sem considerar o painel de contraventamento.

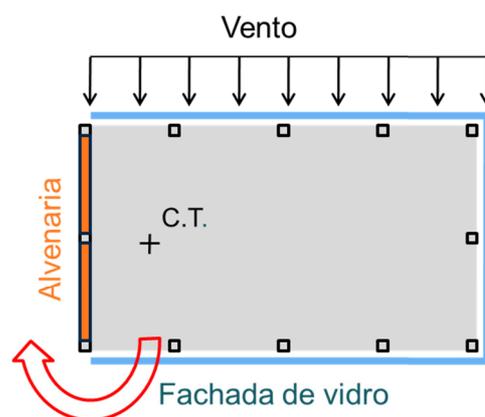


Figura 1: Edifício fictício com uma face apenas preenchida com alvenaria

Assim, ao ignorar o efeito de enrijecimento, pode-se levar a uma menor eficiência na concepção estrutural, já que não adequa o modelo à situação real, tornando-a economicamente menos viável. Tensões no pórtico que poderiam ser substancialmente

reduzidas e pontos com maior solicitação teriam uma seção mais adequada. Eventualmente, a opção de desprezar a alvenaria pode ser contra a segurança do projeto.

Como nota-se pelo grande número de artigos publicados, principalmente nos últimos dez anos, diversos pesquisadores se dedicaram ao estudo dos pórticos preenchidos com diferentes materiais. Os resultados de todas as pesquisas são unânimes: indicam um aumento significativo da rigidez dessas estruturas compostas e, conseqüentemente, a redução dos deslocamentos horizontais do edifício. A divergência ainda existente é de qual o ganho real de rigidez do pórtico com o incremento do painel de preenchimento, sua dependência em relação aos métodos executivos (ligação pórtico-painel, tipo e espessura de bloco empregado, argamassa utilizada) e as variações dos métodos para a consideração dos painéis.

Conforme Dawe; Seah (1989), mesmo depois de fissurado o painel de alvenaria é capaz de absorver ações horizontais e manter-se deslocado para ações muito maiores que aquelas que conseguiria atingir sem a presença do pórtico.

Para Santos (2007) a estrutura composta resultante do preenchimento de pórticos de aço ou concreto armado com painéis de alvenaria difere-se bastante do modelo calculado com os elementos isolados. Os próprios modelos de cálculo, também, conduzem a resultados absolutamente diferentes entre si. A unanimidade de pensamento é que os painéis de alvenaria promovem um aumento na rigidez do pórtico, tendo como consequência o aumento da sua capacidade de carga.

Na literatura encontram-se trabalhos com forma simplificada de representar o painel de alvenaria, visto que, a parede é muito complexa de ser representada, pois é heterogênea, formada por blocos em meio à argamassa de assentamento. Diversas técnicas analíticas foram propostas, sendo a mais simples e a mais estudada é aquela que introduz uma barra diagonal equivalente.

Os métodos teóricos de cálculo pelo modelo da diagonal equivalente procuram estimar a largura de uma barra diagonal de resistência equivalente ao painel de alvenaria. Em sua maioria, esses foram formulados a partir da imposição de hipóteses básicas relativas aos comprimentos de contato e distribuição de tensões nesses contatos, seguido da aplicação de processos numéricos que conduzem à obtenção dos parâmetros pré-definidos (LORENÇO *et al.*, 1998).

Em alguns países, principalmente onde a força horizontal causada pela ação de terremotos é elevada, já existem vários códigos que abordam pórticos preenchido como uma opção em projeto. A exemplo a norma da Nova Zelândia NZS 4230: Parte 1 (1990), a

pré-norma americana FEMA 356 (2000), a norma peruana E.70 (2006), a canadense CSA S304.1 (2004) e a recente ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011).

Embora a importância do efeito dos painéis em estruturas de pórticos preenchidos seja reconhecida, ainda é necessário definir regras mais precisas de projeto sobre a interação entre as partes, isto porque as próprias normas se diferem com relação a vários termos. Mesmo com o aumento de estudos e a produção de novas normas, principalmente durante as últimas duas décadas, a inclusão de paredes de preenchimento como elementos estruturais ainda não é comum, visto à complexidade do projeto e da falta de teoria universalmente aceita.

Entende-se que a formalização da consideração da alvenaria de enchimento no contraventamento de edifícios de estruturas reticulares, passa-se por um maior conhecimento do meio técnico sobre esse tópico. Esta pesquisa visa, portanto, fazer uma atualização com base nos novos estudos e contribuir para divulgar e analisar criticamente métodos usuais para consideração da alvenaria de enchimento no projeto de edifícios.

1.2 JUSTIFICATIVA

Atualmente, com a grande concorrência no mercado da construção e a valorização da área construída, exige-se o desenvolvimento de projetos com estruturas mais enxutas e econômicas. Diversos programas são disponibilizados no mercado a fim de possibilitar uma diminuição nos custos totais na execução por meio de cálculos mais refinados e detalhamentos mais precisos, como a análise global da estrutura em substituição a modelagem de um conjunto de pórticos espaciais e grelhas.

Segundo a empresa TQS (2012), que desenvolve programas para cálculo estrutural, a busca por uma modelagem numérica que gere resultados cada vez mais compatíveis com o comportamento real de um edifício é um paradigma na Engenharia de Estruturas, uma vez que a mesma tem influência direta e significativa na segurança e no conforto dos moradores, assim como no consumo dos materiais empregados na construção.

No entanto, as alvenarias, que são indispensáveis ao fechamento do edifício e quase sempre estão confinadas entre os elementos estruturais, são desprezadas nos cálculos. Essas contribuem para minimizar as deformações sofridas pelo conjunto de elementos estruturais e os deslocamentos do edifício. Trabalhos de diferentes pesquisadores mostram que a interação pórtico-painel proporciona maior rigidez ao pórtico e aumenta a ductilidade da estrutura.

Este estudo, também, é de real importância para estruturas pré-moldadas, tanto em construções de múltiplos pavimentos como em galpões, visto a necessidade de seu contraventamento e a importância de uma ligação correta, já que manifesta grande número de patologias.

No entanto, apesar de comprovações a respeito da economia e eficiência de pórticos preenchidos, os projetistas estruturais ainda relutam em considerar a alvenaria como elemento resistente. Isto pode ser explicado pela carência de ferramentas de projeto e de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desses sistemas; não existe padronização de procedimentos de cálculo que oriente de maneira segura sua utilização, visto que, há vários estudos com análises pontuais sobre o tema.

Segundo Drysdale; Hamid; Baker (1999), a interação de paredes de enchimento com o pórtico tem sido muitas vezes ignorada para simplificar o projeto ou por falta de informações para avaliar o comportamento estrutural do conjunto. Há duas razões muito importantes para considerar a alvenaria de preenchimento:

- Primeira, com o mercado competitivo de hoje, a escolha do sistema estrutural do edifício pode ser em grande parte determinado pela eficiência de transmissão de cargas laterais para as fundações; particularmente para os edifícios com vários pavimentos em que há grande ação do vento e em locais onde há terremotos. Ignorando o aumento de rigidez substancial na estrutura, pode-se levar a um projeto menos eficiente e antieconômico, onde as seções dos elementos poderiam ser substancialmente reduzidas.
- Segunda, e talvez a mais importante, ao desconsiderar a contribuição das paredes de enchimento não conduz sempre a projetos conservadores, visto que os painéis podem enrijecer um pórtico flexível e afetar de forma significativa a distribuição de cargas laterais em várias partes do edifício. Assim, cargas mais elevadas do que o esperado podem ser atraídas para uma seção preenchida, possivelmente levando a rachaduras da parede e pórtico. Além disso, a distribuição desigual de paredes de enchimento leva a momentos de torção e de redistribuição de cargas laterais. Portanto, a interação pórtico-painel deve ser considerada a fim de obter um projeto eficiente, em que não surjam fissuras inesperadas.

Recentemente, foi adicionado como anexo na normalização norte-americana em 2011 (*American Concrete Institute e American Society of Civil Engineers. Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530-11/ASCE 5-11/TMS 402-11*) descrições para considerar a alvenaria de preenchimento. O próprio Instituto Internacional de Alvenaria (IMI -

International Masonry Institute) e a NCMA (*National Concrete Masonry Association*) em parceria com a empresa *Bentley Systems* se uniram para desenvolver um programa estrutural inovador, que realiza uma análise do prédio como um todo, não apenas a análise de componentes isoladamente. Assim, podem-se realizar edifícios considerando as alvenarias de contraventamento. Tais evidências caracterizam a atualidade e indicam a importância do tema.

Portanto, através deste estudo, busca-se uma atualização sobre os diversos estudos sobre o tema, maior precisão e confiabilidade na consideração de painel de preenchimento, a fim de possibilitar a alvenaria de enchimento no dimensionamento de estruturas. Além desse procedimento poder levar a uma vantagem econômica, também estará realizando modelos mais fidedignos ao comportamento real do edifício (nem sempre a não consideração da alvenaria é a favor da segurança). Elementos estruturais com menores seções possibilitam uma redução de custo através do menor consumo de formas e concreto.

A grande lacuna, hoje, é a realização de maiores estudos e disponibilização de literatura nacional e atualizada sobre o tema, propondo modelo para considerar em projetos estruturais, justificando esta dissertação.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 GERAL

- Levantar o estado da arte e analisar o comportamento de estruturas aporricadas sob ação de forças horizontais, considerando o enrijecimento resultante da alvenaria de preenchimento executado conforme diferentes padrões de execução.

1.3.2 ESPECÍFICOS

- Compreender a transmissão dos esforços do pórtico à alvenaria para identificar em que pontos estas estão sujeitas a maiores tensões (e possível surgimento de fissuras);
 - Estudar métodos de cálculo que substituem os painéis de alvenaria por diagonais equivalentes;
 - Avaliar as diferentes variáveis que alteram o comportamento de pórticos preenchidos como: encunhamento, especificações do painel, ligação entre
-

pórtico-painel, existência de aberturas, variação da relação largura/comprimento;

- Efetuar modelagens numéricas: a) de simples verificação e aferição das recomendações encontradas na literatura, com o programa Ftool; b) comparativa de modelo experimental com modelo teórico simplificado; c) de pórticos com diferentes pavimentos preenchidos com alvenaria através do SAP2000 e d) de um edifício real através do programa TQS.

1.4 DISCUSSÃO DOS CAPÍTULOS

O primeiro capítulo, introdutório, contém uma breve justificativa, introdução, objetivo da pesquisa e a apresentação de como está estruturado o trabalho.

No capítulo dois faz-se uma revisão bibliográfica, com desenvolvimento histórico sobre o tema, apresentando estudos iniciais e conceitos básicos do sistema estrutural considerando o contraventamento com alvenaria.

O capítulo seguinte apresenta tópicos com resultados de pesquisas de diversos autores, utilizando tanto métodos teóricos quanto experimentais, e realizando análises e considerações sobre o tema. Os tópicos apresentados são: alteração da rigidez, encunhamento, alteração dos esforços, variação da ligação pórtico painel, abertura em painéis, variação da relação largura/comprimento, variação do material e características do painel, consideração de modelos de cálculo, de normas e de projeto.

No quarto capítulo traz um estudo teórico de um pórtico simples, proposto por Drysdale; Hamid; Baker (1999), substituindo o painel de alvenaria por diagonais equivalentes através de diferentes métodos de cálculo apresentado na revisão bibliográfica.

Já o capítulo cinco apresenta um estudo comparativo entre pórticos metálicos, ensaiados por Alvarenga (2002), e modelos numéricos com a utilização das diagonais equivalentes.

Sequencialmente, com o método que comprovou ser mais adequado de substituição por diagonal, desenvolveram pórticos de dois, quatro, oito e doze pavimentos, comparando com o pórtico em que o painel foi modelado de maneira homogênea, através do programa SAP 2000.

O capítulo sete mostra o estudo de um edifício real, a torre Helena, na qual será incluída a alvenaria de preenchimento no modelo de pórtico espacial e redimensionadas (reduzidas) às seções dos pilares comparando o modelo original (sem diagonal), com os de seções reduzidas considerando e sem considerar a diagonal de contraventamento. Busca-

se, com isso, obter o aumento de rigidez ao utilizar o painel de preenchimento no modelo estrutural.

O último capítulo traz as considerações finais, as conclusões do trabalho até aqui realizado, sugestões de pesquisas futuros e, em seguida, apresentam-se todas as referências que serviram como fonte de apoio na pesquisa.

2. DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Vários pesquisadores têm explorado a interação entre pórticos e alvenaria, com resultados significativos quanto ao acréscimo de resistência mecânica, diminuição das deformações nos pórticos e aumento da ductibilidade do painel.

Assim, as formulações adotadas por vários pesquisadores têm, também, variado largamente e, como consequência, existe grande variedade de técnicas analíticas para avaliar a rigidez e a resistência de pórticos preenchidos.

O fato que contribuiu para o desenvolvimento do estudo de alvenaria como preenchimento de pórticos submetidos a ações laterais ocorreu, segundo Alvarenga (2002), no Edifício Empire State, em Nova Iorque, após sua conclusão. Durante uma tempestade com rajadas de vento excedendo a 145 km/h, observou-se o início de fissuras em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 42. Registraram-se, também, fissuras na interface pórtico/painel de alvenaria. Os extensômetros fixados nos pilares não registraram deformações no pórtico antes do início das fissuras no painel, apesar da presença de forte vento. Isto foi explicado pela alta rigidez dos painéis de alvenaria, que dessa forma evitou distorções no pórtico de aço. Quando os painéis foram solicitados além de sua capacidade de fissuração, iniciou-se um processo de perda de rigidez. Conseqüentemente, os extensômetros começaram a registrar deformações, indicando que o pórtico de aço havia iniciado sua participação na resistência à ação do vento. Como cita Rathbun (1938), na interação entre pórtico-painel o conjunto continuou a resistir às ações laterais, mesmo na presença de fissuras no painel.



Figura 2: Empire State Building

(Fonte: <http://www.hellotravel.com/united-states-of-america/empire-state-building>)

Estudos nos últimos 50 anos comprovam os benefícios da alvenaria de preenchimento, tanto na distribuição das forças quanto na rigidez do painel. Polyakov (1952)¹ mostrou estudos da década de 40 em Moscou em edifícios de 14 pavimentos aumentava a rigidez entre 10 a 20 vezes (Citado por MOGHADDAM, 2004).

Conforme Alvarenga (2002), as primeiras pesquisas publicadas sobre pórticos preenchidos foram realizadas por Polyakov (1956)¹, onde foram apresentados resultados de ensaios desenvolvidos em modelos reduzidos, que avaliavam a resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como preenchimento. Para obter a resistência de pórticos, foram realizados 65 ensaios em escala maior, divididos entre pórticos quadrados (1200 mm) e pórticos retangulares (3000 mm de comprimento e 2000 mm de altura). Para isso utilizaram variáveis como: tipos de blocos, traços da argamassa, métodos de aplicação de cargas (monotônico ou cíclico) e painéis com aberturas.

¹ POLYAKOV, S. V. **Masonry inframed buildings** (Gosudarstvennoe Izdatel Stvo Literaturny po Stroitel Stvui Arkhitektuze, Moscow, 1952). Traduzido por G.L.Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston, 1952.

² POLYAKOV, S. V. **Masonry in framed buildings** (Gosudarstvennoe Izdatel'stvo Literaturny Po Stroital stvui Architecture. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston, 1956.

Thomas (1953) e Wood (1958) também desenvolveram ensaios experimentais, aos quais comprovaram a significativa contribuição do painel à rigidez e à resistência dos pórticos ao serem preenchidos.

Whitney *et al.* (1955) publicou um trabalho sobre à resistência das estruturas sujeitas a esforços oriundos de explosões atômicas, no qual analisaram pórticos de concreto armado e preenchidos por painéis de alvenaria ou de concreto.

Benjamin e Williams (1957, 1958) e Wood (1958) analisaram os resultados experimentais de Whitney *et al.* (1955) e outros obtidos com pórticos de concreto armado, ou de aço, preenchidos por painéis de concreto ou de alvenaria, sujeitos a cargas laterais elevadas. Os autores foram unânimes em afirmarem o aumento da rigidez dos pórticos proporcionada pela presença dos painéis.

Com esses estudos, conforme cita Alvarenga (2009), Polyakov (1960) descreveu três estágios do comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, submetidos a ações laterais. No primeiro estágio, o painel de alvenaria e os membros da estrutura reticulada comportam-se como uma unidade monolítica. Este termina quando surgem as primeiras fissuras entre o painel e os membros do pórtico. As fissuras são observadas na interface do painel-pórtico, com exceção de pequenas regiões onde as tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel nos dois cantos diagonalmente opostos. O segundo estágio é caracterizado por um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Neste estágio, a distribuição de tensões configura-se de forma a identificar uma diagonal comprimida no painel de alvenaria e o conjunto pórtico/painel se converte em um sistema estrutural de pórtico com barra de travamento biarticulada. Este termina com fissuras no painel ao longo da diagonal comprimida. As fissuras usualmente aparecem de forma escalonada nas juntas horizontais e verticais. No terceiro estágio, a estrutura composta continua a resistir a incrementos de carga apesar das fissuras na diagonal. Estas continuam a aumentar e novas fissuras aparecem, encerrando este estágio, uma vez que, o sistema não possui mais capacidade para suportar acréscimos de carga. As três etapas podem ser vistas na Figura 3.

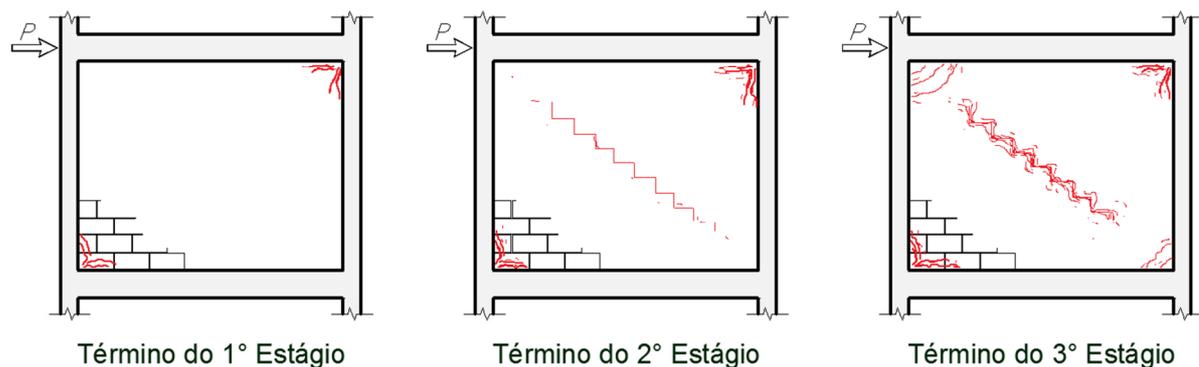


Figura 3: Estágios do comportamento de alvenaria de contraventamento

(Fonte: POLYAKOV, 1960)

Segundo Drysdale; Hamid; Baker (1999) para cargas laterais baixas há o pleno contato entre o pórtico e painel, sendo que a alvenaria auxilia de forma máxima no aumento de rigidez da estrutura. Com maiores ações horizontais, aumentam as deformações e há a separação do conjunto, exceto nos dois cantos onde as forças de compressão são transmitidas para a parede em forma de diagonal. A rigidez lateral diminui à medida que começam a surgir fissuras nas paredes. Aumentando ainda mais a força horizontal, há o esmagamento dos cantos da diagonal e o pórtico começa a deformar mais livremente.

Diferentemente de outros pesquisadores que trabalhavam predominantemente com modelos reduzidos, McBride (1984), Yong (1984) e Amos (1985) realizaram ensaios em escala real de pórticos de aço preenchidos com painéis de concreto. Estes concluíram que as condições de interface pórtico-painel afetam a resistência e o comportamento desses sistemas.

No Brasil, o primeiro trabalho publicado sobre pórticos preenchidos foi desenvolvido por Braguim (1989), que realizou análises experimentais caracterizando as ligações semi-rígidas de pórticos de aço e, posteriormente, verificou a influência das ligações no comportamento de pórticos preenchidos.

Prosseguindo os trabalhos anteriores, Braguim (1993) analisou numericamente pórticos de quatro pavimentos, combinando os tipos de ligações entre perfis e a inclusão dos painéis de alvenaria, utilizando o método da diagonal equivalente. Concluiu-se que a introdução de diagonais enrijece substancialmente a estrutura, quase que independentemente do tipo de ligação viga-pilar considerada.

Posteriormente, Fonseca (1999) analisou painéis de alvenaria confinados em estruturas reticuladas, submetidos a ações horizontais. Foi realizada uma macromodelagem do conjunto e ensaiado um protótipo, constituído por pórtico de aço preenchido com

alvenaria, em escala real, com um vão e um pavimento. O protótipo foi analisado numericamente utilizando um modelo constitutivo que simula o comportamento não linear da alvenaria, concluindo-se a influência elevada da alvenaria na rigidez do pórtico preenchido.

Alvarenga (2002) dá continuidade à pesquisa, realizando ensaios experimentais com protótipos em escala real utilizando blocos de concreto celular autoclavados. Realizou, também, uma série de macromodelagens numéricas para pórticos com diferentes relações altura/comprimento, visando à obtenção de recomendações práticas para análise de pórticos preenchidos.

Já Santos (2007), analisou a influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Primeiramente, realizou a modelagem pelo método dos elementos finitos apenas para a estrutura em concreto; em seguida, modelou considerando o efeito dos painéis de alvenaria de vedação no comportamento estrutural do edifício, através do modelo de barras diagonais equivalentes. Os resultados obtidos nos processamentos dos modelos, com barras equivalentes e sem elas, foram comparados entre si, a fim de analisar as reações de apoio e deslocamentos no topo do edifício para os dois modelos.

Verificou-se que a estrutura contraventada pela alvenaria apresenta menores deformações que o modelo em que ela não é considerada. As reações de apoio são bastante influenciadas pela presença das alvenarias, sendo necessário proceder a uma envoltória de casos de carregamentos, incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias. Verifica-se que os esforços nas vigas que formam estes pórticos são alterados no modelo com barras diagonais.

Dessa maneira, todos os pesquisadores têm sido unânimes quanto ao benefício da associação dos pórticos com os painéis de preenchimento, seu significativo acréscimo de resistência mecânica e diminuição das deformações nos pórticos preenchidos. Torna, assim, conveniente considerar a contribuição da alvenaria no contraventamento, principalmente pelo fato de que as alvenarias externas são indispensáveis ao fechamento do edifício e, normalmente, não serão removidas.

3. ALVENARIA DE CONTRAVENTAMENTO

Embora sejam conhecidas as vantagens da utilização de pórticos preenchidos, as tentativas de obtenção de procedimentos de cálculo para estimar o comportamento do conjunto pórtico-painel não geraram resultados de aplicação prática imediata. Apesar de comprovações a respeito da economia e eficiência de pórticos preenchidos, os projetistas estruturais ainda relutam em considerar a alvenaria como elemento resistente. Isso pode ser explicado pela carência de ferramentas de projeto e de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desses sistemas (ALVARENGA, 2004).

O projeto usual da estrutura de pórtico de aço ou de concreto armado utiliza a alvenaria apenas como elemento de vedação, dimensiona-se o pórtico para resistir todas as ações da gravidade e ações laterais, cuidando para que a carga não seja transferida para os painéis. Uma grande variedade de técnicas construtivas resultou desse conceito, sendo a mais comum utilizar um espaço entre fundo de viga e painel, de modo que a viga possa se deformar livremente.

Esses painéis de alvenaria, que são rígidos e resistentes à compressão, mas relativamente pouco resistentes à tração, podem servir de membros comprimidos em combinação com as vigas e colunas resistentes à flexão e aos esforços axiais. A transferência de cargas entre os painéis e a estrutura reticulada é feita a partir do comprimento efetivo de contato que é função da rigidez relativa entre os painéis nos seus planos e a estrutura reticulada (ALVARENGA, 2009).

A alvenaria é um elemento com baixa, praticamente desprezível, resistência à tração, porém, com resistência significativa à compressão, podendo, assim, servir contraventamento de pórticos (Figura 4).

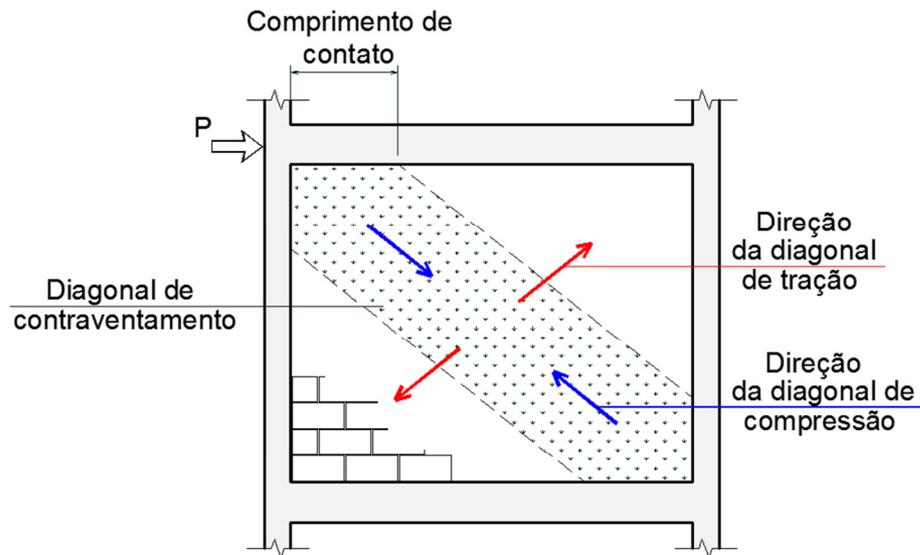


Figura 4: Tensões atuantes no interior da alvenaria

No contexto, duas questões fundamentais ainda são levantadas. Que a presença dessas paredes de alvenaria podem induzir esforços inesperados em um modelo convencional de estrutura e, se o projetista pode tirar proveito da presença de paredes de enchimento, considerando um aumento na rigidez da estrutura horizontal. Pretende-se com este trabalho responder algumas das dúvidas existentes.

Neste capítulo serão apresentados estudos e considerações referentes ao:

- Aumento de rigidez do pórtico através da consideração da alvenaria de contraventamento;
- Consideração do encunhamento entre o fundo da viga e a alvenaria;
- Alterações dos esforços no pórtico ao considerar o painel de contraventamento;
- Variáveis com relação à ligação entre o pórtico e a alvenaria;
- Distribuição dos esforços considerando as aberturas no painel;
- Alteração na rigidez do pórtico as várias relações altura/comprimento do painel;
- Considerações em relação à variação da rigidez com a alteração nas características do painel;
- Considerações de norma;
- Considerações para a realização de projetos.

3.1 ALTERAÇÃO NA RIGIDEZ

Conforme Teeuwen (2009), os painéis de preenchimento são eficientes e eficazes para resistir forças laterais ao plano em edifícios de baixa e média altura. Quando estas estruturas estão sujeitas a uma carga lateral, uma grande parte da carga é absorvida pelo painel de enchimento no seu canto carregado. Ações gravitacionais atuantes na estrutura são suportadas apenas pela estrutura, enquanto as cargas laterais são transferidas para a fundação, por meio da estrutura mista do painel e o pórtico confinado.

Conforme cita Fonseca (1997), no início dos anos 60 surgem às primeiras propostas de cálculo sobre o tema e Holmes (1961) introduz o conceito de barra diagonal equivalente. Em seu trabalho experimental, confere aumento de rigidez da estrutura na ordem de 300% a 400% para preenchimentos com painéis de concreto de resistência de 16 MPa e de 75% a 105% para painéis de alvenaria de resistência de 3 MPa.

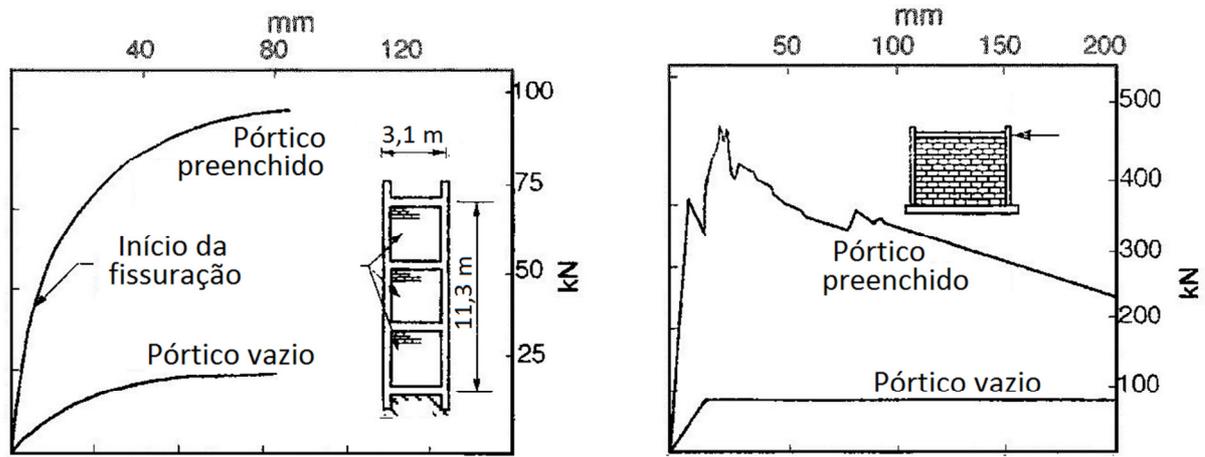
Ensaio realizado por Alvarenga (2002) comprovaram a importância do painel de preenchimento a título de aumento na rigidez. Na comparação de pórtico metálico sem preenchimento e de um outro preenchido com bloco de concreto auto-clavado, obteve-se: um deslocamento médio de 20,26mm para o sem preenchimento e 1,60mm para o preenchido.

Para Santos (2007) considerando-se a relação entre as rigidezes das paredes e vigas, vê-se que as paredes, mesmo sem a contribuição dos revestimentos, possuem uma rigidez igual a aproximadamente 1,8 vezes a da viga. Portanto, não se pode admitir que as mesmas não influenciem o comportamento global do edifício.

Segundo Mehrabi (1994) a resistência e a rigidez dos pórticos são significativamente melhoradas quando os painéis de alvenaria são executados. Em estudos usando pórticos de concreto armado, a melhoria da resistência varia de duas a quatro vezes a de um pórtico sem enchimento. A melhoria da rigidez é ainda mais substancial, com o aumento de até 60 vezes a de um pórtico vazio.

O comportamento típico de pórticos preenchidos é caracterizado por uma elevada rigidez inicial, resultante de um sistema de forças no painel semelhante ao efeito de duas diagonais de compressão. Em seguida, a rigidez lateral diminui devido à abertura de fissuras e à perda de contato entre o painel e o pórtico, proporcionando um sistema de forças no painel semelhante ao efeito de compressão e uma tensão diagonal. Em ensaios, mesmo com a abertura de fissuras, aumentava entre 4 a 13 vezes a resistência em relação ao pórtico vazio (TEEJWEN, 2009).

Os gráficos a seguir desenvolvidos através de estudos experimentais por Sabnis (1976), com a análise de pórticos de concreto, e de Dawe; Seah (1989), com estruturas metálicas, apresentam o ganho de rigidez da estrutura ao considerar paredes de contraventamento (Figura 5).



a) Pórtico de concreto armado (SABNIS, 1976)

b) Pórtico metálico (DAWE; SEAH, 1989)

Figura 5: Curvas de deflexão de pórtico com e sem preenchimento

Nota-se no primeiro gráfico que com uma força de aproximadamente 20 kN obteve-se deslocamento de 80mm no topo de um pórtico vazio. No mesmo pórtico considerando o painel de preenchimento, para obter o mesmo deslocamento necessitou de uma força de aproximadamente 95 kN. Quanto ao pórtico metálico, com aproximadamente 80 kN já houve o colapso do sistema, enquanto que o modelo preenchido resistiu até aproximadamente 470 kN, quase seis vezes mais.

A utilização de paredes de enchimento no pórtico conduz a um sistema estrutural complexo, em que a rigidez da parede torna a resposta da estrutura porticada mais rígida e a estrutura confina a parede de alvenaria, o que resulta em maior resistência e ductilidade para o painel.

Conforme as considerações da *Federal Emergency Management Agency*, FEMA 356 (2000), a rigidez lateral de um sistema apórticado preenchido não é o mesmo que a soma das rigidezes do pórtico com o painel, visto que, há a interação do enchimento com a estrutura. Experimentos têm mostrado que o pórtico tende a não se separar dos cantos superiores dos painéis de enchimento onde é aplicada a força horizontal, causando tensões de contato de compressão e de tração nos cantos diagonalmente opostos. Reconhecendo esse comportamento, a contribuição da rigidez do enchimento é representada por uma estrutura em diagonal. Em tal modelo de análise, se a espessura e módulo de elasticidade

da alvenaria são consideradas as mesmas que as do enchimento, o problema se reduz a determinar a largura efetiva do suporte de compressão.

Para Alvarenga (2000) a análise de pórticos preenchidos por painéis de alvenaria, submetidos a ações laterais, é um problema estaticamente indeterminado, visto que, envolve um processo de distribuição de tensões interativo entre o pórtico e o painel. Nesse conjunto, a relativa flexibilidade presente nos pórticos é contida pela alta rigidez no plano intrínseca aos painéis de alvenaria, ao passo que, o confinamento dos painéis nos pórticos, leva-os a suportar cargas e atingir deformações muito superiores às apresentadas em situação de trabalho individual.

O colapso do painel de alvenaria se dá principalmente nos cantos carregados. Posteriormente é seguida por rápido aumento no deslocamento com características essencialmente plásticas. Após a falha, o painel ainda resiste de 50-80% da carga máxima (TEEJWEN, 2009).

Dessa forma, com a aplicação de forças horizontais ocorre à abertura de fissuras e à perda de contato entre o painel e o pórtico, diminuindo a rigidez lateral e surgindo tensões nos cantos que resultam em um sistema de forças semelhante ao efeito de compressão diagonal. Quanto à alvenaria, mesmo após a fissuração ocasionada por elevadas tensões, essas ainda são capazes de absorver parcela de incremento de ações horizontais (DAWE; SEAH, 1989).

Nos estudos realizados por Ravichandran; Klingner (2011), após o ensaio com o pórtico preenchido, foi observado que: apesar do preenchimento estar seriamente fissurado nos cantos e em outros pontos, o comportamento carga x deformação não apresentou mudanças bruscas e nem instabilidade.

Assim, nota-se em todos os estudos que o pórtico sem preenchimento apresente menor rigidez que os demais casos analisados. A grande divergência é quanto essa rigidez se altera para as diferentes estruturas (concreto armado, estrutura metálica) e com variações como o tipo de ligação pórtico-painel e especificidades do painel.

3.2 ENCUNHAMENTO

Na execução da alvenaria, como método executivo corriqueiro, costuma-se deixar uma lacuna entre a viga e o painel de alvenaria a ser preenchida por um material mais flexível, de modo que a viga possa se deformar livremente. Entretanto, ensaios realizados por Riddington (1984) confirmaram que mesmo com a lacuna o painel ainda resiste a uma parcela da ação horizontal aplicada. Porém, a eficiência do painel na resistência lateral é

seriamente afetada. O autor concluiu que o aumento do espaçamento entre o conjunto diminui significativamente a rigidez da estrutura.

Segundo Dawe; Seah (1989) há uma redução na resistência de 50%. Nota-se através da Figura 6 que o pórtico sem painel de contraventamento deforma 20 mm com uma força horizontal aplicada de 80kN, enquanto o pórtico totalmente preenchido necessita de uma força de aproximadamente 570 kN para obter a mesma deformação, um aumento acima de sete vezes. Ao considerar um vazio de 2 cm entre o painel e o fundo da viga a estrutura deforma 20 mm com a aplicação de força de aproximadamente 250 kN. Portanto, mesmo com o vazio, o pórtico ainda aumenta sua rigidez em três vezes, se comparado com o modelo sem preenchimento.

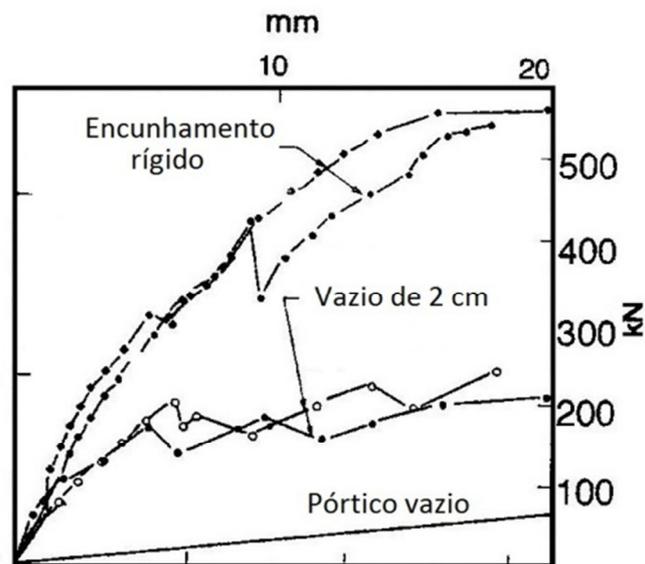


Figura 6: Efeito das lacunas entre painel com viga de estrutura metálica. Adaptado de Dawe; Seah (1989)

Se considerarmos que a lacuna esteja preenchida com algum material, como argamassa “podre” ou polietileno, a rigidez aumentaria ainda mais se comparado com o modelo com o vazio de 2 cm. Pela Figura 7, fornecida pelo mesmo autor, ao preencher a lacuna com polietileno, precisou de uma força de 400 kN para o pórtico deformar os mesmos 20 mm, contra aproximadamente 580 kN do pórtico totalmente preenchido.

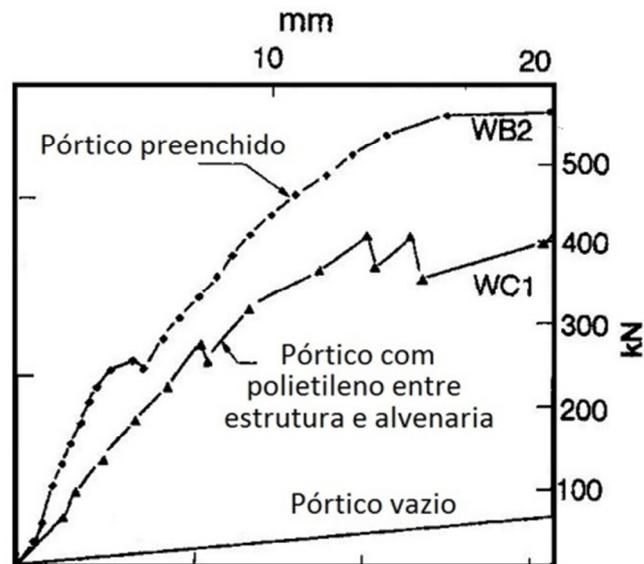


Figura 7: Efeito da consideração de interface entre painel e pórtico Adaptado de Dawe; Seah (1989)

Pook; Dawe (1986) testaram vários painéis de preenchimento em grande escala e estudaram a influência das condições de contorno entre uma parede e o pórtico, analisando o comportamento do conjunto estrutural. Concluiu-se que as condições de interface afetaram significativamente a rigidez inicial e a força resistida pelo painel de preenchimento, e que o melhor desempenho geral foi o caso em que um painel foi construído em estreito contato com a estrutura, sem ter qualquer vão entre a parede e o pórtico.

Outro ponto importante é que com o deslocamento das vigas pode sobrecarregar a alvenaria, transmitindo as forças verticais. Segundo Drysdale; Hamid; Baker (1999), nos casos em que as forças nos pórticos preenchidos são grandes, a utilização de uma lacuna entre a parede de enchimento e da parte inferior da viga é necessário para permitir o movimento vertical livre da viga sem a transferência de cargas verticais para o painel. O mesmo autor também reforça que é necessário cuidado na construção para garantir, mesmo com um ajuste apertado com o pórtico, que haja espaço para a movimentação térmica e a expansão por umidade, sem sobrecarregar a parede ou o pórtico.

3.3 ALTERAÇÃO NOS ESFORÇOS

Com a consideração da alvenaria de preenchimento, há uma alteração na distribuição dos esforços na estrutura. Segundo Alvarenga (2009), as reações de apoio são bastante influenciadas pela presença das alvenarias, sendo necessário proceder uma envoltória de casos de carregamentos incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias.

O mesmo autor também diz que os modos de ruptura usuais no pórtico são por tração no pilar submetido ao carregamento ou por cisalhamento nas vigas e pilares. Entretanto, se o pórtico for suficientemente resistente para que não atinja um dos estados-limites últimos anteriormente referidos, a ruptura ocorre no painel. Essa, de maneira geral, inicia-se por fissuração ao longo da diagonal comprimida e, então, ocorre o esmagamento dos cantos comprimidos ou rompe-se apenas por esmagamento desses cantos.

Tanto no modelo analítico quanto experimental, pode-se dizer que o esmagamento da extremidade da diagonal faz falhar a estrutura de preenchimento. Isso é causado por uma grande concentração de tensões no canto do painel. Moghaddam (2004) previu a substituição da alvenaria do canto por um material forte, como concreto, a fim de aumentar a força resistida pelo painel. O autor concluiu que o concreto é capaz de proporcionar uma recuperação completa da rigidez e força resistida pela alvenaria, e, também, reforçar as características do pórtico preenchido. No entanto, em ensaios realizados em escala real em pórticos de concreto mostrou, para um enchimento muito forte, que os pilares podem falhar por cisalhamento antes de romper o painel de preenchimento.

Na consideração do painel ser substituído por uma diagonal equivalente, há vários métodos de consideração: Holmes (1961); Smith (1962); NZS 4230: Parte 1 (1990), Moreira (2002); CSA S304.1-04 (2004) e MSJC - ACI 530/TMS402/ASCE (2011). Dependendo da largura dessa diagonal, há alterações nos esforços dos pilares.

No capítulo quatro foi modelado um pórtico simples que comprovará a alteração dos esforços nos pilares e vigas ao inserir um painel de contraventamento. A comparação dos resultados obtidos também mostrará o quanto o comportamento do conjunto pode variar dependendo da orientação do método do cálculo da diagonal a ser seguida.

3.4 VARIAÇÃO NA LIGAÇÃO PAINEL E PÓRTICO

A fim de constatar o melhor meio de transmissão de cargas entre a superfície de contato entre os dois componentes, analisam-se os tipos de ligações mais adequadas e que apresentem maior confiabilidade. O bom desempenho desse sistema estrutural e o êxito nas suas aplicações estão relacionados com o desempenho das ligações entre pórtico e o painel, que garantem a transmissão das cargas.

Apesar dos numerosos estudos nos últimos anos, muitas das questões ainda permanecem controversas. A principal dificuldade para avaliar o desempenho de uma estrutura preenchida é determinar o tipo de interação entre o enchimento e o pórtico, que tem um grande impacto sobre o comportamento estrutural e resistência do conjunto (SHING e MEHRABI, 2002).

Para Eidini; Abrams (2011) os diversos tipos de ligação entre painéis e pórticos constituem o tipo de interação entre as estruturas. Essa interação é a parte principal na compreensão do mecanismo de transferência de carga, bem como na avaliação do comportamento dos painéis.

Ghosh; Amde (2002) diz que a interação entre o pórtico e o painel desempenha o papel mais importante no comportamento das estruturas preenchidas. Na maioria das aplicações, o preenchimento está ligado à estrutura por argamassa e a interação entre o pórtico e o enchimento através desta junta de argamassa é modelada por um elemento de interface capaz de transferir as forças normais e de cisalhamento.

O importante da ligação do painel à estrutura é que se comportem como um elemento estrutural único, em que as tensões laterais possam ser transmitidas, além de dificultar movimentação do painel, causando o descolamento deste com o pórtico.

Um uso comum de ligação de pórtico de concreto com alvenaria se dá através do uso de ferros-cabelo. Pesquisas realizadas com pórticos metálicos em escala real analisaram estas ligações. Conforme cita Alvarenga (2002) em seus resultados experimentais, com grandes forças o ferro-cabelo não chegou a afetar a rigidez global dos pórticos preenchidos, não contribuiu para o aumento da resistência em termos de carga de ruptura e, também, não impediu o descolamento da placa ao painel.

O mesmo autor explica que para baixos níveis de carga, a interface pórtico-painel está em pleno contato e, portanto, a contribuição do painel à rigidez total do sistema é máxima. Porém, à medida que aumenta a carga, mesmo em níveis relativamente baixos, ocorre o descolamento parcial da interface pórtico-painel, com exceção de pequenas regiões onde as tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel nos dois cantos diagonalmente opostos. Em níveis de carga elevados, a alvenaria atinge seus estados limites de tração e compressão com a ocorrência da plastificação em regiões localizadas do painel, caracterizando-se três modos de ruptura: ruptura por cisalhamento nas juntas de argamassa da alvenaria; ruptura por tração na diagonal equivalente e ruptura por compressão, causada pelo esmagamento nas regiões dos cantos carregados do painel.

Braguim (1989) ainda reforça que para a garantia de que a estrutura de concreto armado se comporte como um nó rígido depende, teoricamente, de um dimensionamento adequado da armadura a ser alojada no nó, sem que, para isso, haja custos adicionais importantes para a obra.

Prosseguindo os trabalhos anteriores, Braguim (1993) analisou numericamente pórticos de quatro pavimentos, combinando os tipos de ligações entre perfis e a inclusão dos painéis de alvenaria, utilizando o método da diagonal equivalente. Concluiu-se que a

introdução de diagonais enrijece substancialmente a estrutura, quase que independentemente do tipo de ligação viga-pilar considerada.

Seah (1998) avaliou os efeitos das condições de carregamento, cargas verticais, ligação pórtico/painel e atrito na interface do conjunto pórtico/painel. Este concluiu que a forma de aplicação do carregamento não interfere significativamente no comportamento global do sistema e que a ação do carregamento vertical implica acréscimo na resistência e rigidez do conjunto. Isso pode ser atribuído ao aumento da resistência ao cisalhamento das juntas de argamassa, em virtude do incremento no nível de tensões normais de compressão, causado pela presença das cargas. O autor também concluiu que o atrito entre pórtico e painel pouco influenciou no comportamento dos sistemas até a carga correspondente à fissuração da diagonal, sofrendo esse maior influência no comportamento nos últimos estágios de carga, devido à separação entre pórtico e painel.

Eldine; Abrams (2011) realizaram estudos teóricos sobre pórticos preenchidos de múltiplos pavimentos sobre ação de forças horizontais e constataram que, ao encunhar o painel à estrutura, altera-se a distribuição de cargas verticais, conforme a Figura 8. Deve ressaltar que a escala de cor para as tensões é diferente para cada modelo.

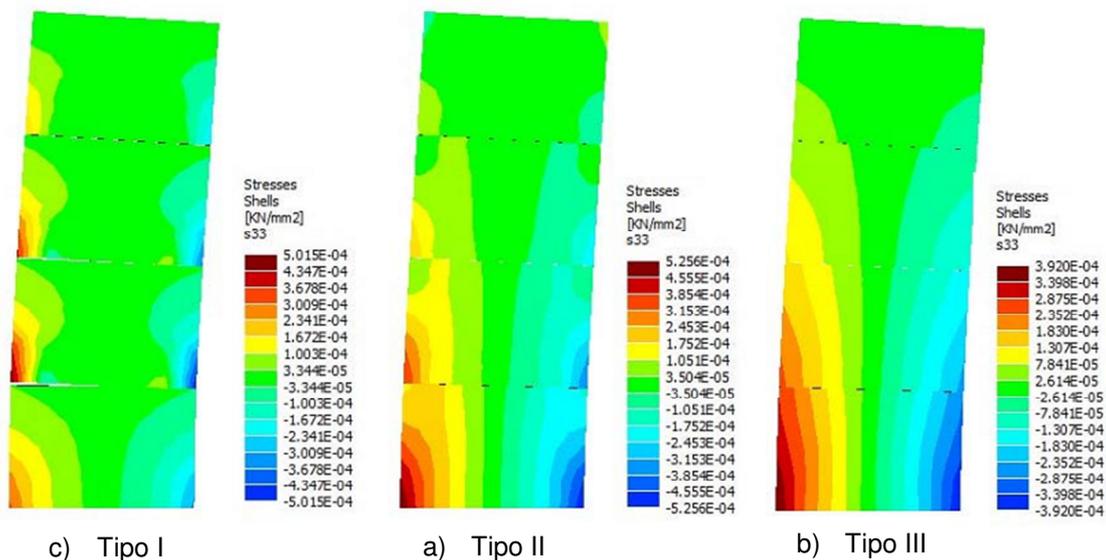


Figura 8: Distribuição de tensões verticais em pórticos preenchidos

(Fonte: ELDINE; ABRAMS, 2011)

A estrutura Tipo I refere-se a um pórtico em que há um vazio entre o painel e toda a estrutura do pórtico, existindo apenas conectores metálicos para sua interligação. Na estrutura Tipo II há o contato direto do painel com a viga e conectores metálicos ligando o

painel aos pilares e na Tipo III há o contato direto do painel com toda a estrutura do pórtico, sem qualquer vazio entre eles.

Nota-se pela figura que na estrutura com o painel em contato direto com o pórtico, há uma grande transferência de carregamento vertical entre os painéis de diferentes pavimentos, sobrecarregando o painel do primeiro pavimento, podendo ocorrer fissuras. Já no pórtico com lacuna entre o painel, não ocorre essa transferência. Dessa maneira, recomenda-se que haja a verificação da compressão dos painéis que estejam totalmente ligados com a estrutura. Como visto em diferentes estudos, as interferências do tipo de ligação entre pórtico e painel depende do tipo de ligante, sendo que influencia, principalmente, para pequenas forças horizontais. Intensificando essas forças, o painel se desloca, perdendo contato com o pórtico e formando uma linha diagonal de compressão que transfere as tensões.

3.5 ABERTURA NOS PAINÉIS

As paredes, frequentemente, contêm aberturas de diferentes tamanhos e localizações, as quais são difíceis na consideração do cálculo estrutural. O desenvolvimento de simples procedimentos analíticos para pórticos preenchidos com painéis contendo aberturas não é fácil de realizar, devido aos muitos parâmetros que afetam o comportamento, incluindo a geometria da parede e da localização, forma e tamanho das aberturas.

O corriqueiro na consideração de projetos é desprezar a alvenaria de preenchimento, visto a complexidade em modelar cada parede isoladamente e pela perda de rigidez obtida com as aberturas. Assim, dependendo do edifício, é comum considerar no modelo apenas as paredes cegas, como as que normalmente ficam na caixa de escadas e elevadores, formando um núcleo rígido. Segundo a FEMA 356 (2000) a inserção de uma abertura central altera totalmente a distribuição de esforços, alterando a diagonal de contraventamento, conforme Figura 9. Esta, também, diz que as aberturas podem ser analisadas desde que a rigidez equivalente do enchimento seja determinada utilizando métodos de análise adequados, por exemplo, análise com elementos finitos.

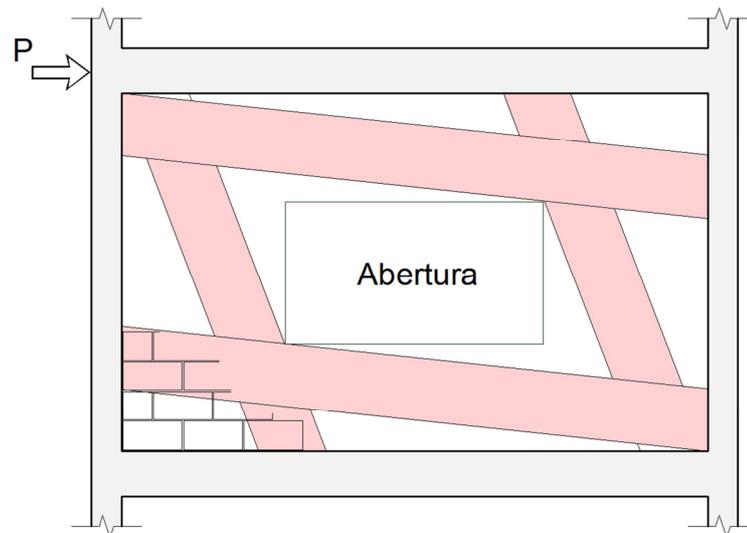


Figura 9: Diagonal de compressão equivalente para estruturas com abertura central

(Fonte: FEMA 356, 2000)

Para Drysdale; Hamid; Baker (1999) os efeitos de pequenas aberturas para passar dutos e cabos e as aberturas fora do sentido das diagonais, não posicionadas na parte central do painel (Figura 10), podem ser negligenciadas.

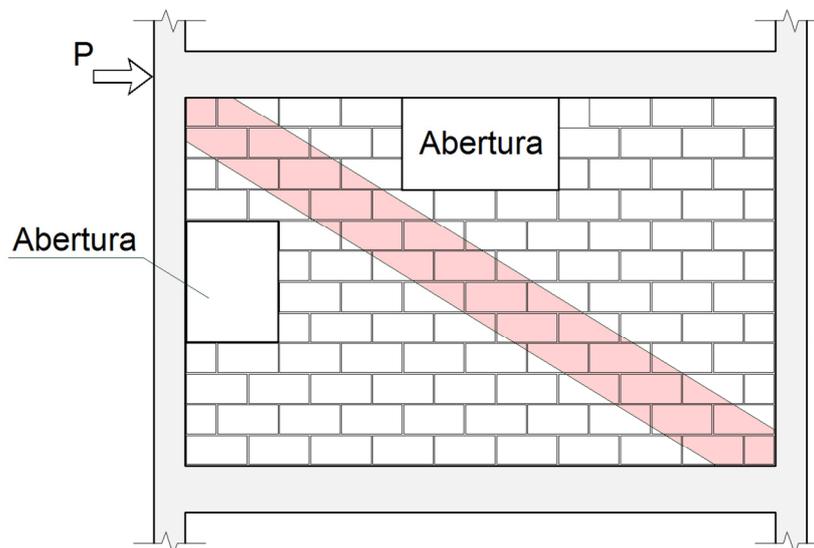


Figura 10: Aberturas posicionadas fora da diagonal de contraventamento

(Fonte: FEMA 356, 2000)

Alvarenga (2002) estudou, também, a influência de aberturas em painéis que apresentam funções estruturais. Concluiu que as aberturas levaram a perda de rigidez do conjunto e a uma queda considerável da carga última, chegando a valores médios de: perda de 40% na rigidez e queda de 57% na carga de ruptura, sendo que o modo comum de ruptura nos painéis com abertura é de ruptura por cisalhamento nas juntas de argamassa,

ou seja, fissuras escalonadas que surgem nos cantos da abertura na direção da diagonal comprimida. Isso ocorre por tensões principais máximas de tração nos dois cantos opostos, na direção da diagonal comprimida, fazendo com que as fissuras escalonadas apareçam a partir desses cantos. Essas tensões de tração são altas para baixas cargas aplicadas, mostrando prejuízos que painéis com aberturas podem ter na rigidez e na resistência.

Mosalam *et al.* (1997) confirmaram essa observação. Em seu estudo, testaram dois pórticos de aço preenchidos com alvenaria de bloco de concreto que tinha a abertura de janela e de porta. O estudo mostrou que a presença de aberturas levou a uma menor rigidez inicial, mas a um comportamento mais dúctil do painel.

Dawe; Seah (1989) estudaram o efeito das aberturas nas alvenarias que preenchem pórticos metálicos. Em ensaios comprovaram a diminuição de rigidez de um pórtico preenchido ao inserir aberturas na região central do painel (Figura 11). Os mesmos autores descobriram que a inclusão do reforço de aço em torno da abertura aumentou a rigidez inicial, mas não aumentou a resistência à tração do painel. Além disso, constataram que as aberturas situadas longe da diagonal equivalente resultam em uma resistência maior do que em painel com aberturas próximas a diagonal (Figura 10).

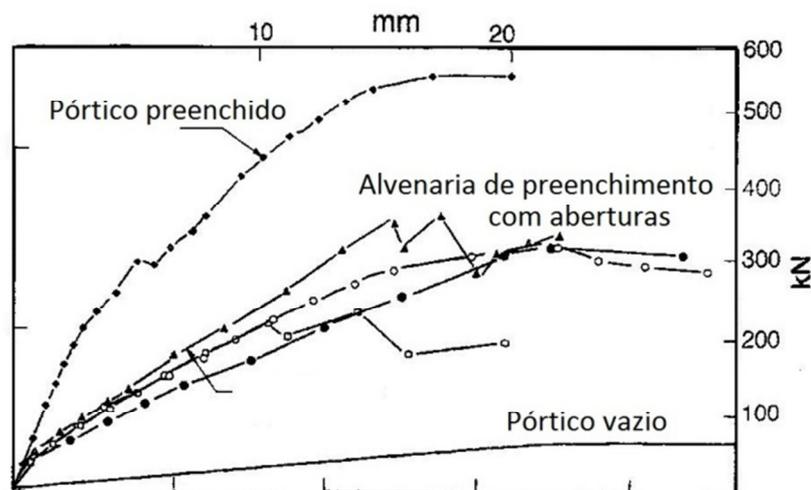


Figura 11: Comportamento de pórticos metálicos com aberturas. Adaptado de Dawe; Seah (1989)

Fiorato; Sozen; Gamble (1970) diz que a redução da resistência de carga do pórtico preenchido não é proporcional à redução da área transversal de um enchimento, devido às aberturas. Em seus testes, aberturas que reduziram a área da seção transversal horizontal de um enchimento em 50% levaram a uma redução da força de cerca de 20-28% apenas.

Já Mondal; Jain (2008) investigaram a rigidez de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria com aberturas centrais. Estes propuseram um fator de redução da largura

efetiva da diagonal para calcular a rigidez do conjunto quando há abertura central no painel. Os resultados experimentais disponíveis na literatura foram complementados por análises, através de elementos finitos. Por fim, concluíram que, se a área de abertura for inferior a 5% da superfície do painel de enchimento, o efeito da abertura na rigidez lateral de pórticos preenchidos deve ser descartado; o que significa que o painel é analisado como uma estrutura única. Os autores também salientaram que o efeito do preenchimento na rigidez lateral de pórticos preenchidos deve ser ignorado se a área de abertura superar 40% da superfície do painel, o que significa que o pórtico é analisado como uma estrutura vazia.

Conforme relatado por Mallick; Garg (1971), testes de pórticos preenchidos com aberturas centrais, com e sem verga e contraverga, foram realizados. Obteve-se para cada uma dessas situações diminuição de 60 a 70% (painel sem qualquer tipo de reforço) e 45% (painel com vergas e contravergas), se comparado com um pórtico de paredes cegas. Os autores concluíram que, para influenciar pouco na rigidez do conjunto, as aberturas de portas devem estar localizadas no centro do painel e janelas localizadas a meia altura tanto na direita ou esquerda, não estando dentro da diagonal equivalente (TEEUWEN, 2009).

De acordo com FEMA 356 (2000), a resistência e a rigidez dos pórticos com aberturas devem ser baseadas na análise não linear de elementos finitos. No entanto, apenas através de um modelo simples e confiável de macromodelagem é que aumentará a utilização da alvenaria como contraventamento da estrutura.

Mohebkah; Tasnimi; Moghadam (2007) tem reforçado a importância dos efeitos das alvenarias, com e sem aberturas, na análise de forças sísmicas. No entanto, não há modelos de macromodelagem para incluir o efeito dos painéis com aberturas no contraventamento da estrutura.

Assim, como ainda há divergência entre os métodos, é recomendável considerar a alvenaria no contraventamento apenas quando essas não possuírem aberturas, o que ocorre normalmente nas paredes da caixa de escada e de elevadores, formando um núcleo rígido na estrutura.

3.6 VARIAÇÃO DA RELAÇÃO LARGURA/COMPRIMENTO

Uma das variáveis que também influenciam a alteração na rigidez da estrutura é a relação entre a altura e o comprimento do painel no pórtico.

Alvarenga (2002) realizou um estudo paramétrico considerando relações H/L iguais a 0,51; 0,60; 0,70; 0,83 e 1,00, em que H e L são, respectivamente, a altura e o comprimento dos pórticos. Os sistemas TIPO I e TIPO II, ensaiados experimentalmente, correspondem às

relações H/L iguais a 0,51 e 0,83 respectivamente, os demais foram estudados de maneira teórica. Todos os pórticos possuíam altura de 268 cm e comprimento variável, conforme figura a seguir.

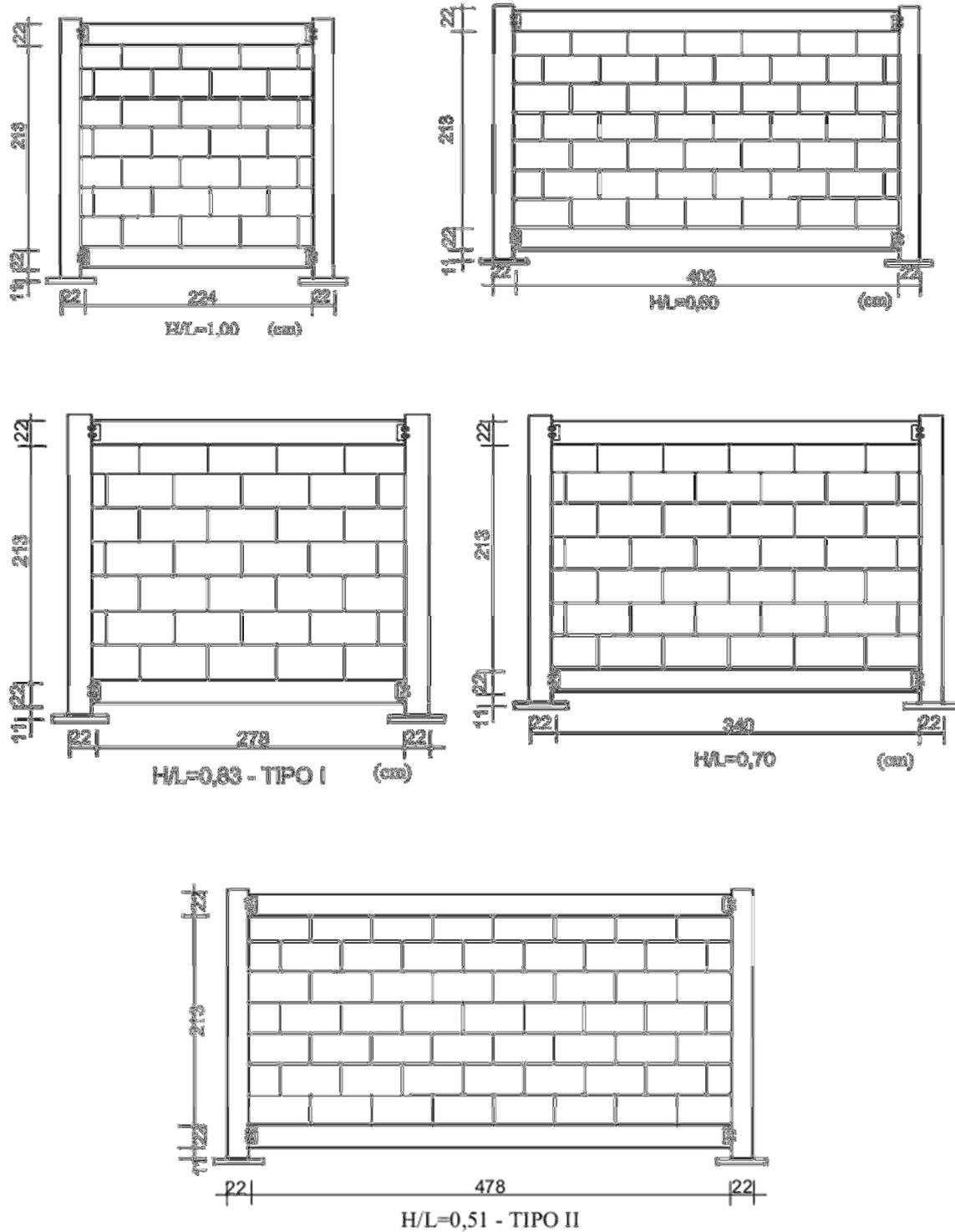


Figura 12: Modelos de sistemas de pórticos preenchidos utilizados no estudo paramétrico desenvolvido por Alvarenga (2002)

Em todas as análises numéricas, adotou-se o mesmo modelo, que consistiu da associação do painel de alvenaria com o pórtico de aço e elementos de interface viga-pilar, pórtico-alvenaria e alvenaria-alvenaria. Os resultados das análises foram sintetizados nos diagramas força-deslocamento, apresentados nas figuras a seguir.

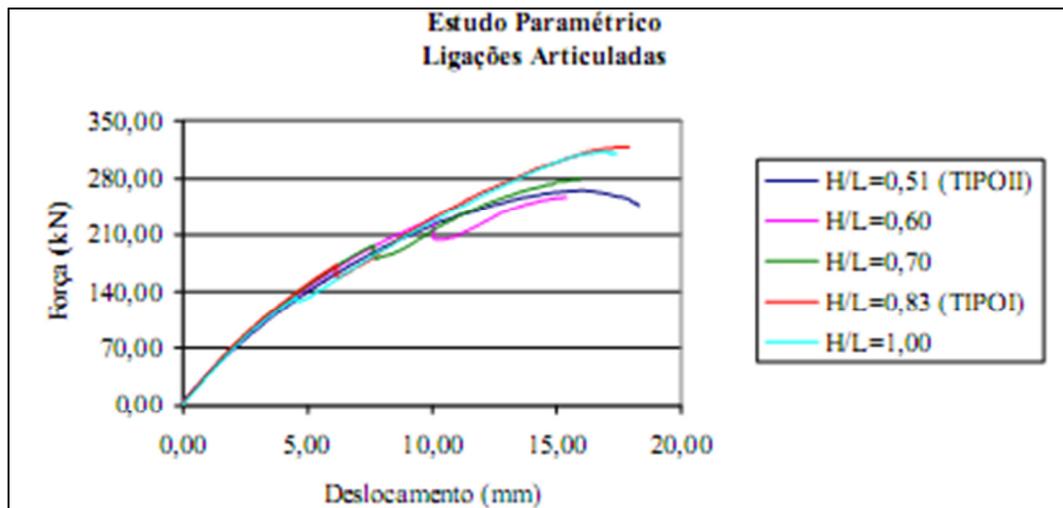


Figura 13: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações viga-pilar articuladas (Fonte: ALVARENGA, 2000)

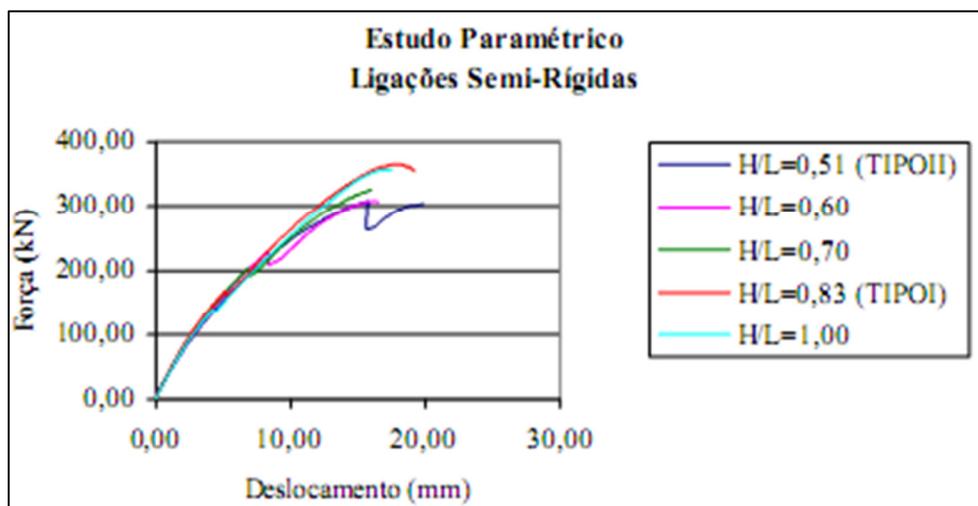


Figura 14: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações viga-pilar semi-rígidas (Fonte: ALVARENGA, 2000)

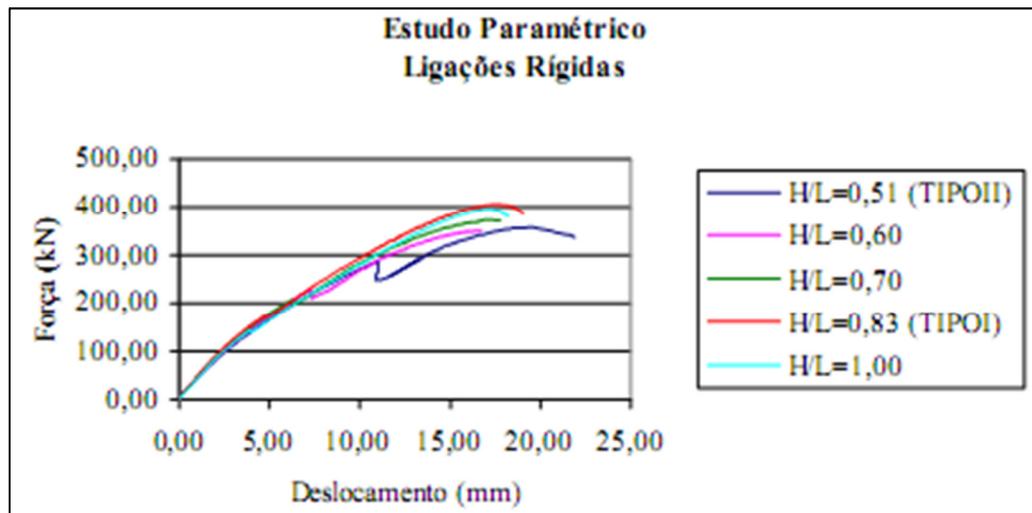


Figura 15: Diagrama força-deslocamento para diferentes relações H/L e ligações viga-pilar rígidas (Fonte: ALVARENGA, 2000)

Nesse estudo modelaram estruturas com ligações articuladas, semi-rígidas e rígidas. Segundo Alvarenga (2000) as estruturas de nós rígidos obtiveram menores deslocamentos comparado com os outros modelos.

Alvarenga (2002) ainda descreveu que no que se refere aos modos de ruptura, notou-se que a força correspondente à fissuração da diagonal foi inversamente proporcional à relação altura/comprimento, ou seja, quanto menor o comprimento do pórtico e, conseqüentemente, maior a relação H/L, menor a força de fissuração da diagonal. Em todos os casos estudados, com exceção daquele referente à relação H/L=0,51 e ligações articuladas, o modo de ruptura foi à fissuração da diagonal.

A ocorrência da fissuração da diagonal nos pórticos preenchidos com alvenaria não implica esgotamento de sua capacidade resistente. O painel fissurado, que é confinado pelo pórtico, pode desenvolver novos caminhos para as tensões e absorver acréscimos de carga. O esmagamento dos cantos comprimidos configura um estado-limite último.

3.7 VARIAÇÃO DO MATERIAL E CARACTERÍSTICAS DO PREENCHIMENTO

Dentre as variáveis que alteram o comportamento de pórticos preenchidos estão os tipos de componentes utilizados no painel, como o bloco, argamassa, espessura da parede e o modo de execução. O comportamento do conjunto pórtico e painel difere-se do comportamento de cada elemento isoladamente. Ao mesmo tempo em que a alvenaria está confinada pelo pórtico, também o está preenchendo. Assim, a maior rigidez do painel

compensa a relativa flexibilidade do pórtico, conferindo a ele, maior rigidez. Já que o pórtico que confina a alvenaria, confere a ela maior ductilidade e resistência.

Moreira (2002) diz que em todos os estudos, notadamente aqueles que fazem comparações também com modelos experimentais, concluem que os painéis de vedação, quando em fase elástica, atuam essencialmente como uma diagonal equivalente comprimida. E os efeitos de enrijecimento de pórticos, produzidos por painéis de vedação em alvenaria de tijolos cerâmicos, só devem ser considerados para pequenas deformações sob cargas de serviço, por se tratar de material muito frágil.

Como a parede de alvenaria constitui-se de material mais heterogêneo do que concreto e aço, torna-se complexa a análise do seu comportamento quando submetida aos esforços, principalmente, no seu próprio plano. Com objetivo de facilitar a compreensão desse comportamento, pesquisadores buscam determinar, através de técnicas de homogeneização, modelos numéricos com propriedades ortotrópicas equivalentes. Para Moreira (2002), tais técnicas se resumem em desenvolver procedimentos que buscam determinar o módulo de elasticidade equivalente da alvenaria e utilizá-los em modelos contínuos de elementos planos.

Eidini; Abrams (2011) analisaram pórticos preenchidos diminuindo a espessura da parede e mantendo todos os outros parâmetros inalterados. Como resultado, a diminuição da espessura fez com que o painel resistisse a menores esforços e o pórtico obtendo maior deslocamento. No entanto, um ponto interessante é que em painéis com paredes de espessura de seis polegadas (15,24 cm), obtiveram semelhante comportamento aos das paredes com espessura de doze polegadas (30,48 cm). Além disso, nos cantos da diagonal de contraventamento, onde há potencial de esmagamento da alvenaria, a capacidade de compressão da alvenaria, que pode ser afetada pela esbeltes do painel, não foi alterada.

Já Mehraji; Shing; Noland (1996) estudaram experimentalmente pórticos de concreto preenchidos com rigidezes diferenciadas, tanto do pórtico quanto do painel. Em um pórtico de concreto fortemente armado com barras de aço para resistir ao cisalhamento provocado por sismos foi preenchido com dois tipos de painel de alvenaria, um com blocos de concreto (enchimento "fraco") e outro com blocos de concreto grauteados (enchimento "forte"). A contribuição do enchimento aumentou a rigidez do pórtico preenchido em 50% para o enchimento "fraco" e 160% para enchimento "forte". É interessante ressaltar que o enchimento forte, enquanto aumentou significativamente a rigidez e resistência inicial, reduziu a ductilidade, uma vez que houve a fissuração em diagonal no centro do painel, seguido por uma fissura por cisalhamento nos pilares com menor taxa de armação. Dessa

forma, a alvenaria de preenchimento forte não é recomendada, visto que necessita de grande armação nos pilares.

Outro ponto a ser analisado é o tipo de argamassa para o assentamento. Nos ensaios desenvolvidos por Alvarenga (2000), observou-se que utilizando argamassa do tipo colante aumentou consideravelmente a carga de ruptura, bem como a rigidez do conjunto, praticamente não surgindo fissuras nas juntas de argamassa até a carga última, com exceção do descolamento da interface. A parede funcionou durante todo o tempo como um painel monolítico, configurando-se a ruptura por tração na diagonal. Com a utilização de argamassa de traço 1:3:7,5 de cimento, cal e areia nas juntas, foi verificado que não obteve bom desempenho quando submetida a ação horizontal.

Segundo estudos realizados por Moghaddam (2004), os resultados de testes comprovam o fato de que a rigidez de pórticos preenchidos é significativamente maior do que nos pórticos vazios. Estruturas tiveram sua rigidez aumentada em 10,28 vezes devido à inserção de um enchimento. A mesma tendência pode ser observada em outras amostras. Outro ponto importante é que, apesar de sua baixa resistência à compressão, as unidades de tijolos perfurados apresentam maior resistência ao cisalhamento, que as unidades sólidas.

Como discutido neste item, vários pesquisadores em todo o mundo têm realizado testes experimentais, com o objetivo de avaliar os parâmetros que afetam o comportamento de pórticos preenchidos. Todavia, a grande dificuldade é que o bom desempenho da alvenaria está intimamente ligado a aspectos construtivos, desde a confecção até o assentamento dos blocos. Além disso, como toda edificação, os painéis de alvenaria também têm vida-útil, estando sujeitas à ação das intempéries, e, portanto, depende da manutenção e cuidados no uso da estrutura.

3.8 CONSIDERAÇÕES NA MODELAGEM DO PAINEL

Na literatura existem vários procedimentos de cálculo para analisar o problema, desde os métodos de análise elástica aos mais recentes, que levam em conta o comportamento elástico e plástico dos painéis preenchidos. Nota-se uma tendência ao uso do método das barras diagonais equivalentes, por sua simplicidade e aproximação dos resultados em comparação com os ensaios realizados em protótipos.

Segundo Drysdale; Hamid; Baker (1999), nas análises sofisticadas, usando elementos finitos ou teoria da elasticidade, há ainda incertezas na definição das condições de contorno entre pórtico e painel. Dessa forma, as análises aproximadas são aceitáveis quando o comportamento é dependente de uma multiplicidade de parâmetros que são

altamente variáveis. Todavia, deve-se atentar para não ocorrer à fissuração no sentido da diagonal de contraventamento, visto assegurar a transferência de esforços para o painel.

3.8.1 MACROMODELAGEM

A macromodelagem não faz distinção entre os blocos e as juntas de argamassa, mas, ao contrário, trata a alvenaria como um material homogêneo, contínuo e anisotrópico. Nesse caso, as propriedades físicas são referentes ao composto, e para obtê-las são necessários ensaios em amostras com proporções tais que confirmem maior homogeneidade ao material e estejam sujeitas a estados de tensão e deformação, condizentes com a situação real de uso da estrutura.

Segundo Teeuwen (2009), modelos analíticos baseados no conceito da diagonal equivalente, considerando uma diagonal de compressão para substituir o painel, fornece uma previsão precisa do comportamento de estruturas metálicas, com painéis pré-fabricados de concreto conectados. Os modelos são úteis para a avaliação da rigidez e resistência da estrutura na fase preliminar do projeto.

O mesmo autor diz que a característica básica dos modelos macro é que visam prever a rigidez global e o colapso no painel, sem considerar todos os possíveis modos de falha e colapso local. Este grupo de modelos pode ser subdividido em três categorias: conceito da diagonal equivalente, pórtico equivalente e teoria da plasticidade.

O método de diagonais equivalentes tem como objetivo simplificar a análise da estrutura, não precisando de modelos computacionais complexos, sendo útil para os calculistas estruturais. A diagonal equivalente é mais simples e o método mais estudado para analisar painéis não ligados integralmente à estrutura, como os de alvenaria. Esse conceito foi inicialmente proposto por Polyakov (1956) e depois desenvolvido por vários outros pesquisadores. Nesse modelo é inserida uma diagonal para substituir o painel. O fenômeno da diagonal pode ser observado pelo escorregamento e separação entre o painel e o pórtico, exceto nos dois cantos comprimidos. O principal desafio do sistema é determinar a largura da diagonal (TEEUWEN, 2009).

Holmes (1961) comparou seus resultados teóricos, com o uso de diagonal equivalente, com resultados experimentais realizados por ele e por outros pesquisadores e chegam a uma média de 90% de precisão para os valores de carga máxima. Contudo, o próprio autor recomenda a realização de outros testes e o refinamento do método de cálculo por ele sugerido.

Mainstone (1971) também adotou o conceito da barra diagonal equivalente, embora acreditasse que o conceito só se aplicava a ações inferiores àquelas correspondentes ao surgimento das primeiras fissuras no painel.

Quanto ao segundo modelo, o pórtico real é transformado em um equivalente, com as seções dos pilares e vigas em formato de “T”. As dimensões dos pórticos equivalentes são obtidas a partir dos eixos centróides do pórtico. Depois de transformada a estrutura em um pórtico equivalente é, então, possível analisar a estrutura usando métodos padrões de análise estrutural. A validade desse método consiste em garantir a ligação entre o painel e o pórtico (TEEUWEN, 2009).

Wood (1978) propôs a teoria baseada na plasticidade, em que há redistribuição de tensão no estado limite último e a resistência à flexão da estrutura é considerada no cálculo. Este autor assumiu que a ligação entre o painel e o pórtico estava em um estado de tensão de cisalhamento.

Holmes (1961) propôs um método para determinar as deformações e resistência de pórticos preenchidos com base no conceito da diagonal equivalente, considerando uma diagonal com espessura e módulo de deformação igual ao do painel e comprimento de contato de um terço do comprimento da diagonal (Figura 16).

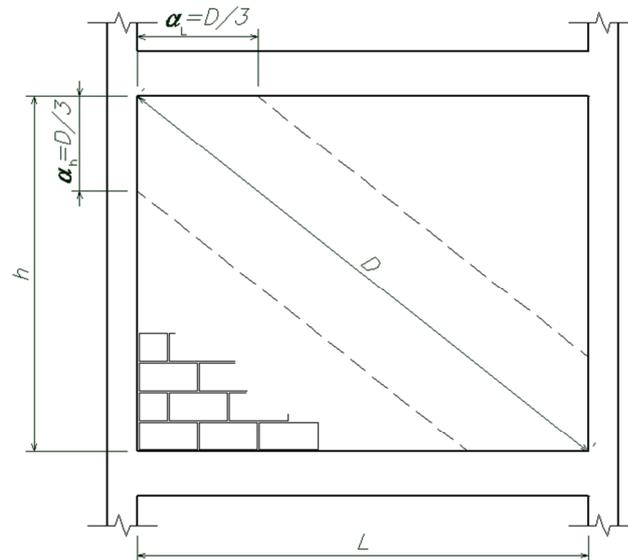


Figura 16: Diagonal equivalente segundo Holmes (1961)

Smith (1962) aprofundou o estudo de pórticos preenchidos, realizando a mesma substituição do painel por uma diagonal equivalente. Este concluiu que os resultados obtidos por Holmes (1961) não correspondiam aos resultados experimentais e que a largura efetiva do painel era função do comprimento de contato entre o pórtico e o painel. Concluiu,

também, que o comprimento de contato era altamente dependente da rigidez relativa entre pórtico e painel (Figura 17).

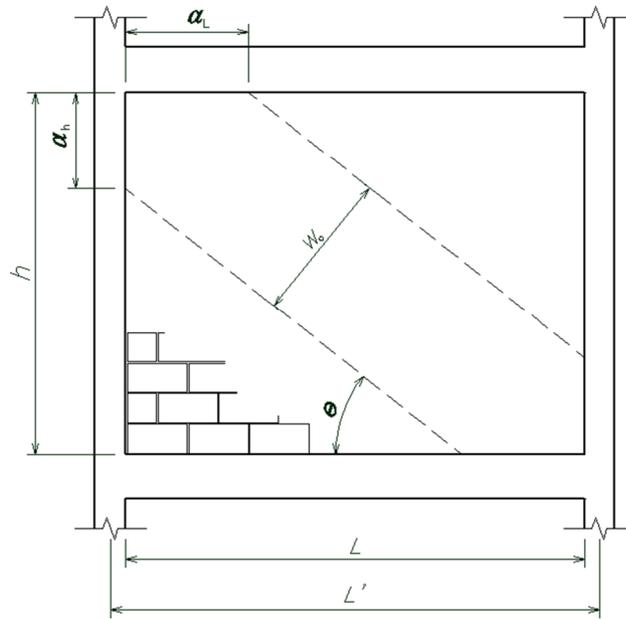


Figura 17: Diagonal equivalente conforme Smith (1962)

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\lambda_h \cdot L'} \quad (3.1)$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (3.2)$$

Sendo:

α_h : Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

α_L : Comprimento de contato entre o painel e a viga;

L' : Comprimento entre eixos de pilares;

$\lambda_h \cdot L'$: Parâmetro de rigidez relativa, dado por:

$$\lambda_h \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \text{sen}(2\theta)} \quad (3.3)$$

$$\lambda_L \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_v \cdot L} \text{sen}(2\theta)} \quad (3.4)$$

Onde:

E_p : Módulo de elasticidade do material do pórtico;

E_{painel} : Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

I_p : Momento de inércia do pilar;

- I_v**: Momento de inércia da viga;
- t**: Espessura do painel;
- h**: Altura do painel;
- θ = arctg(h/L)**: Inclinação da biela;
- L**: Comprimento do painel;

Para o cálculo da largura da diagonal equivalente (W_o) Smith (1962) utiliza a equação de Pitágoras.

$$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.5)$$

Hendry (1981) chega a definir a expressão para determinar a área da seção transversal da diagonal equivalente, relacionando as propriedades físicas e geométricas do painel e o módulo de elasticidade do quadro que o envolve, de acordo com o que se pode ver na Figura 18.

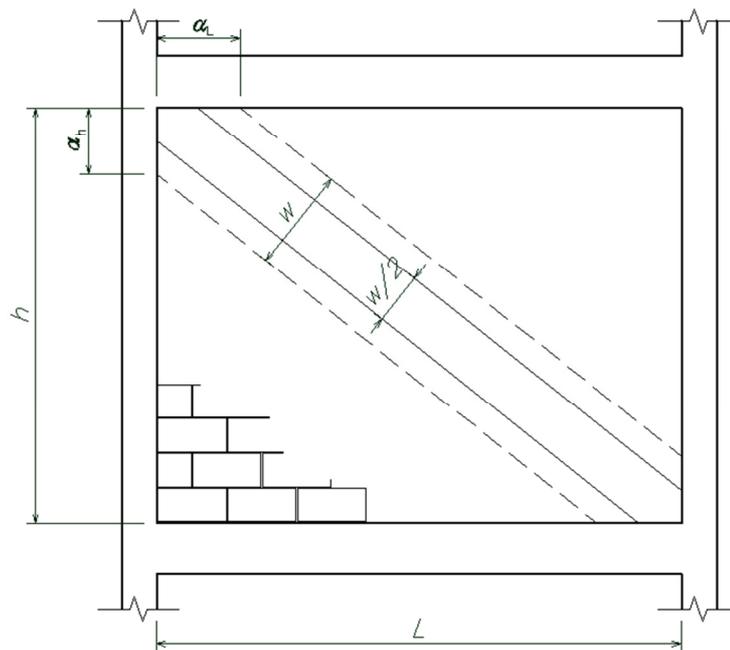


Figura 18: Barra diagonal equivalente segundo Hendry (1981)

Pelas expressões a seguir pode determinar os comprimentos de contato entre o pórtico e o painel e a largura da diagonal equivalente, que é igual à metade da largura proposta por Smith (1962). Essa mesma formulação foi adotada por Drysdale; Hamid; Baker (1999) e pela norma canadense CSA S304.1 (2004).

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_p \cdot h}{E_m \cdot t \cdot \text{sen} 2\theta}} \quad (3.6)$$

$$\alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_v \cdot L}{E_m \cdot t \cdot \text{sen} 2\theta}} \quad (3.7)$$

$$\frac{w}{2} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.8)$$

Sendo:

α_h : Comprimento de contato entre o painel e o pilar;

α_L : Comprimento de contato entre o painel e a viga;

E_f : Módulo de Elasticidade do material do pórtico;

E_m : Módulo de Elasticidade do painel de alvenaria;

I_p : Momento de Inércia do pilar;

I_v : Momento de Inércia da viga;

t: Espessura do painel;

h: Altura do painel;

L: Comprimento do painel;

$\theta = \text{arctg}(h / L)$: Inclinação da biela;

w: Largura da diagonal;

w/2: Largura da diagonal equivalente;

Nota-se que as seções das barras diagonais são funções do comprimento teórico de contato entre o painel e vigas e com os pilares do pórtico que o contorna. Este comprimento teórico depende basicamente das dimensões do painel, da inércia das vigas e pilares que o contorna, e dos materiais de que se constitui. Esse método de barras equivalentes é muito usado, visto a sua simplicidade e aproximação com os resultados de ensaios. Todavia, não há um resultado universalmente aceito.

Moreira (2002) definiu expressões relacionando as propriedades físicas e geométricas do painel e o módulo de elasticidade do pórtico para obter a área da diagonal equivalente.

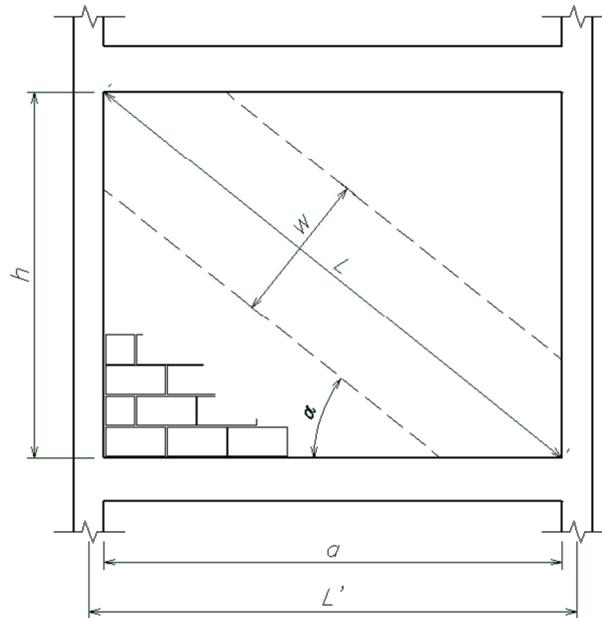


Figura 19: Diagonal equivalente conforme Moreira (2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \cos \alpha} \right)} \quad (3.9)$$

$$K_{diag} = G \cdot \frac{a \cdot e}{h} \quad (3.10)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.11)$$

Onde:

- L:** Comprimento da diagonal painel;
- L':** Comprimento entre eixos de pilares;
- a:** Largura do painel;
- h:** Altura do painel;
- e:** Espessura do painel;
- A:** Área da seção transversal da diagonal equivalente;
- α :** Ângulo que a diagonal forma com a horizontal;
- E_{conc} :** Módulo de elasticidade do material do pórtico;
- E:** Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;
- G:** Módulo de elasticidade transversal do painel de alvenaria;
- ν :** Coeficiente de Poisson do painel de alvenaria.

A norma pertinente na Nova Zelândia (Standard Association of New Zealand - Code of Practice for the Design of Masonry Structures - NZS 4230: Parte 1, 1990) recomenda a largura da diagonal referente a um quarto do comprimento da diagonal do painel, conforme figura a seguir.

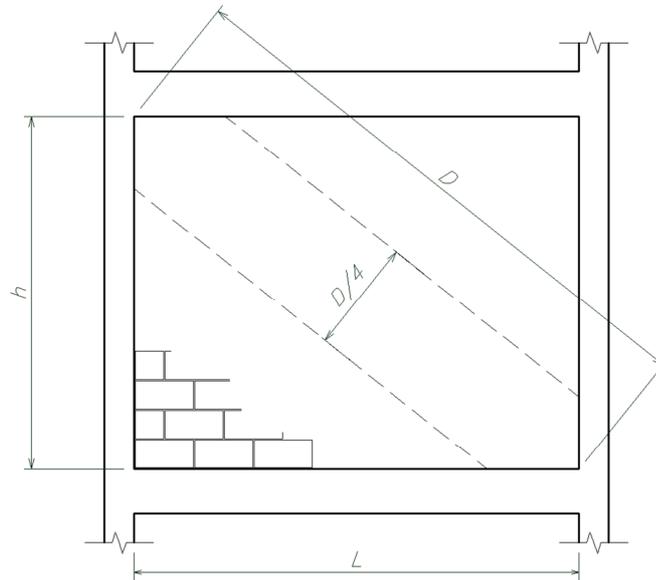


Figura 20: Diagonal equivalente para a NZS 4230: Parte 1 (1990)

A recente normalização americana, ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011), incluiu um anexo com o estudo de estruturas apórticadas considerando a alvenaria de contraventamento, cuja proposta baseia-se também no conceito da diagonal equivalente. Esta equação é uma interpretação das análises feitas por Flanagan; Bennet (2001), que avalia vários dados experimentais. Para os autores, a largura da diagonal é calculada levando-se em consideração uma constante empírica C , a qual varia de acordo com o deslocamento da alvenaria no pórtico, com o limitante de deslocamento de 25 mm para blocos cerâmicos. Com isso, utilizando as equações iniciais de Smith (1962), desenvolveram novo método de cálculo.

Tabela 1: Valores de C para estruturas preenchidas (Fonte: FLANAGAM; BENNET, 2001)

Deslocamento (mm)	C				Danos típicos no painel
	Pórtico metálico preenchido com bloco cerâmico	Pórtico metálico preenchido com bloco de concreto	Pórtico de concreto preenchido com bloco de concreto	Demais tipos de estruturas	
0–4	7	5	4	5	Nenhum
4–12	11	9	11	10	Fissuração na argamassa em diagonal
12–18	14	12	—	13	Esmagamento e fissuras na argamassa
18–25	18	17	—	17	Fissuração dos blocos (principalmente nos cantos)

As equações para a obtenção da largura da diagonal são:

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_{net\ inf} \cdot \text{sen} 2\theta_{strut}}{4 \cdot E_{bc} \cdot I_{bc} \cdot h_{inf}}} \quad (3.12)$$

$$A = \frac{\pi \cdot t}{C \cdot \lambda_{strut} \cdot \cos \theta} \quad (3.13)$$

A norma americana adotou um valor fixo para a constante C, obtendo a equação demonstrada a seguir.

$$w_{inf} = \frac{0.3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} \quad (3.14)$$

w_{inf} : Largura da diagonal equivalente;

θ_{strut} : Ângulo da diagonal equivalente com a horizontal, em graus;

λ_{strut} : parâmetro característico do enchimento;

h_{inf} : Altura do painel;

$t_{net,inf}$: Espessura do painel;

E_m : Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;

E_{bc} : Módulo de elasticidade do material do pórtico;

I_{bc} : Momento de inércia dos pilares;

Deve salientar que, para permitir o uso do método de diagonal, o arranjo arquitetônico deve estar em conformidade com o sistema estrutural, sendo necessária uma intensa integração entre os projetistas de arquitetura e de estrutura, de forma a garantir o

equilíbrio funcional e técnico necessários ao projeto da edificação. Busca-se, também, a adequada execução da alvenaria, com rígido controle de materiais e execução, uma vez que, estas resistirão a grandes cargas.

3.8.2 MICROMODELAGEM

Na micromodelagem as propriedades dos materiais bloco e argamassa, como módulo de deformação, coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas, são definidas individualmente. A caracterização de cada um desses componentes deve levar em conta o estado de tensão e de deformação a que estejam submetidos na situação de trabalho. As não-linearidades do material e da interface estruturais são tomados em consideração (ALVARENGA, 2002).

Segundo Lourenço *et al.* (1998), o método de micromodelagem usando elementos finitos tem se mostrado eficiente no desenvolvimento de investigações que envolvem as mais diferentes situações. Para Teeuwen (2009), o método do elemento finito não linear apresenta resultados compatíveis em rigidez e resistência última em painéis já ensaiados. Seible (1990) demonstra, através de gráficos força-deslocamento, que a malha mais refinada torna o modelo menos rígido.

Ghosh; Amde (2002) analisaram resultados obtidos com modelos desenvolvidos em elementos finitos e constataram que o método numérico não só é capaz de prever a transmissão de esforços no pórtico preenchido, mas, também, pode fornecer informações detalhadas sobre o modo de ruptura, fissuras, ductilidade e a avaliação de sua resistência sísmica.

A seguir apresentam imagens de modelos desenvolvidos por Asteris (2008) empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

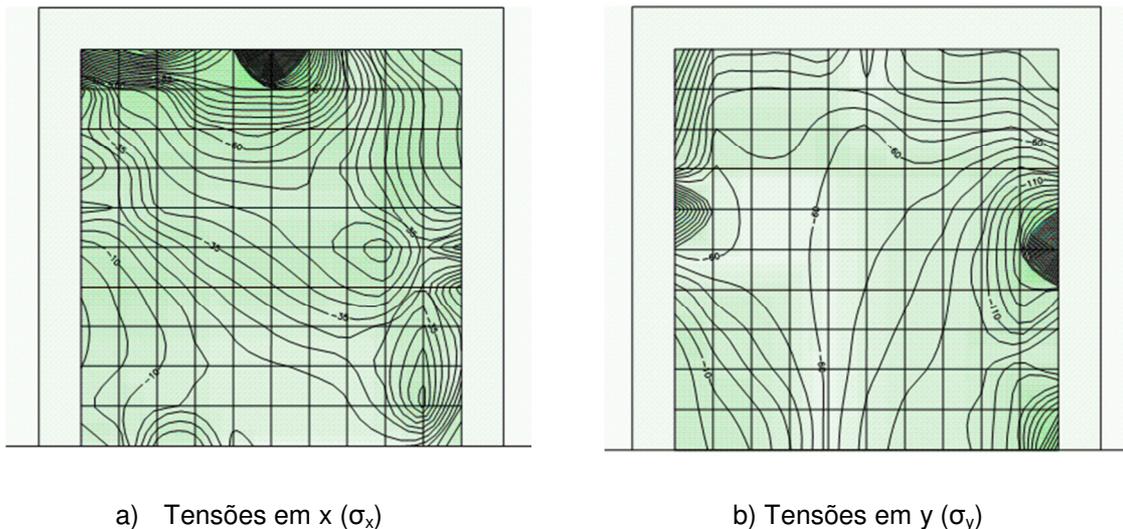


Figura 21: Tensões normais na alvenaria de contraventamento feita de tijolos

(Fonte: ASTERIS, 2008)

Ghosh; Amde (2002) modelaram pórticos flexíveis já ensaiados por Riddington (1984), com e sem juntas de argamassa, e os resultados coincidiram com o experimento principalmente para baixas cargas. Os modelos desenvolvidos em elementos finitos, com juntas de argamassa modeladas separadamente, obtiveram a melhor concordância com os resultados experimentais, visto que, simulou de maneira mais realista o pórtico preenchido.

No entanto, mesmo a micromodelagem apresentando resultados compatíveis com o modelo real, esta é muito complexa e demanda grande tempo para ser feita. Por isso, busca utilizar modelos mais simplistas para representar as características estáticas ou dinâmicas das alvenarias. Isto porque a modelagem por elementos finitos de casca torna a análise uma tarefa árdua, principalmente para grandes estruturas, inviabilizando a sua utilização na modelação de edifícios.

Gonchorovski; La Rovere (2000) reforça que embora se consiga bons resultados numéricos para interpretar o comportamento de painéis de alvenaria apertadas submetidas a estado plano de tensões, os micromodelos desenvolvidos consomem muito tempo de análise, principalmente para grandes estruturas.

3.9 CONSIDERAÇÕES DE NORMA

Apesar de vários estudos sobre o sistema de pórticos preenchidos, poucas normas de projeto prescrevem recomendações para pórticos preenchidos, sejam de aço ou de concreto. Algumas normas existentes são: da Nova Zelândia NZS 4230: Parte 1 (1990), a

pré-norma americana FEMA 356 (2000), a norma peruana E.70 (2006), a canadense CSA S304.1 (2004) e a recente ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011).

Moreira (2002) cita a necessidade de se reformular códigos internacionais considerando os painéis de alvenaria como fator de contribuição diferencial no conjunto de dados necessários para cálculos sísmicos.

A norma americana, *Building code requirements for masonry structures - ACI 530/TMS402/ASCE 5 - Masonry Standards Joint Committee* de 2011 acrescentou como anexo um capítulo referente a análise de pórticos preenchidos, considerando o ganho de rigidez e aumento da resistência do pórtico a forças horizontais, como vento e sismos.

Ravichandran; Klingner (2011) realizaram a comparação de dados da formulação norma americana, para consideração da alvenaria, com modelos experimentais de pórticos metálicos preenchidos com blocos de concreto celular autoclavado. Os resultados apresentados até agora não obtiveram valores similares, visto que, a tensão de compressão na alvenaria foi 2,5 vezes menor que a força analisada em ensaio. Dessa forma, constata-se que a ACI é mais conservadora.

Segundo a Federal Emergency Management Agency - FEMA 356 (2000), para fins de análise global do edifício, as diagonais equivalentes representam a rigidez dos painéis de enchimento, surgindo uma força concêntrica através das diagonais de contraventamento do pórtico. Muitas vezes, para garantir o contato direto do pórtico com o painel, pode-se instalar cantoneiras de aço ou chapas, soldadas ou parafusadas em cada um dos lados do painel. Antes da fissura do painel, este pode ser substituído por uma diagonal de compressão equivalente e terá a mesma espessura e módulo de elasticidade do painel de enchimento substituído. Informações adicionais do painel podem ser obtidas através da FEMA 306, FEMA 307 e FEMA 308.

A peruana E.70 (2006) recomenda que se utilize a alvenaria de preenchimento até edifícios de 5 pavimentos ou 15 metros e faça verificações quanto a necessidade de reforço horizontal e surgimento de fissuras diagonais no painel e pórtico. No entanto, essa norma não trata como realizar essas análises.

Já a ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011) descreve algumas outras recomendações como a de paredes com aberturas não devem ser consideradas como parte do sistema de contraventamento lateral, mas seus efeitos sobre o pórtico devem ser considerados. A norma ainda afirma que para não haver transferência de esforços verticais entre as estruturas pórtico/painel, necessita haver lacunas entre o topo e as laterais do painel. Essas lacunas devem ser livres de materiais que possam transferir cargas entre o enchimento e a

estrutura aporticada, sendo capaz de acomodar deslocamentos do pórtico, incluindo deformação inelástica durante eventos sísmicos.

Como demonstrado em algumas normas apresentadas neste e em outros tópicos, há pouco material disponível sobre o tema e ocorrem, ainda, várias divergências que englobam desde conceitos até os métodos de cálculo.

3.10 CONSIDERAÇÕES PARA PROJETO

Atualmente, com a impulsão do mercado imobiliário e a diminuição de extensos lotes vazios nos grandes centros urbanos, alavancou-se a construção de edifícios cada vez mais esbeltos que exigem menores seções e pequenos núcleos rígidos. Com menor índice de rigidez, tendem a apresentar deslocamentos que comprometam a estabilidade global da estrutura, passando estas a ser uma das ações primordiais a averiguar no projeto de estruturas.

Na literatura existem vários procedimentos de cálculo para analisar o problema, desde os métodos de análise elástica aos mais recentes, que levam em conta o comportamento elástico e plástico dos painéis preenchidos. Nota-se uma tendência ao uso do método das barras diagonais equivalentes, por sua simplicidade e aproximação dos resultados em comparação com os ensaios realizados em protótipos.

Para permitir o uso do método de diagonal, o arranjo arquitetônico deve estar em conformidade com o sistema estrutural, sendo necessária uma intensa integração entre os projetistas de arquitetura e de estrutura, de forma a garantir o equilíbrio funcional e técnico necessários ao projeto da edificação. Busca-se, também, a adequada execução da alvenaria, com rígido controle de materiais e execução, uma vez que, estas resistirão a tensões.

Biggs (2011) ressalta que a consideração de alvenaria de contraventamento é essencialmente adequada para edifícios baixos, mas pode estender-se para edifícios mais altos. A limitação de altura é uma função do tamanho da construção, localização, número de paredes de contraventamento, condições de vento e sísmica, materiais utilizados para a construção da alvenaria e das tensões de compressão geradas nas paredes.

Para Ghosh; Amde (2002), se devidamente considerados o contraventamento da estrutura por painéis, edifícios poderiam ser concebidos com alta rigidez e, também, obter um comportamento mais realista do carregamento final. Os mesmos modelos valem para os edifícios mais antigos, a fim de obter uma rigidez mais precisa do conjunto.

Shing; Mehrabi (2002) menciona que uma série de diferentes modelos analíticos têm sido desenvolvidos para avaliar as estruturas preenchidas. No entanto, a maioria dos modelos propostos hoje foram validados com poucos dados experimentais, sendo que, muitas vezes, possuem desempenhos diferentes quando comparados com dados de testes recentes. Métodos de análise como elementos finitos podem prever o modo de ruptura tornando uma abordagem mais promissora. Todavia, esses métodos precisam ser aperfeiçoados e validados de forma sistemática antes de poderem ser utilizados na prática da engenharia.

Segundo Alvarenga (2002) os fatores listados a seguir, influenciam consideravelmente o comportamento de pórticos preenchidos e devem ser incluídos no desenvolvimento de uma proposta para cálculo da carga de ruptura. São eles:

- Geometria do pórtico e do painel;
- Resistência e rigidez do painel de alvenaria;
- Resistência e rigidez do pórtico;
- Ligação viga-pilar (carga relativa ao esmagamento dos cantos).

A maneira mais usual para aumentar a estabilidade nos edifícios é a criação de núcleos rígidos para resistir às ações horizontais. Estes são, normalmente, as caixas de elevadores e escadas. Conforme cita Carneiro; Martins (2008) pode-se dizer que os pilares são concebidos para resistir às forças verticais e os núcleos para resistir principalmente às forças horizontais. Outra forma para aumentar a estabilidade é a adição de elementos de contraventamento. Segundo a NBR 6118:2003, por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido a sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento.

Casos onde não há núcleos rígidos, o contraventamento é realizado pelos próprios pilares com o uso de vigas de grande altura para melhorar a rigidez global lateral, diminuindo o deslocamento. Todavia, essa solução não é viável economicamente, visto que, há aumento do peso próprio do edifício e grande consumo de concreto e formas. A mistura dos dois sistemas, pórtico e painel, têm vantagens para os edifícios, visto que, se complementam para oferecer maior eficiência.

Alvarenga (2002) concluiu em seu trabalho que, para o modelo estudado, a alvenaria apresentou uma importância significativa, levando a valor de ruptura de força lateral 10 vezes maior que a força lateral máxima do projeto.

Para Eidini; Abram (2011), a contribuição das paredes nos pavimentos superiores são maiores do que os pavimentos inferiores, visto que, resistem a maiores momentos.

Nota-se, também, a importância desse tema para a realização de edifícios de grandes alturas em concreto pré-moldado, uma vez que apresentam elementos altos e muito esbeltos. Quando retirada a ligação monolítica pilar/viga aparecem grandes deslocamentos laterais devido ao vento. Para Elliott (2002) as paredes de preenchimento são uma excelente alternativa para as estruturas pré-fabricadas. Estas apresentam baixa capacidade de resistir a forças horizontais, no entanto, a capacidade da diagonal de resistir à compressão é surpreendentemente elevada. O principal inconveniente prático é a diferença de velocidade entre a construção da alvenaria de preenchimento e a execução da estrutura pré-fabricada. Nas situações onde há painéis pré-fabricados de concreto, a concepção estrutural é a mesma das paredes de alvenaria, onde a força horizontal é resistida por uma diagonal de compressão.

O coeficiente muito utilizado no Brasil para medir a estabilidade global em edifício de concreto armado é o GamaZ (λ_z). Sua formulação foi deduzida pelos brasileiros Augusto Carlos Vasconcelos e Mário Franco. Conforme cita a NBR 6118:2003 o coeficiente λ_z avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais e é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento. O valor de λ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\lambda_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.15)$$

Onde:

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

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

O valor de λ_z deve estar entre 1,0 e 1,3. A estrutura é considerada de nós fixos se for obedecida à condição de $1,0 \leq \lambda_z \leq 1,1$. Para λ_z entre 1,1 e 1,3 é considerado nós móveis. Para esse caso, há uma majoração adicional dos esforços horizontais de $0,95 \cdot \lambda_z$.

Ao considerar a alvenaria no preenchimento do pórtico, alterará toda a distribuição de esforços, enrijecendo a estrutura e modificando o λ_z . Essas alvenarias são substituídas no cálculo por barras diagonais equivalentes. Ao processar o modelo estrutural obterá as forças de compressão nas barras e nos demais elementos do conjunto, assim como seus deslocamentos. Para garantir que o painel suporte os esforços, os materiais a serem empregados tem que ser dimensionados. Nota-se a grande importância de ensaiar os componentes para averiguar a conformidade das características com as solicitações de projeto e, também, controlar a qualidade dos materiais empregados e a execução das atividades.

A força diagonal obtida é usada para verificar a capacidade do enchimento das paredes de alvenaria. Embora exista a possibilidade de esmagamento na extremidade do suporte diagonal, as forças de tração e cisalhamento da alvenaria são críticos para o comportamento e capacidade de carga máxima de pórtico com enchimento (DRYSDALE; HAMID; BAKER, 1999).

Um meio simples e conservador de avaliar a capacidade da alvenaria é assumir que o componente horizontal da força (F_h), é resistido pela área da seção transversal do revestimento (A_n). A tensão de cisalhamento no centro da parede de enchimento (f_v) pode ser calculada conforme equações de Drysdale; Hamid; Baker (1999).

$$f_v = 1,5 \cdot \frac{F_h}{A_n} \quad (3.16)$$

A expressão acima pressupõe uma distribuição parabólica de tensão de cisalhamento ao longo da alvenaria. No projeto deve-se garantir que a resistência ao cisalhamento ao longo dessas articulações não seja ultrapassada. Segundo o ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011), a tensão admissível de cisalhamento (f_v), pode ser calculada pela equação a seguir:

$$f_v = 37 + \frac{0,45 \cdot (F_v + W_m/2)}{A_n} \quad (3.17)$$

Onde F_v é o componente da força vertical e $W_m/2$ é o peso da metade superior da parede de enchimento.

A norma americana também requer que a tensão de cisalhamento aplicada não deva exceder $1,5\sqrt{f_m}$ para proteger contra falhas de tensão na diagonal, onde f_m é a tensão admissível da alvenaria. Os esforços de compressão na diagonal (P) também precisam ser verificados conforme equação 3.18:

$$P = \sqrt{(F_h)^2 + (0,5F_h)^2} \quad (3.18)$$

A recomendação é que os painéis a serem considerados no contraventamento não devam possuir aberturas, visto que, não garantem a adequada transmissão dos esforços e há diminuição significativa da rigidez no pórtico, como apresentado em item anterior. Segundo estudos de Alvarenga (2009) a abertura reduz a rigidez da parede em torno de 40% e o mesmo acontece em termos de resistência, com uma diminuição de 57% no valor da carga resistida. Como a presença da alvenaria também induz a situações estruturais não regulares, uma vez que, há assimetria das paredes em planta, o projetista deve considerar dois diferentes modelos (com painéis e sem painéis) e, assim, analisar situações diversas para desenvolver o projeto estrutural.

Outro ponto importante a ressaltar é que se o painel estiver em contato direto com o fundo da viga, há a transmissão de esforços verticais pela alvenaria. Assim, há a necessidade de dimensionar o painel também a essa compressão. Dessa forma, recomenda-se o uso de encunhamento para grandes edifícios, visto diminuir as tensões no painel e não ser necessário empregar blocos de alta resistência. O contrário ocorre em prédios de baixa altura, como cinco pavimentos, já que mesmo havendo a distribuição de cargas verticais, não necessita empregar blocos de elevada resistência e ainda pode-se diminuir as seções dos elementos estruturais.

Nos últimos anos, com a evolução dos computadores portáteis e, conseqüentemente, o desenvolvimento dos programas de cálculo estrutural, os métodos se refinaram, o que possibilita trabalhar com modelos estruturais mais realistas, como o de pórticos tridimensionais, junto com modelos mais simplistas, como o de barras equivalentes.

Segundo Biggs (2011) os cálculos manuais requerem suposições sobre a interação do sistema, enquanto que o software utiliza técnicas de elementos finitos para produzir as cargas de interface.

O IMI (*International Masonry Institute*) em conjunto com a NCMA (*National Concrete Masonry Association*), *Ryan Biggs Associates* e *Bentley Systems* se uniram para desenvolver um novo e inovador programa estrutural para realizar uma análise eficiente da estrutura como um todo, empregando a interação entre pórtico e painel, não apenas a análise de componentes individualmente. Neste considera a alvenaria com diferentes tipos

de aberturas e irregularidades. Dessa forma, com o início da utilização dessa concepção por programas comerciais, como os da empresa Bentley, permite-se futuramente considerar os painéis de alvenaria no preenchimento sem grande acréscimo no tempo para modelar o sistema estrutural, que é a principal crítica entre os projetistas.

4. EXEMPLO SIMPLIFICADO

Com objetivo de entender o comportamento dos pórticos preenchidos, foram desenvolvidos vários modelos simplificados a fim de comprovar os acontecimentos comprovados em literatura. O modelo do pórtico analisado foi proposto por Drysdale; Hamid; Baker (1999) e utilizou o programa Ftool, visto sua simplicidade e confiabilidade dos resultados.

4.1 PÓRTICO EM ESTUDO

O pórtico analisado foi estudado por Drysdale; Hamid; Baker (1999) e tem as seguintes dimensões: 2700 mm de altura, 3600 mm de comprimento e seções das vigas e pilares de 300x300mm (Figura 22).

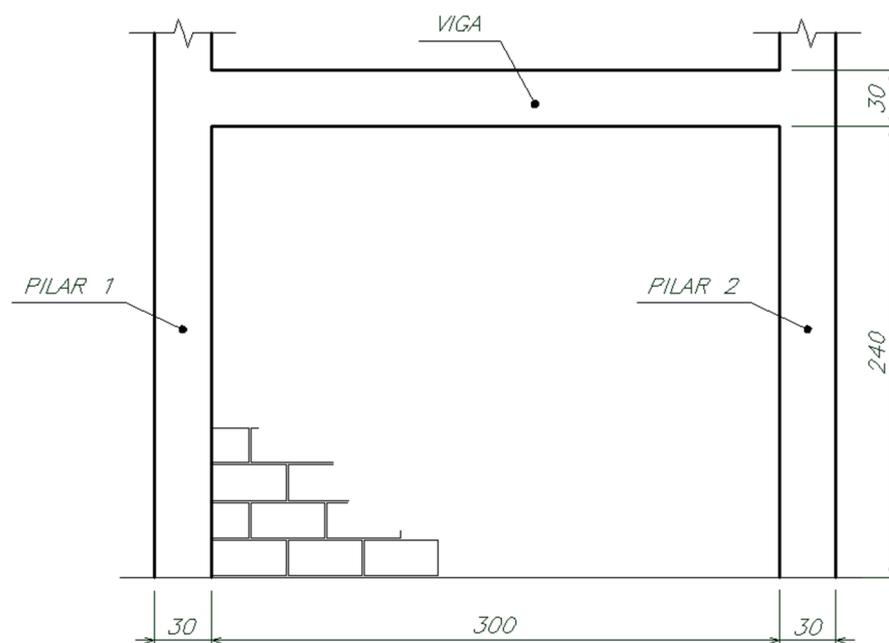


Figura 22: Pórtico simplificado em estudo

Análises mais complexas considerando todo o painel e modelos numéricos mais precisos dependem de uma série de parâmetros que são altamente variáveis. Nesta circunstância, dentre os vários métodos proposto por pesquisadores, o mais simples e com resultados comprovados em ensaios é o de analogia por diagonal, que responde razoavelmente as cargas laterais. O programa empregado para o modelo será o Ftool, uma vez que, trata-se de um *software* livre, de fácil manuseio e muito difundido no meio acadêmico por apresentar resultados confiáveis.

4.2 MODELO ESTRUTURAL

Os elementos estruturais do pórtico foram substituídos por barras localizadas no eixo das seções, conforme Figura 23. Esse método de análise consiste em uma simplificação para facilitar o cálculo, diminuindo o número de variáveis influentes ao considerar os carregamentos no eixo dos elementos.

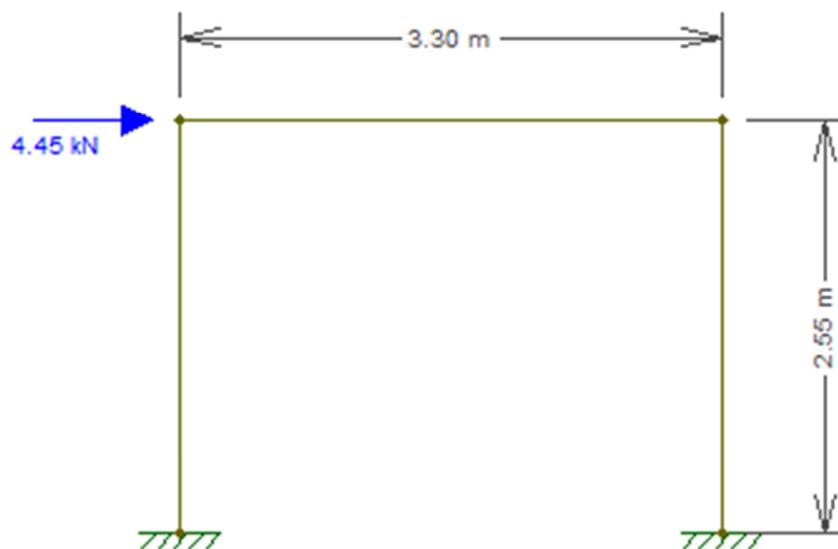


Figura 23: Modelo estrutural do pórtico sem considerar a diagonal equivalente

4.3 CARACTERÍSTICA DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para o desenvolvimento das equações são empregadas características de cada material utilizadas por Drysdale; Hamid; Baker (1999), assim como do conjunto pórtico/painel. Para esse modelo não foi considerado o peso próprio dos elementos estruturais, uma vez que, busca enfatizar efeitos causados pela força horizontal.

- Altura do pilar em contato com o painel de alvenaria: $h=2,4\text{m}$

- Largura de contato da viga com o painel de alvenaria: $L=3,0\text{m}$
- **Alvenaria:** Espessura: $t = 14 \text{ cm}$
Módulo de elasticidade: $E_m=13.800 \text{ MPa}$
- **Pórtico:** Módulo de elasticidade: 20.700 MPa

$$\text{Área: Vigas e pilares } A_v = A_p = b.h = 300.30 = 9000\text{cm}^2$$

O momento de inércia de cada elemento estrutural obtém-se em relação ao eixo paralelo a superfície de contato. Como tanto pilares quanto as vigas apresentam seção de $30 \times 30 \text{ cm}$:

$$I_v = I_p = \frac{b.h^3}{12} = \frac{30.30^3}{12} = 67.500\text{cm}^4$$

4.4 PÓRTICO SEM CONSIDERAR A ALVENARIA DE ENRIJECIMENTO

Neste primeiro modelo foi realizado o estudo dos parâmetros do pórtico sem considerar qualquer tipo de enrijecimento, tendo como finalidade confrontar valores e medir alterações quando acrescentado a alvenaria de contraventamento. O modelo de barras desenvolvido no Ftool será apresentado a seguir. A convenção de sinais utilizado no programa é de sinal negativo (-) para indicar o encurtamento da fibra (compressão) e positivo (+) representa o alongamento da fibra (tração). Os deslocamentos são positivos quando ocorrem no sentido do carregamento aplicado. Os esforços são obtidos em kilonewton (kN), momentos fletores em kilonewton vezes metro (kN.m) e os deslocamentos em milímetros (mm). Para os gráficos de deformação no Ftool, o fator de deslocamento utilizado é de 1600.

Inserida a força horizontal no pórtico simples, analisando linearmente, nota-se que as ações foram bem distribuídas e o elemento vertical onde se aplica o carregamento (pilar 1) está tracionado, enquanto o elemento oposto (pilar 2) está comprimido. O elemento horizontal também sofre compressão e com tensão maior que a dos pilares (Figura 24, a). Quanto aos momentos fletores, houve a mesma distribuição dos esforços, restando no engaste dos pilares tensões levemente mais elevadas (Figura 24, b).

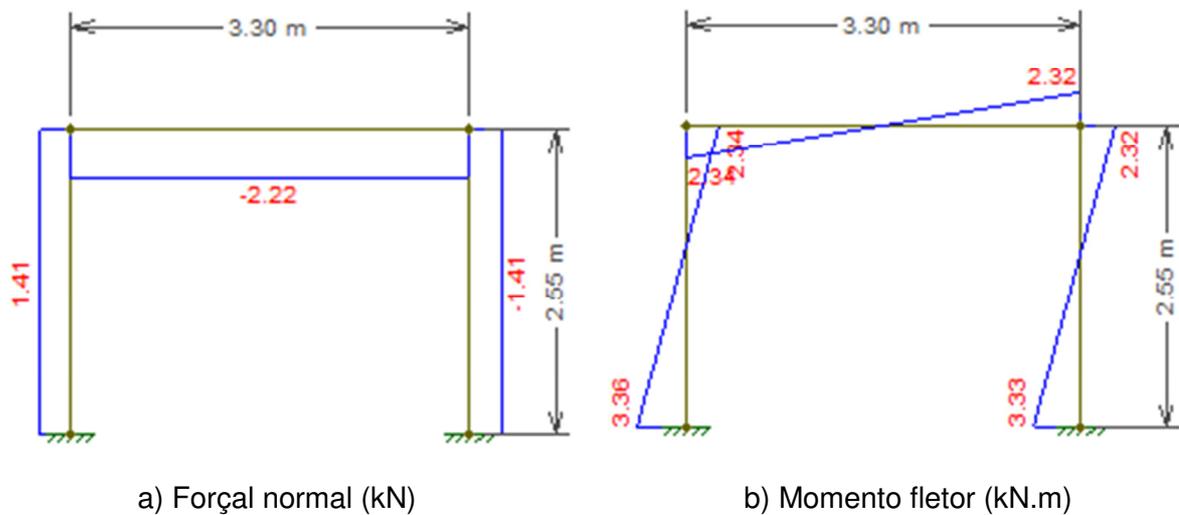


Figura 24: Esforços nos elementos estruturais

Quanto ao deslocamento, constatou-se que a estrutura deslocou no seu topo 0,3364 mm no sentido do carregamento (Figura 25). Ressalta-se que, para todos os diagramas de deslocamento obtidos no Ftool, o fator de deformação da imagem é de 1600, o que possibilita comparar visualmente com outras imagens e entender o ganho de rigidez.

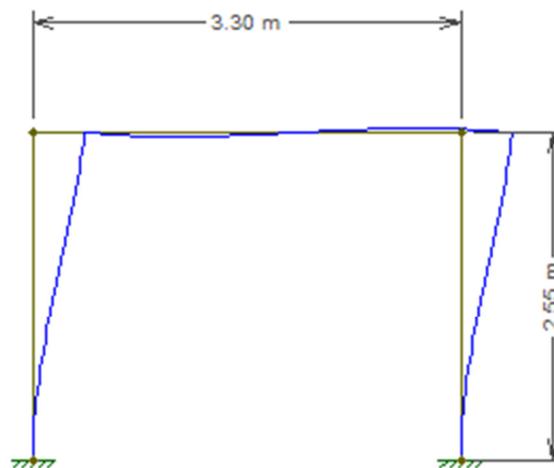


Figura 25: Deslocamento do pórtico sem contraventamento

4.5 CÁLCULO DA DIAGONAL EQUIVALENTE

As equações que sucedem vêm com o fim de determinar a largura da diagonal que substitui a alvenaria de preenchimento, conforme vários autores, seguindo basicamente os procedimentos descritos no capítulo 3.

4.5.1 HOLMES

Holmes (1961) propôs um método para determinar as deformações e resistência de pórticos preenchidos, considerando uma diagonal com espessura e módulo de deformação igual ao do painel e comprimento de contato (α_h e α_L) de um terço do comprimento da diagonal (L_d). Assim, como a alvenaria tem 300 x 240 cm, o comprimento da diagonal é de 384,2 cm e o comprimento de contato do pórtico com o painel possui 128,07 cm. Pelo Teorema de Pitágoras, obtêm largura da diagonal de 181,12 cm.

$$L_d = \sqrt{h^2 + L^2} = \sqrt{240^2 + 300^2} = 384,2cm$$

$$\alpha_h = \alpha_L = \frac{384,2}{3} = 128,07cm$$

$$w = \sqrt{2 \times 128,07^2} = 181,12cm$$

4.5.2 SMITH

Com base em alguns resultados experimentais, Smith (1962) confirmou que a largura efetiva do painel era função do comprimento de contato entre o pórtico e o painel. No entanto, diferente de Holmes (1961), concluiu que o comprimento de contato era altamente dependente da rigidez relativa entre pórtico e painel.

Para dar início nesse modelo teórico, primeiramente, calculou-se o ângulo da diagonal equivalente, usando como referência o eixo dos elementos estruturais.

$$\theta = \text{tg}^{-1} \frac{h}{L} = \text{tg}^{-1} \frac{2,55}{3,30} = 37,69^\circ$$

Com o ângulo da diagonal, momentos de inércia dos elementos e módulos de elasticidade dos materiais, desenvolveu a expressão da superfície de contato do painel de alvenaria com o pórtico.

Superfície de contato do pilar com o painel:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_p \cdot h}{E_m \cdot t \cdot \text{sen} 2\theta}} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 20700 \cdot 67500 \cdot 240}{13800 \cdot 14 \cdot \text{sen}(2 \cdot 37,69^\circ)}} = 81,3cm$$

Superfície de contato da viga com o painel:

$$\alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_f \cdot I_h \cdot h}{E_m \cdot t \cdot \text{sen} 2\theta}} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 20700 \cdot 67500 \cdot 300}{13800 \cdot 14 \cdot \text{sen}(2 \cdot 37,69^\circ)}} = 171,9cm$$

Nota-se que o comprimento horizontal é metade do valor do comprimento vertical.

Por último, obteve-se a largura da diagonal equivalente:

$$w = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$

$$w = \sqrt{81,3^2 + 171,9^2} = 190,16 \text{ cm}$$

4.5.3 CSA S304.1

A norma canadense CSA S304.1 (2004) utiliza o método de cálculo proposto por Hendry (1981), também empregada por Drysdale; Hamid; Baker (1999). Esta se baseou nos modelos desenvolvidos por Smith (1962), no entanto, considerando metade da largura da diagonal proposta pelo autor. Dessa maneira, como nos cálculos anteriores obteve-se largura de diagonal de 190,16 cm pelo modelo de Smith (1962), a largura de diagonal a ser considerada é de 95,08 cm. Nota-se, assim, que a largura da diagonal equivalente representa aproximadamente 1/4 do comprimento da diagonal.

4.5.4 NZS 4230: PARTE 1

A norma da Nova Zelândia - NZS 4230: Parte 1 (1990) - recomenda a largura da diagonal de um terço do comprimento da diagonal. Portanto, 128,07 cm.

$$w = \frac{384,2 \text{ cm}}{3} = 128,07 \text{ cm}$$

4.5.5 MOREIRA

Moreira (2002) desenvolveu uma nova forma de consideração teórica da alvenaria através de diagonal equivalente, conforme as equações a seguir. Dado Coeficiente de Poisson igual a 0,15.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{13.800}{2(1+0,15)} = 6000 \text{ MPa}$$

$$K_{diag} = G \cdot \frac{a \cdot e}{h} = 6000 \cdot \frac{300 \cdot 14}{240} = 105000 \text{ Mpa} \cdot \text{cm}$$

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \cos \alpha} \right)} = \frac{105000}{20700} \cdot \frac{384,2}{\cos^2 \left(37,69^\circ - \frac{\text{sen} 37,69^\circ}{384,2 + \cos 37,69^\circ} \right)} = 3112,02 \text{ cm}^2$$

No final, obteve-se área da diagonal de 3112,02 cm². Como a espessura do painel de alvenaria é de 14 cm, a largura da diagonal é de 222,29 cm.

4.5.6 ACI 530/TMS402/ASCE 5

A norma americana interpreta análises feitas por Flanagan; Bennet (2001), que avalia vários dados experimentais. Os cálculos para a obtenção da largura da diagonal estão a seguir.

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_{net\ inf} \cdot \text{sen} 2\theta_{strut}}{4 \cdot E_{bc} \cdot I_{bc} \cdot h_{inf}}} = \sqrt[4]{\frac{13800 \cdot 14 \cdot \text{sen}(2 \cdot 37,69^\circ)}{4 \cdot 20700 \cdot 67500 \cdot 240}} = 0,0193$$

$$w_{inf} = \frac{0.3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} = \frac{0.3}{0,0193 \cdot \cos 37,69^\circ} = 19,64\text{ cm}$$

Através do método de cálculo da normalização americana, obteve-se a largura da diagonal de 19,64 cm, a menor largura se comparada com os demais métodos indicados na pesquisa.

4.6 PÓRTICO CONSIDERANDO A ALVENARIA DE ENRIJECIMENTO

Com as dimensões da largura da diagonal segundo vários pesquisadores, modelou novamente o pórtico utilizando o programa Ftool (Figura 26).

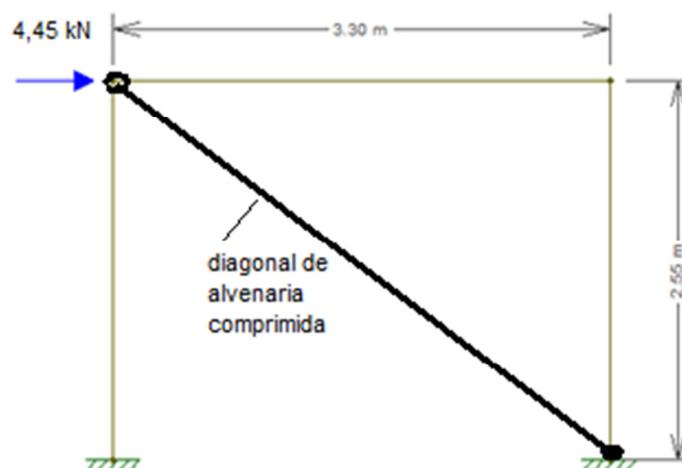


Figura 26: Modelo estrutural do pórtico com a diagonal equivalente

Observou-se que a barra vertical à esquerda, onde se aplica a força horizontal, está tracionada e a barra vertical à direita e a horizontal sofre com uma leve compressão. Iguais

características ocorrem, também, no modelo anterior sem considerar o preenchimento, no entanto, com intensidades bem diferentes. A principal alteração no sistema se dá por grande parte das tensões serem resistidas pelo elemento diagonal. O modelo com suas respectivas tensões normais é apresentado a seguir, conforme as equações de diagonal dispostas por Holmes (1961).

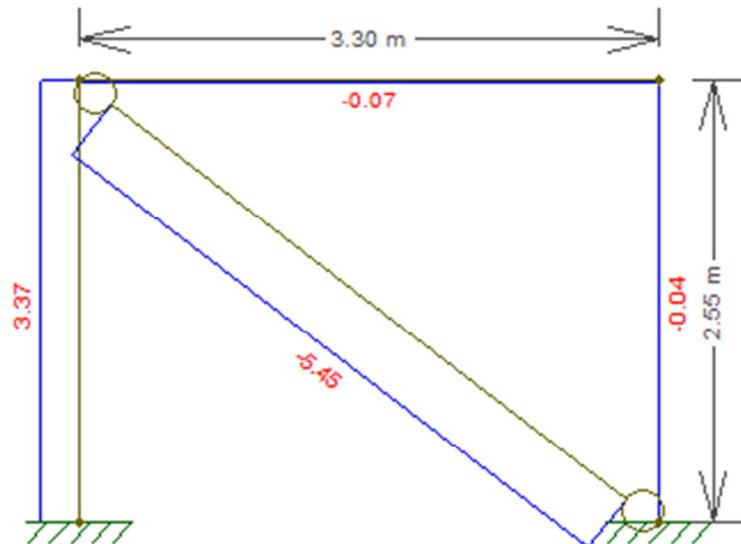


Figura 27: Esforços normais (kN) do pórtico preenchido segundo Holmes (1961)

No diagrama de momento fletor constatou uma significativa redução dos esforços ao inserir a diagonal pelo modelo de Holmes (Figura 28).

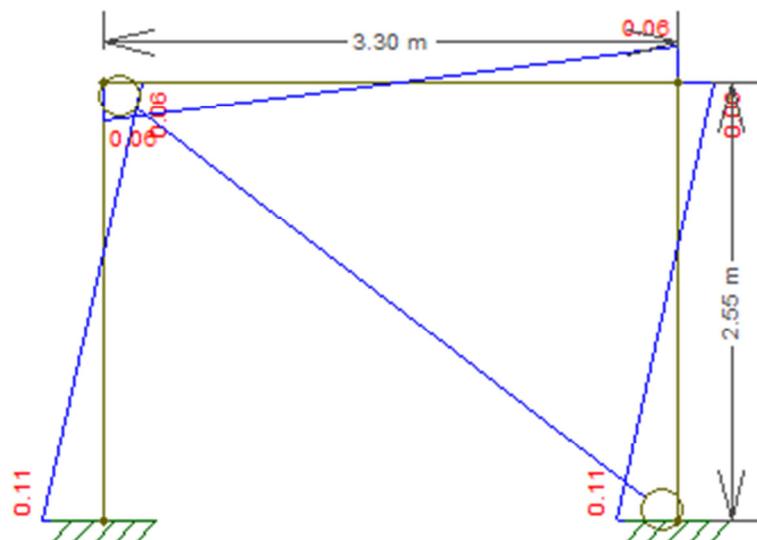


Figura 28: Momento fletor (kN.m) do pórtico preenchido conforme Holmes (1961)

Quanto ao deslocamento, nota-se que houve, também, grande diminuição. No modelo sem considerar o preenchimento, a estrutura deslocou 0,3365 mm, sendo que ao

considerar a alvenaria através do modelo de Holmes (1961) obteve-se 0,0118 mm, um ganho de rigidez maior que 28 vezes.

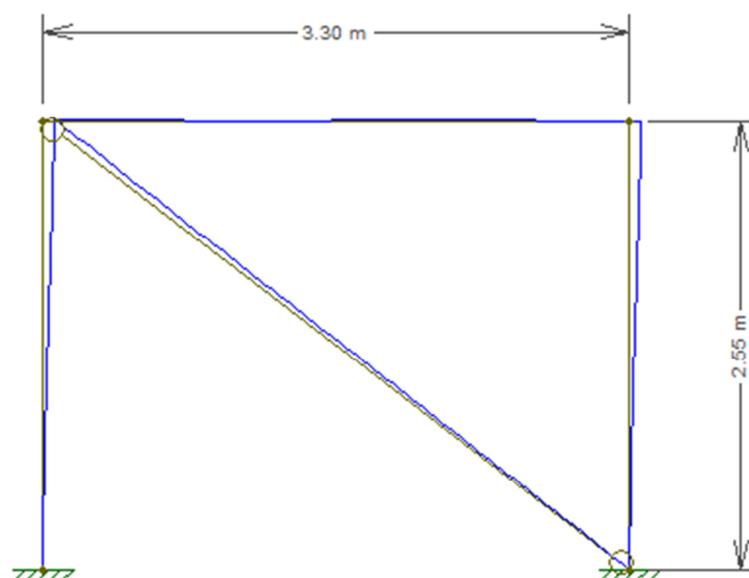


Figura 29: Deslocamento do pórtico considerando a alvenaria

A tabela a seguir apresenta os esforços e deslocamentos para estrutura utilizando os modelos já citados de consideração da alvenaria por diagonal.

Tabela 2: Tabela comparativa de esforços entre diferentes analogias de diagonal equivalente

		Sem diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	NZS 4230 (1990)	Moreira (2002)	ACI 530 (2011)
Largura da Diagonal (cm)		-	181,12	190,16	95,08	128,07	222,29	19,64
Esforços Normais (kN)	Diagonal	-	-5,45	-5,46	-5,34	-5,40	-5,48	-4,55
	Tensão na Diagonal (MPa)	-	0,021	0,021	0,040	0,030	0,018	0,165
	Pilar 1	1,4	3,37	3,37	3,33	3,36	3,38	3,05
	Pilar 2	-1,4	-0,04	-0,04	-0,07	-0,05	-0,03	-0,27
	Viga	-2,2	-0,07	-0,06	-0,11	-0,09	-0,06	-0,42
Momentos Máximos (kN.m)	Pilar 1	3,4	0,11	0,10	0,18	0,14	0,09	0,65
	Pilar 2	3,3	0,11	0,10	0,18	0,14	0,09	0,64
	Viga	2,3	0,06	0,06	0,11	0,09	0,05	0,44
Deslocamento horizontal máximo (mm)		0,3365	0,0118	0,0114	0,0188	0,0151	0,0103	0,0664
Aumento de rigidez		-	28,52x	29,52x	17,90x	22,28x	32,67x	5,07x

Nota-se, através da inserção do elemento em barra diagonal, que houve uma significativa alteração na distribuição de tensões e nos deslocamentos. Os resultados do método de diagonal proposto na CSA S304.1 (2004) estão disponíveis em Drysdale; Hamid; Baker (1999), tanto para o caso com e sem a diagonal equivalente, e conferem com o modelo aqui realizado, portanto, validando-o.

4.7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Ao realizar a análise dos resultados, percebe-se um grande aumento na rigidez do pórtico após inclusão da estrutura de contraventamento que representa a alvenaria. Esse aumento foi de cinco vezes no modelo mais conservador, ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011), até 32 vezes no modelo em que considera maior largura da barra equivalente, Moreira (2002).

Verificando a força de compressão na diagonal de alvenaria percebe-se que o valor não varia de modelo para modelo, porém, o valor da tensão de compressão nos blocos da alvenaria será consideravelmente maior no modelo da norma americana (0,165 MPa) em relação aos outros, visto que, a área comprimida (19,64 x 14 cm) é muito menor que as demais diagonais. Nota-se que no modelo de Moreira (2002) a tensão de compressão no bloco é de apenas 0,018 Mpa, nove vezes menor que o padrão americano.

Com relação aos esforços nos elementos em concreto armado, percebe-se considerável redução na flexão tanto do pilar quanto da viga, com aumento da força normal no pilar 1. Mesmo havendo uma grande variação na largura da diagonal, mais de onze vezes, não houve uma variação tão significativa nos esforços, já que, ambas ficaram bem abaixo do modelo sem considerar o painel de contraventamento. Deve-se ressaltar que no modelo de pórtico de um andar, verificou apenas o aumento da força normal no pilar em que a força horizontal é aplicada. Isso ocorre porque a diagonal comprimida encaminha essa força para a fundação do lado oposto.

O importante a salientar é a redução significativa do deslocamento do pórtico. Nota-se, claramente, que, quando inserida a diagonal, houve um acréscimo de rigidez no pórtico de concreto armado em 28,52 vezes para o método de Holmes (1961), 29,52 para Smith (1962), 17,90 vezes para CSA S304.1 (2004), 22,28 na NZS 4230 (1990), 32,67 para Moreira (2002) e 5,07 para ACI 530 (2011). Com isso, vê-se que o método de Moreira (2002) é o menos conservador e o da norma americana o mais conservador.

Dessa forma, comprova-se a pouca variação na distribuição dos esforços no pórtico, mesmo com significativa alteração da seção da diagonal. Todavia, para seções muito

delgadas há maiores variações nas deformações, evidenciando que a rigidez da estrutura é função da rigidez do painel.

4.8 PÓRTICO DE ESTRUTURA ARTICULADA

Desenvolvendo a mesma estrutura proposta do Drysdale; Hamid; Baker (1999), no entanto, considerando o uso de elementos articulados, com a ligação entre pilar e viga rotulada conforme Figura 30.

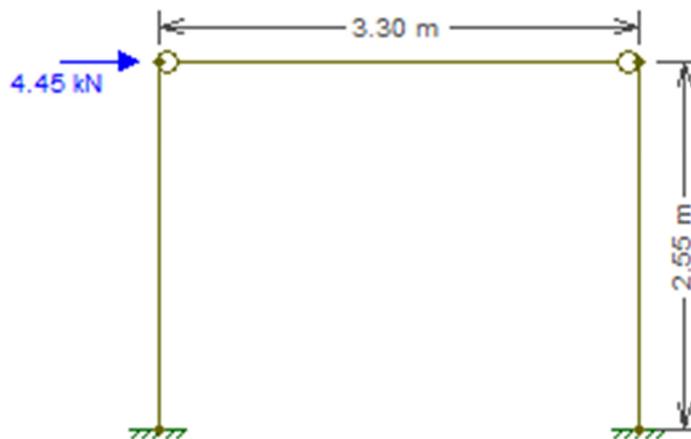


Figura 30: Modelo estrutural para elementos com ligação articulada

Aplicada à força horizontal, constata-se, como a ligação é rotulada, que a viga resiste totalmente à carga e os momentos são resistidos totalmente pelas peças engastadas (Figura 31 e Figura 32).

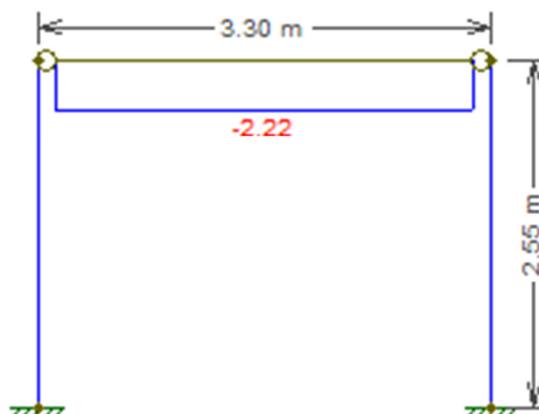


Figura 31: Esforços normais (kN) nos elementos com ligação articulada

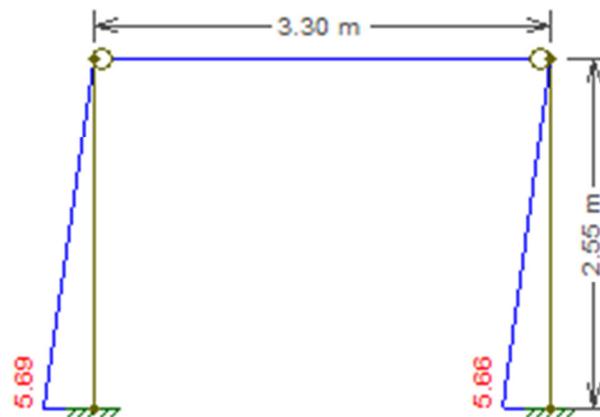


Figura 32: Momento fletor (kN.m) nos elementos com ligação articulada

Para essa estrutura, obteve-se deslocamento máximo no topo de 0,8821 mm (Figura 33), 2,62 vezes maior que o obtido no pórtico de concreto sem a estrutura de contraventamento (0,3365 mm).

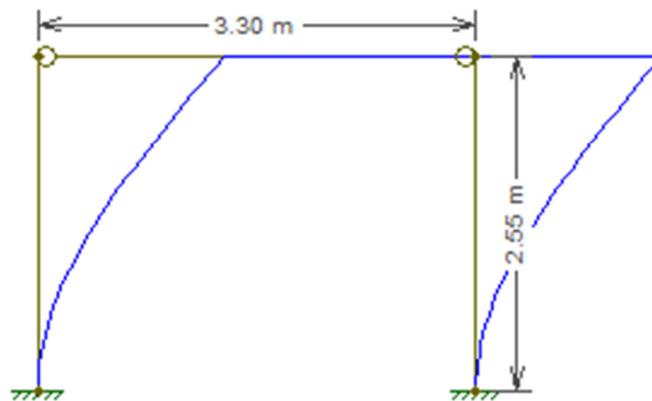


Figura 33: Deslocamento da estrutura com ligação articulada

Acrescentando a diagonal chega-se ao seguinte modelo estrutural:

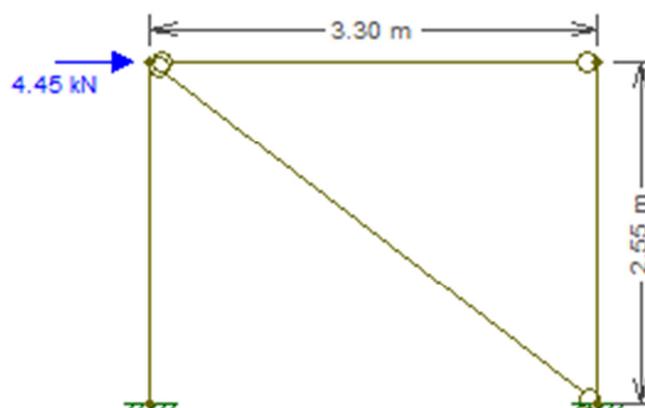
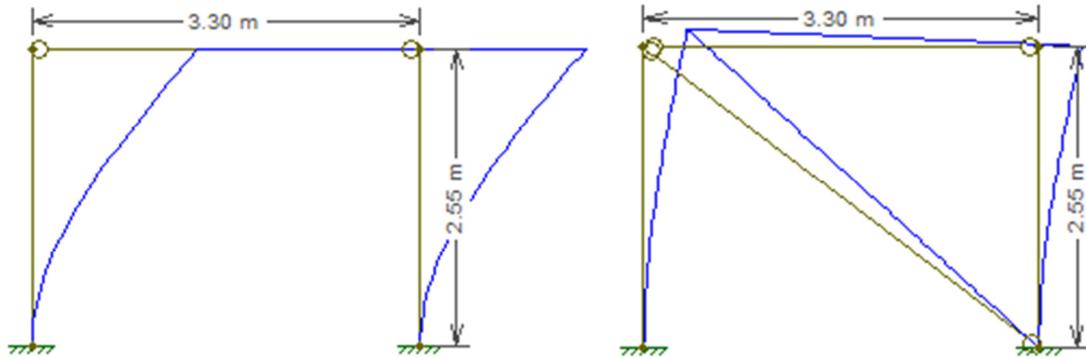


Figura 34: Modelo estrutural com ligação articulada preenchido com alvenaria

Desenvolvendo o modelo nota-se que a estrutura obteve grande aumento de rigidez se comparada com o pórtico sem diagonal. A figura a seguir compara as duas estruturas deslocadas utilizando padrão de deformação do Ftool de 1600.

a) **Sem** a diagonalb) **Com** a diagonal**Figura 35: Deslocamento do pórtico com ligação articulada**

Com a largura da diagonal, conforme os diferentes autores já estudados, realizou-se uma tabela comparativa dos modelos de estrutura rígida e articulada (Tabela 3).

Tabela 3: Tabela comparativa dos esforços entre estruturas rígidas e pré-fabricadas

		Pórtico Rígido						Pórtico Pré-fabricado							
		Sem diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	NZ 4230 (1990)	Moreira (2002)	ACI 530 (2011)	Sem diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	NZ 4230 (1990)	Moreira (2002)	ACI 530 (2011)
Largura da Diagonal (cm)		-	181,12	190,16	95,08	128,07	222,29	19,64	-	181,12	190,16	95,08	128,07	222,29	19,64
Esforços Normais (kN)	Diagonal	-	-5,45	-5,46	-5,34	-5,40	-5,48	-4,55	-	-5,55	-5,55	-5,50	-5,53	-5,56	-5,15
	Tensão na Diagonal (MPa)	-	0,021	0,021	0,040	0,030	0,018	0,165	-	0,022	0,021	0,041	0,031	0,018	0,187
	Pilar 1	1,4	3,37	3,37	3,33	3,36	3,38	3,05	0,00	3,39	3,39	3,36	3,38	3,40	3,15
	Pilar 2	-1,4	-0,04	-0,04	-0,07	-0,05	-0,03	-0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Viga	-2,2	-0,07	-0,06	-0,11	-0,09	-0,06	-0,42	-2,20	-0,03	-0,03	-0,05	-0,04	-0,03	-0,19
Momentos Máximos (kN.m)	Pilar 1	3,4	0,11	0,10	0,18	0,14	0,09	0,65	5,69	0,08	0,07	0,12	0,10	0,09	0,48
	Pilar 2	3,3	0,11	0,10	0,18	0,14	0,09	0,64	5,66	0,08	0,07	0,12	0,10	0,09	0,48
	Viga	2,3	0,06	0,06	0,11	0,09	0,05	0,44	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Deslocamento horizontal máximo (mm)		0,3365	0,0118	0,0114	0,0188	0,0151	0,0103	0,0664	0,8821	0,0119	0,0116	0,0193	0,0153	0,0104	0,0748
Aumento de rigidez		-	28,52	29,52	17,90	22,28	32,67	5,07	-	74,13	76,04	45,70	57,65	84,82	11,79

Assim, como pode concluir, verifica-se que a consideração da diagonal de contraventamento em estruturas articuladas garante um aumento de rigidez muito significativo. No caso mais conservador, ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011), houve um ganho de rigidez no pórtico de 11,79 vezes e no menos conservador, Moreira (2002), um ganho de 84,82 vezes, 8482 %.

Nota-se que a estrutura articulada original apresentava deslocamentos muito superiores ao do pórtico rígido de concreto, todavia, ao inserir a diagonal os valores de esforços e, principalmente, deslocamentos ficaram muito similares. Portanto, a consideração do painel de preenchimento em estruturas articuladas é de real importância, uma vez que, possibilita estruturas mais rígidas com o material de fechamento que normalmente é empregado, que é a alvenaria. Elliott (2002) já confirmava essa situação, descrevendo apenas que a principal desvantagem é a velocidade de construção diferenciada entre os dois sistemas, pórtico pré-fabricado e alvenaria.

4.9 VERIFICAÇÕES DA ALVENARIA

As equações para verificar o suporte do painel de alvenaria baseia-se em Drysdale; Hamid; Baker (1999). Para o modelo simplificado em estudo, supõe que a parede de enchimento resista totalmente à carga lateral e, assim, busca-se determinar a carga máxima de serviço em que o painel de enchimento pode suportar. Adotou-se a tensão admissível da alvenaria (f_m) de 10,4 MPa.

A capacidade de resistência do painel é controlada pela sua resistência ao cisalhamento no centro do painel. Calcula-se essa tensão pela equação a seguir:

$$f_v = 1,5 \cdot \frac{F_h}{A_n}$$

Conforme recomendações do *Masonry Standards Joint Committee* - ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011) - a tensão admissível de cisalhamento f_v , também pode ser calculada pela expressão abaixo:

$$f_v = 37 + \frac{0,45 \cdot (F_v + \frac{W_m}{2})}{A_n}$$

Portanto, igualando as expressões:

$$37 + \frac{0,45 \cdot (F_v + \frac{W_m}{2})}{A_n} = 1,5 \cdot \frac{F_h}{A_n}$$

Como $W_m/2$, representa o peso da metade superior do enchimento parede, para esta alvenaria de 14 cm, com $\gamma_m=1,80 \text{ kN/m}^2$ e dimensões 3,0m de comprimento por 2,4m de altura, obtém:

$$\frac{W_m}{2} = 1,8 \cdot 3,0 \cdot \frac{2,4}{2} = 6,48 \text{ kN}$$

Realizando a comparação entre as dimensões do painel chega-se a uma relação entre componentes de força vertical e horizontal:

$$\frac{3,0}{2,4} = 1,25 \quad F_h = 1,25 \cdot F_v$$

Com relação à seção longitudinal da argamassa de revestimento do painel, supondo espessura de 25 milímetros, distribuída nas duas faces da alvenaria ao longo de todo o painel:

$$A_n = 2 \times 0,025 \times 3,0 = 0,15 \text{ m}^2$$

Resolvendo a equação comparativa entre as tensões de cisalhamento, a força horizontal é de:

$$37 \cdot (0,15) + 0,45 \cdot \frac{F_h}{1,25} + 2,92 = 1,5 \cdot F_h$$

$$F_h = 7,43 \text{ kN}$$

Portanto, a carga máxima lateral que pode ser resistida é 7,43 kN, maior que 4,45 kN aplicada no modelo.

Com base na mesma normalização internacional, verificou-se a tensão de compressão na alvenaria, conforme equação a seguir:

$$P = \sqrt{(F_h)^2 + (0,5 \cdot F_h)^2} = \sqrt{(7,43)^2 + (3,72)^2} = 8,31 \text{ kN}$$

Com a largura da diagonal equivalente, já calculada anteriormente, acha-se o esforço na diagonal:

$$\frac{8,31}{2 \times 0,025 \times 0,951} = 174,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,17476 \text{ MPa}$$

Assim, como o esforço é muito inferior à tensão admissível da alvenaria (f_m), garante-se a ausência de locais de esmagamento nas extremidades do pórtico em contato com a diagonal e não irá ocorrer flambagem do painel para essa força horizontal.

5. ANÁLISE COMPARATIVA: Experimental com teórica

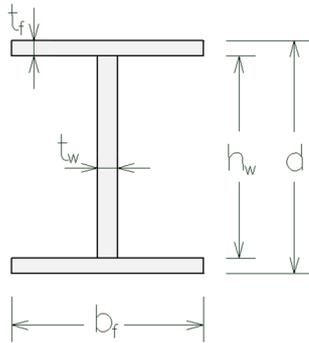
Através de ensaios desenvolvidos por Alvarenga (2002), busca-se, neste capítulo, comparar simultaneamente diferentes métodos numéricos com resultados experimentais. Para isso, serão considerados os métodos de Holmes (1961), Smith (1962), CSA S304.1 (2004) e Moreira (2002), a fim de constatar o modelo que mais se aproxima dos valores experimentais e o possível ganho de rigidez com a inclusão da parede de preenchimento em pórticos.

5.1 CARACTERÍSTICAS DOS PÓRTICOS E PAINÉIS ENSAIADOS

Os ensaios a serem comparados com os modelos teóricos foram desenvolvidos por Alvarenga (2002), que avaliou experimentalmente o comportamento de pórticos de aço de perfis I soldados, preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. Os pórticos trabalhavam em regime elástico, enquanto a alvenaria foi ensaiada até o colapso, a fim de obter o seu modo de ruptura. Nas interfaces pórtico-painel o autor utilizou ferros-cabelo, na forma de estribos, soldados à mesa dos pilares, ou apenas argamassa polimérica, tipo colante. Na interface painel-fundo de viga, executou-se o encunhamento com argamassa no traço em volume 1:3 de cimento e areia, além de um aditivo expensor para argamassa de encunhamento na proporção de 1% sobre o peso de cimento. A espessura do encunhamento foi de 3 cm, conforme recomendação do fabricante. Os blocos utilizados na confecção dos painéis possuíam dimensões de 600 x 300 x 150 mm. As ligações viga-pilar foram feitas através de cantoneiras parafusadas que simularam as ligações semi-rígidas.

As dimensões da seção transversal dos elementos de vigas e pilares são apresentadas a seguir:

- Altura da alma: $h_w = 204$ mm;
- Espessura da alma: $t_w = 6,3$ mm;



- Largura da mesa: $b_f = 200$ mm;
- Espessura da mesa: $t_f = 8$ mm.

Para determinar as propriedades das barras diagonais, que substituirão os painéis de contraventamento do pórtico, apresentam-se demais propriedades dos materiais empregados no modelo obtidos no ensaio, assim como do conjunto

pórtico/painel.

- **Alvenaria:**

- Blocos de concreto celular autoclavado;
- Espessura: $t = 150$ mm;
- Módulo de elasticidade: $E_{\text{painel}} = 14.000$ MPa;
- Coeficiente de Poisson da alvenaria: 0,15.

- **Pórtico:**

- Perfil I de aço ASTM A36;
- Módulo de elasticidade: 205.000 MPa;
- Área: $A_p = A_v = 4485,2$ mm²;
- Momento de inércia dos pilares e vigas: $I_p = I_v = 1.067,107$ mm⁴.

A imagem do pórtico ensaiado e o croqui do conjunto para desenvolver o experimento estão a seguir:



Figura 36: Pórtico metálico Tipo I ensaiado por Alvarenga (2002)

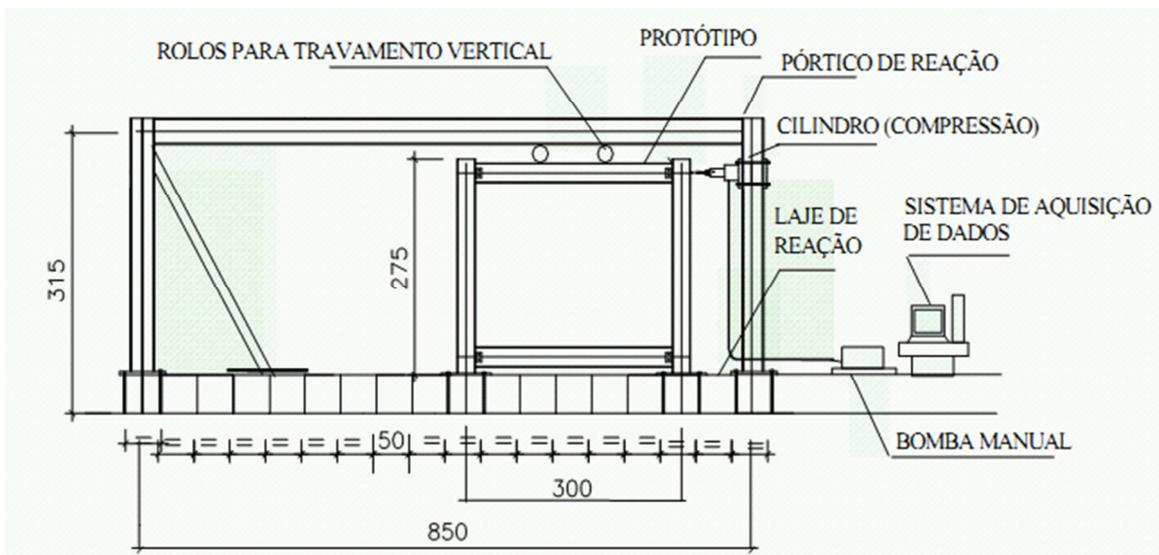


Figura 37: Croqui do conjunto protótipo-pórtico de reação desenvolvido por Alvarenga (2002)

5.2 PROTÓTIPO I

O primeiro pórtico ensaiado por Alvarenga (2002) tem dimensões do painel de alvenaria de 2,78 x 2,13 m, conforme Figura 38.

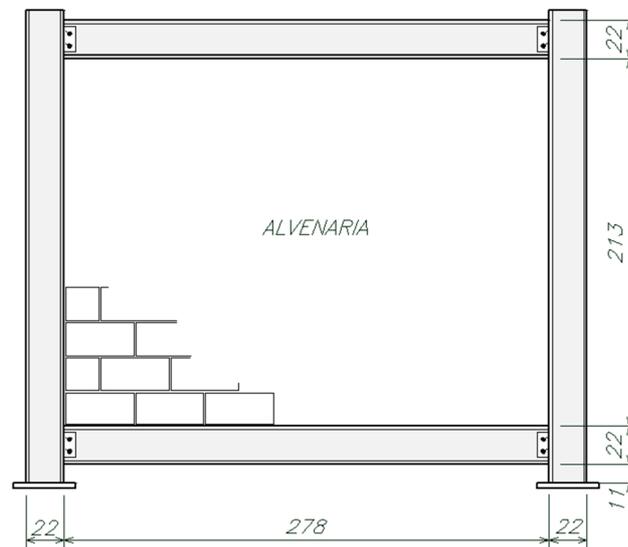


Figura 38: Protótipo I desenvolvido por Alvarenga (2002)

Com as características dos elementos, calculou-se a diagonal equivalente segundo os diferentes modelos, com base na revisão bibliográfica. Os valores da largura da diagonal são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 4: Largura da diagonal equivalente para Protótipo I

	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)
Largura da Diagonal (cm)	165,1	114,83	57,41	16,97

O modelo no Ftool (Figura 39) foi desenvolvido para analisar o deslocamento do pórtico e compará-lo com os valores de ensaio. As forças aplicadas horizontalmente foram de 50, 100, 150 e 200 kN.

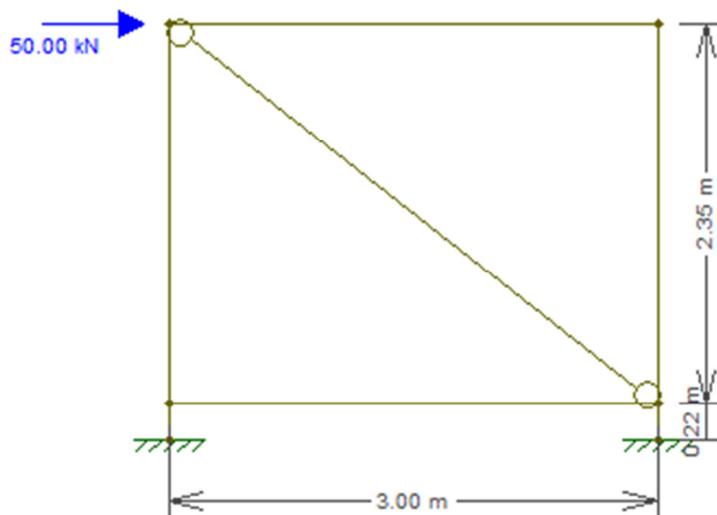


Figura 39: Modelo estrutural do pórtico desenvolvido no Ftool

No ensaio da primeira tipologia de pórtico, para a força de 50 kN, o deslocamento médio nos seis ensaios de pórtico preenchido realizados por Alvarenga foi de 1,60 mm, enquanto para o pórtico sem preenchimento foi de 20,26 mm. Para o modelo teórico, obteve-se o deslocamento para cada método de cálculo da diagonal equivalente, conforme Tabela 5.

Tabela 5: Deslocamento do Protótipo I com e sem considerar o contraventamento

Força (kN)	Deslocamento (mm)				
	Sem Diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)
50	22,60	0,23	0,27	0,39	0,98
100	45,27	0,46	0,53	0,79	1,97
150	67,91	0,69	0,83	1,19	2,95
200	90,55	0,92	1,07	1,58	3,93

Nota-se que o método que melhor se adequou ao ensaio foi o desenvolvido por Moreira (2002). Uma peculiaridade desse método é que há grande influência do módulo de elasticidade do material do pórtico, sendo inversamente proporcional a largura da diagonal de contraventamento. Assim, quanto maior o módulo de elasticidade, menor a largura da diagonal. O contrário ocorre nos modelos de Smith (1962) e CSA S304.1 (2004), que é diretamente proporcional e sua influência é a raiz a quarta do valor. Se realizar esse mesmo pórtico, no entanto, em concreto armado, que possui o módulo de elasticidade menor que o do aço, a largura da diagonal para o método de Moreira apresentaria valores bem elevados, próximos a 170 cm. O gráfico comparando o deslocamento com a força aplicada nos

diferentes modelos de consideração e sem considerar o painel e o resultado dos ensaios do pórtico estão nas figuras a seguir:

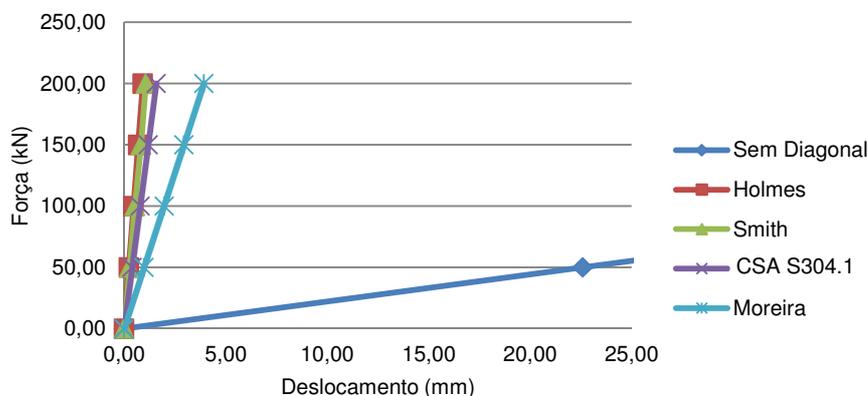


Figura 40: Diagrama força-deslocamento do protótipo I utilizando métodos teóricos

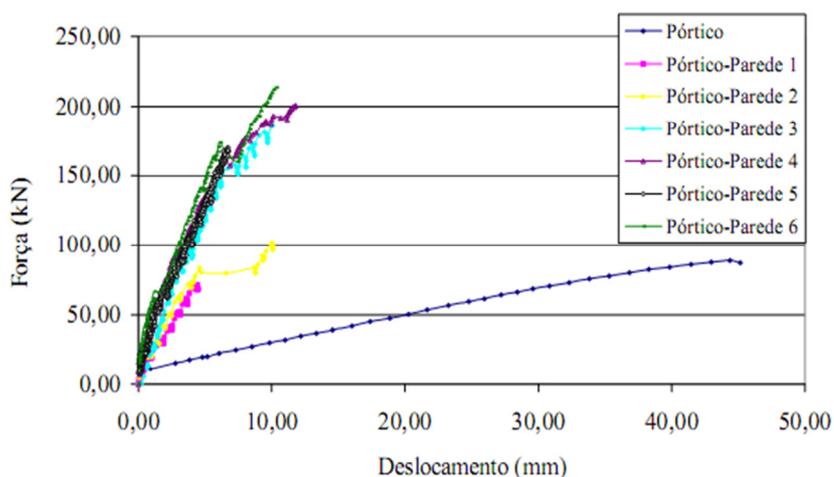


Figura 41: Diagrama força-deslocamento do protótipo I conforme ensaio de Alvarenga (2002)

As características dos pórticos preenchidos, como argamassa para união dos blocos e material utilizado na interface pórtico/painel, são apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 6: Características dos pórticos preenchidos ensaiados por Alvarenga (2002)

Pórtico-Parede	Argamassa	Interface
1	1:3:7,5 cimento, cal e areia	Ferros-cabelo
2	1:3:7,5 cimento, cal e areia	Ferros-cabelo
3	Ciment-cola	Ferros-cabelo
4	Ciment-cola	Ferros-cabelo
5	Ciment-cola	Arg. Ciment-cola
6	Ciment-cola	Arg. Ciment-cola

Nota-se que os deslocamentos apresentados no modelo teórico são menores que o do pórtico ensaiado. No experimento, com acréscimo de força horizontal, aumenta-se consideravelmente o deslocamento da estrutura, enquanto no modelo teórico isso não ocorre. Esta situação pode ser explicada por Oliveira (1995), em que à medida que as forças horizontais aplicadas crescem de intensidade, dá-se a separação entre a parede e a estrutura reticulada ao longo dos cantos tracionados. Dessa forma, diminui-se a área de contato com o pórtico e, assim, reduz a distribuição dos esforços. Para a força horizontal de 50 kN, ao considerar o painel no preenchimento do pórtico, houve acréscimo de resistência de 12 vezes, enquanto no método de Moreira obteve-se 16 vezes.

Ainda Oliveira (1995) menciona que os valores experimentais que quantificam este aumento são muito dispersos, dependendo dos materiais utilizados na execução das paredes e das características do pórtico, entre outros fatores.

5.3 PÓRTICO II

Neste pórtico o comprimento do painel aumentou para 4,78 m, o suficiente para compará-lo com pórticos de menores dimensões. A altura se manteve em 2,13 m.

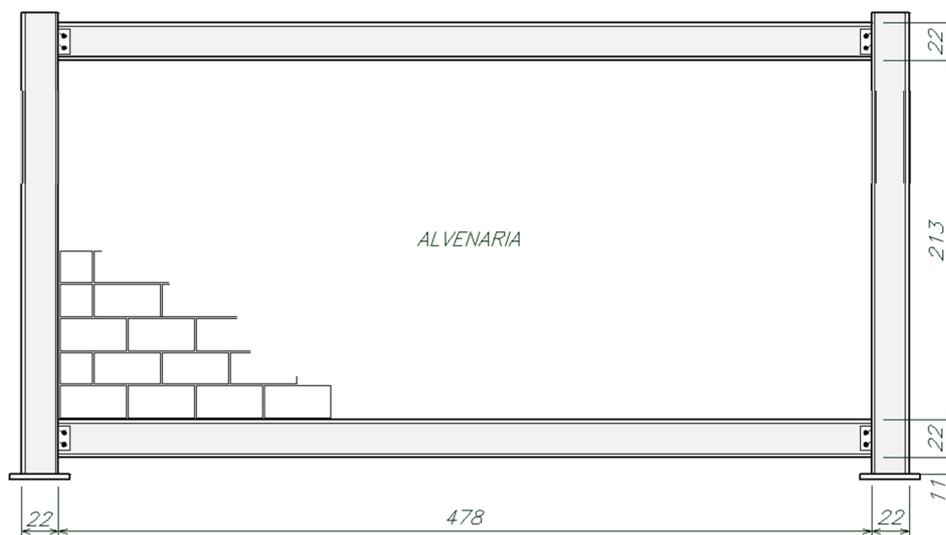


Figura 42: Protótipo II desenvolvido por Alvarenga (2002)

Igualmente ao protótipo anterior, com os respectivos dados dos elementos, foram calculadas as larguras da diagonal de contraventamento. Os resultados são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: Largura da diagonal equivalente para o Protótipo II

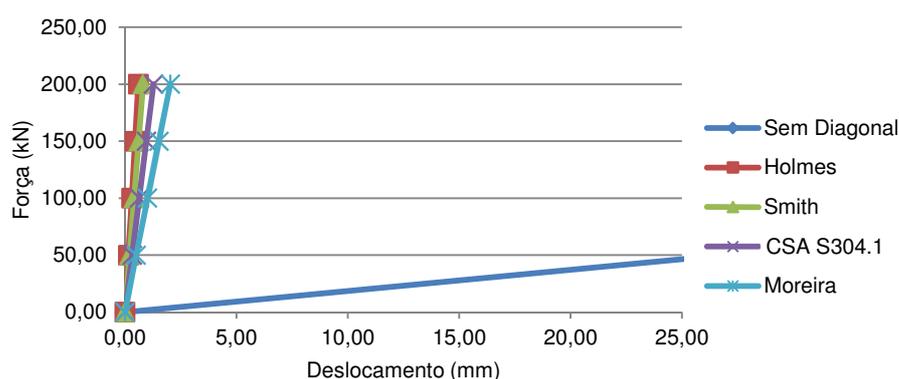
	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)
Largura da Diagonal (cm)	246,70	137,28	68,64	38,19

Com os modelos considerando as distintas larguras da diagonal que substitui o efeito do enchimento da alvenaria, variando as forças horizontais através do F_{tool} , obteve-se a tabela de deslocamento a seguir:

Tabela 8: Deslocamento do Protótipo II com e sem considerar o contraventamento

Força (kN)	Deslocamento (mm)				
	Sem Diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)
50	26,94	0,15	0,20	0,32	0,50
100	53,88	0,30	0,40	0,64	1,01
150	80,82	0,45	0,61	0,96	1,52
200	107,80	0,60	0,81	1,28	2,03

Realizando o diagrama (Figura 43) nota-se que o pórtico com maior comprimento, e, assim, diagonal com menor inclinação, apresenta menores deslocamentos do que o pórtico com painel de pequeno comprimento. Mesmo nos ensaios, o protótipo II sem considerar o preenchimento, apresentava deslocamentos maiores do que o protótipo I. Todavia, ao preenchê-lo, obteve-se deslocamentos menores que o primeiro pórtico.

**Figura 43: Diagrama força-deslocamento do protótipo II utilizando métodos teóricos**

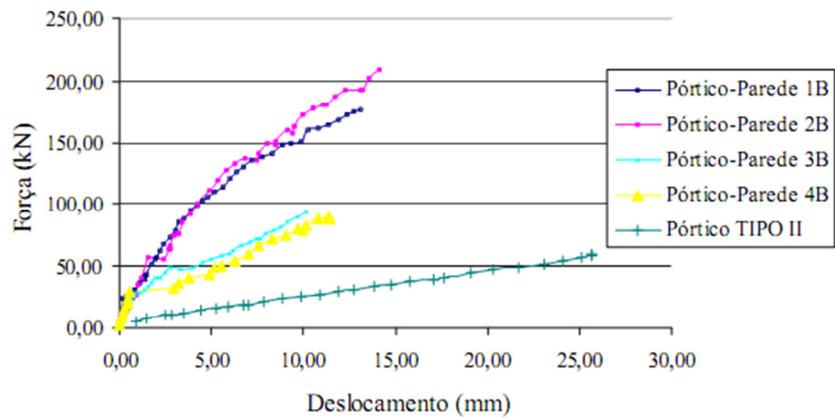


Figura 44: Diagrama força-deslocamento do protótipo II conforme ensaio de Alvarenga (2002)

O preenchimento de todos os pórticos, Pórtico-parede 1B até 4B, foi realizado com argamassa ciment-cola, tanto para unir blocos quanto na interface pórtico/painel.

Com base nos gráficos apresentados, o modelo que mais se aproximou do ensaiado por Alvarenga (2002) foi o modelo de Moreira (2002).

5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Reunindo os valores encontrados nas análises aqui desenvolvidas, pode-se concluir que, como comprovado anteriormente, a alvenaria oferece significativo aumento na rigidez da estrutura. Verifica-se que os resultados com a largura da diagonal equivalente prevista teoricamente se aproximam para cargas horizontais pequenas, como a ação de ventos, especialmente para situações de serviço. No entanto, constata-se que os métodos teóricos analisados levam a resultados dispersos e muitas vezes indicam enrijecimentos maiores que os obtidos em ensaios, desta forma, contra a segurança. Ainda resta um maior número de ensaios para verificar as situações que melhor se adéquam para cada sistema, talvez, adotando parâmetros diferentes para situações distintas como para pórticos de aço ou de concreto armado. O modelo proposto por Moreira (2002) apresenta grande influência do módulo de elasticidade do pórtico, sendo o método mais conservador para pórticos de aço e o menos conservador para pórticos de concreto.

Conclui-se, com base nos gráficos força-deslocamento da Figura 43 e 44, que para o caso em estudo, o método simplificado aproxima-se do experimental para forças relativamente pequenas, na fase anterior ao aparecimento de fissuras e eventual descolamento da interface alvenaria/pórtico. Nessa situação, o grande aumento de rigidez indicado pelos modelos teóricos é verificado em modelos experimentais. Com o aumento

dos esforços e eventual fissuração e descolamento da interface, os modelos dispersam dos resultados obtidos experimentalmente.

6. PÓRTICO COM MULTIPLoS PAVIMENTOS

Neste capítulo, realizou-se a análise de pórticos preenchidos de dois, quatro, oito e doze pavimentos comparando-os com modelos sem preenchimento e, posteriormente, considerando o painel como um todo. Para isso, primeiramente, modelou o pórtico simples, proposto em Drysdale; Hamid; Baker (1999), utilizado no capítulo quatro, analisando os resultados de alguns modelos de diagonal de contraventamento com a modelagem simples do painel através do programa SAP2000. Realizaram, novamente, os modelos com diagonal no SAP2000 com o objetivo de aferir os resultados com o Ftool.

6.1 ANÁLISE COMPARATIVA

O pórtico analisado inicialmente possui as seguintes dimensões: 2700 mm de altura, 3600 mm de comprimento e seções das vigas e pilares de 300x300mm (Figura 45). A força horizontal aplicada foi de 4,45 kN, para representar a força do vento. O programa empregado para a análise do pórtico foi o SAP2000, versão 14. Foram realizados vários modelos, variando-se as propriedades da diagonal comprimida, considerando as propostas relatadas na literatura.

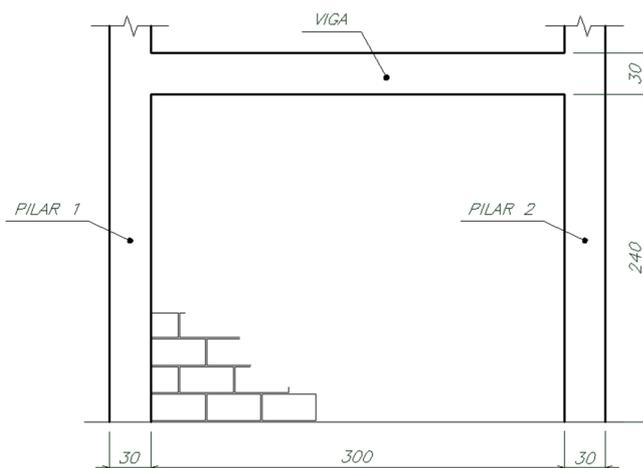


Figura 45: Pórtico desenvolvido por Drysdale; Hamid; Baker (1999)

Com a largura das diagonais já calculadas, conforme capítulo quatro, desenvolveram os modelos computacionais no SAP2000 e os resultados são apresentados na tabela a seguir:

	Sem diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)	Com Painei
Largura da Diagonal (cm)	-	181,12	190,16	95,08	222,29	-
Deslocamentos máximos (mm)	0,3551	0,0119	0,0116	0,0191	0,0111	0,0093

Tabela 9: Comparativo de esforços e deslocamentos entre pórticos com e sem preenchimento desenvolvidos no SAP2000

		Sem diagonal	Holmes (1961)	Smith (1962)	CSA S304.1 (2004)	Moreira (2002)	Com Painei
Largura da Diagonal (cm)		-	181,12	190,16	95,08	222,29	-
Tensões Normais (kN)	Diagonal	-	-5,52	-5,53	-5,40	-5,53	-
	Pilar 1	1,42	3,41	3,42	3,37	3,42	3,01
	Pilar 2	-1,42	-0,04	-0,04	-0,07	-0,04	-2,98
	Viga	-2,24	-0,06	-0,06	-0,11	-0,06	-3,98
Momentos Máximos (kN.m)	Pilar 1	3,41	0,10	0,10	0,18	0,10	0,34
	Pilar 2	3,38	0,10	0,10	0,17	0,10	0,36
	Viga	2,35	0,07	0,06	0,11	0,06	0,10
Deslocamentos máximos (mm)		0,3551	0,0119	0,0116	0,0191	0,0111	0,0093

Com base nos resultados, constatou-se que os modelos de barra diagonal desenvolvidos no Ftool obtiveram valores muito próximos dos desenvolvidos no SAP2000. O significativo aumento de rigidez da estrutura e a distribuição de tensões com a diagonal foi constatada.

O diagrama dos esforços no modelo sem diagonal, com diagonal e com painel são apresentados a seguir.

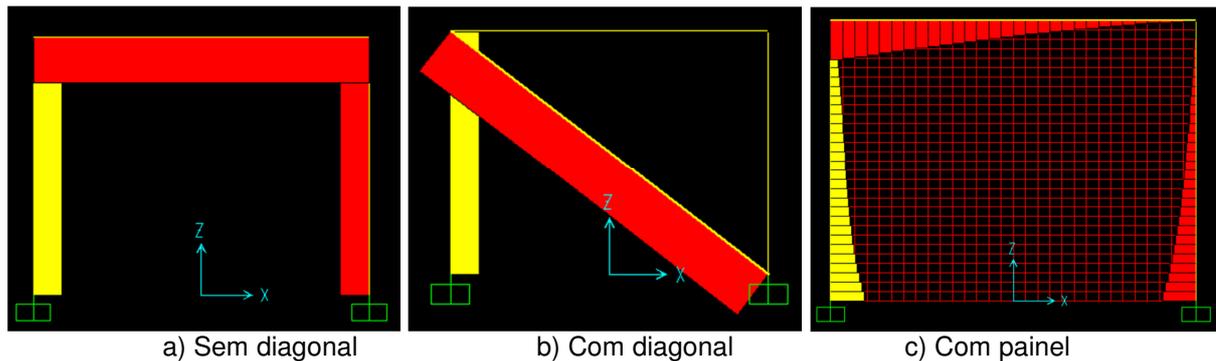


Figura 46: Tensões normais no pórtico simplificado

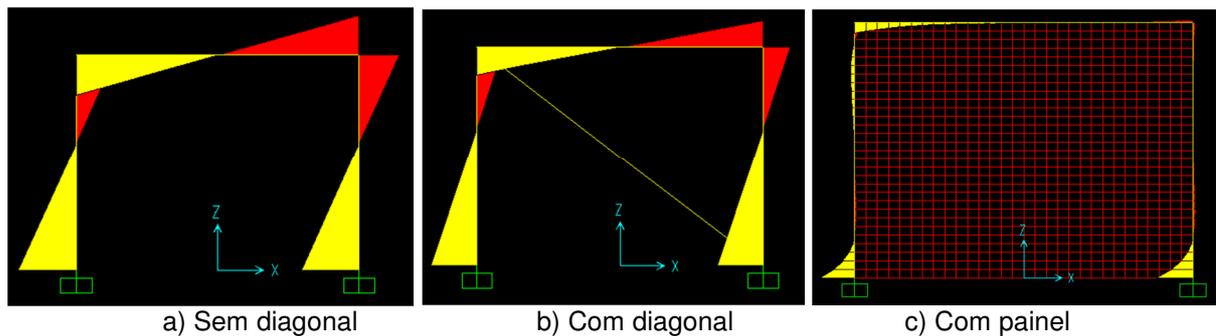


Figura 47: Momento fletor no pórtico simplificado

Com os resultados dos deslocamentos e esforços, notou-se que o modelo de diagonal que melhor se comparou aos valores obtidos no pórtico com o painel homogeneizado foi o método de Moreira (2002). Ocorre uma variação nas tensões normais, visto que, o modelo de diagonal transmite os esforços diretamente na base do modelo, não transferindo para o pilar 2. Já no modelo com diagonais, os esforços são transmitidos gradativamente.

Em relação aos esforços axiais no modelo com painel (Figura 48), obteve-se tração na extremidade inferior à face onde foi aplicado o carregamento (pilar 1). Já na diagonal evidência a existência de compressão.

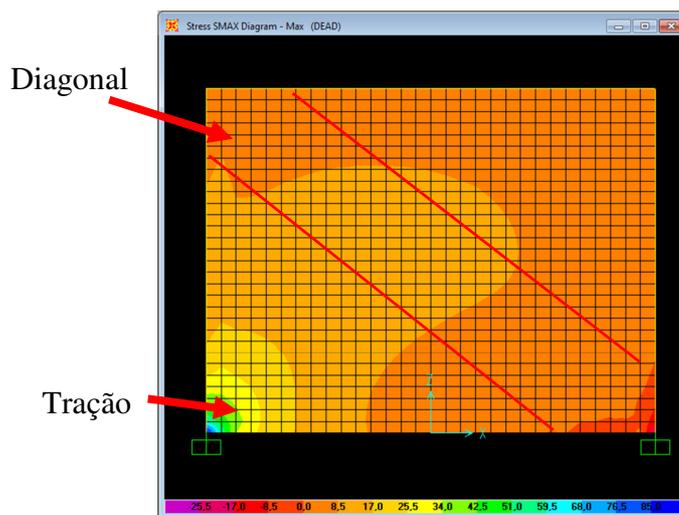


Figura 48: Esforços axiais máximos do painel

6.2 PÓRTICOS PREENCHIDOS

Com a finalidade de refinar a análise da transmissão dos esforços nos pórticos preenchidos, realizaram-se modelos com o pórtico simplificado para dois, quatro, oito e doze pavimentos. Nesses modelos aplicaram apenas ações horizontais, desprezando o peso próprio dos elementos para enfatizar a transmissão de esforços horizontais. No estudo, utilizou apenas a força de 4,45 kN aplicada no topo do pórtico, conforme protótipo inicial proposto. Os modelos adotados são: sem diagonal, com diagonal segundo o método de Moreira (2002) e com painel.

6.2.1 PÓRTICO DE DOIS PAVIMENTOS

Iniciou-se o estudo com a análise do pórtico de dois pavimentos, primeiramente, sem considerar o preenchimento. Posteriormente, considerou a diagonal equivalente substituindo a alvenaria e, em seguida, com o painel homogêneo. O resultado do deslocamento para cada um dos pavimentos, obtido com o auxílio do SAP2000, são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento

Pavimento	Deslocamento (mm)		
	S/ Diagonal	C/ Diagonal	Painel
0	0,000	0,000	0,000
1	0,460	0,014	0,010
2	1,086	0,042	0,025

Notou-se que, quando considerada a diagonal, conforme Moreira (2002), houve um aumento de rigidez do pórtico em 25,86 vezes, se comparado com o modelo sem o contraventamento, enquanto que no modelo com o painel homogêneo houve acréscimo de rigidez de 43,44 vezes. A comparação entre os modelos para cada pavimento é apresentada no diagrama a seguir.

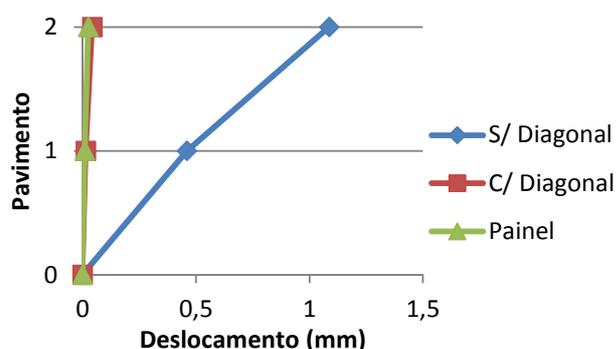


Figura 49: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 2 pavimentos

Na distribuição dos carregamentos, notou-se que no modelo com painel houve uma maior distribuição dos esforços normais e momentos fletores ao longo da estrutura. Quanto no modelo com o contraventamento, a diagonal resiste à grande parte dos carregamentos, transmitindo seus esforços apenas na base dos pilares. Constatou-se, também, que o carregamento nos pilares à esquerda são maiores do que os da direita, visto que, a ação da força horizontal é transmitida para o pilar da seção vertical inferior. Além disso, foi observado que há uma tendência em uniformizar o carregamento na base da estrutura, tanto nos esforços normais quanto nos momentos fletores (Tabela 11 e 12).

Tabela 11: Tensões normais e momentos fletores do piso superior do modelo de dois pavimentos

		Sem diagonal	Com diagonal	Com painel
Tensões Normais (kN)	Diagonal	-	-5,51	-
	Pilar 1	1,87	3,41	2,38
	Pilar 2	-1,87	0,00	-2,22
	Viga	-2,22	0,00	3,56
Momentos Máximos (kN.m)	Pilar 1	2,56	0,09	0,01
	Pilar 2	3,12	0,04	0,01
	Viga	3,12	0,07	0,1

Tabela 12: Tensões normais e momentos fletores do piso inferior do modelo de dois pavimentos

		Sem diagonal	Com diagonal	Com painel
Tensões Normais (kN)	Diagonal	-	-5,45	-
	Pilar 1	4,56	6,80	6,20
	Pilar 2	-4,56	-3,46	-6,20
	Viga	0,00	0,00	0,00
Momentos Máximos (kN.m)	Pilar 1	3,83	0,09	0,30
	Pilar 2	3,83	0,18	0,31
	Viga	2,55	0,09	0,00

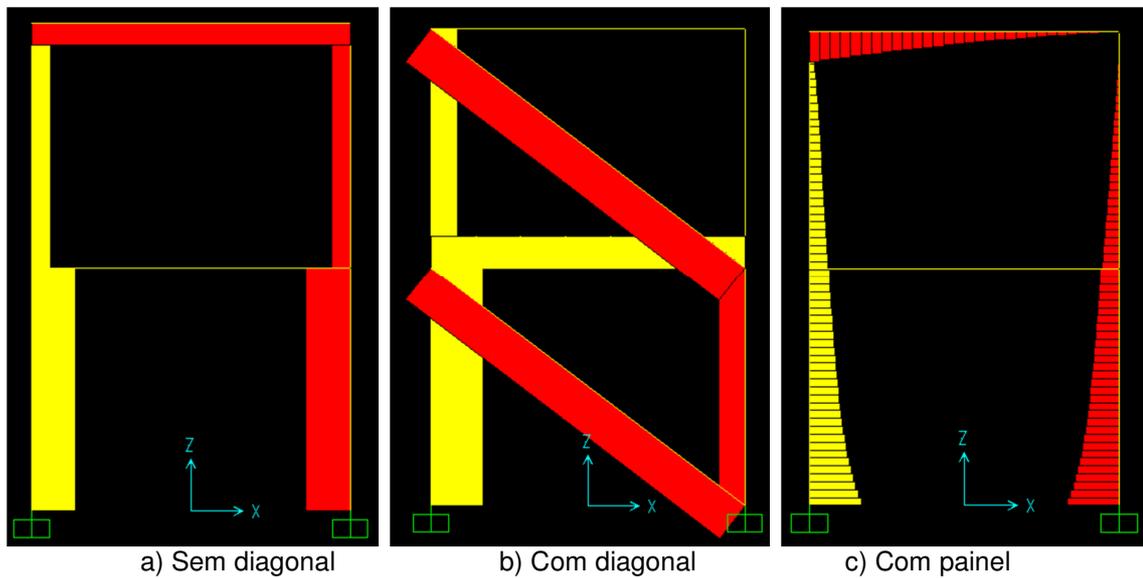


Figura 50: Tensões normais no pórtico simplificado

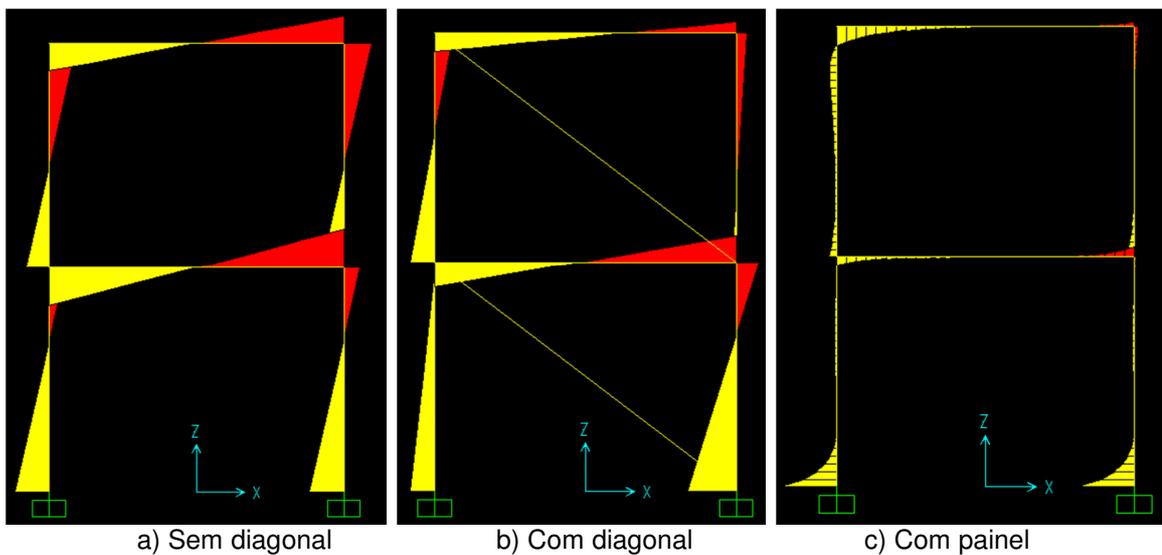


Figura 51: Momento fletor no pórtico simplificado

Novamente, como no modelo simplificado, observou-se que o canto inferior esquerdo da alvenaria está tracionado, o que comprova a ocorrência de destacamento dessa face.

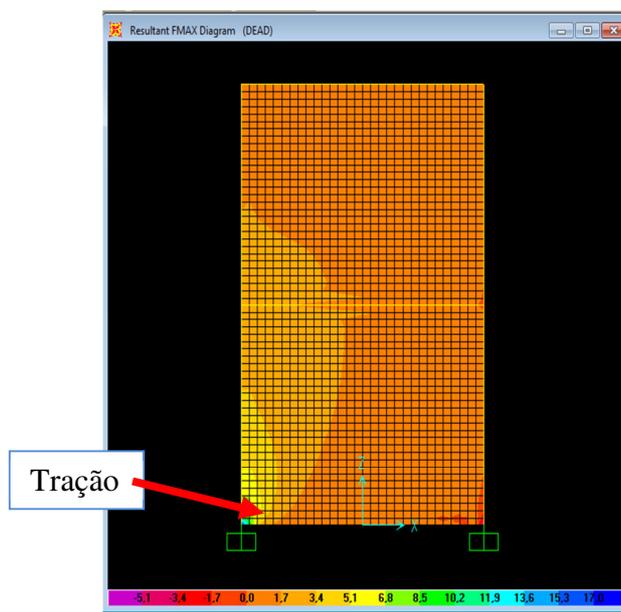


Figura 52: Esforços axiais máximos do painel

6.2.2 PÓRTICO DE QUATRO PAVIMENTOS

Para pórticos com mais pavimentos ocorre o mesmo acréscimo de rigidez na estrutura e igual distribuição de esforços. Com a inserção da diagonal equivalente aumenta a rigidez do pórtico em 13,51 vezes; já a utilização do pórtico com painel homogêneo possibilitou um acréscimo de rigidez de 22,41 vezes. O comparativo dos deslocamentos por pavimento é encontrado na Tabela 13.

Tabela 13: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento

Pavimento	Deslocamento (mm)		
	S/ Diagonal	C/ Diagonal	Painel
0	0,000	0,000	0,000
1	0,486	0,021	0,015
2	1,273	0,071	0,044
3	2,100	0,136	0,081
4	2,824	0,209	0,126

O diagrama a seguir apresenta mais claramente a diferença de rigidez dos pavimentos quanto aos diferentes modelos de pórticos estudados.

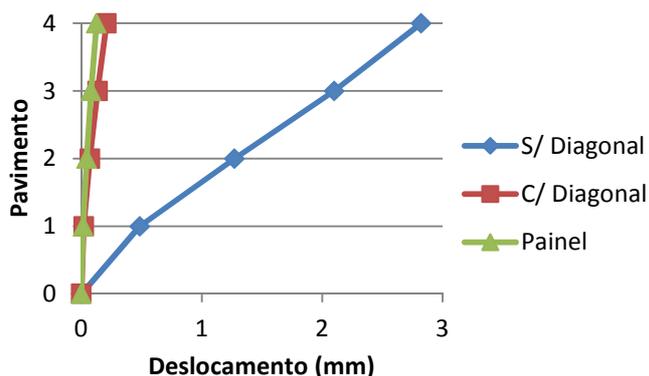


Figura 53: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 4 pavimentos

6.2.3 PÓRTICO DE OITO PAVIMENTOS

Quanto ao pórtico com oito pavimentos, houve acréscimo de rigidez de 5,27 vezes para o modelo com a diagonal e de 8,35 vezes para o modelo o qual considera o painel como um todo. A tabela e o diagrama comparativo dos deslocamentos por pavimento são apresentados a seguir.

Tabela 14: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento

Pavimento	Deslocamento (mm)		
	S/ Diagonal	C/ Diagonal	Painel
0	0,000	0,000	0,000
1	0,501	0,036	0,025
2	1,335	0,129	0,083
3	2,257	0,267	0,170
4	3,221	0,441	0,279
5	4,216	0,644	0,406
6	5,230	0,868	0,548
7	6,240	1,107	0,698
8	7,139	1,354	0,855

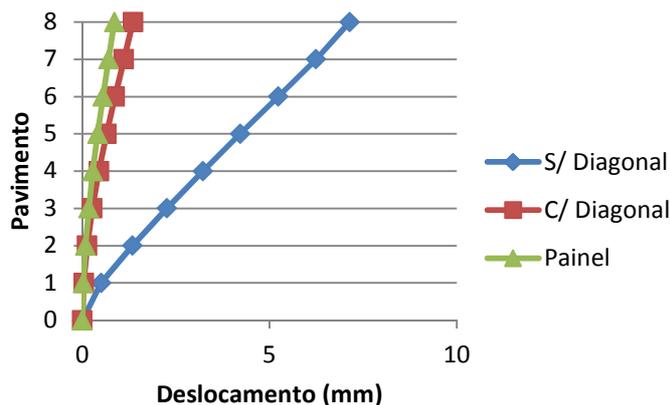


Figura 54: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 8 pavimentos

6.2.4 PÓRTICO DE DOZE PAVIMENTOS

Neste pórtico de maior altura, houve um acréscimo de rigidez de 3,06 vezes no modelo com a diagonal equivalente, proposto por Moreira (2002), e acréscimo 4,79 vezes no modelo com painel homogêneo. A tabela comparativa de valores e o diagrama com a relação dos deslocamentos é apresentado a seguir.

Tabela 15: Comparativo do deslocamento dos pavimentos com e sem a alvenaria de contraventamento

Pavimento	Deslocamento (mm)		
	S/ Diagonal	C/ Diagonal	Painel
0	0,000	0,000	0,000
1	0,515	0,050	0,035
2	1,393	0,187	0,123
3	2,387	0,398	0,258
4	3,454	0,672	0,434
5	4,580	1,006	0,646
6	5,756	1,391	0,891
7	6,976	1,818	1,164
8	8,233	2,282	1,459
9	9,518	2,775	1,773
10	10,822	3,290	2,101
11	12,122	3,819	2,437
12	13,312	4,356	2,781

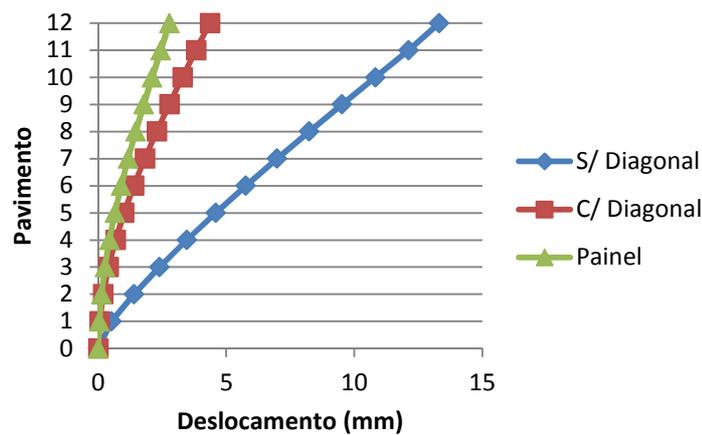


Figura 55: Diagrama força-deslocamento do pórtico com 12 pavimentos

Foi verificado que, conforme aumentou a altura do pórtico, diminuiu o acréscimo de rigidez proporcionado pela alvenaria, contraventando a estrutura. Quanto ao comportamento do painel, a extremidade inferior da face onde é aplicado o carregamento continuou sendo tracionado, não importando a altura do pórtico.

6.3 RESULTADOS COMPARATIVOS

Ao analisar os pórticos desenvolvidos no SAP2000 verificou-se que o modelo considerando o painel como um todo apresenta maior rigidez quando comparado aos modelos com a diagonal equivalente. Como não houve a modelagem correta da região de contorno, nem dos componentes do painel isoladamente, há diferenciação com o modelo real. Assim, se verificar junto a ensaios, pode-se dizer que o modelo com painel representa a alvenaria de preenchimento até o momento que inicia a fissuração do painel. Posteriormente, a utilização de diagonais é mais fidedigna ao comportamento da alvenaria, por haver um destacamento do painel do pórtico. Para possibilitar o entendimento da distribuição dos esforços na alvenaria, e, assim, melhor dimensioná-la, necessita a realização do modelo com o painel.

Quanto às tensões, o preenchimento altera toda a distribuição de esforços. Com o modelo de painel grande parte das tensões foram distribuídas gradativamente ao longo dos elementos, enquanto que com o modelo da diagonal a carga foi transferida somente na parte inferior do pilar. Todavia, tanto o modelo com diagonal como o de painel homogêneo, apresentaram reações de apoio e momentos fletores dos elementos muito próximos.

7. ANÁLISE DE EDIFÍCIO REAL

Com base nos estudos realizados, modelou-se um edifício real de 22 pavimentos, executado em concreto armado, o edifício Helena, considerando e sem considerar a alvenaria de preenchimento no contraventamento às ações laterais devido ao vento. Conforme recomendações da literatura técnica, adotou-se o modelo de diagonais comprimidas. Inicialmente, apresentou o estudo de um pórtico simples, teórico, com dados e resultados disponíveis na literatura especializada. Esse modelo foi utilizado para validação dos resultados do programa empregado para a modelagem, o TQS em relação ao Ftool.

Na sequência, foram detalhados os estudos de concepção estrutural do projeto, apresentando os resultados da análise de pórtico sem inclusão da alvenaria. Em seguida, a alvenaria de preenchimento foi incluída no modelo de pórtico espacial. Vários modelos foram realizados, com redimensionamento (redução) sequencial das seções dos pilares com objetivo de comparar esses modelos, com e sem a diagonal, com a estrutura original.

Considerou-se no modelo apenas paredes cegas, sem possibilidade de alteração da arquitetura, caso onde a alvenaria da caixa de escada se encaixa perfeitamente. Como conclusão, foram apresentados os resultados comparativos das análises e destacados os ganhos possíveis de se obter com a inclusão da parede de preenchimento dos pórticos.

7.1 PÓRTICO SIMPLIFICADO PROCESSADO NO TQS

Com o objetivo de comparar os resultados entre os programas utilizados no estudo, realizou o modelo simplificado proposto por Drysdale; Hamid; Baker (1999) através TQS versão 16. Esta versão foi utilizada visto processar a estrutura como um elemento único, obtendo melhores resultados.

Para igualar as propriedades do TQS ao Ftool foram realizadas algumas alterações no padrão do programa. O peso próprio dos elementos e força do vento foram desconsideradas, houve a modificação nas restrições e rigidezes dos nós, retirou-se o divisor de inércia a torção e alterou a tipologia das barras.

Para o processamento do pórtico no TQS considerou, também, as seguintes características adicionais ao conjunto pórtico/painel:

- Modelo estrutural integrado e flexibilizado;
- Classe de agressividade ambiental: II - Moderada-Urbana;
- F_{ck} dos elementos: 25 MPa;
- Coeficiente de Poisson do concreto: 0,2;
- Coeficiente de Poisson da alvenaria: 0,3.

7.1.1 *MODELO SEM CONSIDERAR A DIAGONAL EQUIVALENTE*

Para o desenvolvimento desse modelo, atentou-se sempre por respeitar todas as recomendações propostas por Drysdale; Hamid; Baker (1999).

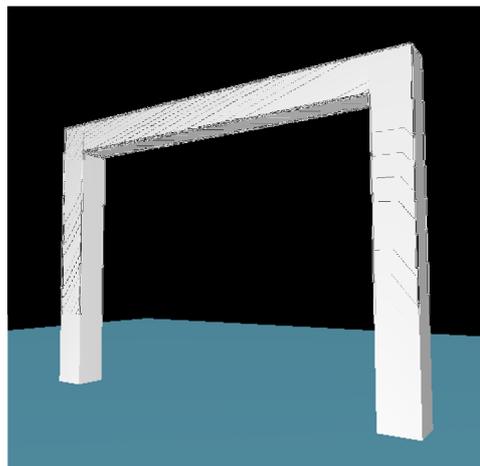


Figura 56: Pórtico desenvolvido no programa TQS

Os resultados do pórtico simplificado, sem considerar a diagonal de contraventamento, foram apresentados na Tabela 16, sendo os valores obtidos parecidos com os desenvolvidos no programa Ftool. A convenção de sinais utilizada é de sinal negativo (-) para indicar o encurtamento da fibra (compressão) e positivo (+) representa o alongamento da fibra (tração). Os deslocamentos são positivos quando ocorrem no sentido do carregamento aplicado.

Tabela 16: Comparação dos esforços e deslocamentos obtidos no Ftool e TQS

Software	Esforços Normais			Momento Fletor Máximo			Deslocamento Máximo
	Pilar Esquerda (kN)	Pilar Direita (kN)	Viga (kN)	Pilar Esquerda (kN.m)	Pilar Direita (kN.m)	Viga (kN.m)	(mm)
Ftool	1,4	-1,4	-2,2	3,4	3,3	2,3	0,33
TQS	1,6	-1,6	-2,3	3,6	3,5	2,4	0,41

7.1.2 MODELO CONSIDERANDO A DIAGONAL EQUIVALENTE

Realizaram-se diversos modelos no TQS alterando propriedades do programa para obter as mesmas características de cálculo do Ftool. O modelo de diagonal utilizado foi o proposto por Drysdale; Hamid; Baker (1999), que foi o modelo adotado na CSA S304.1 (2004). Segundo a empresa TQS (2012) as estruturas com elementos inclinados (pilares, vigas, rampas e escadas) são resolvidas adequadamente com a compatibilização entre as forças normais atuantes nesses elementos e a tração/compressão nas vigas e lajes vinculadas aos mesmos.

Com os dados referentes ao programa Ftool, processou novamente o modelo simplificado com o TQS, obtendo valores próximos (Tabela 17).

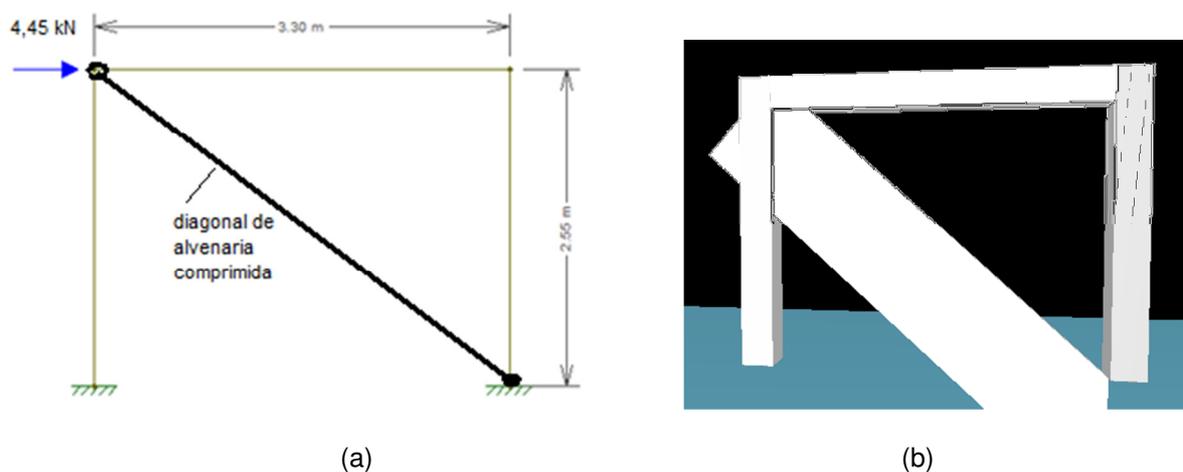


Figura 57: Pórtico simplificado desenvolvido no Ftool (a) e TQS (b)

Tabela 17: Comparação dos esforços e deslocamentos do pórtico com a diagonal

Software	Esforços Normais			Momento Fletor Máximo			Deslocamento Máximo
	Pilar Esquerda (kN)	Pilar Direita (kN)	Viga (kN)	Pilar Esquerda (kN.m)	Pilar Direita (kN.m)	Viga (kN.m)	(mm)
Ftool	3,33	-0,07	-0,11	0,18	0,18	0,11	0,019
TQS	3,38	-0,04	-0,05	0,09	0,09	0,05	0,005

Diferente do modelo anterior, sem considerar o painel de alvenaria, houve uma pequena variação entre os resultados. No entanto, a diferença não foi significativa. Como os valores apresentados nos dois programas conferem com o realizado por Drysdale; Hamid; Baker (1999), tanto para o caso com e sem a diagonal equivalente, os resultados foram validados.

7.1.3 RESULTADOS

Afirma-se, novamente, com a realização dos modelos, que há grande variação da distribuição dos esforços e deslocamentos no pórtico ao considerar o contraventamento. Mesmo com a pequena largura da diagonal, ela deve ser considerada, já que, quase sempre os painéis estão preenchendo os pórticos.

O pilar que recebe o carregamento apresentou elevada tração, o que é comprovado pelos modelos do TQS com a consideração do peso próprio, e diminui o carregamento vertical sobre o pilar, possibilitando reduzir suas seções. No pilar à direita houve, também, uma redução do carregamento, uma vez que, a diagonal equivalente resiste à parte do carregamento que antes era a ele destinado.

7.2 EDIFÍCIO EM ESTUDO

O edifício em estudo trata-se da Torre Helena, do empreendimento Edge - Vila Olímpia. Este empreendimento consta com duas torres, Torre Helena e Funchal, e localiza-se na Rua Helena nº 300, Vila Olímpia, na cidade de São Paulo. A construção é em concreto armado e ficou a cargo da empresa Gafisa e a incorporação para a Sequóia Desenvolvimento Imobiliário.

O edifício possui 22 pavimentos, sendo 17 deles pavimentos tipos, e com quatro apartamentos por pavimento. A área para o pavimento tipo é de 64m² e 102m² o duplex. A Figura 58 e 59 apresentam fotos da fachada do edifício e uma planta baixa do pavimento

tipo. Os demais projetos do empreendimento encontram-se no Anexo, último item desta dissertação.



Figura 58: Torre Helena

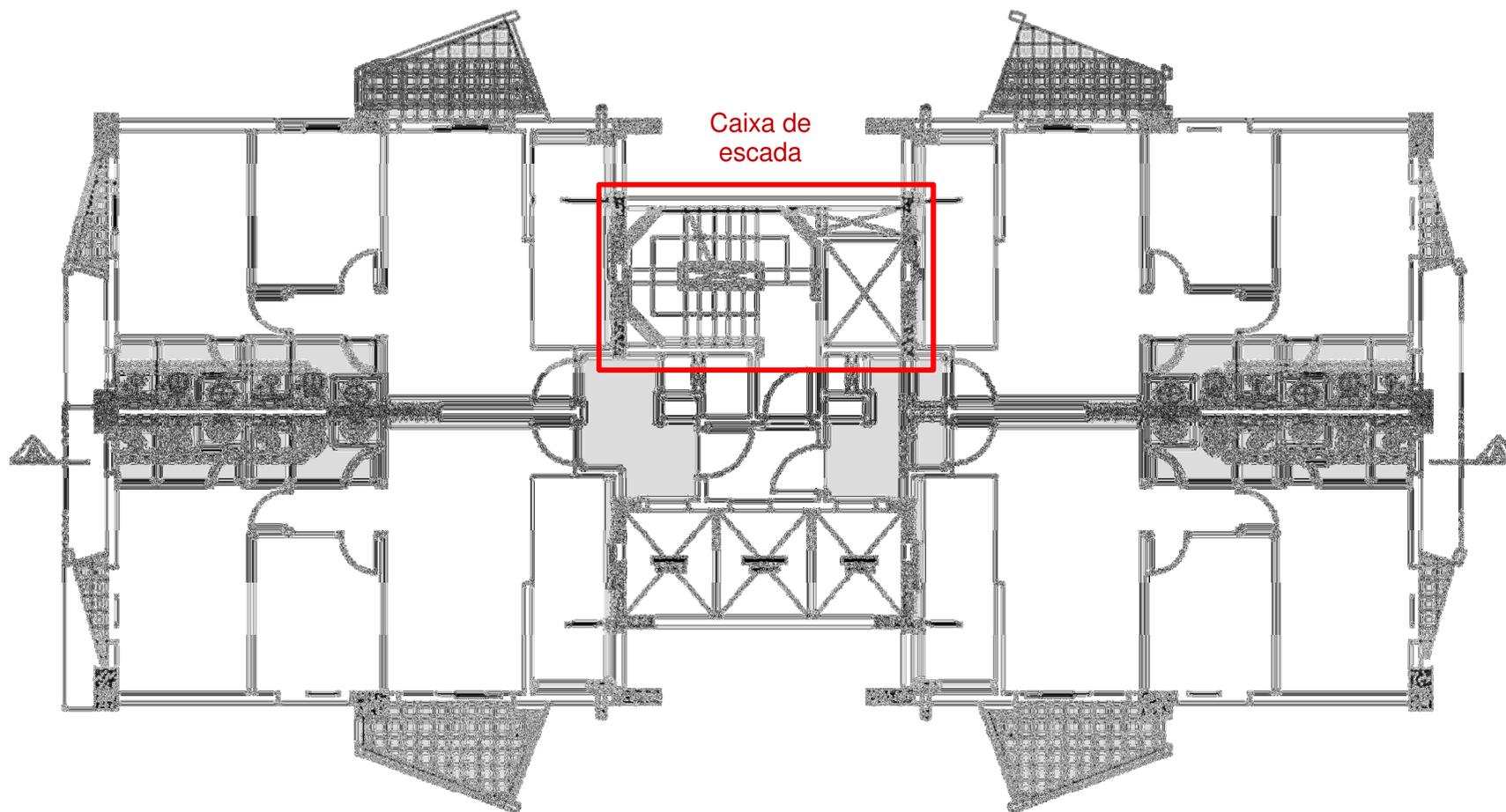


Figura 59: Planta baixa do pavimento tipo da Torre Helena

7.2.1 AÇÕES UTILIZADAS

7.2.1.1 Ações Verticais

O peso próprio foi calculado internamente pelo programa TQS, a partir do peso específico do concreto armado $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$ e sobrecargas conforme Tabela 18,

Tabela 19 e Tabela 20.

Tabela 18: Sobrecargas consideradas no térreo e primeiro subsolo

Elemento	Valor (kgf/m ²)
CONTRAPISO + PISO (PAVIMENTO TÉRREO INTERNO)	160
IMPERMEABILIZAÇÃO+PROTEÇÃO MECÂNICA (TÉRREO EXT.)	200
IMPERMEABILIZAÇÃO RESERVATÓRIOS/CAIXA DE RETARDO	150
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (9cm) - EM ELEVAÇÃO	150
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (14cm) - EM ELEVAÇÃO	180
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (19cm) - EM ELEVAÇÃO	240
ACIDENTAL ÁREA EXTERNA COM ACESSO AO PÚBLICO	300
ACIDENTAL RAMPAS / GARAGENS	300
ACIDENTAL ESCADAS (COM ACESSO AO PÚBLICO)	300
PESO PRÓPRIO DO PISO ELEVADO (TÉRREO)	150
ACIDENTAL HALLS DE ELEVADORES/CIRCULAÇÃO	300
JARDINS (40cm SOLO + IMPERMEAB. 10cm)	920
ACIDENTAL JARDINS; COBERTURAS s/ ACESSO AO PÚBLICO	50
ACIDENTAL SALÃO DE FESTAS	400
ENCHIMENTOS EM GERAL (PESO ESPECÍFICO MÁXIMO)	1500

Tabela 19: Sobrecargas consideradas no tipo, pav. intermediário e primeiro pavimento.

Elemento	Valor (kgf/m ²)
CONTRAPISO + PISO (PAVIMENTOS TIPO: EXC.TERRAÇOS)	100
CONTRAPISO + PISO (PAVIMENTOS TIPO: TERRAÇOS)	150
CONTRAPISO + PISO (PAVIMENTO INTERMEDIÁRIO)	160
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (9cm) - EM ELEVAÇÃO	150
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (14cm) - EM ELEVAÇÃO	180
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (19cm) - EM ELEVAÇÃO	240
ACIDENTAL APARTAMENTOS (EXCETO TERRAÇOS/A.SERV.)	150
ACIDENTAL APARTAMENTOS (TERRAÇOS/A.SERV.)	200
ACIDENTAL ESCADAS (COM ACESSO AO PÚBLICO)	300
ACIDENTAL HALL DE ELEVADORES E DE ESCADAS	300
JARDINS (40cm SOLO + IMPERMEAB. 10cm)	920
ACIDENTAL JARDINS; COBERTURAS s/ ACESSO AO PÚBLICO	50
ACIDENTAL SALÃO DE FESTAS	400
EQUIP. PRESSURIZAÇÃO DA ESCADA (PAV. INTERM.)	500
DECK DO PAVIMENTO INTERMEDIÁRIO (PESO PRÓPRIO)	200
ESCADAS METÁLICAS (PESO PRÓPRIO)	100

Tabela 20: Sobrecargas consideradas no duplex, barrilete e casa de máquinas

Elemento	Valor (kgf/m ²)
CONTRAPISO + PISO (ÁREAS INTERNAS/COBERTAS)	100
CONTRAPISO + PISO (TERRAÇOS DESCOB.-DUP.INF.)	300
TELHADOS/IMPERMEABILIZAÇÃO (COBERTURAS)	150
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (9cm) - EM ELEVAÇÃO	150
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (14cm) - EM ELEVAÇÃO	180
ALVENARIAS DE VEDAÇÃO (19cm) - EM ELEVAÇÃO	240
ACIDENTAL APARTAMENTOS (EXCETO TERRAÇOS/A.SERV.)	150
ACIDENTAL APARTAMENTOS (TERRAÇOS/A.SERV.)	200
ACID. ESCADAS (SEM ACESSO AO PÚBLICO: METÁLICAS)	250
ACIDENTAL ESCADAS (COM ACESSO AO PÚBLICO)	300
ACIDENTAL HALLS DE ELEVADORES	300
ACIDENTAL JARDINS; COBERTURAS s/ ACESSO AO PÚBLICO	50
ACIDENTAL BARRILETE	100
ENCHIMENTOS LEVES (PESO ESPECÍFICO MÁXIMO)	1000
ESCADAS METÁLICAS (PESO PRÓPRIO)	100
Casa de Máquinas	
LAJE SOBRE O POÇO DO ELEVADOR (V > 1m/s)	5000
LAJES ADJACENTES AO POÇO DO ELEVADOR	500
LAJE DO FUNDO DO POÇO DE MOLAS	2000

7.2.1.2 Ações Horizontais

No edifício em estudo, as cargas horizontais atuantes são a do vento. Para o cálculo dessas forças foram utilizados quesitos conforme a NBR 6123 (1988), onde a componente da força na direção do vento é resultante da expressão 7.1:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (7.1)$$

Sendo:

C_a = coeficiente de arrasto

q = Pressão dinâmica do Vento

A_e = área da projeção da Edificação perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto é obtido com base na relação das dimensões da edificação e consultando tabela específica da norma. O coeficiente obtido pelo programa TQS é 1,15, para a maior face da edificação, e 0,9 para a menor face.

Para a obtenção da pressão dinâmica utiliza-se a equação a seguir:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (7.2)$$

Essa formulação emprega a velocidade característica do vento (V_k), onde a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , conforme equação a seguir.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (7.3)$$

Com o mapa de isopletas, obteve-se essa velocidade básica, que no projeto é de 38 Km/h. Esse mapa é realizado com base em rajadas de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Para o cálculo, como regra geral, foi admitido que o vento básico possa soprar em qualquer direção horizontal.

O coeficiente S_1 relaciona-se ao fator topográfico, onde levam em consideração as variações do relevo do terreno. No projeto considerou-se o terreno plano ou fracamente acidentado, obtendo $S_1 = 1,0$.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. Para a rugosidade do terreno o edifício se enquadrava na categoria IV, onde se encontra terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Com base nas dimensões do edifício, a classe C foi a que melhor se encaixou no padrão, onde toda edificação ou parte de edificação tenha dimensão, horizontal ou vertical, maior que 50 m. Com esses dois quesitos obteve-se S_2 para cada pavimento.

O fator S_3 é estatístico e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, o qual se enquadrava no grupo 2 (edificações para hotéis e residências, edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação) com valor igual a 1,00.

7.2.2 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A análise estrutural realizada por um sistema computacional foi baseada na adoção de um modelo matemático que procura simular o comportamento real de um edifício, sendo chamado Modelo de Estrutural. Há alguns anos, os principais modelos estruturais se baseavam, somente, em processos aproximados e os elementos eram tratados de forma isolada. Hoje em dia, com o grande avanço no poder de processamento dos computadores, é possível realizar uma análise muito mais completa e refinada (TQS, 2007).

No edifício em estudo utilizou o modelo integrado e flexibilizado de pórtico espacial, onde a estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas. Já o processamento dos pavimentos trata-se de grelha de lajes planas, exceção para o térreo e primeiro subsolo que utiliza grelha de lajes nervuradas. A classe de agressividade para a

localidade da construção é a II (moderada / urbana). As vigas, lajes e pilares empregaram resistência característica do concreto de 35 MPa, enquanto a fundação utilizou 25 MPa.

Os pavimentos lançados no modelo encontram-se na tabela a seguir:

Tabela 21: Pisos lançados no software TQS

N° do Piso	Cota do Piso	Pé-direito	Pavimento
29	168.60	2.20	Cobertura Geral
28	166.40	2.60	Reservatório Superior
27	163.80	2.80	Barrilete/Casa de Máquinas
26	161.00	3.06	Duplex Superior
25	157.94	2.96	Duplex Inferior
24	154.98	2.80	Tipo
23	152.18	2.80	Tipo
22	149.38	2.80	Tipo
21	146.58	2.80	Tipo
20	143.78	2.80	Tipo
19	140.98	2.80	Tipo
18	138.18	2.80	Tipo
17	135.38	2.80	Tipo
16	132.58	2.80	Tipo
15	129.78	2.80	Tipo
14	126.98	2.80	Tipo
13	124.18	2.80	Tipo
12	121.38	2.80	Tipo
11	118.58	2.80	Tipo
10	115.78	2.80	Tipo
9	112.98	2.80	Tipo
8	110.18	2.80	Tipo
7	107.38	1.23	1° Pavimento
6	106.15	1.65	Aba do Edifício
5	104.50	0.48	Intermediário
4	104.02	2.40	Cobertura Guarita
3	101.62	1.07	Térreo
2	100.55	2.93	
1	97.62	3.20	1° Subsolo
0	94.42	0.00	Fundação

Algumas outras características do modelo estrutural foram apresentadas a seguir:

- N° de Nós 4394
- N° de Materiais 3
- N° de Seções 319
- N° de Barras 5726
- N° de Restrições 108

7.2.3 ANÁLISE DO MODELO ESTRUTURAL

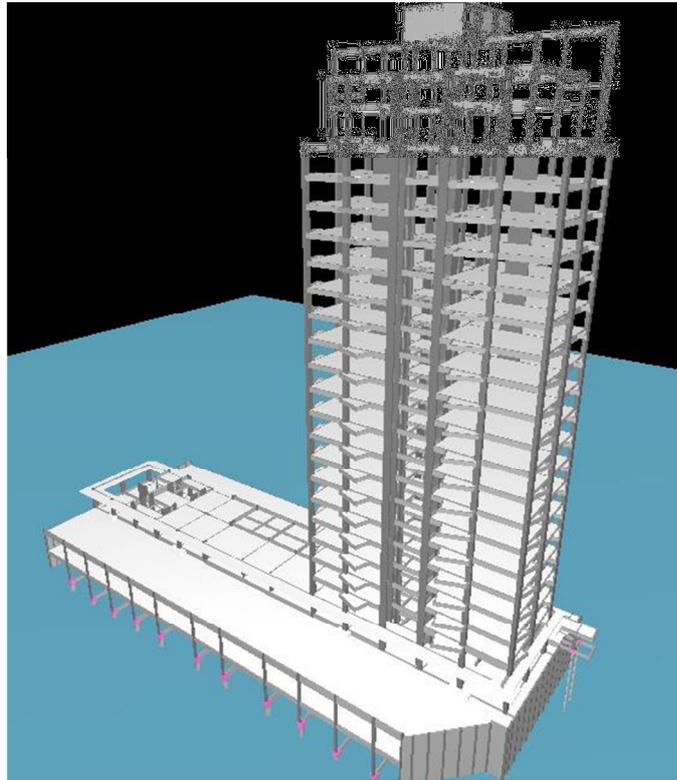


Figura 60: Modelo tridimensional do edifício em estudo

Com as propriedades do edifício e de sua localidade, foram obtidas características necessárias para a pesquisa, como estabilidade global e deslocamento. Os valores das forças horizontais atuantes são apresentadas na Tabela 22, onde mostra a pressão do vento. A média dessa pressão de vento na fachada de maior área do edifício é de $0,083 \text{ tf/m}^2$, enquanto na menor área é $0,067 \text{ tf/m}^2$.

Tabela 22: Pressão e força máxima do vento por pavimento

N° do Piso	Pé-direito (m)	S ₂	Pressão do vento (tf/m ²)	Força do vento (tf)
29	2,20	1,03	0,096	1,43
28	2,60	1,02	0,095	7,46
27	2,80	1,02	0,094	6,03
26	3,06	1,01	0,092	8,56
25	2,96	1,00	0,091	8,49
24	2,80	1,00	0,090	7,94
23	2,80	0,99	0,088	7,82
22	2,80	0,98	0,087	7,70
21	2,80	0,97	0,086	7,57
20	2,80	0,96	0,084	7,43
19	2,80	0,96	0,082	7,29
18	2,80	0,95	0,081	7,14
17	2,80	0,94	0,079	6,98
16	2,80	0,92	0,077	6,82
15	2,80	0,91	0,075	6,63
14	2,80	0,90	0,073	6,44
13	2,80	0,88	0,070	6,23
12	2,80	0,87	0,068	5,99
11	2,80	0,85	0,065	5,73
10	2,80	0,82	0,061	5,43
9	2,80	0,80	0,057	5,08
8	2,80	0,76	0,053	4,65
7	1,23	0,73	0,048	1,87
6	1,65	0,70	0,044	2,20
5	0,48	0,67	0,040	1,59
4	2,40	0,60	0,032	6,83

Obs.: A indicação de cada pavimento com seu respectivo número do piso encontra-se na Tabela 21

Quanto ao parâmetro de estabilidade global, gama z, no estado limite último (ELU), variou para cada caso de carregamento, ficando entre 1,063 e 1,095, tratando-se então de um edifício de nós rígidos conforme NBR 6118:2003.

7.3 MODELO DO EDIFÍCIO CONSIDERANDO A ALVENARIA DE ENCHIMENTO

7.3.1 ANÁLISE DAS PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

A alvenaria de preenchimento foi lançada em paredes cegas, sem possibilidade de alteração da arquitetura, situação em que a alvenaria da caixa de escada se encaixa perfeitamente. Dessa forma, o pórtico da caixa de escada foi eleito para o estudo, onde analisou o caso do pórtico com e sem alvenaria de preenchimento.

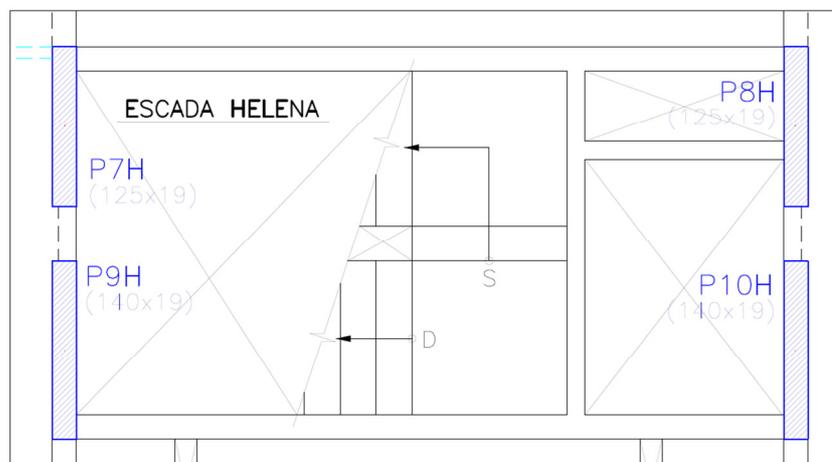


Figura 61: Caixa de escada do edifício Helena

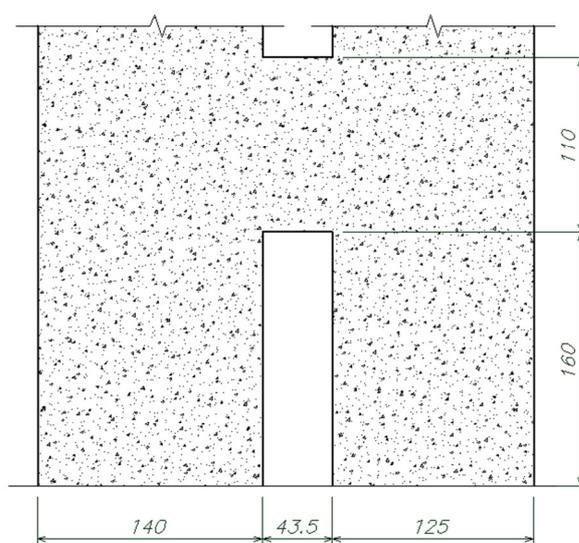


Figura 62: Pórtico em estudo

Para a análise foram desenvolvidos três modelos: Modelo 1 corresponde à estrutura original, sem alvenaria de enchimento; Modelos 2 e 3 correspondem à estrutura com seções dos pilares reduzidas, com e sem considerar o elemento diagonal simulando o enchimento de alvenaria.

7.3.2 CÁLCULO DAS DIAGONAIS EQUIVALENTES

Para permitir o uso do método da diagonal, o arranjo arquitetônico deve estar em conformidade com o sistema estrutural, sendo necessária uma intensa integração entre os projetistas de arquitetura e de estrutura, de forma a garantir o equilíbrio funcional e técnico necessários ao projeto da edificação. Busca-se, também, a adequada execução da alvenaria, com rígido controle de materiais e execução, uma vez que, estas resistirão a grandes tensões.

A consideração da alvenaria no contraventamento é em paredes cegas, sem possibilidade de alteração da arquitetura, situação em que a alvenaria da caixa de escada se encaixou perfeitamente.

Continuando com o modelo simplificado modelado anteriormente, empregou-se a normalização canadense, CSA S304.1 (2004), para a substituição do painel por uma diagonal equivalente.

Para o desenvolvimento das equações são apresentadas características influentes de cada material, assim como do conjunto pórtico/painel original.

Altura do pilar em contato com o painel de alvenaria: $h=1,7\text{m}$

Largura de contato da viga com o painel de alvenaria: $L=0,435\text{m}$

Alvenaria:

Espessura: $t = 19\text{ cm}$

Módulo de elasticidade: De acordo com o Parsekian (2009).

$$E_m = 800 \cdot f_{pk}$$

$$f_{pk} = 0,8 \cdot f_{bk} = 0,8 \cdot 6 = 4,8\text{MPa}$$

$$E_m = 800 \cdot 4,8 = 3840\text{MPa}$$

Pórtico:

Módulo de elasticidade considerado no projeto: 28.200 MPa

Área: Vigas: $A_v = b.h = 308,5.110 = 33935cm^2$

Pilares: $A_{p1} = b.h = 170.125 = 21250cm^2$

$A_{p2} = b.h = 170.140 = 23800cm^2$

Momento de inércia de cada elemento estrutural com relação ao eixo paralelo a superfície de contato.

$$I_v = \frac{b.h^3}{12} = \frac{19.110^3}{12} = 2.107.417cm^4$$

$$I_{p1} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{19.125^3}{12} = 3.092.448cm^4$$

$$I_{p2} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{19.140^3}{12} = 4.344.667cm^4$$

As equações que sucedem vêm com o fim de determinar o acréscimo de rigidez do pórtico quando acrescida a alvenaria.

Primeiramente, calculou-se o ângulo da diagonal equivalente.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{h}{L} = \tan^{-1} \frac{2,25}{1,76} = 51,97^\circ$$

Com esse dado mais os momentos de inércia dos elementos e módulos de elasticidade dos materiais, obteve-se a superfície de contato do painel de alvenaria com o pórtico.

Superfície de contato do pilar de 125 cm com o painel:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4.E_f.I_p.h}{E_m.t.\sin 2\theta}} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4.28200.3092448.170}{3840.19.\sin(2.51,97^\circ)}} = 267,2cm$$

Superfície de contato do pilar de 140 cm com o painel:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4.E_f.I_p.h}{E_m.t.\sin 2\theta}} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt[4]{\frac{4.28200.4344667.170}{3840.19.\sin(2.51,97^\circ)}} = 290,9cm$$

Superfície de contato da viga com o painel:

$$\alpha_L = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4.E_f.I_h.h}{E_m.t.\sin 2\theta}} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4.28200.2107417.43,5}{3840.19.\sin(2.51,97^\circ)}} = 345,4cm$$

Como as superfícies de contato deram acima das dimensões da superfície real, visto que os elementos estruturais são muito espessos, considerou a dimensão real de contato.

Portanto, a largura da diagonal equivalente para força horizontal foi de 87,74 cm.

$$\frac{w}{2} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$$

$$\frac{w}{2} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{43,5^2 + 170,0^2}$$

$$\frac{w}{2} = 87,74 \text{ cm}$$

Com o comprimento da diagonal da estrutura, chegou-se a relação entre largura da diagonal equivalente e comprimento da diagonal, que foi de aproximadamente um terço.

$$L_d = \sqrt{h^2 + L^2} = \sqrt{225^2 + 176^2} = 285,66 \text{ cm}$$

$$\frac{w/2}{L_d} = \frac{87,74}{285,66} = 0,31$$

7.3.2.1 Análise do Modelo Estrutural

Com a finalidade de obter melhores demonstrações do acréscimo de rigidez ao considerar apenas as paredes na caixa de escada, reduziu-se as seções dos pilares. Os pilares P7H e P8H, que antes tinham seção de 125x19 cm, reduziram em 25 cm do comprimento, ficando com 100 cm, diminuição de 20,00% do comprimento. Para os pilares P9H e P10H, que possuíam seção de 140x19 cm, reduziu-se 40 cm, minorando em 28,57% o comprimento.

Os elementos da caixa de escada com as novas seções dos pilares podem ser observado na Figura 63 e Figura 64.

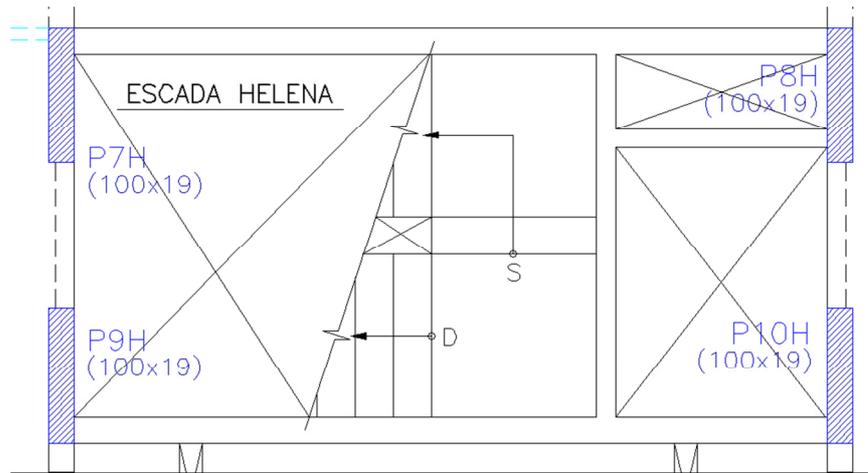


Figura 63: Caixa de escada com os pilares reduzidos

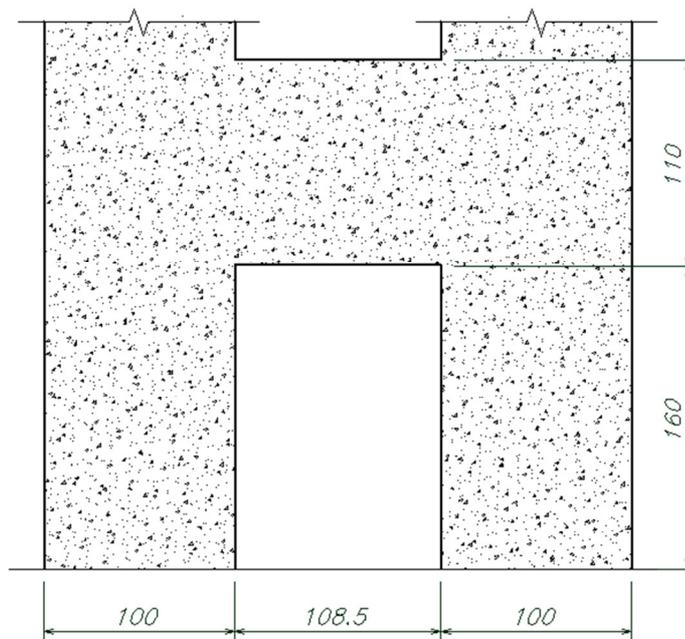


Figura 64: Pórtico com seção dos pilares reduzida

Com objetivo de não haver acréscimo de rigidez maior que o real, como os modelos computacionais desenvolvem combinações com as diferentes possibilidades de vento, introduziu-se a diagonal de contraventamento apenas no sentido onde está aplicado o vento, conforme figura a seguir.



Figura 65: Inserção das barras diagonais no edifício Helena com pilares reduzidos

7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Ao analisar os resultados do modelo do edifício real submetido à força horizontal, pode-se comprovar a possibilidade de reduzir as seções dos elementos estruturais ao realizar o preenchimento do pórtico e obter deslocamento semelhante. A modelagem se deu com a incidência de um carregamento horizontal teórico, para efeito de cálculo de reações de apoio e para verificação de deslocamento máximo no topo do edifício, conforme prescrição da Norma NBR 6118.

A tabela seguinte apresenta três modelos de edifício com seus respectivos deslocamentos no topo e uma análise comparativa dos resultados. Lembrando que os deslocamentos foram obtidos no Estado Limite de Serviço (E.L.S.).

Tabela 23: Deslocamento o topo da estrutura

		Deslocamento (cm)	Comparação
Modelo 1	Pórtico original sem a diagonal de contraventamento	2.39	118%
Modelo 2	Pórtico com seções reduzidas e com diagonal de contraventamento	2.03	100%
Modelo 3	Pórtico com seções reduzidas e sem diagonal de contraventamento	2.65	130%

No Modelo 1, que corresponde a estrutura original, sem alvenaria de enchimento, houve um deslocamento no topo do edifício de 2,39 cm. Ao reduzir as seções dos pilares da caixa de escada em 20 e 28%, não considerando a alvenaria de preenchimento, Modelo 3, o

deslocamento aumentou para 2,65 cm. Já no Modelo 2, em que há o painel de contraventamento e a redução das seções, o deslocamento no topo foi de 2,03 cm.

Ao utilizar o Modelo 2 como base, houve um ganho global na rigidez de 30% na estrutura, em comparação com a mesma estrutura sem considerar a diagonal. Lembrando que foi considerada apenas a inclusão de apenas duas alvenarias da caixa de escada. Ao comparar o modelo original com Modelo 2, constatou-se, mesmo com a significativa redução das seções dos pilares, que o Modelo 1 apresentou deslocamento 18% maior que o obtido com a estrutura com seção reduzida, ressaltando importância em considerar os painéis no contraventamento da estrutura.

Portanto, tendo em vista os resultados apresentados na Tabela 23, verifica-se que os painéis de alvenaria contribuem, de forma muito significativa, para a rigidez de pórticos preenchidos. Outro ponto importante a se frisar é que as alvenarias resistem à maior parte das forças horizontais, necessitando, assim, o adequado dimensionamento dos blocos do painel.

Ao reduzir as seções dos pilares da caixa de escada, conforme Figura 62 e 64, houve uma redução de consumo de concreto nos pilares de aproximadamente 24,5%. Mesmo representando ao todo uma economia de apenas 0,4 m³ de concreto por pavimento, deve-se frisar que foi empregado no cálculo somente duas paredes no contraventamento da estrutura. Dessa forma, ao considerar as demais paredes estruturais, essa economia pode ser significativa, sendo que com a diminuição das seções dos elementos há um ganho de espaço nos ambientes, que podem ser de real importância em pavimentos de garagem.

Assim, este estudo comprovou o ganho de rigidez estrutural em edifícios reais, mesmo considerando apenas as paredes em duas faces da caixa de escadas. Com essa redução, podem-se gerar ganhos financeiros significativos com a economia de material.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÃO

A partir dos estudos feitos até aqui, pode-se concluir que o preenchimento de pórticos com painéis de alvenaria é viável para resistir aos esforços laterais, aumentando a rigidez da estrutura. Algumas normas já foram publicadas comprovando a existência desse benefício.

Constata-se que a estrutura preenchida apresenta um significativo aumento da força máxima possível de ser resistida e diminuição das deformações nos pórticos preenchidos, principalmente em estruturas articuladas, visto que, são mais flexíveis. Os esforços normais e os momentos fletores são, também, muito influenciados pela consideração do painel.

No que se refere aos painéis de alvenaria, como são formados por camadas de blocos e argamassas dispostos em planos bem definidos, apresentam propriedades distintas em suas direções. Em geral, as aproximações para uma representação numérica de painéis de alvenaria podem centrar na micromodelagem dos componentes, ou seja, discretização individual das unidades de blocos e argamassa, ou na macromodelagem do composto alvenaria. Através da discretização apropriada da região de interesse em um número finito de elementos, o método dos elementos finitos permite ao analista determinar o valor do campo de variáveis em um número finito de pontos.

Neste trabalho, com base no estudo de diferentes autores, comprovou que as cargas caminham por bielas diagonais e, dessa forma, uma proposição teórica para a representação desse comportamento passa pela consideração do painel como uma barra diagonal equivalente, empregando a macromodelagem. Mesmo não havendo unanimidade entre os pesquisadores quanto às propriedades a serem admitidas para essa diagonal e a grande variabilidade na determinação de sua largura, todos concluíram quanto aos benefícios da associação dos pórticos com os painéis de preenchimento. Dentre os modelos de diagonal estudados, o uso do padrão americano apresenta os resultados mais conservadores. Visto a facilidade na consideração do cálculo estrutural, o modelo de

substituição do painel por diagonais equivalentes é o mais utilizado atualmente e apresenta resultados compatíveis com os experimentais.

Ao realizar estudos comparativos de ensaios desenvolvidos por Alvarenga (2002) com modelos teóricos, verificou que os resultados da largura da diagonal equivalente prevista teoricamente se aproximam do comportamento dos modelos experimentais para cargas horizontais pequenas, como a ação de ventos, na fase anterior ao aparecimento de fissuras e eventual descolamento da interface alvenaria/pórtico. Com o aumento dos esforços e eventual fissuração e descolamento da interface, os modelos dispersam dos resultados obtidos em laboratório.

Quanto às tensões, ao realizar o preenchimento do pórtico há a alteração na distribuição de esforços. Com o modelo em que considera o painel como um todo, grande parte das tensões foram distribuídas gradativamente ao longo dos elementos, enquanto que com o modelo da diagonal, a carga foi transferida somente na parte inferior do pilar. Porém, tanto o modelo com diagonal como o de painel homogêneo apresentaram reações de apoio e momentos fletores dos elementos muito próximos. Pela grande variabilidade de métodos de cálculo e pesquisas diferentes entre si, ainda resta um maior número de ensaios para verificar as situações que melhor se adéquam para cada sistema, talvez, adotando parâmetros diferentes para situações distintas como para pórticos de aço ou de concreto armado.

Esta pesquisa também realizou o estudo da estabilidade de um edifício real, considerando duas paredes da caixa de escada no contraventamento, através do programa TQS. Foram reduzidas as seções dos pilares da caixa de escada que eram de 125x19 cm e 140x19 cm para ambos com 100x19 cm, redução de 20 e 28%, respectivamente, e considerou a alvenaria de contraventamento. No modelo com seções reduzidas e considerando a alvenaria houve um ganho global na rigidez de 18% na estrutura, em comparação com a estrutura inicial sem considerar a diagonal.

Ao desconsiderar o painel e mantendo a redução das seções, houve uma diminuição da rigidez da estrutura total em 30%, obtendo deslocamento de topo de 2,03 cm para 2,65 cm no modelo sem considerar o contraventamento. Houve também a redução no consumo de concreto nesses pilares em 24,5%. Com isso, verifica-se que a simples consideração dos elementos de contraventamento por painéis de alvenaria pode proporcionar uma redução das seções dos elementos estruturais e/ou diminuição da taxa de armadura, gerando economia em materiais e ganhos de espaço.

Dessa forma, torna-se conveniente considerar a contribuição da alvenaria no contraventamento, principalmente pelo fato de que as alvenarias externas são

indispensáveis ao fechamento do edifício e, normalmente, não serão removidas. Portanto, é benéfico considerar o acréscimo de rigidez e melhora na distribuição dos esforços da estrutura ao inserir as alvenarias. Essas podem ser um dos principais componentes para resistir aos esforços horizontais do edifício.

Embora apresente esses resultados vantajosos, as empresas ainda evitam realizar tal consideração. Isto pode ser explicado pela carência de estudos nacionais sobre o tema e da falta de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto desses sistemas. Até agora, poucos ensaios foram realizados, não englobando a imensa gama de variáveis na execução dos painéis e pórticos, dificultando, assim, o seu uso com segurança. Outra dificuldade para aplicação do método é a necessidade de uma fiscalização rigorosa na execução do painel, a fim de evitar folgas entre alvenaria e a estrutura. No entanto, visto as grandes vantagens, tanto no aumento de rigidez, quanto na economia de materiais, cabe às construtoras exigirem o aprimoramento dos cálculos, sendo os projetistas remunerados para esse maior estudo do comportamento da estrutura.

Portanto, é imprescindível que sejam realizados estudos experimentais para a verificação da influência da alvenaria na distribuição dos esforços e na rigidez global da estrutura, visando a adequação dos métodos de consideração do painel de alvenaria.

8.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o desenvolvimento do trabalho, verificou-se que ainda resta uma grande variedade de tópicos a serem estudados com relação à consideração dos painéis de contraventamento. Mesmo com o comprovado ganho de rigidez do pórtico, muitas lacunas ainda restam ser preenchidas. Isto se deve pela grande gama de variáveis que influenciam nos resultados, como as já mencionadas: ligação pórtico/painel, encunhamento, aberturas, tipo de bloco, tipo de argamassa empregada, espessura do painel, relação altura/comprimento dos painéis, entre outros.

Dessa forma, resta ainda realizar mais estudos sobre o assunto, principalmente experimentais, investigando a transferência de esforços, relação com o tipo de ligação com o pórtico, bem como as alterações com a abertura de portas e janelas. Há que frisar também que ao considerar o painel de contraventamento ocorre um aumento no cisalhamento nos pilares, visto que, na extremidade inferior ao diagonal, existe uma reação horizontal que pode ocorrer acima da base do pilar ocasionando um aumento na força cortante. Sem o conhecimento do problema, não há como prescrever uma solução adequada.

Outro ponto seria realizar análises comparativas dos modelos ensaiados com os diferentes modelos de diagonal equivalentes, proposto neste trabalho, e comparar o modelo

que melhor se adeque ao real, propondo coeficientes corretivos ou alterações na formulação. Pode-se, ainda, realizar outras modelagens semelhantes em outros edifícios reais de grande porte, para se buscar algum padrão no comportamento estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVARENGA, R. C. S. S.; OLIVEIRA, J. T.; SILVA, R. M.; ANTUNES, H. M. C. C.; LOURENÇO, P. B. Avaliação Experimental do Enrijecimento de Pórticos Metálicos com Alvenaria. **Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”**, 3., Belo Horizonte, p. 10, 2000. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Update_Webpage/2000_Alvarenga_Oliveira.pdf>. Acesso em: 8 jun. 2010.

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. 2002. 331 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP, São Carlos, 2002.

ALVARENGA, R.C.S.S et al. Influência da Relação Altura/Comprimento de Pórticos Metálicos na Rigidez Lateral de Estruturas Compostas de Pórticos Preenchidos com Alvenaria: Avaliação Experimental. In: JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 31., 2004, Mendoza-Argentina. CD-XXXI Jornadas Sul-Americanas de Ingeniería Estructural, 2004.

ALVARENGA, R.C.S.S. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, v. 11, n. 48, p. 83-100, 2009.

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.

AMOS, K. A. **The shear strength of masonry infilled steel frames**. Tese (Doutorado) - Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, N.B., 1985.

ARAÚJO, J. M. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. 2. ed. Porto Alegre: Dunas. 2009. 232 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, NBR-6118/2003 – **Projeto de estruturas de concreto armado**, Rio de Janeiro, ABNT.

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

ASTERIS, P.G. Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames. **Electronic Journal of Structural Engineering**, v. 8, p. 1-11, 2008.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. The Behavior of One-Storey Reinforced Concrete Shear Walls. **Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.**, v.83, n. ST3, p.1-49, 1957.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. The behaviour of one-storey brick shear walls. **ASCE Journal of the Structural Division**, v. 84, n. ST4, 1958.

BIGGS, D. T. Using Hybrid Masonry Bracing for Steel Frames. **11^a North American Masonry Conference**, Minneapolis, MN, USA, 2011.

BRAGUIM, J. R. **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. 1989. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 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, IPT.43, p. 19-22. São Paulo, 1993.

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

CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de Estruturas Contraventamento de Edifícios**. Série Estruturas. 1. ed. Universidade do Porto, Porto, Portugal. p.87, 2008.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Out-of-Plane Resistance of Concrete Masonry Infilled Panels. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Fredericton, Canadá, v. 16, p. 854-864. 1989.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A.; BAKER, L.R. **Masonry Structures - Behavior and Design**. 2. ed. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1999. 888 p.

EIDINI, M; ABRAMS, D.P. Lateral Force Distributions For Various Types Of Hybrid Masonry Panels. **11^a North American Masonry Conference**, Minneapolis, MN, USA, 2011.

ELLIOTT, K. S. **Precast concrete structures**. Oxford, Butterworth- Heinemann: Elsevier Science, 2002. 375 p.

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

FIORATO, A. E.; SOZEN, M. A.; GAMBLE, W. L. **An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls**. Report UILU-ENG-70-100. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign IL, USA. 1970.

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

FONSECA, G. M.; LOURENÇO, P. B.; SILVA, R. M. **Aspectos Relativos à Contribuição dos Painéis de Alvenaria em Edifícios Altos**, p.12, 1997. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Nat_Journ/1997_Fonseca_et_al.pdf>. Acesso em: 22 abr. 2010.

FONSECA, G. M. **Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico-alvenaria**. Belo Horizonte. 145 p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 1999.

GHOSH, A. K.; AMDE, A.M. Finite Element Analysis of Infilled Frames. **Journal of the Structural Engineering – ASCE**, v.128, n.7, p. 881-889, jul. 2002.

GONCHOROVSKI, G.; LA ROVERE, H. L. Comparação entre Modelos Planos e Tridimensionais para Análise de Paredes em Edifícios em Alvenaria Estrutural. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 29., 2000. Punta Del Este, Uruguai, nov. 2000.

HENDRY, A. W. **Structural brickwork**, London: MacMillan, 1981. 209 p.

HOLMES, M. Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling. **Proc. Inst. Civ. Eng**, v. 19, p. 473-478, 1961.

LOURENÇO, P. B.; OLIVEIRA, D. V.; FONSECA, G. M.; SILVA, R. M. Simulação da Rotura de Painéis de Alvenaria em Estruturas Porticadas. In: JPEE 98 – JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, 27., 1998, Lisboa. **Anais...** Lisboa: Ed. S.P. Santos e M. Pipa, 1998. p. 121-130.

MAINSTONE, R. J. **Supplementary Note on the Stiffness and Strength of Infilled Frames**. CP13 74, Build. Res. Establishment. Londres, Inglaterra, 1971.

MALLICK, D. V.; GARG, R. P. Effect of openings on the lateral stiffness of infilled Frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v.49, p. 193-209, jun. 1971.

MCBRIDE, R. T. **The behaviour of masonry infilled steel frames subjected to racking**. Dissertação de Mestrado. New Brunswick, Canadá. Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, Fredericton, NB, 1984.

MEHRABI, A. B. **Behavior of masonry-infilled reinforced concrete frames subjected to lateral loadings**. Tese (Doutorado), Univ. of Colorado, Boulder, Colo, 1994.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B., SCHULLER, M.; NOLAND, J. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. **ASCE Journal of Structural Division**, v. 122, n. ST3, p. 228-237, 1996.

MOGHADDAM, H. A.; Lateral Load Behavior of Masonry Infilled Steel Frames With Repair and Retrofit. **Jornaul of Structural Engineering**, v. 130, n. 1, p. 56-63, jan. 2004.

MOHEBKHAH, A.; TASNIMI, A.A.; MOGHADAM, H.A. A Modified Three-Strut (MTS) Model for Masonry-Infilled Steel Frames with Openings. **JSEE: Spring and Summer**, v.9, n.1, p. 39-48, 2007.

MOLITERNO, A. **Caderno de Estruturas em Alvenaria e Concreto Simples**. 1.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1995. 384 p.

MONDAL, G.; JAIN, S. K. Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening. **Earthquake Spectra**, v. 24, n. 3, p. 701-723, aug. 2008.

MOREIRA, T. V. **Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas**. 2002. 246 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ, 2002.

MOSALAM, K.M.; White, R. N.; Gergely, P. Static response of infilled frames using quasi-static experimentation. **Journal of Structural Engineering (ASCE)** 123 (11), p. 1462–1469. 1997.

NORMA TÉCNICA E.070: **Albañilería**. Resolución Ministerial n° 011-2006-Vivienda, Perú, 2006.

OLIVEIRA, D. V. C. **Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria**. 1995. 185 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1995.

PARSEKIAN, G.A. **Tópicos Especiais de Alvenaria Estrutural**. São Carlos: UFSCar /

Departamento de Engenharia Civil, 2009. 119 p. Apostila.

POLYAKOV, S. V. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. **Earthquake Engineering**. Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, CA, p. 36-42, 1960.

POOK, L. L.; DAWE J. L., Effects of Interface conditions Between a Masonry Shear Panel and Surrounding Steel Frame. **Proceedings of the Forth Canadian Masonry Symposium**, p. 910-921, 1986.

RAVICHANDRAN, S. S; KLINGNER, R. E. Behavior of Steel Moment Frames With AAC Infills. **11^a North American Masonry Conference**, Minneapolis, MN, USA, 2011.

RIDDINGTON, J. R. The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behavior. **Proc. Inst. Civ. Eng.**, v.77, parte 2, p. 295-310, set. 1984.

SABNIS, G.M. Interaction Between Masonry Walls and Frames in Multistory Structures, in **Proceedings of the First Canadian Masonry Symposium**, Calgary, Alberta, 1976, pp. 324-337.

SANTOS, E. M. **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. 2007. 132 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SEAH, C. K. **A universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures**. 1998. 273 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - University of the New Brunswick, Ottawa, Canadá, 1998.

SEIBLE, F.; LA ROVERE, H. L.; KINGSTEY, G. R., Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Masonry Shear Wall Structures – Monotonic Loading. **The Masonry Society Journal**, p. 60-69, aug. 1990.

SHING, P. B; MEHRABI, A. B. Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. **Prog. Struct Engng Mater**, v. 4, p. 320-331, 2002.

SMITH, B. S. Lateral stiffness of infilled frames. **Journal of Structural Division - ASCE**, v. 88, n. ST6, p. 183-199, 1962.

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

TEEUWEN, P. A. **Lateral Behavior of Steel Frames with Discretely Connected Precast Concrete Infill Panels**. 2009. 195 f. Tese - Department of Structural Design, Eindhoven University of Technology, Holanda, 2009.

THOMAS, F. G. **The strength of brickwork**. *The Structural Engineer*, Part 2, v. 36, p. 35-41, 1953.

TQS, **Manual Técnico: Pórtico-Geração e Processamento de Pórticos Espaciais**. São Paulo, 2007. 198p.

TQS. **Modelo VI** Disponível em: <<http://www.tqs.com.br>>. Acesso em : 17 jan. 2012.

WHITNEY C. S.; ANDERSON B. G.; COHEN E. Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions. **Journal, Amer. Concrete Inst.** p 655-673, 1955.

WOOD, R. H. The Stability of Tall Buildings. **Proc. Soc. Civ. Eng.**, v.11, p.60-101. 1958.

WOOD, R. H. Plastic Composite Actions and Collapse Design of Unreinforced Shear Walls Panel in Frames. **Proc. Soc. Civ. Engrgs.**, part 2, p.381-411. Londres, Inglaterra, 1978.

YONG, T. C. **Shear strength of masonry panels in steel frames.** Dissertação (Mestrado). Canadá. Department of Civil Engineering, University of New Brunswick, 1984.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136**: bloco vazado de concreto simples para alvenaria estrutural. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10837**: cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 2000. 20 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14321**: paredes de alvenaria estrutural - determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro, 1999. 6 p.

ASTERIS, P. G. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. **Journal of the Structural Engineering - ASCE**, v. 129, n. 8, p. 1071-1079, aug. 2003.

CHIOU, Y. J.; TZENG, J. C.; LIOU, Y. W. Experimental and Analytical Study of Masonry Infilled Frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 125, n. 10, p. 1109-1117, 1999.

CHAKER, A.A.; CHERIFATI, A. Influence of Masonry Infill Panels on The Vibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v.28, p. 1061-1065. 1999.

DAWE, J.L., SEAH, C.K., LIU, Y. A Computer Model for Predicting Infilled Frame Behaviour. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 28, n.1, p. 133-148, fev. 2001.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. **Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium**. University of British Columbia, Vancouver, Canadá. p. 329-340, 1989.

FLANAGAN, R.D; BENNETT, R.M. Arching of Masonry Infilled Frames: Comparison of Analytical Methods. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, v.4, n.3, p. 105-110, ago. 1999.

FLANAGAN, R.D; BENNETT, R.M. In-plane Analysis of Masonry Infill Materials. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, Oakland-USA, v.6, n.4, p. 176-182, Nov. 2001.

GAO, Z; STANCIULESCU, I. Computational Modelling Of Hybrid Masonry Systems. **11^a North American Masonry Conference**, Minneapolis, MN, USA, 2011.

LIAUW, T. C.; LEE, S. W. On the behaviour and the analysis of multi-storey infilled frames subjected to lateral loading. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Part 2, v. 63, p. 641-657, 1977.

MARCARI, G; OLIVEIRA, D; FABBROCINO, G; LOURENÇO, P. B. In-Plane Behavior Of Tuff Masonry Panel Strengthened With FRP Diagonal Layout. **11^a North American Masonry Conference**, Minneapolis, MN, USA, 2011.

MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE, MSJC Code/Commentary Working Draft. p.

391, 2010.

MADAN, A.; REINHORN, A.M.; MANDER, J.B.; VALLES, R.E. Modeling of Masonry Infill Panels for Structural Analysis. **Journal of the Structural Engineering - ASCE**, v.123, n.10, p. 1295-1302, out. 1997.

MEHRABI, A. Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. **Journal of the Structural Engineering - ASCE**, v.122, n.3, p. 228-237, mar. 1996.

PUJOL, S; FICK, D. The test of a full-scale three-story RC structure with masonry infill walls. **Engineering Structures**, p. 1-10, 2010.

SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. Inelastic Design of Infilled Frames. **Journal of the Structural Engineering - ASCE**, v.121, n. 4, p.634-650, abr. 1995.

SMITH, B. S.; NOLLET, M.J. Stiffened-Story Wall-Frame Tall Building Structure. **Computers & Structures**, v. 66, n.2-3, p. 225-240, 1998.

ANEXO

Os projetos a seguir foram desenvolvidos pela empresa Cláudio Puga & Engenheiros Associados, disponibilizando-os para estudo.

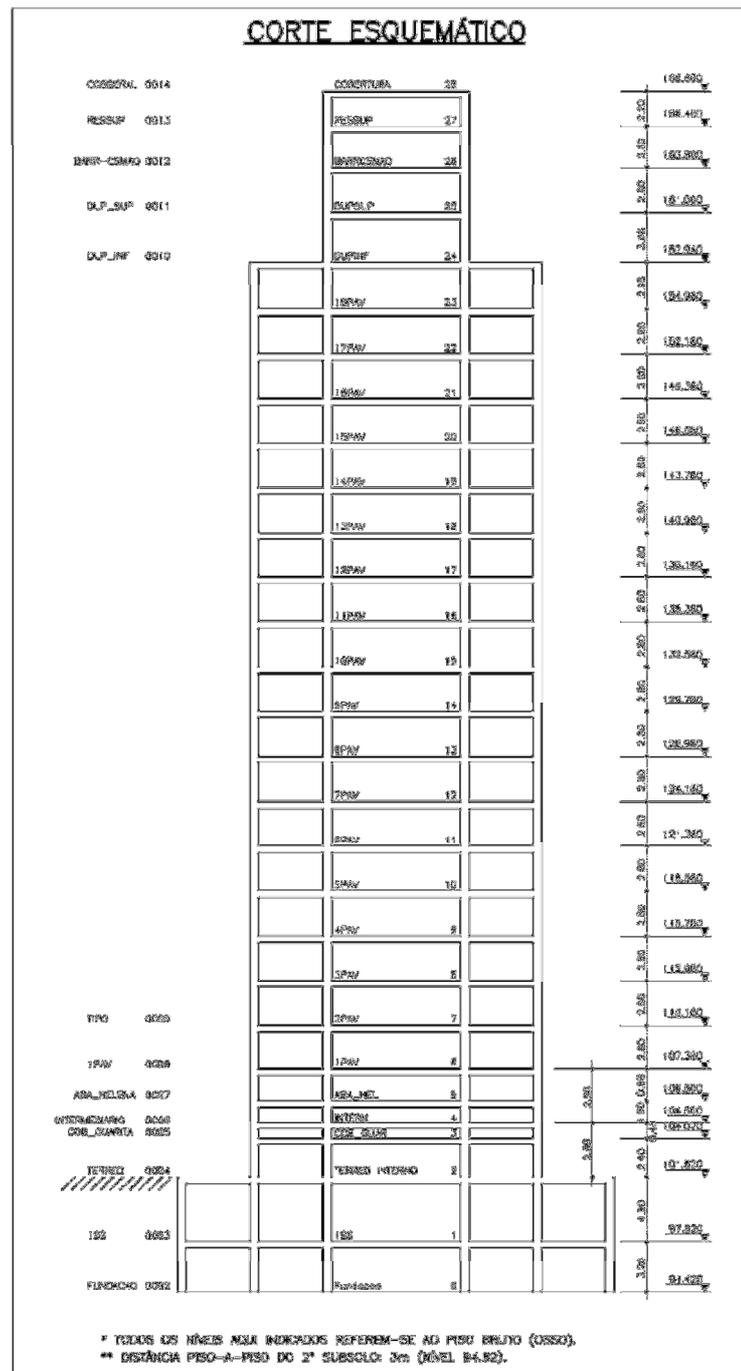


Figura 66: Corte esquemático do edifício Helena

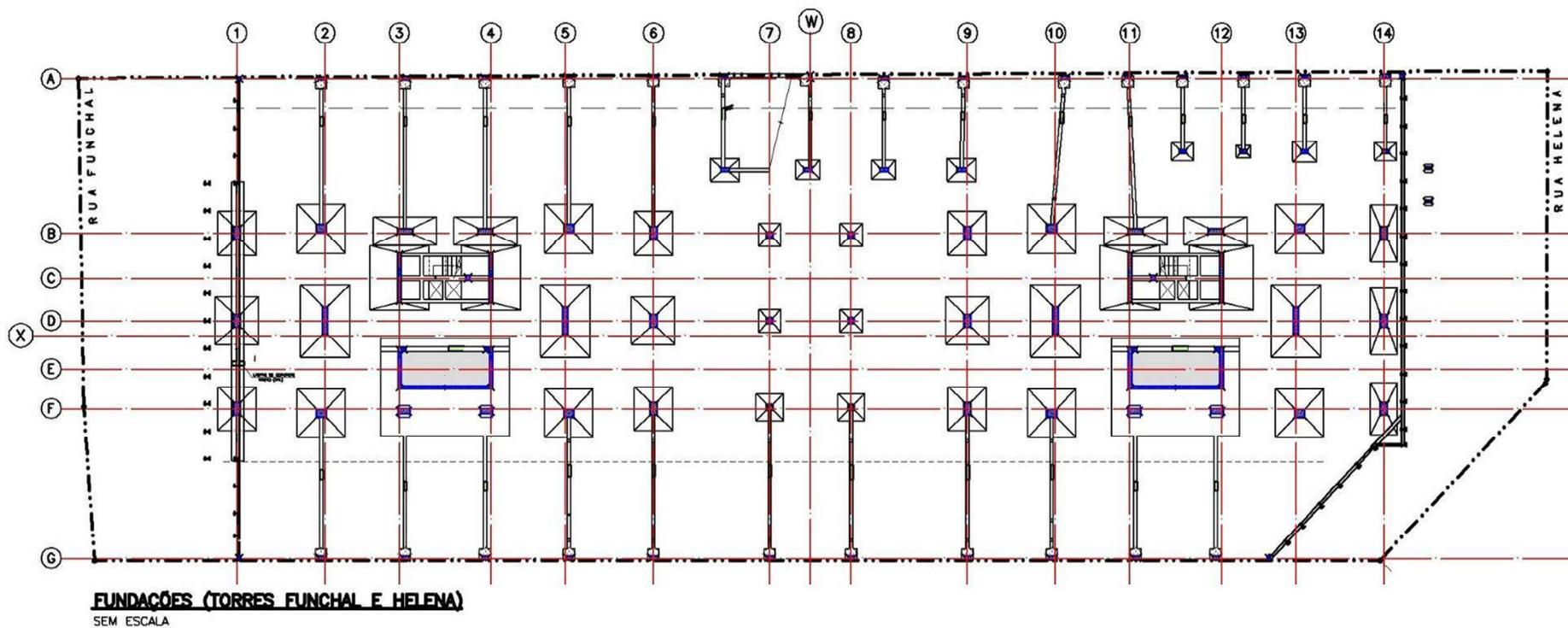


Figura 67: Planta de fundação

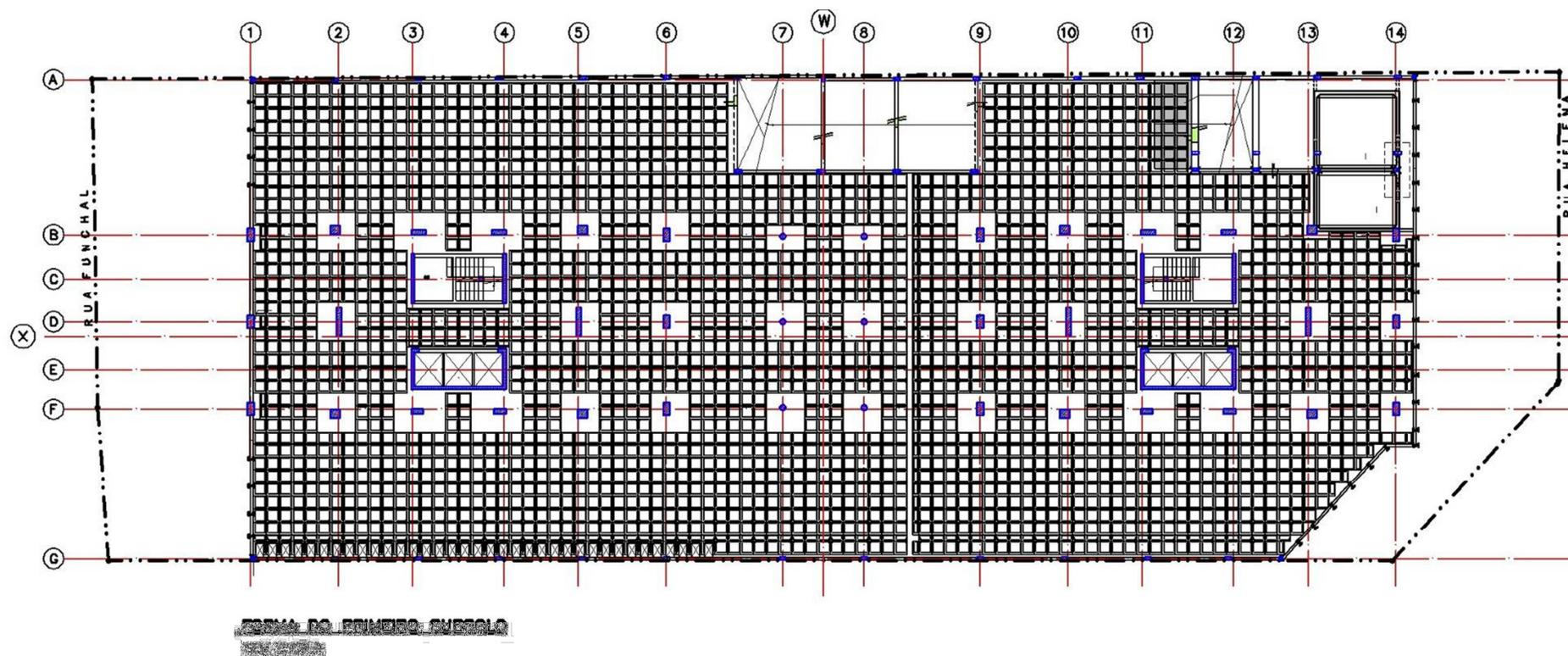


Figura 68: Planta de forma do primeiro subsolo

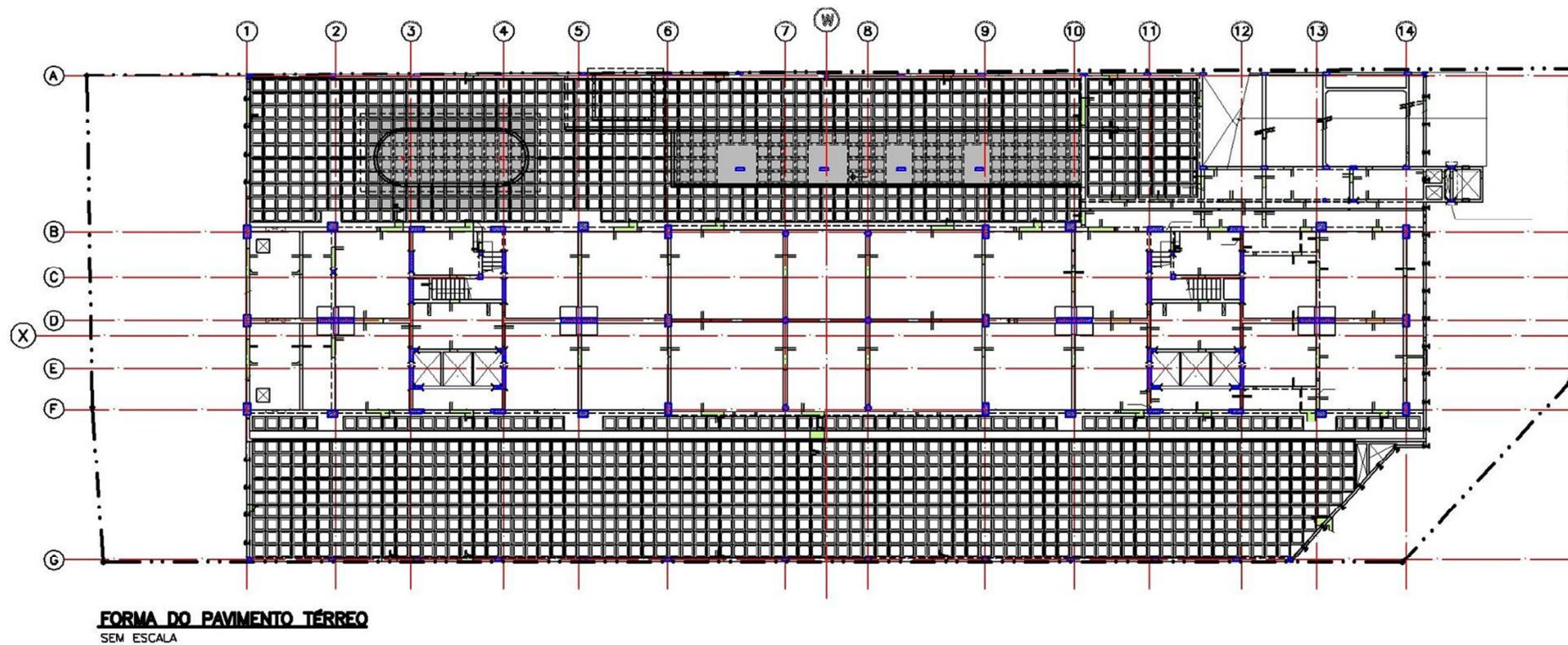


Figura 69: Planta de forma do pavimento Térreo

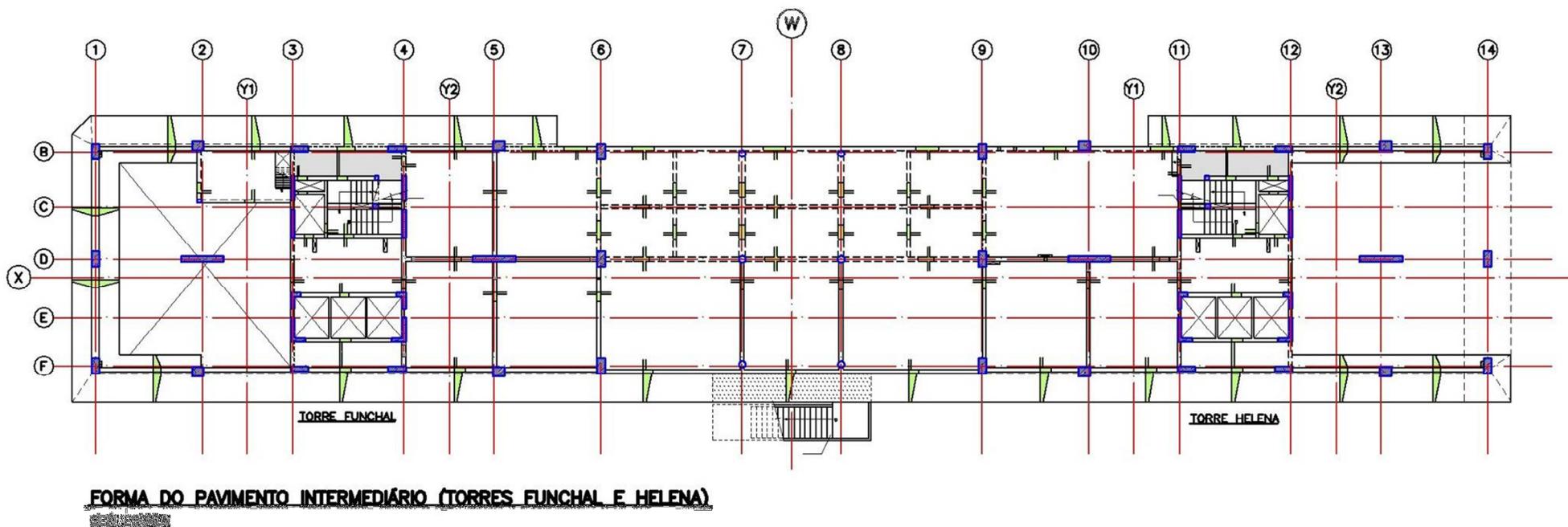
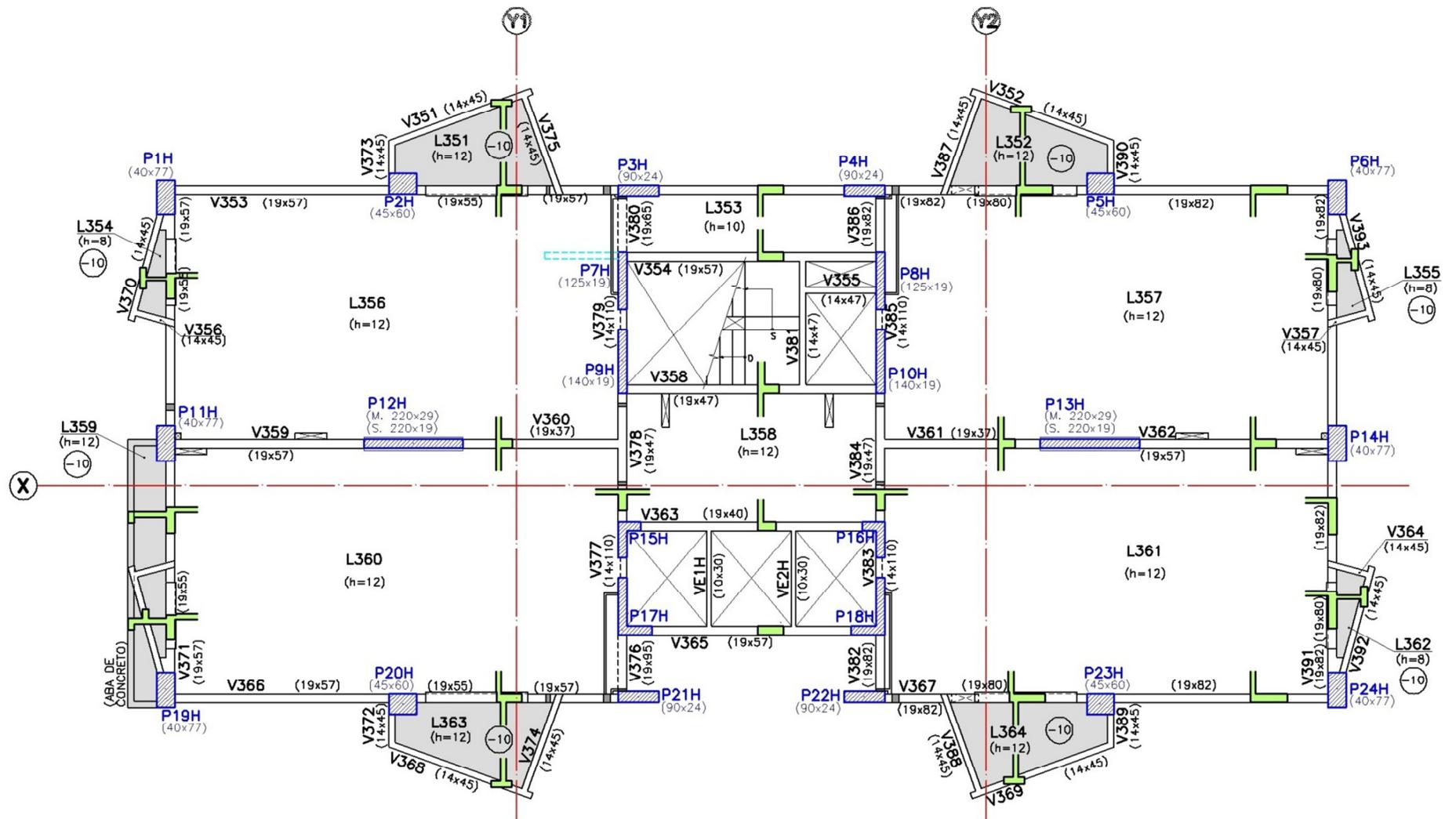
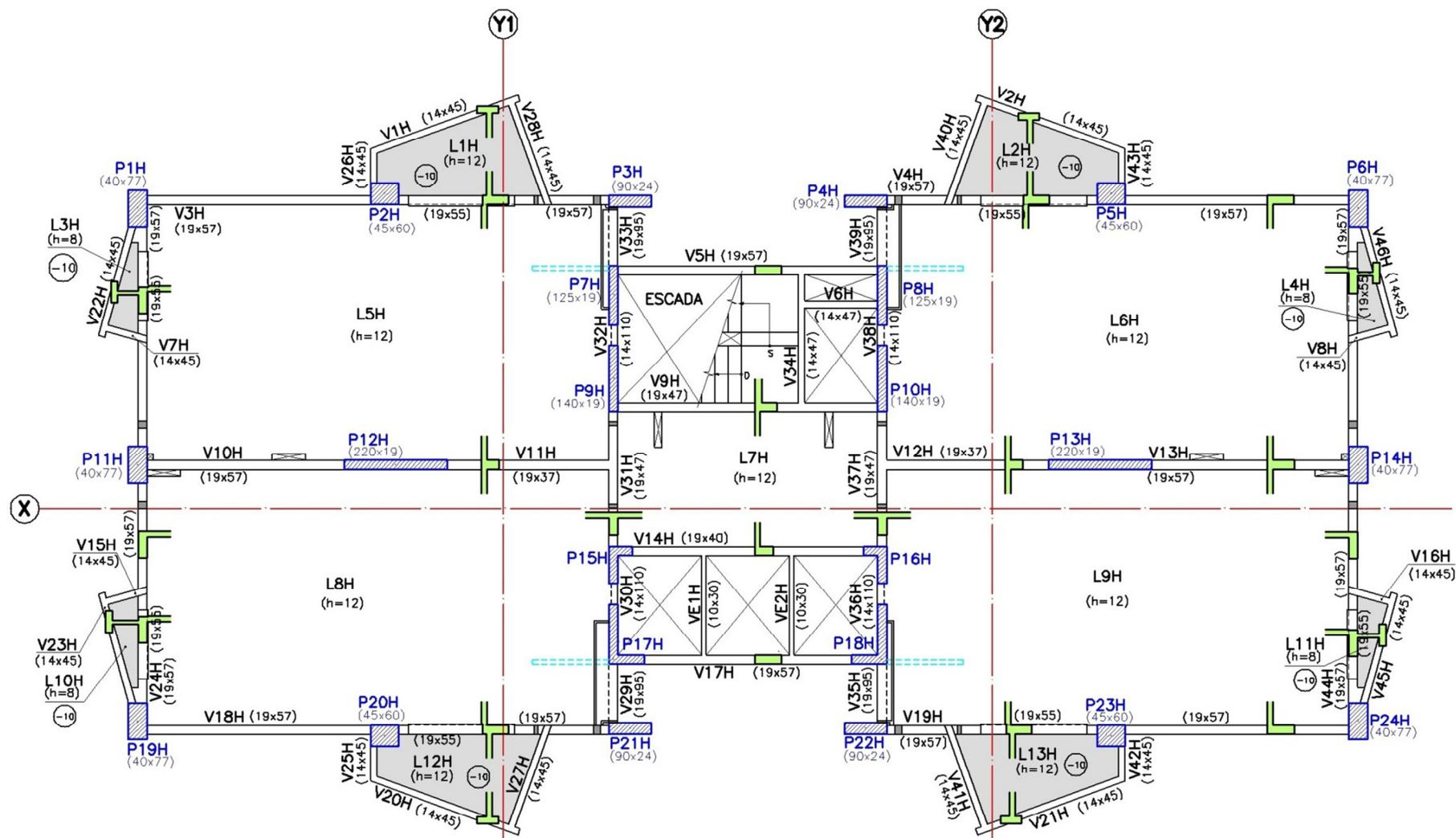


Figura 70: Planta de forma do pavimento intermediário



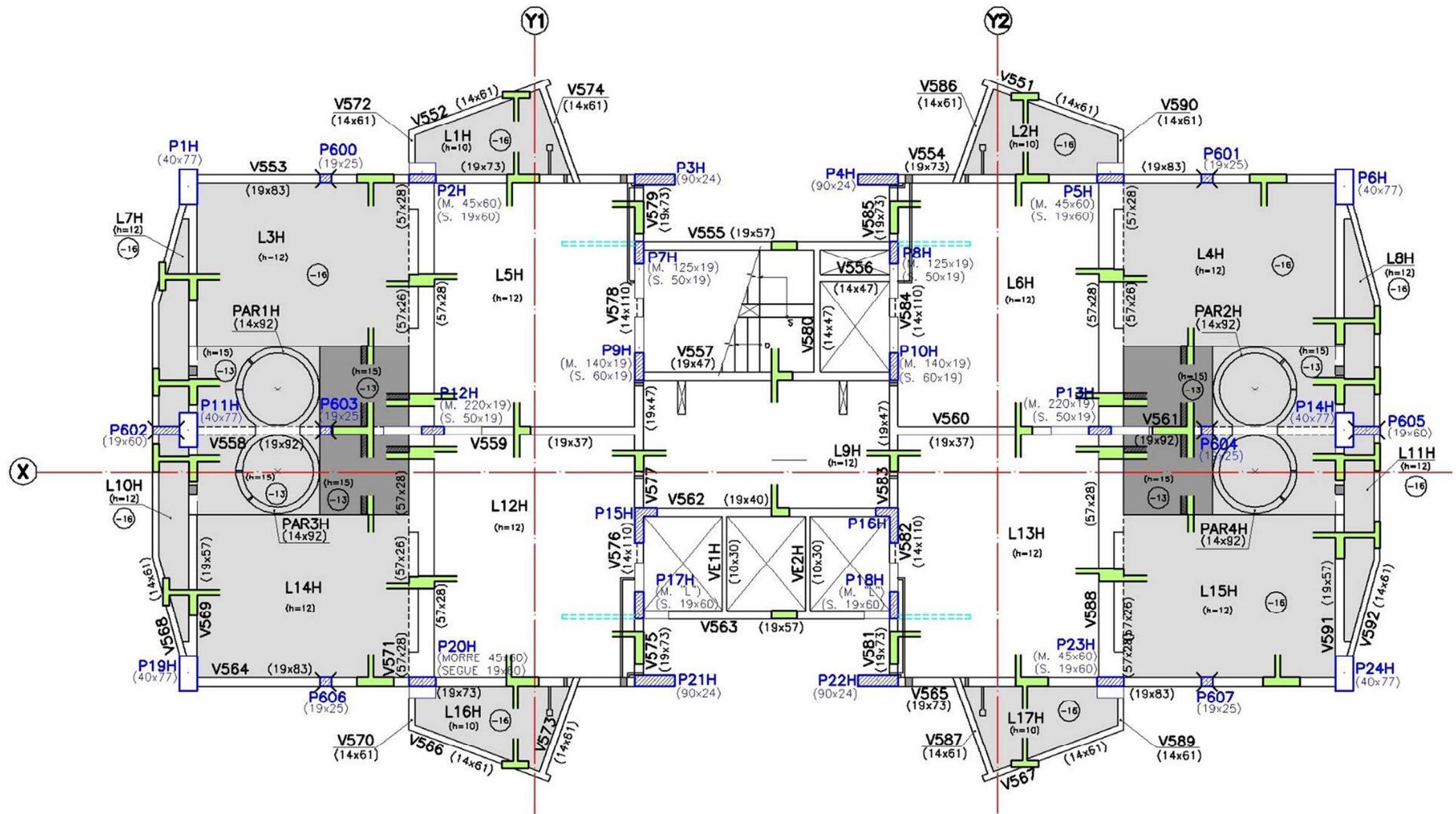
FORMA DO PRIMEIRO PAVIMENTO – TORRE HELENA

Figura 71: Planta de forma do primeiro pavimento



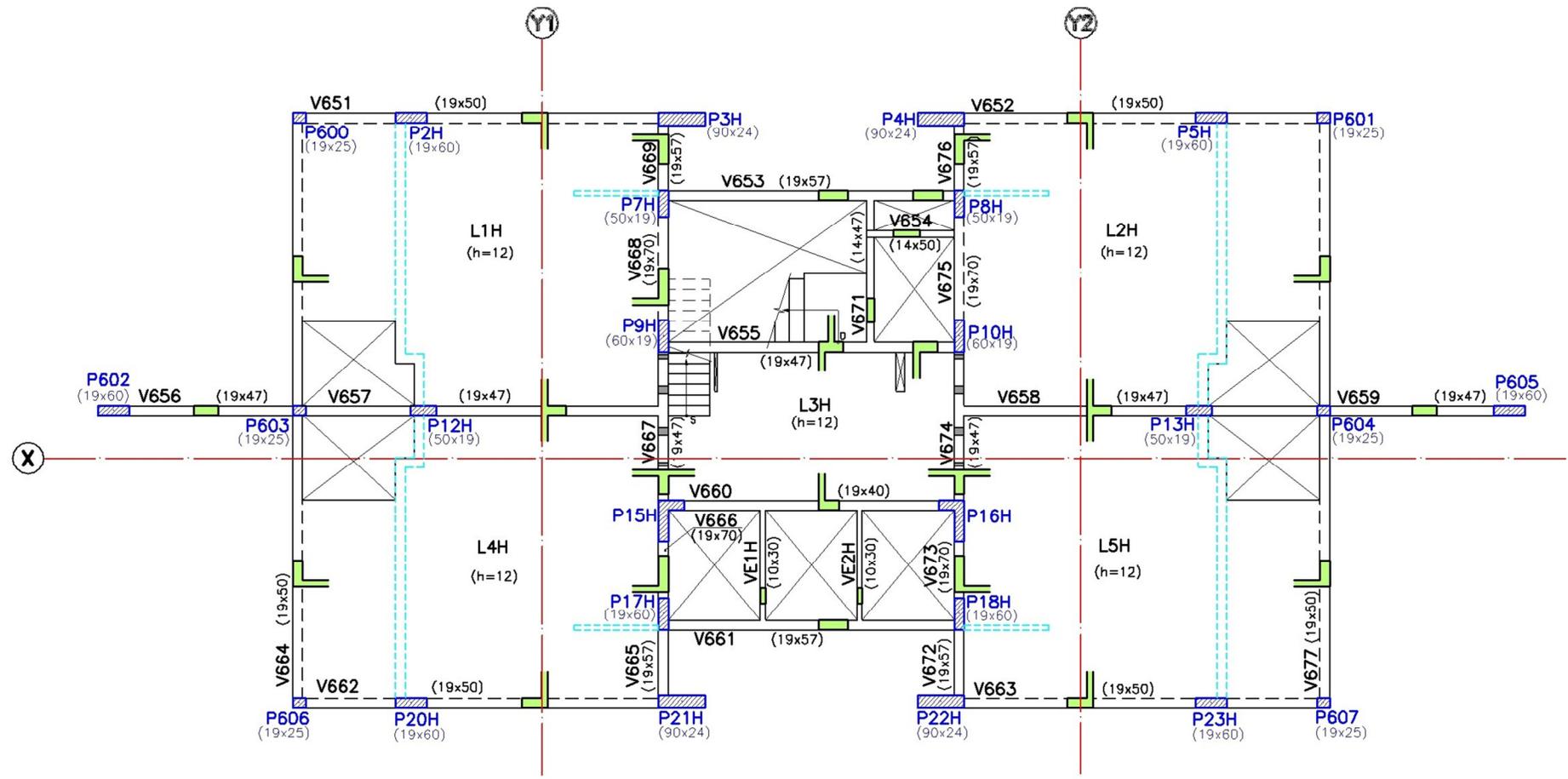
FORMA DO PAVIMENTO TIPO - TORRE HELENA (2º AO 18º PAVIMENTO - 17x)

Figura 72: Planta de forma do pavimento tipo



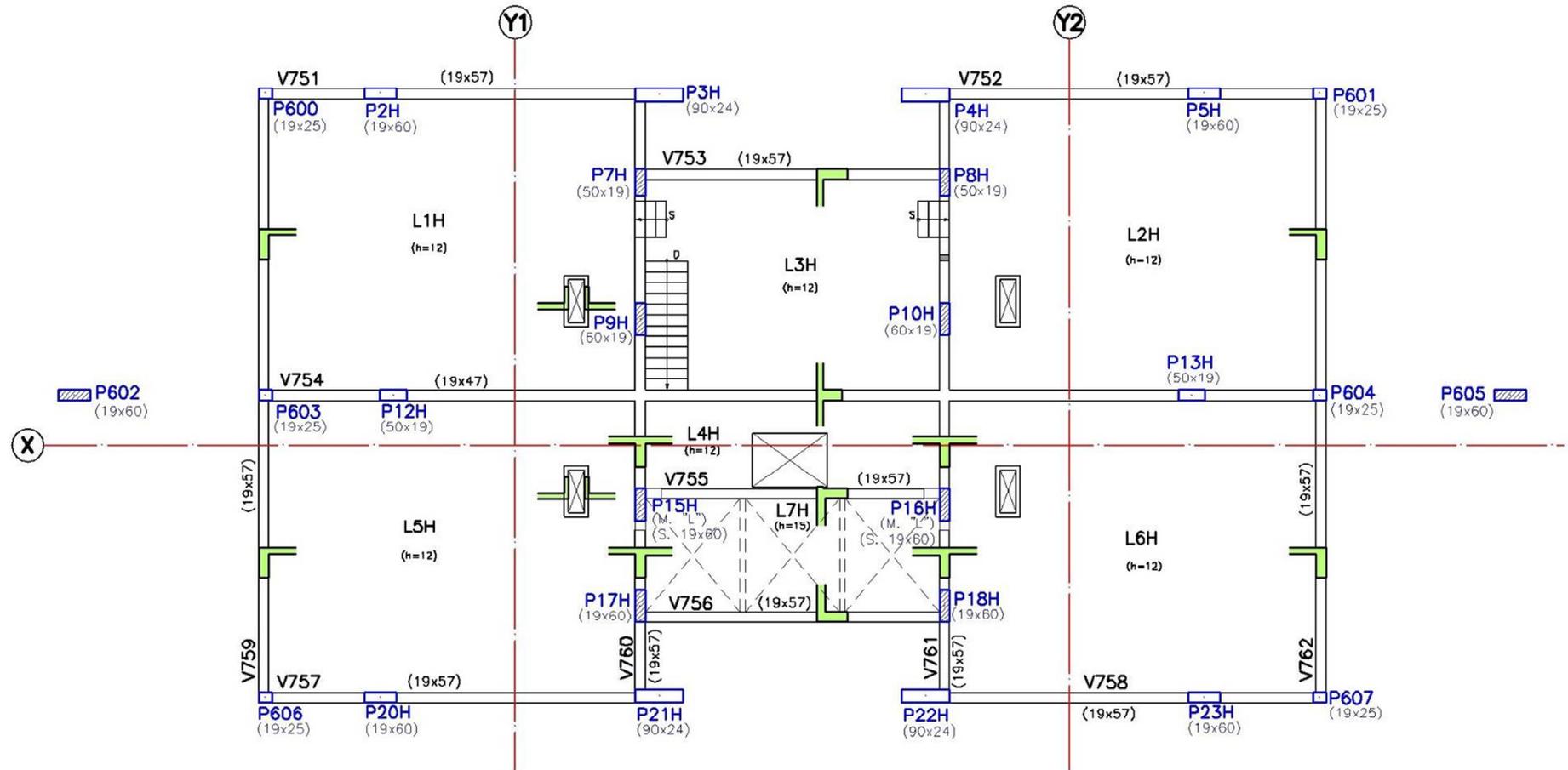
FORMA DO DUPLEX INFERIOR (1º PAVIMENTO) - TORRE HELENA
SEM ESCALA

Figura 73: Planta de forma do duplex inferior



FORMA DO DUPLEX SUPERIOR (20º PAVIMENTO) – TORRE HELENA
SEM ESCALA

Figura 74: Planta de forma do duplex superior



FORMA DO BARRILETE / CASA DE MÁQUINAS – TORRE HELENA
SEM ESCALA

Figura 75: Planta de forma do barrilete e casa de máquinas

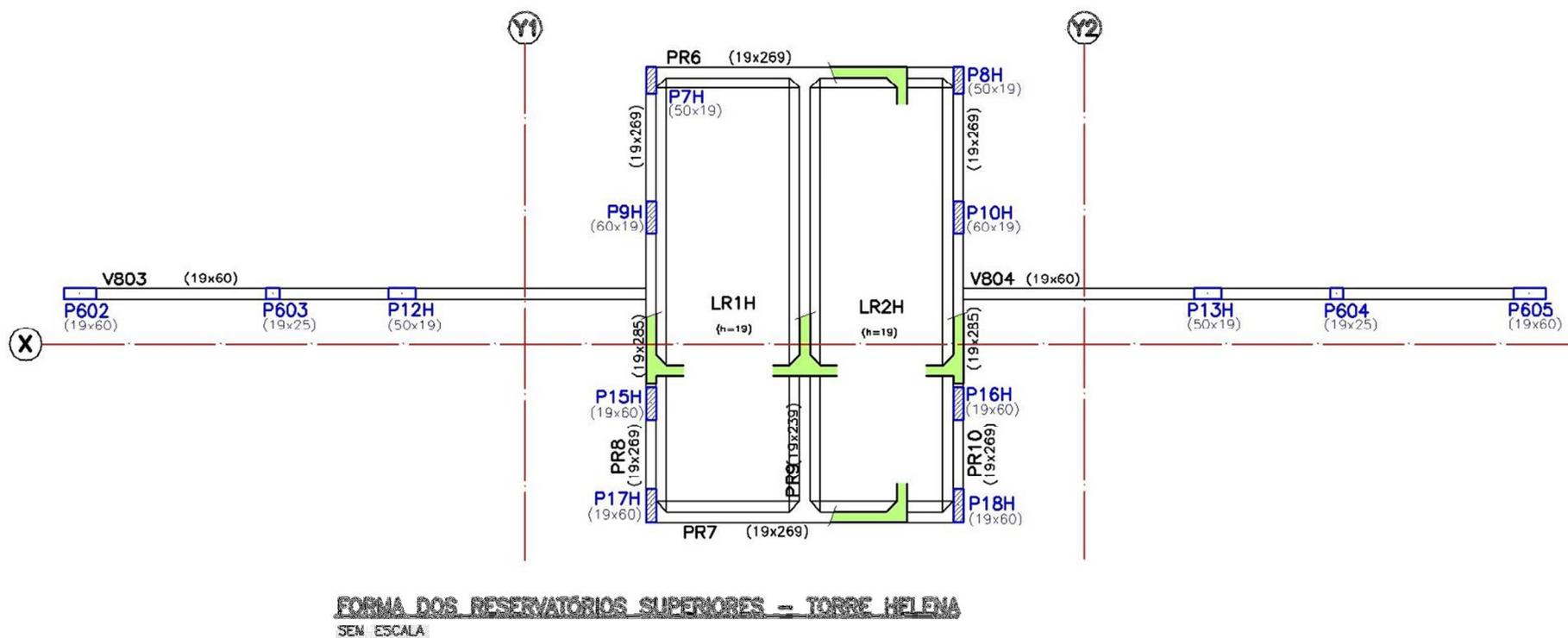
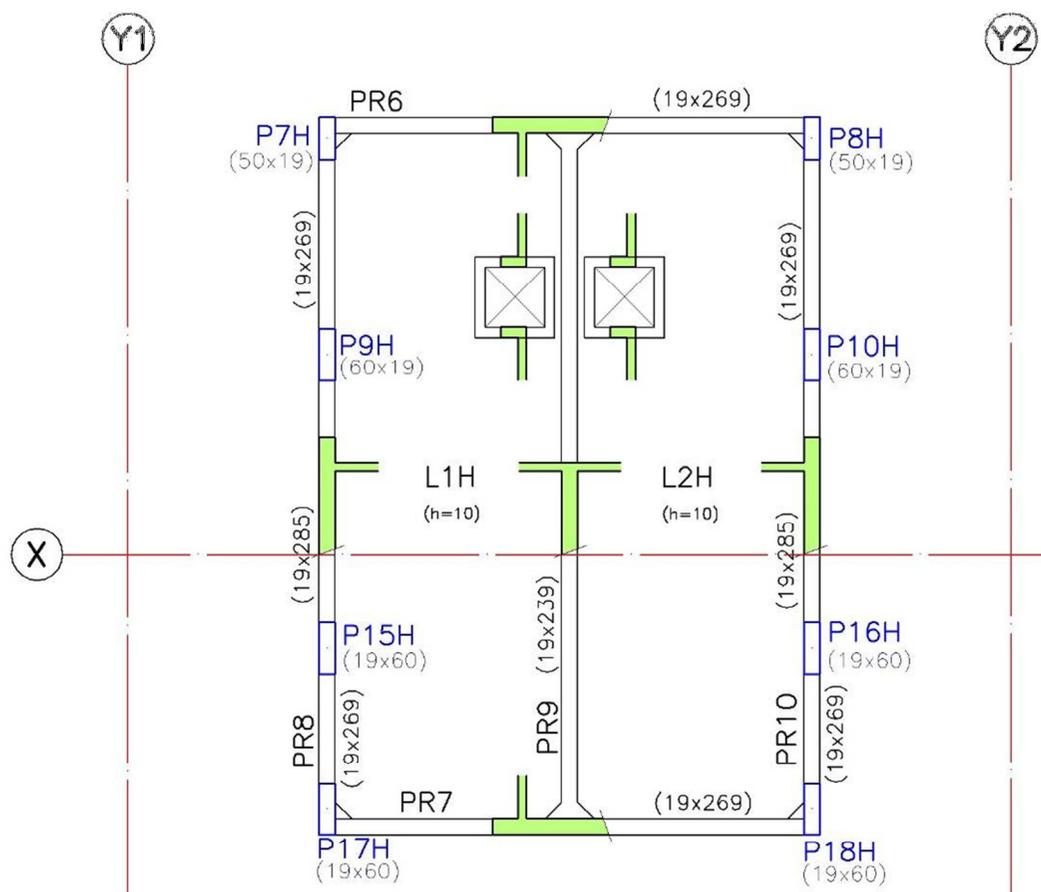


Figura 76: Planta de forma dos reservatórios superiores



FORMA DA COBERTURA DOS RESERVATÓRIOS – TORRE HELENA
SEM ESCALA

Figura 77: Planta de forma da cobertura do reservatório superior