UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Júlio César Cavalcante Damasceno

MODELOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Natal
2012

Júlio César Cavalcante Damasceno

MODELOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto

Natal
2012

JÚLIO CÉSAR CAVALCANTE DAMASCENO

MODELOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação, em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Joel Araújo do Nascimento Neto – Orientador (UFRN)

Prof. Dr. Petrus Gorgônio Bulhões da Nóbrega – Examinador Interno (UFRN)

Prof. Dr. Romilde Almeida Oliveira – Examinador Externo (UNICAP)

Natal, 28 de fevereiro de 2012.

RESUMO

O objetivo principal desta dissertação foi o estudo de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural, através da aplicação do Método dos Elementos Finitos e do Método de Bielas e Tirantes. Foram analisados os seguintes aspectos: o efeito da ortotropia no comportamento de painéis; distribuição de forças horizontais entre painéis de edifícios; comparação entre os modelos de Pórtico Equivalente e Elementos Finitos; cálculo de painéis com o Método de Bielas e Tirantes.

Os resultados permitiram concluir que não se deve desconsiderar a ortotropia, sob pena de conduzir a modelos mais rígidos que o real. Em relação à distribuição de forças horizontais, evidenciou-se que a desconsideração dos lintéis e da deformação por cisalhamento acarretam diferenças significativas relativamente ao modelo de barras isoladas. Os resultados permitiram concluir, ainda que os modelos em Elementos Finitos e de Pórtico Equivalente apresentam comportamento semelhante no que se refere à rigidez de painéis e distribuição de tensões nas sessões mais solicitadas.

Foram discutidos critérios para a concepção de modelos de bielas e tirantes em painéis isolados. Em seguida, a força horizontal teórica destes painéis foi comparada com a carga de ruptura de painéis ensaiados disponíveis na literatura. As forças máximas teóricas foram sempre inferiores à força de ruptura dos painéis, obtidas em ensaios, devido ao fato de que o modelo proposto não é capaz de representar o comportamento da alvenaria após o inicio da fissuração do painel devido à plastificação das armaduras.

Palavras-chave: Alvenaria Estrutural; Painéis de Contraventamento; Método de Bielas e Tirantes.

ABSTRACT

The main objective of this thesis was the study of bracing panels of structural masonry, by applying the Finite Element Method and Strut and Tie Method. It was analyzed the following aspects: the effect of orthotropy on the behavior of the panels; distribution of horizontal forces between panels for buildings; comparison between Equivalent Frame and Finite Elements models; panels design with the Strut and Tie Method.

The results showed that one should not disregard the orthotropy, otherwise this can lead to models stiffer than the real. Regarding the distribution of horizontal forces, showed that the disregard of lintels and shear deformation leads to significant differences in the simplified model. The results showed also that the models in Finite Element and Equivalent Frame exhibit similar behavior in respect to stiffness of panels and stress distribution over the sessions requested.

It was discussing criteria for designing Strut and Tie Method models in one floor panels. Then, the theoretical strength these panels was compared with the rupture strength of panels tested in the literature. The theoretical maximum strength were always less than the rupture strength of the panels obtained in tests, due to the fact that the proposed model cannot represent the behavior of the masonry after the start of the panel cracking due to plasticization of the reinforcement.

Key-words:. Structural Masonry, Bracing Panels, Strut and Tie Method.

AGRADECIMENTOS

À minha família pela compreensão, paciência e carinho inestimáveis durante os três anos do curso.

Aos meus amigos e colegas de curso, pela cumplicidade, ajuda e amizade.

Ao professor Joel, pela orientação deste trabalho.

Aos professores Romilde Oliveira e Petrus Nóbrega, por terem aceitado o convite para participar da banca.

À CAPES pela disponibilização da bolsa de estudo, sem a qual não seria possível a minha permanência no curso de mestrado.

SUMÁRIO

RESUMO....iv
ABSTRACT....v
AGRADECIMENTOS....vi
LISTA DE TABELAS....ix
LISTA DE FIGURAS....xi
1. INTRODUÇÃO....1
1.1. Objetivos....3
1.2. Justificativa....3
1.3. Estrutura da dissertação....4
2. ASPECTOS RELATIVOS À ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA ESTRUTURAL SUJEITOS A AÇÕES HORIZONTAIS....6
2.1. Considerações iniciais....6
2.2. Modelagem numérica da alvenaria....6
2.3. Painéis de alvenaria submetidos a forças horizontais....12
2.3.1. Modos de ruptura....12
2.3.2. Análise estrutural de painéis em alvenaria....19
2.4. Método de bielas e tirantes....24
2.4.1. Método de bielas e tirantes aplicado a painéis de alvenaria estrutural submetidos a ações laterais....27
3. MODELAGEM ADOTADA PARA PAINÉIS DE ALVENARIA....34
3.1. Considerações iniciais....34
3.2. Apresentação dos modelos de elementos finitos utilizados....34
3.3. Efeito da ortotropia na alvenaria....36
3.4. Modelagem de painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003)....40
3.4.1. Descrição dos painéis....40
3.4.2. Estudo da malha para modelagem dos painéis....42
3.5. Estudo da ortotropia em painéis de edifícios....46
4. MODELO DE BIELAS E TIRANTES APLICADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS....58
4.1. Considerações iniciais....58
4.2. Painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003)....58

4.2.1. Parâmetros de resistência 59
4.2.2. Painel sem abertura 62
4.2.3. Painel com abertura de porta 67
4.2.4. Painel com abertura de janela 74
4.3. Painéis ensaiados por Voon & Ingham (2008) 79
4.3.1. Características do ensaio 80
4.3.2. Características da modelagem 80
4.3.3. Painel 2 81
4.3.4. Painel 3 84
4.4. Apresentação e análise dos resultados 87
5. ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE EDIFÍCIOS 89
5.1. Considerações iniciais 89
5.2. Distribuição de forças horizontais entre painéis de edifícios 89
5.3. Comparação entre o método de pórtico equivalente e o método dos elementos finitos no cálculo de painéis de edifícios 94
6. CONCLUSÕES 103
6.1. Considerações finais 103
6.2. Sugestões para futuros trabalhos 106
BIBLIOGRAFIA 107

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades dos materiais utilizados. Fonte: Nascimento Neto (2003). 36

Tabela 3.2 – Parâmetros elásticos adotados na análise. Unidades em kN e cm. 40

Tabela 3.3 – Quadro resumo dos painéis em modelo reduzido. Fonte: Nascimento Neto (2003) 42

Tabela 3.4 – Resultados do estudo de escolha da malha. 43

Tabela 3.5 – Verificação da rigidez do modelo. 45

Tabela 3.6 – Níveis e resistências características do edifício analisado. 47

Tabela 3.7 - Parâmetros para o cálculo das forças horizontais. Fonte: NBR 6123 (1988) 50

Tabela 3.8 – Forças horizontais resultantes. 50

Tabela 3.9 – Parâmetros elásticos adotados na análise. Unidades em KN e centímetros..... 51

Tabela 3.10 – Força horizontal nos painéis. 51

Tabela 3.11 – Rigidez dos painéis do 1º pavimento. 54

Tabela 3.12 – Rigidez dos painéis do 15º pavimento. 55

Tabela 4.1 – Resistência das bielas de compressão. Valores na área bruta.. 60

Tabela 4.2 – Cargas máximas das bielas do modelo - painel 2..... 83

Tabela 4.3 – Cagas máxima das bielas do modelo para o painel 3..... 86

Tabela 4.4 – Resumo dos resultados 88

Tabela 5.1 – Esforço cortante relativo. 92

Tabela 5.2 - Rigidez dos modelos em elementos finitos. Unidade: kN/mm. ... 94

Tabela 5.3 - Módulo de deformação longitudinal. 95

Tabela 5.4 - Forças horizontais nos painéis Par34 e Par42. Unidade em kN. 96

Tabela 5.5 – Resultados da comparação Painel Par34 com e sem lintel. 102

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Técnicas de modelagem da alvenaria: a) Exemplar de alvenaria; b) Micromodelagem; c) Micromodelagem simplificada; d) Macromodelagem. Fonte: Peleteiro (2002).....7

Figura 2.2 – Definição do volume padrão da alvenaria: a) Exemplar de alvenaria com fiadas verticais descontínuas; b) Volume padrão da alvenaria. Adaptado de Lourenço (1996).....8

Figura 2.3 – Relação tensão-deformação para componentes e prisma de alvenaria. Adaptado de Drysdale et al. (1994) 9

Figura 2.4 - Comportamento típico de materiais quase-frágeis sobre carregamento uniaxial e definição da energia de fratura: (a) tração; (b) compressão. Fonte: Lourenço (1996) apud Silva et al. (2003). 10

Figura 2.5 - Modos de ruptura de painéis não armados: a) Ruptura à compressão devido à elevadas forças axiais; b) Ruptura por compressão localizada; c) Ruptura por deslizamento; d) Ruptura por tração diagonal. Fonte: Drysdale et al. (1994).....12

Figura 2.6 - Força e deslocamentos horizontais: (a) painéis-porta (b) painéis-janela. Fonte: Nascimento Neto et al. (2007) 14

Figura 2.7 – Padrão de fissuração dos painéis. a) Painel PPSG; b) Painel PPCG; c) Painel PJSG; d) Painel PJCG; e) Definição dos painéis P1 e P2 e forma de aplicação do carregamento. Fonte: Nascimento Neto et al. (2007).....15

Figura 2.8 – a) Configuração do ensaio. Adaptado de Voon & Ingham (2006). Unidades em mm. b) Configuração dos blocos utilizados. Fonte: http://www.angelusblock.com/products/cmu_configuration.cfm, acesso em 22/10/2012. 18

Figura 2.9 – a) Representação dos carregamentos aplicados. b) Geometria do Modelo I. Fonte: Silva et al. (2003).....22

Figura 2.10 – Curva da força Horizontal x Deslocamento Horizontal. a) Direção +X b) Direção –X. Fonte: Silva et al. (2003).....23

Figura 2.11 – Exemplo de aplicação do método de bielas e tirantes: (a) consolo; (b) viga e (c) viga-parede em balanço. Souza & Bittencourt (2005).....25

Figura 2.12 – Configurações básicas de campos de tensão de compressão: (a) prismática, (b) garrafa; (c) em leque. Fonte: http://dankuchma.com/stm/STM/Models.htm. Acesso em 22/10/2012.....25

Figura 2.13 – Classificação dos nós: a) nó CCC, b) nó CCT, c) nó TTC,d) nó TTT; Fonte: http://dankuchma.com/stm/STM/Models.htm. Acesso em 22/10/2012 ..26

Figura 2.14 – Exemplo de nós contínuos e singulares: a) viga parede e b) pilar de obras de arte. Fonte: Souza & Bittencourt (2005) 27

Figura 2.15 – Propriedades do modelo: (a) desvio do campo de tensões de compressão através das forças de tração “T” e (b) bielas paralelas (sC) e nós CCS; (c) bielas discretas (dC) mostrando um campo de compressão do tipo “bottle neck” (garrafa) combinado com um tirante, em combinação com nós CCT e CCCS. Fonte: Roca (2006).....28

Figura 2.16 – Modelos propostos para: a) Paredes com cargas concentradas com aberturas; b) Paredes sem aberturas com cargas parcialmente distribuídas; c) Paredes sem aberturas com carga concentrada. Adaptado de Roca (2006).....30

Figura 2.17 – Modelos residuais: a) Parede sem abertura; b) Parede com abertura. Fonte: Roca (2006) 30

Figura 2.18 – Modelos de biela e tirantes: a) Modelo simplificado; b) Modelo melhorado. Fonte: Voon & Ingham (2008) 32

Figura 3.1 – Os seis graus de liberdade do elemento *frame*. Adaptado do *CSI Analysis Reference Manual* (2009). 35

Figura 3.2 – Elemento quadrilateral de quatro nós. Adaptado do *CSI Analysis Reference Manual* (2009).....36

Figura 3.3 – Gráfico da relação Ex/Ey x Espessura da Argamassa. Fonte: Peleteiro (2002).....37

Figura 3.4 – Malha em elementos finitos do volume padrão.....38

Figura 3.5 – Tensões normais: a) Carregamento paralelo às juntas; b) Carregamento perpendicular às juntas. 39

Figura 3.6 – Vista global e dimensões dos painéis com armadura vertical. a) Painel sem abertura; b) Painel com abertura de porta; c) Painel com abertura de janela. Fonte: Nascimento Neto (2003). Medidas em centímetros. 41

Figura 3.7 – Esquema de aplicação do carregamento do painel com abertura de porta. Fonte: Nascimento Neto (2003). 41

Figura 3.8 – Malhas do estudo preliminar: (a) Malha 01; (b) Malha 02; (c) Malha 03.....43

Figura 3.9 – Malha do modelo PJSG. 44

Figura 3.10 – a) Tensão vertical na base (kN/cm²); b) Deslocamento transversal (mm). 44

Figura 3.11 – Tensão normal: a) Malha 02; b) Malha 03 Unidades em KN/cm². 45

Figura 3.12 – Tensão normal vertical do painel PJSG1. 46

Figura 3.13 – Planta de 1ª. Fiadas. a) 1º pavimento; b) 15º pavimento. 49

Figura 3.14 – Painel PAR1: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais. 52

Figura 3.15 – Painel PAR10: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais. 52

Figura 3.16 – Painel PAR17: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais. 53

Figura 3.17 – Painel PAR34: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais. 53

Figura 3.18 – Painel PAR36: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais. 54

Figura 3.20 – Painel PAR1: a) Configuração deformada do painel com quinze pavimentos com lintéis; b) Configuração deformada do painel com quinze pavimentos com lintéis; c) Diagrama de deslocamento horizontal ao longo da altura. 56

Figura 4.1 – Relação entre a resistência à compressão oblíqua e normal às juntas de assentamento 59

Figura 4.2 - a) Tensões principais mínimas para viga-parede; b) Tensões principais máximas; c) Modelo de bielas e tirantes idealizado; d) Larguras adotadas para a escora CD e para o tirante AB. Fonte: Souza (2004). 61

Figura 4.3 - Tensões no painel sem abertura. a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento; c) Perfil de tensões normais; d) Perfil de tensões de cisalhamento à meia altura. Unidades em kN/cm². 62

Figura 4.4 – Tensões nos painéis sem abertura: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c) Trajetória das tensões principais; d) Modelo de bielas e tirantes do painel isolado; Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes. Unidades em kN e cm. 64

Figura 4.5 –Fissuração ocorrida durante ensaio do modelo PICG1: Vista geral do modelo após a ruptura. Fonte: Nascimento Neto (2003). 65

Figura 4.6 – Resultado do modelo de bielas e tirantes para o painel sem abertura. Unidades em kN.....66

Figura 4.7 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensão normal vertical; b) Tensão de cisalhamento; c) Tensões normais horizontais no lintel. Unidades em kN e centímetro. 67

Figura 4.8 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento à meia-altura; c), d), e): Tensões horizontais no lintel; f) Aspecto do diagrama de momento fletor no lintel. 69

Figura 4.9 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c), Trajetória das tensões principais. d) Detalhe do lintel. Unidades em kN/cm². 70

Figura 4.10 – Modelo de bielas e tirantes do lintel. Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes. 71

Figura 4.11 – Modelo de bielas e tirantes dos painéis com abertura de porta. Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes. Dimensões em cm. 72

Figura 4.12 – Fissuração das paredes do modelo PPCG1. Fonte: Nascimento Neto (2003). 72

Figura 4.13 – Resultado do modelo de bielas e tirantes: a) PPCG1; b) PPCG2. Unidades em kN. 74

Figura 4.14 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Tensão normal vertical; b) Tensão de cisalhamento; c) Tensão normal horizontal. Unidades em kN/cm² 75

Figura 4.15 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Perfil de tensão normal vertical na base; b), c) e d) Perfis de tensões horizontais. 76

Figura 4.16 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c) Trajetórias de tensões principais. d) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/cm² 77

Figura 4.17 – Vista geral do modelo após a realização do ensaio do painel com abertura de janela. Fonte: Nascimento Neto (2003). 78

Figura 4.18 – Resultado do modelo de bielas e tirantes: a) PJCG1; b) PJCG2 Unidade em KN. 79

Figura 4.19 – Painéis ensaiados por Voon e Ingham (2008): a) Dimensões do painel 2; b) Dimensões do Painel 3; c) Configuração do ensaio: Adaptado de Voon & Ingham (2008). Dimensões em mm. 80

Figura 4.20 – Malha de elementos finitos: a) Painel 2; b) Painel 3. 81

Figura 4.21 – Distribuição de tensões no painel 2: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento c) Tensões principais mínimas; d) Tensões principais máximas. Unidades em kN/m². 82

Figura 4.22 – Resultados painel 2: a) Trajetória de tensões principais; b) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/m². 83

Figura 4.23 – a) Resultados do modelo de bielas e tirantes painel 2. b) Configurações de fissuração na ruptura. Unidades em kN. Fonte: Voon & Ingham (2008). 84

Figura 4.24 – Distribuição de tensões no painel 3: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento c) Tensões principais mínimas; d) Tensões principais máximas. Unidades em kN/m². 85

Figura 4.25 – Resultados painel 2: a) Trajetória de tensões principais; b) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/m². 86

Figura 4.26 – a) Resultados do modelo de bielas e tirantes painel 3. b) Configurações de fissuração na ruptura. Unidades em kN. Fonte: Voon & Ingham (2008) 87

Figura 5.1 – Malha de elementos finitos do primeiro pavimento. 91

Figura 5.2 - Malha de elementos finitos do primeiro pavimento. - Modelo 1…92

Figura 5.3 – Esforço cortante relativo, Modelos 1 e 2: a) Vento na direção x; b) Vento na direção y. 93

Figura 5.4 – Esforço cortante relativo, Modelos 2 e 3: at) Vento na direção x; b) Vento na direção y. 93

Figura 5.5 – a) Comprimento de trechos rígidos para os lintéis. Adaptado de Ramalho & Corrêa (2003); b) Modelo do painel Par34 para os dois primeiros pavimentos com a incorporação dos trechos rígidos em verde.....95

Figura 5.6 - Painel Par42: a) Situação deformada do modelo em elementos finitos; b) Situação deformada do modelo de pórtico; c) Seções de análise. 97

Figura 5.7 – Deslocamento horizontal do painel Par42. 97

Figura 5.8 - Esforços internos no painel Par42: a) Momento fletor; b) Esforço cortante. 98

Figura 5.9 - Painel Par34: a) Situação deformada do modelo em elementos finitos; b) Situação deformada do modelo de pórtico; c) Seções de análise. 98

Figura 5.10 – Deslocamento horizontal do painel Par34. 99

Figura 5.11 - Esforços internos do painel Par34: a) Esforço normal; b) Momento fletor; c) Esforço cortante. 99

Figura 5.12 – Esforços cortantes nos lintéis do painel Par34: a) Seção 4-4; b) Seção 5-5. 100

Figura 5.13 – Resultados do painel Par34 com e sem lintel: a) Diagrama de esforço cortante; b) Diagrama de momento fletor; c) Deslocamento horizontal.Unidades em kN e centímetros. 101

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O termo “Alvenaria Estrutural” refere-se ao tipo de construção cuja resistência depende unicamente das unidades de alvenaria argamassadas (blocos de concreto, blocos cerâmicos, tijolos cerâmicos maciços, etc) com grande capacidade resistente à compressão. Essas unidades devem agir como uma combinação íntegra para resistir aos esforços de compressão, bem como às forças cortantes. Resumidamente, são estruturas de paredes, capazes de resistir a grandes cargas verticais e, desde que não surjam tensões de tração ou, se surgirem, que sejam determinados os reforços com armadura, também são capazes de apresentar considerável resistência às ações horizontais.

As principais vantagens das construções em alvenaria estrutural consistem na utilização do mesmo elemento para atender as funções de estrutura, divisor do espaço físico, isolador térmico e acústico, e protetor contra o fogo e intempéries. Essa múltipla funcionalidade diminui significativamente a complicação de detalhes construtivos e resulta num sistema construtivo racionalizado.

Na primeira metade do século 20, segundo Hendry et al. (1981), as paredes estruturais de edifícios em alvenaria eram analisadas por métodos empíricos e resultavam em paredes com espessuras excessivas. Um exemplo clássico é o Edifício Monadnock, com 16 pavimentos de uma estrutura em alvenaria não armada de tijolos cerâmicos, construído em Chicago por volta de 1889-1891. As paredes estruturais que constituem o sistema de contraventamento possuem em sua base espessura de aproximadamente 1,80m. Se tivessem sido utilizadas técnicas de análise e métodos construtivos modernos, os projetistas do Monadnock utilizariam paredes com espessura em torno de 30cm ou menos, de acordo com os referidos autores.

Com o objetivo de diminuir cada vez mais a espessura das paredes, projetistas e construtores desenvolveram técnicas de análise que se aproximam mais do comportamento real da estrutura, permitindo assim, uma utilização mais racional do material, bem como o desenvolvimento de projetos mais econômicos, fundamentados em teorias mais bem elaboradas. O acúmulo de pesquisas e experiência prática ao longo dos últimos trinta anos tem levado à melhoria e refinamento das várias normas de cálculo, permitindo que o projeto de edifícios em alvenaria estrutural esteja sendo desenvolvido em nível semelhante aos projetos em estruturas de aço e concreto, destacando que a maioria das normas de projeto já se baseia no método dos estados limites últimos, como por exemplo, as normas brasileiras de projetos de blocos cerâmicos e de concreto, editadas recentemente.

No Brasil, o desenvolvimento da alvenaria estrutural de blocos de concreto iniciou na década de 70. Nessa época já haviam sido construídos vários edifícios, podendo-se citar: o conjunto Central Parque Lapa, com quatro blocos de doze andares; o edifício Muriti, em São José dos Campos, de dezesseis andares, treze prédios de quatro andares e cinco de oito, na cidade de São Paulo. Porém esses empreendimentos foram realizados com normas internacionais. Pode-se afirmar que a consolidação da Alvenaria Estrutural no Brasil se deu na década de 80, resultado da publicação das normas de projeto e execução de edifícios com blocos de concreto. Nesta década houve ainda a publicação das normas de caracterização de blocos cerâmicos.

Atualmente tem-se uma crescente demanda por projetos de edifícios de alvenaria estrutural, com a progressiva elevação do número de pavimentos e disposições mais complexas das paredes em planta. É nesse contexto que se insere a presente pesquisa, buscando contribuir para o estudo de modelos racionais de análise e dimensionamento dos elementos de contraventamento de edifícios em alvenaria estrutural, através de análises em Elementos Finitos e definição de modelos de Bielas e Tirantes para o cálculo de painéis.

Objetivos

O objetivo principal deste estudo foi avaliar critérios de análise e dimensionamento de elementos de contraventamento de edifícios em alvenaria

estrutural buscando-se a concepção de modelos de bielas e tirantes para o dimensionamento de painéis, submetido a forças horizontais e verticais. Além disso, constitui como objetivo desta dissertação a análise da influência da ortotropia no comportamento de painéis de contraventamento, destacando que essa ortotropia se deve a geometria da alvenaria, cuja furação vertical dos blocos e presença das juntas de argamassa resulta em diferentes comportamentos da alvenaria nas duas direções distintas: transversal e longitudinal à junta de assentamento.

Para alcançar estes objetivos foi necessário atingir os seguintes objetivos específicos:

- Aplicação do método de elementos finitos na análise de painéis de alvenaria sujeitos a ações horizontais;
- Comparação da força de ruptura de painéis com a força teórica máxima obtida pelo modelo de bielas e tirantes;
- Estudo do efeito da ortotropia da alvenaria na rigidez de painéis;
- Estudo do efeito da ortotropia da alvenaria na distribuição de forças horizontais entre painéis de edifícios;

Alternativamente, constituiu objetivo dessa dissertação a comparação do modelo de pórtico equivalente com o modelo de elementos finitos na modelagem de painéis submetidos a ações horizontais, relativamente à rigidez e esforços internos nestes painéis.

Justificativa

Os métodos utilizados para concepção e projeto de edifícios de alvenaria estrutural baseiam-se em normas nacionais e internacionais consolidadas, que consideram na sua maioria, conceitos baseados no método dos estados limites. Para o cálculo de paredes de contraventamento à flexão levam-se em conta mecanismos similares aos adotados nas estruturas de concreto armado.

Para o cálculo à flexão, é utilizado o diagrama Parábola-retângulo que considera a hipótese da permanência da planicidade da seção transversal.

Alternativamente pode-se considerar um diagrama de tensões lineares, para baixas intensidades de tensões de tração. Já para o cálculo ao esforço cortante, leva-se em conta o critério de ruptura de Mohr Coulomb.

Por outro lado, a prática de projeto de edifícios em alvenaria apresenta situações que não permitem o correto uso destes modelos, devido à introdução de certas singularidades, principalmente: presença de aberturas e grande desenvolvimento em planta das paredes, que aumentam a importância das deformações por cisalhamento ocasionando a curvatura da seção transversal, que deixa de ser plana. Devido a esses fatores propõe-se neste trabalho o uso do método de bielas e tirantes para o dimensionamento de painéis de alvenaria estrutural.

Consagrado no dimensionamento de estruturas em concreto armado, o método de bielas e tirantes tem sido vislumbrado para o dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural em diversas situações: painéis sujeitos a cargas verticais concentradas, parcialmente distribuídas e painéis de contraventamento. Por outro lado ainda existem dúvidas sobre alguns pontos. Por exemplo, qual seria a resistência a adotar na verificação das bielas comprimidas e qual seria a inclinação máxima das bielas. São questões importantes, uma vez que a alvenaria é um material quase-frágil e apresenta anisotropia, devido à presença das juntas de argamassa e da própria geometria das unidades.

Estrutura da dissertação

O trabalho foi dividido em seis capítulos. O capítulo 1 apresenta os objetivos da dissertação, bem como os motivos para escolha do tema.

O capítulo 2 trata da revisão da literatura, em que são apresentados os principais estudos que subsidiaram a pesquisa, destacando que a revisão foi constituída dos temas: modelagem numérica da alvenaria; métodos de análise estrutural e modos de ruptura de painéis sujeitos a ações horizontais; modelos de bielas e tirantes aplicados a painéis de alvenaria.

O capítulo 3 apresenta o modelo numérico utilizado. São apresentados estudos sobre a rigidez deste modelo comparando os resultados de deslocamentos

de painéis isolados com resultados experimentais disponíveis na literatura. Em seguida, apresenta-se a análise do efeito da ortotropia na rigidez de painéis.

No capítulo 4, são discutidos critérios para a concepção de modelos de bielas e tirantes em painéis isolados. Em seguida, a força horizontal teórica destes painéis foi comparada com a carga de ruptura de painéis ensaiados disponíveis na literatura.

O capítulo 5 trata da análise de painéis de edifícios. Primeiramente discute-se a distribuição de forças horizontais entre os painéis, em que se apresenta a análise tridimensional em elementos finitos de um pavimento. Em seguida o efeito da ortotropia na distribuição de forças entre os painéis é estudado, assim como o efeito das aberturas de portas e janelas. Finalmente parte-se para a comparação entre dois métodos de análise de painéis de alvenaria: método do pórtico equivalente e método dos elementos finitos.

Finalmente, o capítulo 6 traz as conclusões finais da dissertação, bem como se expõem sugestões para continuidade desta pesquisa.

CAPÍTULO 2 ASPECTOS RELATIVOS À ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA SUJEITOS A AÇÕES HORIZONTAIS

Considerações iniciais

Este capítulo trata da revisão bibliográfica desta dissertação. São apresentados os principais estudos que subsidiaram as análises que serão apresentadas posteriormente.

Modelagem numérica da alvenaria

Em sua tese de doutorado Peleteiro (2002) aborda tópicos da modelagem numérica da alvenaria estrutural. A autora elaborou um estudo comparativo sobre os vários recursos de modelagem numérica, linear e não-linear, disponíveis em softwares comerciais baseados no Método dos Elementos Finitos.

Peleteiro (2002) cita as principais técnicas de modelagem numérica da alvenaria estrutural, Figura 2.1:

- Micromodelagem detalhada (Figura 2.1b): as unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos;
- Micromodelagem simplificada (Figura 2.1c): as unidades são representadas por elementos contínuos e suas dimensões são expandidas, enquanto o comportamento das juntas de argamassa e da interface é considerado nos elementos descontínuos;
- Macromodelagem (Figura 2.1d): unidade, argamassa e interface são consideradas dispersas no meio contínuo. Considera-se a alvenaria como um meio contínuo, com propriedades homogêneas.

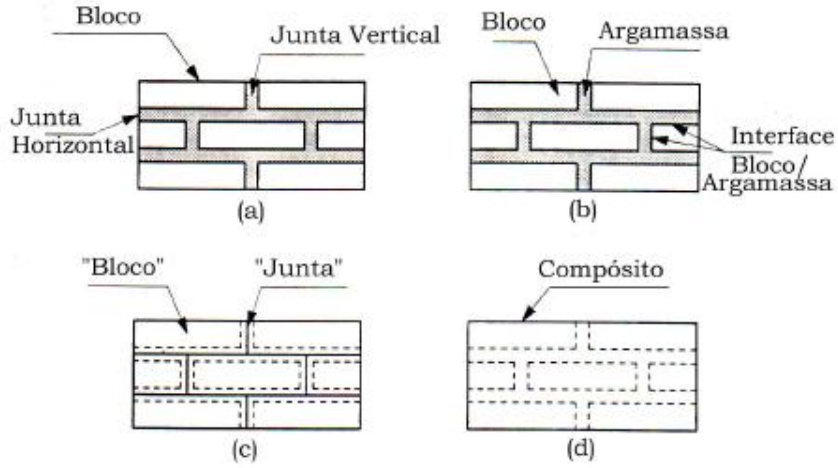


Figura 2.1 – Técnicas de modelagem da alvenaria: a) Exemplar de alvenaria; b) Micromodelagem; c) Micromodelagem simplificada; d) Macromodelagem. Fonte: Peleteiro (2002)

Na micromodelagem detalhada, consideram-se as características físicas e, opcionalmente, propriedades não-lineares da argamassa e da unidade. Segundo Peleteiro (2002), a interface da unidade com a argamassa representa um plano potencial de fissuração/deslizamento, com rigidez inicial pequena para evitar a interpenetração do meio contínuo. Isto possibilita que se estude a ação combinada da unidade, da argamassa e da interface de forma mais minuciosa.

Segundo a autora, na micromodelagem simplificada, cada junta é simulada como uma interface média, e as unidades têm suas dimensões expandidas, com o intuito de manter inalteradas as características geométricas da alvenaria. Essa alvenaria é então considerada como um conjunto de unidades elásticas unidas por linhas potenciais de fratura e deslizamento nas juntas. Perde-se precisão porque nesse tipo de modelagem o efeito de Poisson na argamassa é desprezado.

Já a macromodelagem, não distingue os dois materiais, mas trata a alvenaria como um meio homogêneo. Segundo Barreto (2002) o procedimento de obtenção destas propriedades é referido como homogeneização e a sua utilização em análise numérica é usualmente referida como macromodelagem. O autor apresenta a metodologia de obtenção das propriedades homogeneizadas, segundo duas hipóteses: isotropia e ortotropia transversal.

De acordo com Peleteiro (2002) a micromodelagem é necessária para fornecer um bom entendimento sobre o comportamento local das estruturas em alvenaria. Tome-se, por exemplo, a verificação de concentração de tensões junto a vãos de porta e

janela. Já a macromodelagem adequada para análises mais gerais da estrutura, principalmente quando se está estudando paredes sólidas com dimensões grandes o suficiente para garantir distribuições de tensões bastante uniformes. Claramente a macromodelagem é mais prática, apresenta um tempo de processamento reduzido, uma economia de memória dos computadores e uma geração de malha mais simples.

As propriedades homogeneizadas podem ser calculadas através de procedimentos numéricos e teóricos. A primeira forma é através da modelagem do volume padrão da alvenaria, Figura 2.2. Para obtenção da propriedade elástica basta aplicar forças em determinada direção e calcular as tensões, decorrentes das deformações médias resultantes. Por exemplo, para obtenção do módulo de deformação longitudinal na direção x, aplica-se tensão unitária na direção x, o valor do módulo de deformação longitudinal naquela direção será obtido pelo quociente entre a tensão aplicada e as deformações médias dos nós do volume padrão.

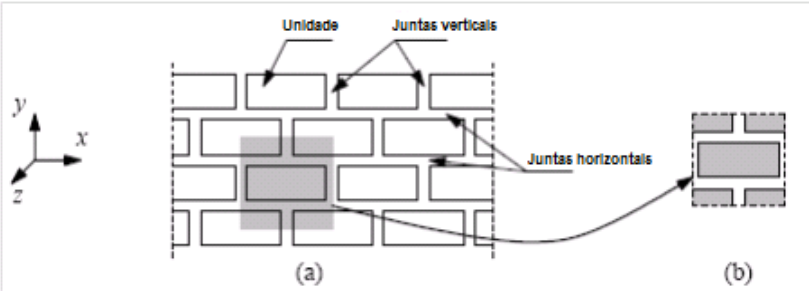


Figura 2.2 – Definição do volume padrão da alvenaria: a) Exemplar de alvenaria com fiadas verticais descontínuas; b) Volume padrão da alvenaria. Adaptado de Lourenço (1996).

A segunda forma de obtenção das propriedades homogeneizadas é através de procedimentos teóricos. Lee *et al.* (1996) propõem um método que apresenta as seguintes hipóteses: 1) unidades e juntas são consideradas perfeitamente unidas, isto é, não é considerado o deslizamento nem separação da interface; 2) as juntas verticais são consideradas contínuas. O modelo se baseia na igualdade entre a energia de deformação do material equivalente e a energia de deformação do volume padrão da alvenaria. O referido método é feito em duas etapas: a) primeiramente se faz a homogeneização entre o bloco e as juntas horizontais; b) em seguida, aplica-se o mesmo procedimento entre as juntas verticais e o material homogeneizado no item a).

Cabe salientar que o expediente da homogeneização descrito anteriormente apresenta algumas desvantagens, segundo Lourenço et al. (2007), quais sejam:

a) Subestimação da rigidez horizontal do material homogeneizado, uma vez que não considera nenhuma informação sobre o padrão das juntas verticais;
b) A inabilidade de considerar de forma realista as juntas verticais resulta em erros significativos no caso de análises não-lineares;
c) Caso a seqüência de homogeneização seja invertida, o material homogeneizado apresentará diferenças, o que não é razoável, já que se trata do mesmo volume padrão.

É possível enumerar na literatura diversos trabalhos sobre o comportamento não-linear na alvenaria estrutural, podendo-se considerar como principais efeitos não-lineares a física e a de contato.

A não-linearidade física está associada à plastificação dos materiais que ocorre devido à progressão da tensão atuante. A Figura 2.3 apresenta relações tensão-deformação de um prisma sujeito a compressão axial e de seus componentes, onde se percebe a perda da linearidade desde o início do ensaio.

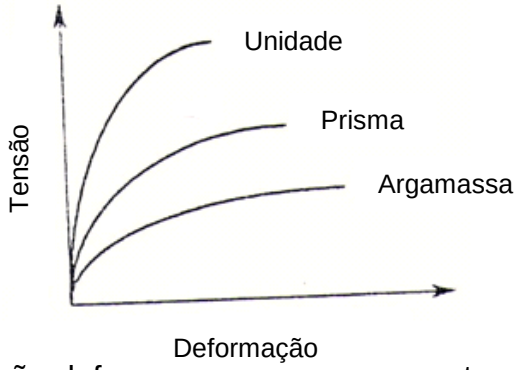


Figura 2.3 – Relação tensão-deformação para componentes e prisma de alvenaria. Adaptado de Drysdale et al. (1994)

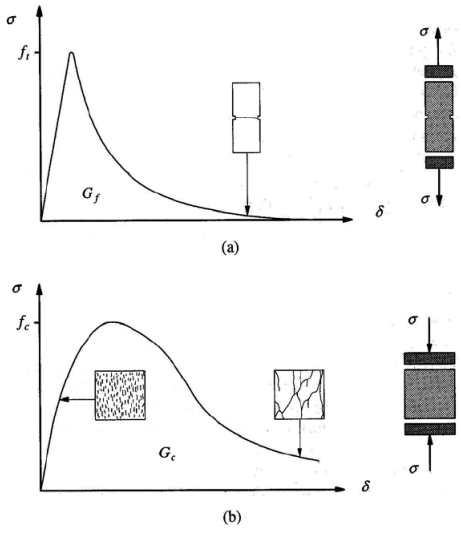
A não-linearidade de contato é resultado do deslizamento e da separação na interface unidade-junta. Estão associados à resistência de aderência, a coesão e ângulo de atrito interno da interface unidade-junta.

Lourenço et al. (1997) apresentam um modelo para análise de estruturas anisotrópicas baseado na teoria da plasticidade. De acordo com os autores, o critério de escoamento proposto combina as vantagens dos conceitos da plasticidade

moderna com uma poderosa representação do comportamento anisotrópico do material, que inclui diferentes comportamentos de endurecimento/amolecimento ao longo de cada eixo do material. Os autores propõem o critério de escoamento de Hill para compressão e Rankine para tração. Segundo os autores, o dano interno devido a esses mecanismos de falha é representado com dois parâmetros internos, uma para dano a tração outro para dano a compressão. O modelo é formulado de tal maneira que cada parâmetro interno é relacionado a duas energias de fraturas independentes em relação a cada eixo do material.

Silva et al. (2003) realizaram simulações numéricas não lineares em painéis sujeitos a ações horizontais com certos níveis constantes de pré-compressão. Nas análises realizadas, o comportamento da alvenaria foi simulado através de um modelo de plasticidade contido no software Diana 7.2 que combina os critérios de Rankine, para ruptura à tração, e Von Mises para ruptura à compressão.

Segundo os autores, as energias de fraturas à tração ($\mathbf{G_t}$) e à compressão ($\mathbf{G_c}$) são dadas pelas áreas correspondentes aos diagramas tensão-deformação uniaxiais à tração e à compressão, mostrados de maneira esquemática na Figura 2.4.



2.1

Figura 2.4 - Comportamento típico de materiais quase-frágeis sobre carregamento uniaxial e definição da energia de fratura: (a) tração; (b) compressão. Fonte: Lourenço (1996) apud Silva et al. (2003).

Finalmente, deve-se destacar que os dados de entrada para o modelo supracitado são: módulo de deformação longitudinal, módulo de deformação transversal, coeficiente de Poisson, resistência à compressão e à tração e energia de fratura à

compressão e à tração. Cabe lembrar que o modelo adotado por Silva et al. (2003) foi realizado em nível da macromodelagem, sem consideração de elementos de contato.

Em sua tese de doutorado, Nascimento Neto (2003) realizou uma micromodelagem em painéis de alvenaria sujeitos a ações laterais, com o uso do software Abaqus/Standard. Dois critérios de ruptura foram analisados: critério Concrete e Mohr-Coulomb. Além disso, foram adotados elementos de contato para simular a fissuração por escorregamento da interface bloco/argamassa. O autor tece algumas considerações sobre os dois modelos, transcritos a seguir.

O critério Concrete considera a fissuração como o aspecto mais importante do comportamento do material, e a sua representação, bem como o comportamento pós-fissuração, predominam na definição do modelo. Para cargas de tração, há resposta elástica até cerca de 7-10% da tensão última de compressão, quando se inicia a formação das fissuras. A partir daí, o programa considera a perda de resistência do material por meio do mecanismo de “amolecimento”, modelo de dano, em que as fissuras abertas podem ser representadas pela perda da rigidez elástica. No caso das cargas de compressão, há uma resposta elástica inicial e, à medida que a tensão aumenta, surgem deformações plásticas de modo que a resposta do material apresenta um “amolecimento”. Quando a tensão última é atingida, a rigidez vai diminuindo até que o material não suporte mais tensão. É importante comentar que o modelo permite a utilização de vários pontos, como dados de entrada, para descrição da curva tensão x deformação.

Já para o critério Mohr-Coulomb, segundo Nascimento Neto (2003) esse critério é utilizado para modelar materiais cujo comportamento pode ser representado pelo clássico critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Neste caso, admite-se que a ruptura ocorra quando a tensão de cisalhamento, em qualquer ponto do material, se iguala a um valor que depende linearmente da tensão normal no mesmo plano. Esse modelo é baseado no traçado do círculo de Mohr para estados de tensões, na ruptura, no plano das tensões principais. A curva de ruptura é a tangente a esses círculos de Mohr. O usuário deve fornecer o ângulo de atrito interno φ e a coesão **c** como parâmetros de entrada para caracterização do modelo. É importante comentar que também é permitido o encruamento isotrópico do material, baseado no acréscimo e/ou decréscimo da coesão à medida que ocorrem as deformações plásticas, isto é, o modelo permite que ocorra tanto “endurecimento” quanto “amolecimento”.

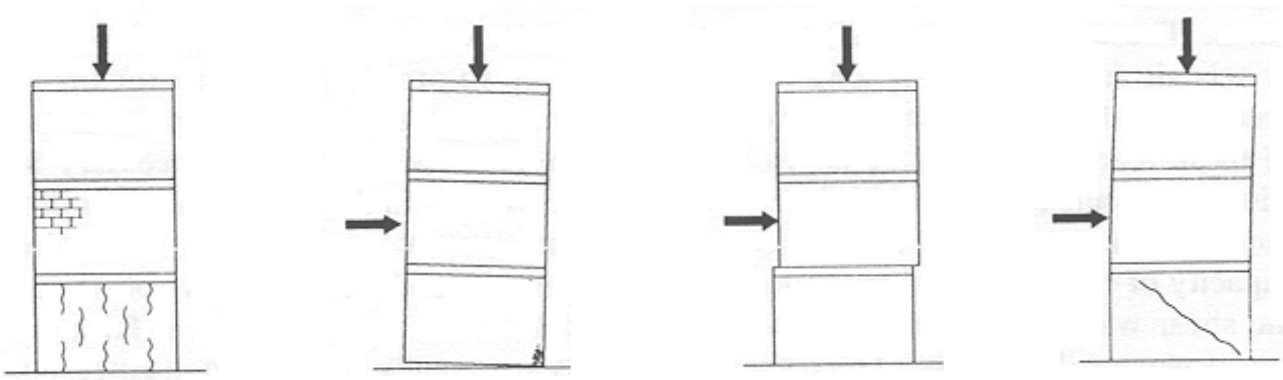
Segundo o autor, a utilização desse critério teve como intuito simular o escorregamento da junta.

Nascimento Neto (2003) adicionou em seus modelos elementos de contato para simular o comportamento da interface unidade-argamassa, com os objetivos de simular a separação e o deslizamento. A simulação da separação foi realizada a partir da resistência à tração direta da junta, obtida em ensaios, obtido em ensaios de prismas submetidos à flexão simples. Já o deslizamento foi obtido graças ao modelo de Mohr-Coulomb supracitado, desconsiderando a coesão.

Painéis de alvenaria submetidos a forças horizontais

- ***Modos de ruptura***

Segundo Drysdale et al. (1994), o modo de ruptura de painéis sujeitos a ações laterais depende de uma combinação do carregamento aplicado, geometria do painel, propriedades dos materiais e detalhes de armação, se houver. A Figura 2.5 ilustra o modo de ruptura de painéis não armados. Os referidos autores afirmam que neste tipo de painel, caracteriza-se a ruptura frágil com rápido decréscimo da rigidez e deformações bastante limitadas após o alcance da carga última.



2.2 **2.4** **2.6** **2.8**

2.3 a) **2.5 b)** **2.7 c)** **2.9 d)**

Figura 2.5 - Modos de ruptura de painéis não armados: a) Ruptura à compressão devido à elevadas forças axiais; b) Ruptura por compressão localizada; c) Ruptura por deslizamento; d) Ruptura por tração diagonal. Fonte: Drysdale et al. (1994).

Segundo Drysdale et al. (1994), a predominância de cargas axiais no estado limite último acarreta ruptura com o aparecimento de fissuração vertical, Figura 2.5a. Esse

padrão de fissuração, segundo os referidos autores, é atribuído a incompatibilidade entre a rigidez dos componentes do painel (unidade, argamassa e graute). Com o aumento do momento de tombamento devido às cargas laterais, ocorre uma ruptura por compressão localizada, próxima ao bordo do painel, como se ilustra na Figura 2.5b.

Segundo Drysdale et al. (1994) a ruptura por deslizamento ocorre quando as forças laterais excedem a resistência à adesão e o atrito entre a argamassa e a unidade ou o pavimento. Este tipo de ruptura está ilustrado na Figura 2.5c. Segundo os referidos autores, este tipo de ruptura é mais usual na ocasião da atuação de baixas forças axiais combinadas com elevadas forças de cisalhamento, devido ao reduzido efeito do atrito que ocorre nestas situações.

A Figura 2.5d ilustra o modo de ruptura por tração diagonal. De acordo com Drysdale et al. (1994), este modo de ruptura ocorre com altas cargas axiais e de cisalhamento e depende da resistência a tração da unidade, além da resistência ao cisalhamento da argamassa.

Os autores enumeram dois modos de ruptura em painéis armados, quais sejam:

- Ruptura à flexão, caracterizado por fissuração na junta horizontal, escoamento da armação vertical e compressão localizada;
- Ruptura ao cisalhamento, caracterizado por fissuração diagonal.

Voon & Ingham (2007) tratam da análise de modelos para cálculo da capacidade de painéis de alvenaria armada submetidos a forças horizontais. De acordo com os autores o modo de ruptura depende dos seguintes fatores: condição do carregamento, esbeltez do painel e taxas de armação horizontal e vertical. Dois tipos de ruptura são possíveis: ruptura à flexão, isto é escoamento da armação vertical e/ou esmagamento à compressão da alvenaria; e ruptura ao cisalhamento, definida pelo aparecimento de uma biela diagonal. Segundo os autores, estudos experimentais demonstraram que a resistência ao cisalhamento dos painéis de alvenaria armada apresenta mecanismos similares àqueles observados nas estruturas de concreto armado, e que parâmetros que influenciam estes mecanismos incluem tração da armação horizontal, efeito pino da armação vertical, tensão normal aplicada e engrenamento dos agregados.

Nascimento Neto et al. (2007) realizaram estudo correspondente a avaliação do comportamento de painéis pré-comprimidos, submetidos à força horizontal. Foram

ensaiados painéis com aberturas típicas de porta e de janela. Para cada tipo foram ensaiados dois painéis, um com armadura e grauteamento vertical e outro sem. A taxa de pré-compressão aplicada é representativa de um edifício de 7 andares. Os painéis foram descritos da seguinte maneira:

- **PPSG**: painel com abertura de porta e sem armadura vertical;
- **PPCG**: painel com abertura de porta e com armadura vertical;
- **PJSG**: painel com abertura de janela sem armadura vertical;
- **PJCG**: painel com abertura de janela e com armadura vertical.

A Figura 2.6 ilustra os diagramas força x deslocamentos para os painéis com abertura. A Figura 2.7, por sua vez, o padrão de fissuração destes painéis. As forças horizontais foram aplicadas sobre a laje de topo dos painéis, região esta onde foram realizadas as leituras dos deslocamentos ilustrados na Figura 2.6.

2.10

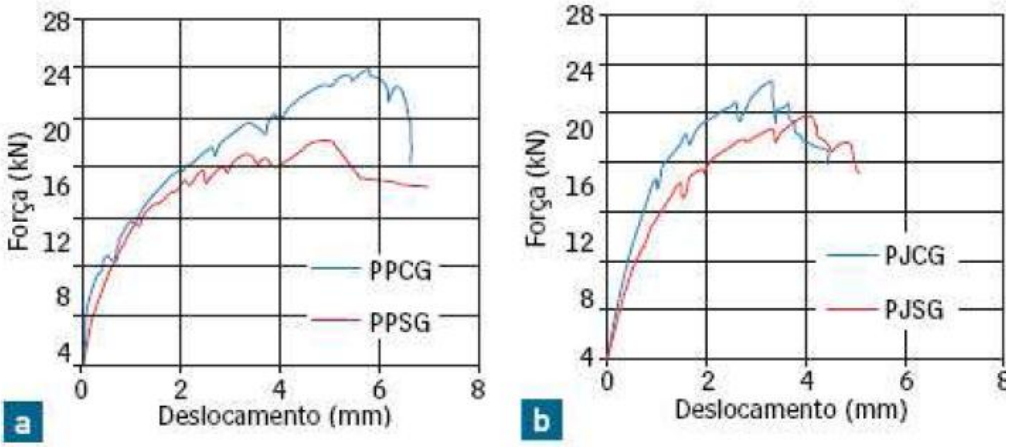
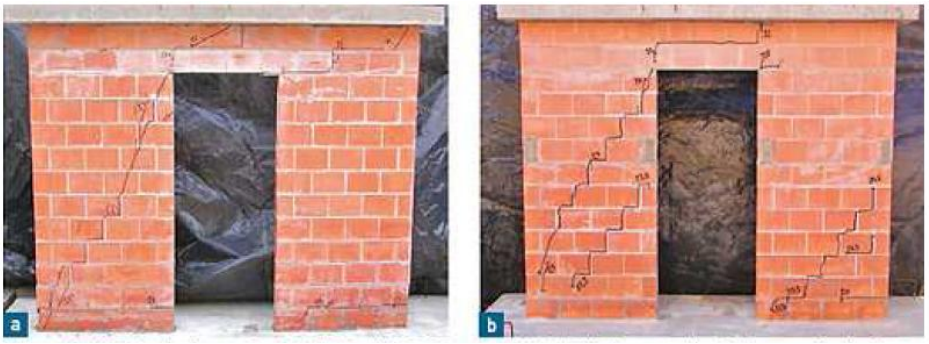


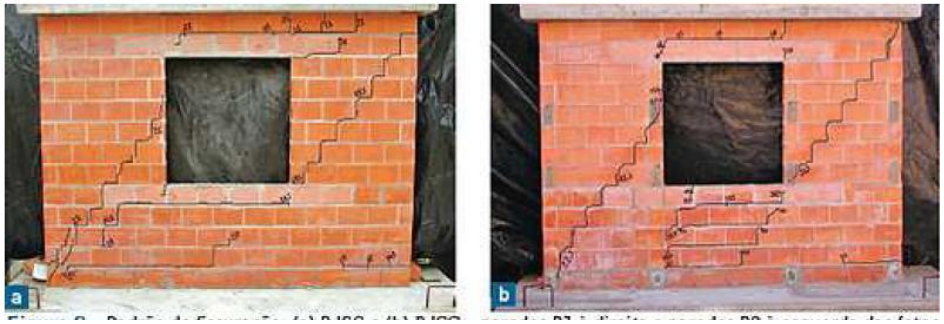
Figura 2.6 - Força e deslocamentos horizontais: (a) painéis-porta (b) painéis-janela. Fonte: Nascimento Neto et al. (2007)

2.11



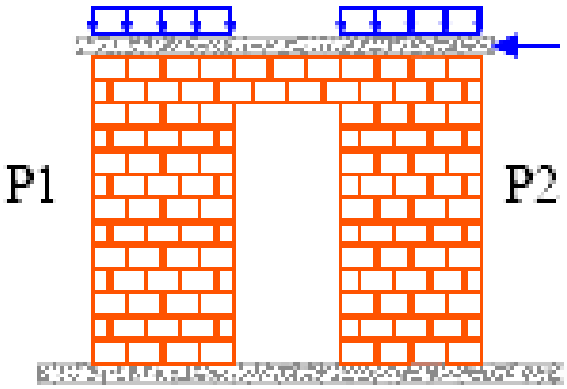
a) b)

2.12



2.13 c) d)

2.14



2.15 e)

Figura 2.7 – Padrão de fissuração dos painéis. a) Painel PPSG; b) Painel PPCG; c) Painel PJSG; d) Painel PJCG; e) Definição dos painéis P1 e P2 e forma de aplicação do carregamento. Fonte: Nascimento Neto et al. (2007)

De posse dos resultados os autores concluíram:

- A presença de armaduras construtivas verticais teve, nos casos estudados, pouca influência na ductilidade dos painéis. Em

contrapartida, devido à maior influência dos efeitos de flexão, e ao aporticamento produzido pelos lintéis, os painéis-porta apresentaram ganho significativo em sua resistência com o emprego dessa armadura;

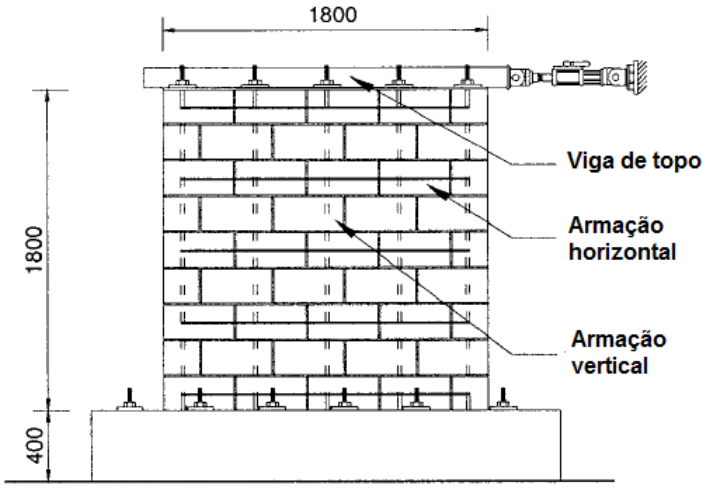
- Os efeitos de flexão no painel PPSG podem ser caracterizados pela fissuração horizontal na base e no topo da P2 e fissuração na laje de topo. Com a intensificação desses efeitos, houve redistribuição de esforços no painel, o que levou à fissuração horizontal no lintel, associada ao cisalhamento. Após essa fase, notou-se a intensificação da flexão na base de P2, com um pequeno esmagamento no canto comprimido, e do cisalhamento no lintel com ocorrência de fissuração diagonal. Finalmente, intensificou-se a fissuração horizontal na base de P1 e ocorreu o colapso do painel com a formação de uma linha principal de fissuração diagonal.
- Um pouco diferente, o processo no painel PPCG foi iniciado por fissuras verticais e horizontais no lintel, caracterizando os efeitos de flexão e cisalhamento, respectivamente, continuado com fissuração horizontal no topo da parede P2. Após essa fase, surgiu a fissuração na base de P2 e depois a fissura diagonal na parte inferior de P2, caracterizando os efeitos do cisalhamento. O colapso do painel se deu com a fissuração da parede P1, ocorrendo ao longo da diagonal e em sua base.
- No caso do modelo PJSG, a primeira fissura visível ocorreu na junta horizontal do lintel superior, associada ao cisalhamento. Depois foi observada fissura horizontal na base de P2 e abaixo da contraverga, sendo a primeira ligada à flexão e a segunda ao cisalhamento. Em seguida houve propagação da fissura horizontal na base, proveniente da flexão, e ocorreu fissuração diagonal na parede P2, correspondente ao cisalhamento. A próxima etapa ficou marcada pela intensificação da flexão na base de P2, ocorrência de fissura diagonal no lintel inferior, que se propagou pela base de P1, e pelo surgimento de fissura horizontal no topo de P2, junto ao canto da abertura. Na etapa que definiu o colapso do painel, ocorreu fissuração horizontal no topo de P2 e diagonal em P1.

- Embora com um padrão final de fissuração semelhante, o processo ocorreu ligeiramente diferente no modelo PJCG. A primeira fissura visível ocorreu na junta horizontal do lintel superior, devido ao cisalhamento, seguida de fissuração vertical na contraverga, possivelmente por flexão. Após essa fase houve propagação da fissura no lintel superior e surgiu fissura horizontal no lintel inferior, logo abaixo da contraverga, ambas associadas ao cisalhamento. A próxima etapa ficou caracterizada pela fissuração vertical no lintel superior, proveniente da flexão, pela fissuração generalizada nas juntas horizontais do lintel inferior, correspondente à intensificação do cisalhamento, e pelo surgimento de fissura horizontal na base de P2, proveniente de sua flexão. Finalmente, ocorreu o colapso do painel, com fissuração diagonal nas duas paredes.

Os autores concluem finalmente que em edifícios com efeitos significativos do vento é recomendável o uso das armaduras verticais para absorção das tensões de tração, além das armaduras verticais construtivas que usualmente são colocadas em furos adjacentes às aberturas. Os ensaios demonstraram que a presença do graute e das armaduras minimizou a fissuração, principalmente junto aos cantos das aberturas, locais de patologia usual. Os lintéis foram fortemente solicitados nos quatro modelos, constatando a importância da presença de vergas e contravergas. Além disso, cabe a Recomendação de reforçá-los com estribos caso sejam levados em consideração no modelo de cálculo, mantendo-se, assim, a coerência entre modelo de cálculo e detalhamento da estrutura.

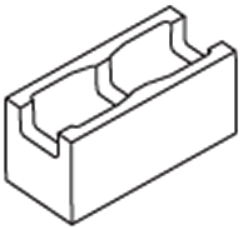
Voon & Ingham (2006) realizaram ensaios experimentais em painéis de alvenaria estrutural armada sem abertura sujeitos a ações laterais cíclicas. As principais variáveis analisadas pelos autores foram: quantidade e arranjo de armação horizontal, nível de pré-compressão, taxa de grauteamento e esbeltez das paredes[1]. A Figura 2.8a ilustra o aparato de ensaio, destacando que o posicionamento das armações horizontais foi possível graças ao uso de blocos de concreto especiais que possuíam cavidades nos seus septos transversais, conforme ilustrado na Figura 2.8b.

[1] Definição de esbeltez: quociente entre altura e comprimento em planta das paredes.



2.16

2.17 a)



2.18

2.19 b)

Figura 2.8 – a) Configuração do ensaio. Adaptado de Voon & Ingham (2006). Unidades em mm. b) Configuração dos blocos utilizados. Fonte: http://www.angelusblock.com/products/cmu_configuration.cfm, acesso em 22/10/2012.

Os resultados permitiram as seguintes conclusões:

- A quantidade de armação horizontal afetou a tensão máxima de cisalhamento. O aumento da taxa de armação provocou um acréscimo na tensão máxima. Além disso, melhorou o comportamento pós-fissuração do painel, aumentando sua ductilidade. Por ouro lado, tão importante quanto à taxa de armação é o seu arranjo: paredes com uma armação menos espaçada exibiram um modo de ruptura dúctil, enquanto que paredes com um arranjo mais espaçado exibiu modo ruptura frágil. Isso se deve ao fato que armações menos espaçadas permitiram que as fissuras diagonais se redistribuíssem, se apresentando em maior número com menores aberturas;

- Em relação ao efeito do nível de pré-compressão pode-se afirmar que paredes com maior nível de tensão axial apresentam maiores resistência ao cisalhamento. Em relação ao comportamento pós-fissuração ficou evidente que o aumento do nível de pré-compressão ocasionou uma ruptura mais frágil. Além disso, a pré-compressão retardou o início da fissuração do painel;
- O acréscimo da taxa de grauteamento ocasionou um acréscimo na carga de ruptura máxima obtida nos ensaios. Porém, esse acréscimo não foi proporcional ao acréscimo da área liquida dos painéis;
- Em relação à esbeltez, percebe-se que a carga de ruptura aumenta à medida que o índice de esbeltez diminui.

- ***Análise estrutural de painéis em alvenaria***

La Rovere (1994) apresenta diversos métodos de análises de painéis de alvenaria estrutural com aberturas, sujeitos a ações laterais. Foram estudados os seguintes métodos: método dos elementos finitos, método de pórtico equivalente, método das ligações rígidas e métodos das ligações flexíveis.

No método dos elementos finitos, a parede é discretizada por elementos híbridos quadrilaterais, desenvolvidas pela autora, que modelam exatamente a flexão pura. No método do pórtico equivalente, o painel é modelado como elementos de barra. As paredes verticais são modeladas como pilares e os trechos de alvenaria entre abertura (lintéis), modelados como vigas. Na matriz de rigidez dos elementos são consideradas as deformações por cisalhamento, uma vez que devido às características geométricas dos edifícios, estas deformações são importantes. O método das ligações rígidas é um aprimoramento do pórtico equivalente, uma vez que neste caso, as ligações entre pilares e vigas são considerados elementos de grande rigidez (ligações em *Offset*) que são considerados na análise através de uma transformação na matriz de rigidez dos elementos. No método das ligações flexíveis, as vigas e pilares são calculados com a mesma matriz de rigidez do pórtico equivalente, sendo posteriormente transformadas em um elemento quadrilateral equivalente através da matriz de transformação. O encontro entre vigas e pilares são discretizadas com elementos quadrilaterais como no método dos elementos finitos.

Para avaliar os quatro modelos supracitados, a autora fez a análise de dois painéis de alvenaria sujeitos a uma carga lateral uniforme. Dos resultados obtidos pôde-se constatar: o método dos elementos finitos e das ligações flexíveis apresentaram resultados bastante próximo, sendo que neste último, houve uma convergência mais rápida. Os outros métodos apresentam resultados diferentes do MEF, sendo que o pórtico equivalente apresentou maiores deflexões laterais (maior flexibilidade) e o das ligações rígidas menores deflexões laterais (maior rigidez).

Côrrea & Ramalho (1994) apresentaram a influência das aberturas de portas e janelas na distribuição de tensões na alvenaria estrutural sujeita a ações laterais e verticais.

As principais análises foram levadas a efeito através do método dos elementos finitos, com elementos quadrilaterais. Para as análises das ações laterais foram utilizadas ainda elementos de barra.

Foram modelados dois painéis com abertura de portas e janelas de quatro pavimentos, variando a posição das aberturas.

Primeiramente foi analisada a influência da deformação por cisalhamento no deslocamento horizontal no topo do edifício. Verificou-se que a contribuição da deformação por cisalhamento foi de apenas 10% do total, concluindo que para edifícios altos é necessário apenas considerar as deformações devidas à flexão.

Em seguida utiliza-se o método do pórtico equivalente com ligações rígidas. A comparação com o MEF mostrou que os resultados dos deslocamentos horizontais e das tensões máximas ficaram sempre inferiores a 10%.

Em sua dissertação de mestrado, Nascimento Neto (1999), propôs um modelo originalmente utilizado na modelagem de pilares paredes de concreto armado, que o autor denominou modelo de pórtico tridimensional. O método é formado por barras verticais com as características da seção retangular das paredes, conectadas por barras horizontais rígidas, que tinham comprimento igual ao comprimento em planta das paredes. O encontro entre essas barras horizontais rígidas é articulado para permitir a transferência de esforço cortante entre paredes ortogonais. É possível introduzir lintéis no modelo através de barras horizontais com seção transversal igual à dimensão dos lintéis. A deformação por cisalhamento é levada em consideração alterando-se a matriz de rigidez dos elementos barra, consistindo no cálculo da área de cisalhamento que é obtida a partir do fator de forma da seção. O modelo conta

ainda com barras de rigidez infinita para simular o encontro entre paredes e lintéis e o recurso do nó mestre para simular a ação de diafragma rígido da laje.

Nascimento Neto & Damasceno (2008) estudam a aplicação de um modelo matemático simplificado para a análise estrutural de edifícios em alvenaria, submetidos a ações laterais. O modelo analisado foi o modelo de paredes isoladas, onde cada parede é modelada como uma barra vertical engastada na fundação, sem consideração da ligação das paredes com trechos entre aberturas (lintéis). O modelo contempla: a deformação por cisalhamento dos painéis no cômputo da rigidez transversal das paredes; a torção do pavimento devido à excentricidade entre o ponto de aplicação da carga lateral e o centro de rigidez do edifício.

Para validação do modelo, estudos de caso foram realizados, onde o modelo simplificado foi comparado com o modelo de pórtico tridimensional, mais preciso.

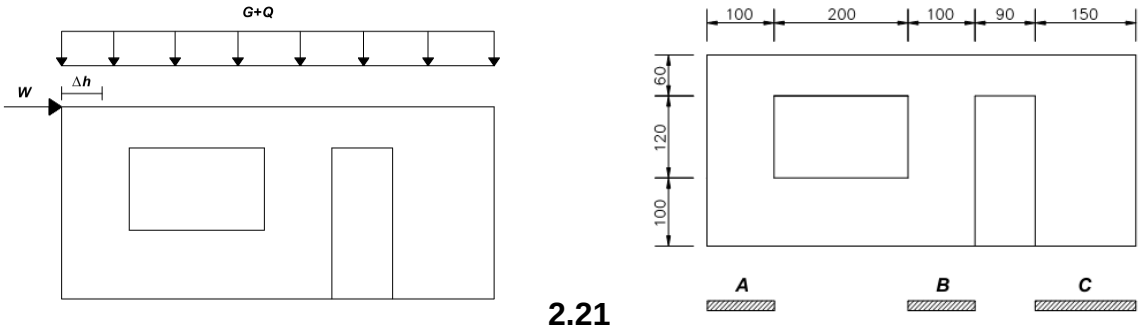
Os resultados obtidos permitiram concluir que a deformação por cisalhamento deve sempre ser incluída na análise de edifícios em alvenaria estrutural. Verificou-se que esse efeito é variável ao longo da altura das paredes, se tornando mais pronunciado em pavimentos abaixo do oitavo e para edifícios mais altos, devido à maior intensidade da força do vento atuante.

O principal resultado observado foi o efeito benéfico de redistribuição de esforços, observado em todos os modelos, com conseqüente redução das máximas intensidades. O confronto entre o modelo simplificado e o modelo de pórtico tridimensional evidencia a consistência do modelo simplificado, já que os resultados são bastante próximos.

Quando se incorporou a excentricidade do ponto de aplicação da ação horizontal, obtiveram-se modificações importantes dos esforços nas paredes. Ficou evidente que, além da excentricidade da ação horizontal, o arranjo em planta das paredes é um parâmetro importante no estudo da torção global em edifícios de alvenaria estrutural.

Silva et al. (2003) realizaram estudo sobre a distribuição de esforço cortante em painéis de alvenaria não armada dotados de aberturas, sujeitos a ações laterais e verticais. A Figura 2.9a ilustra esquematicamente a configuração dos painéis analisados e a forma de aplicação do carregamento. Já a Figura 2.9b ilustra a geometria de um dos modelos analisados, no caso o modelo I. As forças horizontais foram aplicadas segundo as direções +X e –X. Ao passo que se considerou três

intensidades de forças verticais, representativos de edifícios de dois, quatro e oito pavimentos.



2.20

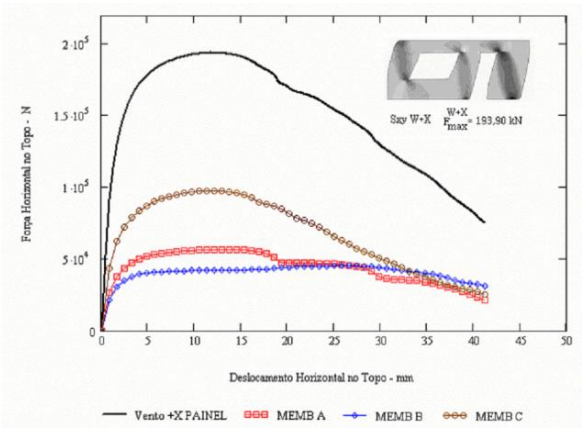
a)

2.21

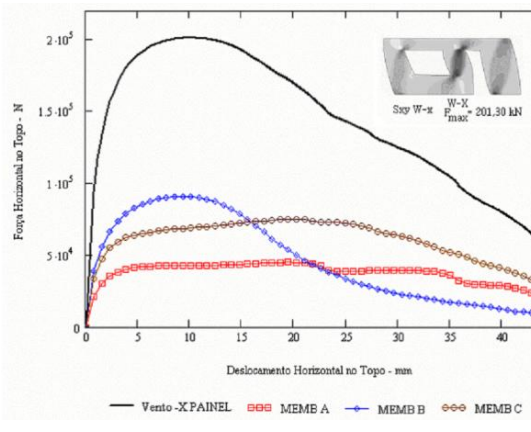
2.22 b)

Figura 2.9 – a) Representação dos carregamentos aplicados. b) Geometria do Modelo I. Fonte: Silva et al. (2003)

Segundo os autores, o principal objetivo foi a investigação do perfil de distribuição da força cortante para os diversos membros das paredes de contraventamento, promovendo-se a um cotejo entre os resultados obtidos mediante recurso aos procedimentos clássicos e análises realizadas com o Método dos Elementos Finitos.
Segundo os referidos autores, as análises em elementos finitos foram implementadas com o software *Diana 7.2*, onde a aplicação da força horizontal foi implementada pelo método de controle de deslocamentos. Foi considerada uma modelagem plana, com macro modelos em regime não linear e isotrópico. Os carregamentos verticais foram aplicados nos primeiros passos de carga. A força horizontal foi aplicada através de sucessivos deslocamentos horizontais incrementados até a ruptura, sendo consideradas para cada painel analisado, a força horizontal atuando segundo as direções +X e –X. A Figura 2.10 ilustra os gráficos Força Horizontal x Deslocamento Horizontal para o Modelo I, segundo as direções +X e –X. Estão ilustrados ainda os perfis das tensões de cisalhamento no estágio relacionado a força máxima.



2.23



2.24

2.25

a)

b)

Figura 2.10 – Curva da força Horizontal x Deslocamento Horizontal. a) Direção +X b) Direção –X. Fonte: Silva et al. (2003)

Segundo Silva et al. (2003), é possível observar um comportamento global do painel com relativa simetria, tanto em nível de deslocamentos horizontais, quanto em nível do perfil de distribuição de tensões de cisalhamentos. Por outro lado, é possível observar diferenças significativas do comportamento dos trechos verticais ao longo do processo de incremento da força horizontal, para as duas direções de aplicação da força horizontal. Segundo os autores, isso ocorre porque as diagonais comprimidas que se formam em cada trecho vertical, não obstante apresentar uma lógica de formação, muda consoante a direção da força aplicada, aspecto que concorre para a alteração das rigidezes dos trechos verticais e consequentemente influencia a parcela do esforço cortante que é absorvido pelo respectivo trecho.

De acordo com Silva et al. (2003), é possível observar ainda um processo de plastificação de alguns membros da parede que aponta uma certa ductilidade dos mesmos e que contradiz, em certo ponto, com a consideração de que a alvenaria estrutural não armada apresenta comportamento frágil.

Os referidos autores afirmam ainda que a ductilidade da alvenaria não armada, no entanto, não é uma ductilidade no sentido convencional, tal como aquela das estrutura de concreto armado que advém da deformação plástica do aço, mas associada ao deslizamento relativo das partes dos elementos da parede ao longo das superfícies de fissuração sem perda significadita de resistência. Silva et al. (2003) concluem que esta ductilidade é função da força normal atuante, da geometria associada a relação entre altura e comprimento, das propriedades dos materiais e das condições de contorno da parede.

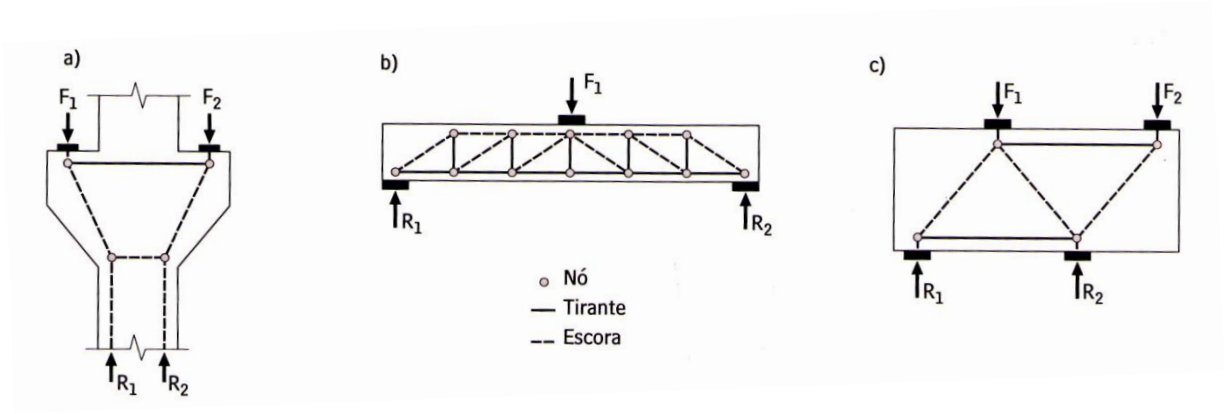
Após a análise de diversos painéis, os autores concluem que a acurácia da distribuição da força cortante entre os trechos verticais das paredes de contraventamento estudadas, decorrente da utilização de procedimentos clássicos de cálculo das rigidezes, pode conduzir a importante erros, mesmo nos casos em que os membros têm aproximadamente a mesma rigidez.

Segundo os autores, nos modelos estudados foram encontradas diferenças de até 45% nas forças cortantes que solicitam os trechos verticais. Isso ocorre devido ao fato de que o cálculo das rigidezes dos trechos verticais é processado utilizando-se as propriedades geométricas brutas dos mesmos, sendo, desta forma, negligenciados os efeitos da fissuração e magnitude das forças axiais, aspectos que concorrem para a degradação das rigidezes dos trechos verticais ao longo do processo de carregamento da parede.

Método de bielas e tirantes

De acordo com Silva & Giongo (2000) o método das bielas e tirantes são representações discretas dos campos de tensões dos elementos estruturais de concreto armado. As bielas são idealizações dos campos de tensões de compressão no concreto e os tirantes, campos de tensão de tração que podem ser absorvidos por uma ou várias camadas de armadura. O modelo idealizado, que é uma estrutura de barras, concentra todas as tensões em barras comprimidas e tracionadas, ligando-as por meio de nós. Em algumas situações, as tensões de tração podem ser absorvidas pelo próprio concreto, como por exemplo, em lajes sem armação transversal. A definição geométrica do modelo de bielas tirantes pode ser obtida a partir do fluxo de tensões principais, usando o processo do caminho de cargas. O campo de tensões é geralmente obtido com o auxilio do método dos elementos finitos, através de uma análise linear ou não-linear.

Segundo Souza & Bittencourt (2005), o método tem como idéia principal a substituição da estrutura real por uma estrutura resistente na forma de treliça, que simplifica de maneira sistemática o problema original, vide exemplos na Figura 2.11.

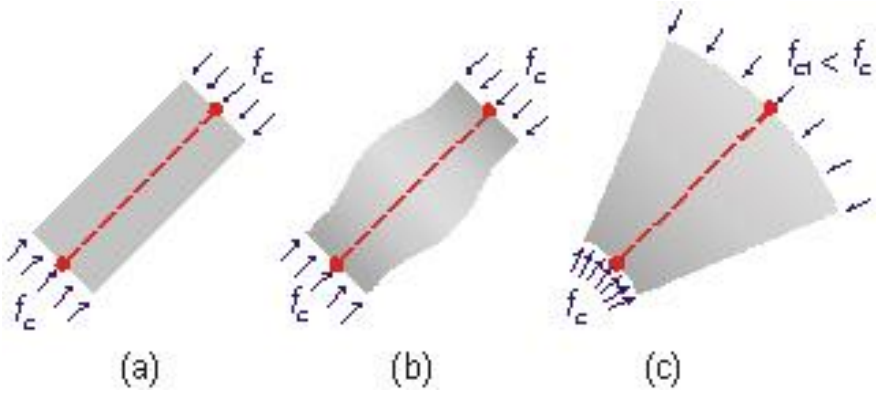


2.26

Figura 2.11 – Exemplo de aplicação do método de bielas e tirantes: (a) consolo; (b) viga e (c) viga-parede em balanço. Souza & Bittencourt (2005)

As bielas são classificadas de três maneiras em função da geometria e do aparecimento de tensões transversais de tração, de acordo com Souza & Bittencourt (2005):

- Bielas prismáticas ou paralelas, Figura 2.12a: trata-se de um campo de tensão que se distribui uniformemente, sem perturbação, e que não produz tensões transversais de tração;
- Biela garrafa (bottle-shaped), Figura 2.12b: trata-se de um tipo de biela que possui a distribuição de tensão em linhas curvilíneas com afunilamento da seção e que desenvolve tensões transversais de tração consideráveis;
- Bielas em leque (fan-shaped), Figura 2.12c: trata-se de uma idealização de um campo de tensão com curvatura desprezível, que não desenvolve tensões transversais de tração.



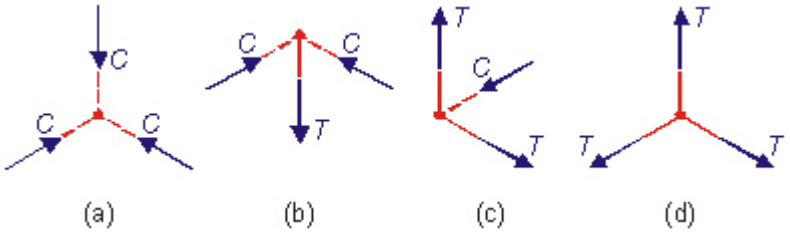
2.27

2.28

Figura 2.12 – Configurações básicas de campos de tensão de compressão: (a) prismática, (b) garrafa; (c) em leque. Fonte: http://dankuchma.com/stm/STM/Models.htm. Acesso em 22/10/2012.

Em relação aos esforços que convergem para os nós, os nós são classificados da seguinte forma, de acordo com McGreggor et al. (2009):

- Nós CCC, Figura 2.13a: nó que serve de apoio apenas para bielas;
- Nós CCT, Figura 2.13b: nó em que apenas um tirante converge, em conjunto com bielas;
- Nós CTT, Figura 2.13c: nó em que dois ou mais tirantes convergem;
- Nós TTT, Figura 2.13d: nós formado apenas por tirantes;



2.29

Figura 2.13 – Classificação dos nós: a) nó CCC, b) nó CCT, c) nó TTC,d) nó TTT; Fonte: http://dankuchma.com/stm/STM/Models.htm. Acesso em 22/10/2012

As definições anteriores para as regiões nodais são importantes pois afetam os parâmetros de resistência destes elementos. Souza & Bittencourt (2005) afirmam ainda que as regiões nodais podem ser classificadas da seguinte maneria (Figura 2.14):

- Nós contínuos (smeared, contínuos): onde o desvio das forças é feito em comprimentos razoáveis e a armadura pode ser ancorada sem maiores dificuldades;
- Nós singulares ou concentrados (singular concentrated): onde forças concentradas são aplicadas e o desvio de forças é feito localizadamente. Esses nós são críticos e devem ter as suas tensões verificadas, de maneira a equilibrar as forças provenientes às bielas e dos tirantes sem produzir deformações excessivas capazes de provocar fissuração.

2.30

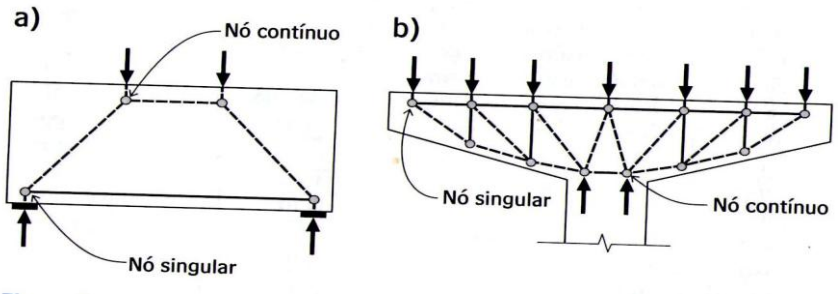
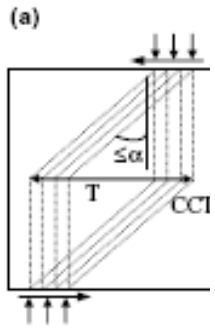


Figura 2.14 – Exemplo de nós contínuos e singulares: a) viga parede e b) pilar de obras de arte. Fonte: Souza & Bittencourt (2005)

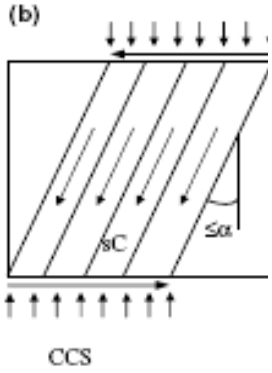
Método de bielas e tirantes aplicado a painéis de alvenaria estrutural submetidos a ações laterais

No âmbito da alvenaria estrutural, Roca (2006) apresenta subsídios para a construção de modelos de Bielas e Tirantes em paredes de contraventamento não-armadas, submetidas a ações horizontais combinadas com força vertical. São construídos modelos para paredes sem e com aberturas. A comparação com resultados experimentais mostraram que os modelos conseguiam representar satisfatoriamente o comportamento último dos painéis.

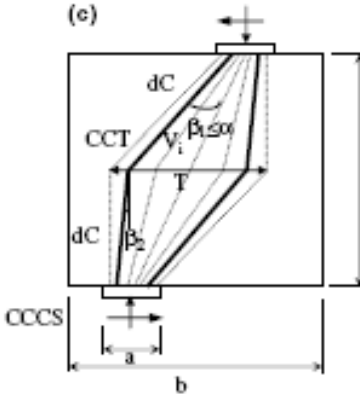
Dada à reduzida resistência a tração da alvenaria estrutural não-armada o modelo pode ser representado apenas por bielas (Figura 2.15b). Por outro lado, devido à geometria da parede e condições de carregamento, o desvio do campo de compressão acarreta o aparecimento de tensões de tração, que são essenciais para o equilíbrio do modelo, (Figura 2.15a). Conseqüentemente, segundo Roca (2006), em alguns casos é possível conceber modelos que consistem apenas de bielas. Em outros casos, tirantes são necessários para alcançar o equilíbrio ou para melhorar a



2.31



2.32



2.33

qualidade do modelo relativamente a resultados experimentais. Naquela situação, classificam-se as bielas em distribuídas, ou “smeared” (sC), enquanto que no último caso, as bielas são classificadas em discretas (dC).

Figura 2.15 – Propriedades do modelo: (a) desvio do campo de tensões de compressão através das forças de tração “T” e (b) bielas paralelas (sC) e nós CCS; (c) bielas discretas (dC) mostrando um campo de compressão do tipo “bottle neck” (garrafa) combinado com um tirante, em combinação com nós CCT e CCCS. Fonte: Roca (2006)

Roca (2006) classifica as barras do modelo em bielas “smeared” ou distribuídas (sC) ou discretas (dC), e tirantes. Os nós podem ser pontuais conectando bielas e tirantes (CCT), ou finitos, em que cargas externas ou reações de apoio se encontram com um ou dois campos de compressão (nós CCS e CCCS, respectivamente). A Figura 2.15 apresenta exemplos dos elementos supracitados.

O autor apresenta critérios para uma concepção adequada do modelo de bielas e tirantes, a saber:

1. Os modelos devem ser o mais simples possível. O número de elementos é limitado à quantidade mínima requerida para obter descrição aceitável das condições últimas.

2. O efeito de forças distribuídas são modeladas ou por bielas distribuídas, Figura 2.15b, ou por um conjunto de bielas discretas, Figura 2.15c. Neste caso, deve-se dispor pelo menos duas bielas discretas, para representar o efeito de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas.

3. Cargas concentradas ou parcialmente distribuídas, assim como reações de apoio, geram um campo de compressão do tipo garrafa, “Bottle-neck”, que requerem o uso de duas bielas concentradas com um tirante para equilibrar os esforços, Figura 2.15c

4. A inclinação máxima das bielas em relação ao eixo vertical da parede é definida pela resistência ao cisalhamento da junta. Adotando o critério de Mohr-Coulomb, a inclinação máxima α (vide Figura 2.15c) será:

2.34 $tan\alpha = tan\phi + \frac{c}{\sigma n}$ **2.35 Equação 2.1**

Onde: $tan\phi$ é o ângulo de atrito da interface unidade-argamassa, c é a coesão e σn é tensão média vertical atuante.

5. Devido à baixa resistência a tração da alvenaria, o ângulo do tirante em relação ao eixo horizontal da parede é geralmente nulo.

6. A força experimentada pelo tirante na direção horizontal é resistida pela resistência à tração da alvenaria naquela direção. Assumindo que o mecanismo resistente é formado apenas pelo atrito e coesão do conjunto unidade-argamassa, a máxima força de tração será dada por:

2.36 $T \leq Vi * tan\alpha$ **2.37 Equação 2.2**

Onde Vi é a menor carga vertical das duas bielas que concorrem ao tirante.

Outra condição necessária é que a tensão no tirante deve ser inferior a resistência à tração da unidade, daí:

2.38 $T \leq Ab * \sigma bt$ **2.39 Equação 2.3**

Onde Ab é a área da seção transversal da unidade que efetivamente contribui e σbt é a resistência à tração da unidade.

7. Deve-se verificar ainda a resistência dos nós. Nos nós tipo CCT, a condição de segurança é dada por (vide Figura 2.15c):

2.40 $T = Vi * (tan\beta 1 - tan\beta 2) \leq Vi * tan\alpha$ **2.41 Equação 2.4**

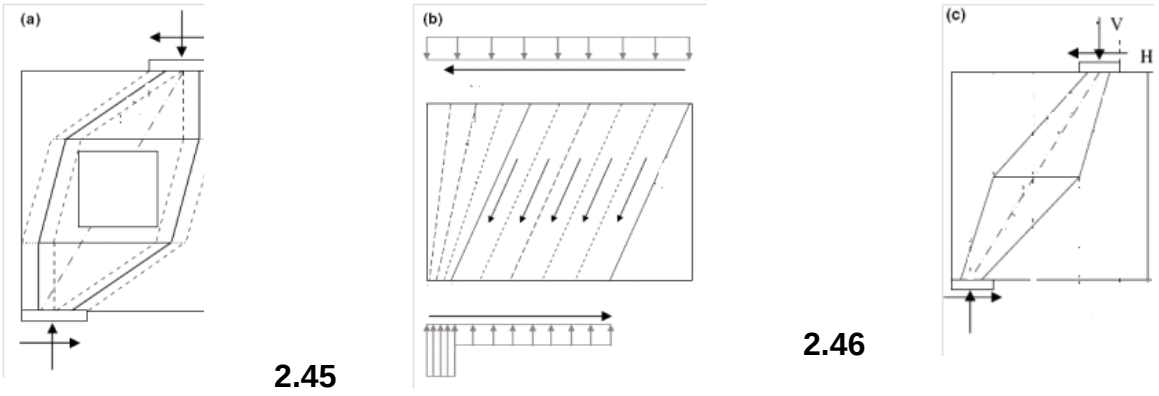
8. Já os nós CCS e CCCS, a condição de segurança é dada por (vide Figura 2.15c):

2.42 $V \leq a * t * fc$ **2.43 Equação 2.5**

Onde: **V** é a carga vertical que concorre ao nó, **t** a espessura da parede, **a** é a extensão da região nodal finita e **fc** a resistência a compressão da parede.

9. Finalmente, o modelo deve ser consistente quando confrontado com resultados experimentais e de micromodelagem, em relação à distribuição de tensões, fissuras e outros aspectos.

O autor apresenta alguns exemplos de modelos construídos com os critérios acima descritos. As figuras a seguir apresentam alguns destes modelos para paredes sem aberturas submetida à carga concentrada (Figura 2.16c), parede sem abertura submetida à carga parcialmente distribuída (Figura 2.16b) e parede com abertura submetida a cargas concentradas (Figura 2.16a).

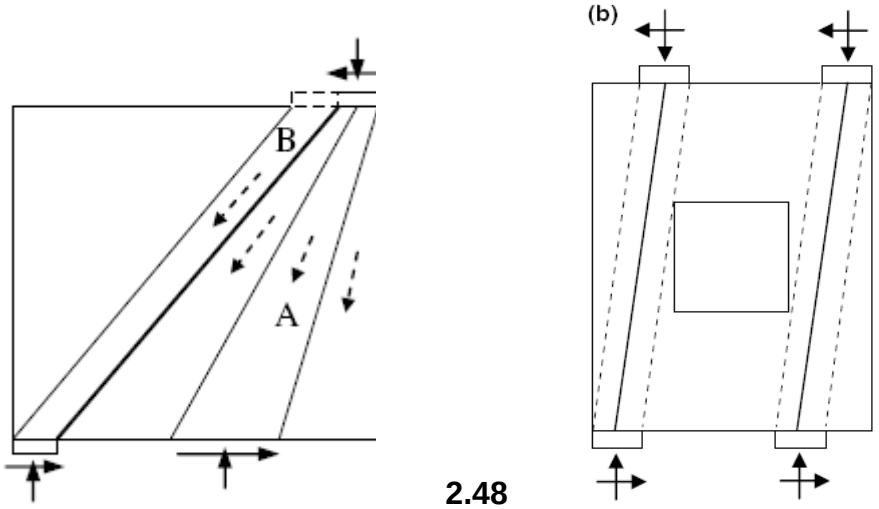


2.44 **2.45** **2.46**

Figura 2.16 – Modelos propostos para: a) Paredes com cargas concentradas com aberturas; b) Paredes sem aberturas com cargas parcialmente distribuídas; c) Paredes sem aberturas com carga concentrada. Adaptado de Roca (2006).

Caso o tirante não possa ser mobilizado, devido à fissuração da alvenaria, Roca (2006) admite a possibilidade do uso de modelos residuais, que são modelos formados apenas por bielas. A Figura 2.17 apresenta alguns exemplos.

(a)



2.47 **2.48**

Figura 2.17 – Modelos residuais: a) Parede sem abertura; b) Parede com abertura. Fonte: Roca (2006)

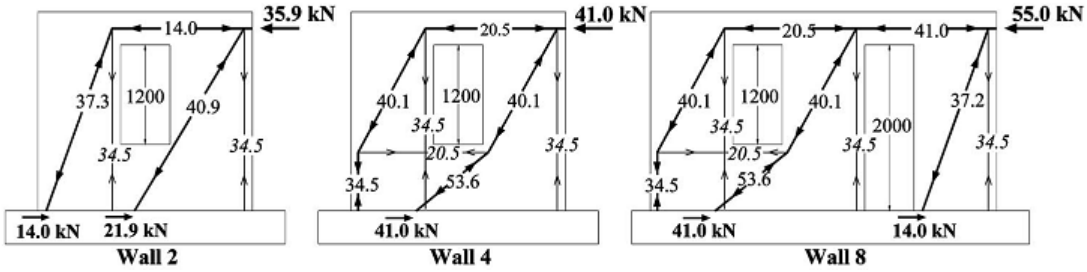
O autor comparou resultados experimentais de paredes sem aberturas submetidas a forças verticais uniformemente distribuídas combinadas com forças horizontais, tendo obtido uma diferença máxima a ordem de 15% o que evidencia a qualidade dos modelos propostos por Roca (2006).

Voon & Ingham (2008) apresentam resultados experimentais de oito paredes de alvenaria estrutural parcialmente grauteados sujeitos a ações laterais cíclicas, variando a tipologia e número das aberturas e o detalhamento da armação inferior das janelas: ora esta armação se estendia ao longo de toda parede e ora se estendia apenas o suficiente para o desenvolvimento do comprimento de ancoragem.

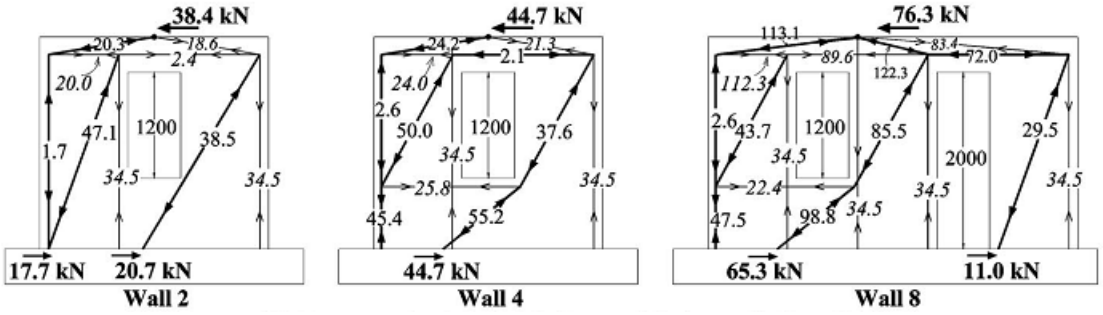
Foram construídos modelos de bielas e tirantes das paredes. Os autores denominaram os modelos de modelo simplificado e modelo melhorado:

- O modelo simplificado, Figura 2.18a, considera que todos os painéis são articulados nos lintéis e que a carga horizontal é aplicada no centro dos lintéis;
- No modelo melhorado, Figura 2.18b, a ação lateral é aplicada no centro do painel. A carga é transferida do ponto de aplicação para os lintéis através de uma treliça triangular, sendo transferida para os painéis verticais.

2.49



2.50 a)



2.51

2.52 b)

Figura 2.18 – Modelos de biela e tirantes: a) Modelo simplificado; b) Modelo melhorado. Fonte: Voon & Ingham (2008)

Os resultados dos ensaios permitiram as seguintes considerações:

- A comparação entre a carga máxima obtida no ensaio e a carga máxima obtida nos modelos de bielas e tirantes mostraram que o modelo simplificado previu adequadamente os esforços máximos para os painéis de 2,6 metros. Já para as paredes com 4,2 metros, o modelo de bielas e tirantes simplificado, obteve um desempenho pobre;
- O modelo de bielas melhorado, por sua vez, obteve valores próximos dos experimentais para as paredes com 2,6 e 4,2 metros. Segundo os autores esta diferença entre o modelo simplificado e o melhorado se deve ao fato de que aquele não capta a ocorrência de momentos de sentido contrários no painel central nas paredes com 4,2 metros;
- Os painéis obtiveram um comportamento desejável devido à presença do lintel, proporcionando uma ruptura com aviso prévio, que causaram

uma ação de pórtico ao conjunto em estágio de carregamento próximo ao estado limite último, permitindo o desenvolvimento de um estado de momentos de sentido contrário no painel central. Além disso, a extensão das armações da contra-verga teve um efeito benéfico, evidenciado pelo aumento da resistência dos painéis.

- Os resultados mostraram que o aumento da altura das aberturas claramente reduziu a resistência dos painéis. Isso se deveu ao fato de que a inclinação em relação à vertical das bielas compressivas diminuiu, reduzindo a componente cisalhante que poderia ser resistida pela parede.

Finalmente observou-se que a configuração de fissuras na ruptura se assemelha ao modelo de bielas, evidenciando que o modelo de bielas pode ser adotado como ferramenta para o cálculo das ações horizontais máximas.

CAPÍTULO 3

MODELAGEM ADOTADA PARA PAINÉIS DE ALVENARIA

3.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são definidos os modelos em elementos finitos utilizados ao longo desta dissertação.

Primeiramente foi realizado um estudo sobre a ortotropia nos painéis de alvenaria, onde se calculou uma razão adequada entre a rigidez normal e paralela às juntas horizontais de argamassa.

Em seguida são apresentados resultados de análises numéricas de painéis em escala reduzida ensaiados por Nascimento Neto (2003) em sua tese de doutorado, com o intuito de confrontar o modelo numérico com o experimental. Para o desenvolvimento das análises numéricas foi realizado estudo da malha a ser utilizada nas análises, destacando que foi utilizada a macromodelagem nestes painéis.

Finalmente apresenta-se estudo de painéis de um edifício de quinze pavimentos, cujo objetivo foi avaliar o efeito da ortotropia na rigidez destes painéis.

3.2. Apresentação dos modelos de elementos finitos utilizados

Todas as análises numéricas foram efetuadas com o software SAP 2000, consagrado nas atividades de pesquisa e projetos em diversas áreas da engenharia estrutural. A seguir apresentam-se as características dos elementos finitos utilizados:

- Frame:

Comumente adotados para modelagens de elementos lineares, isto é, vigas, pilares, treliças, entre outros. Nesta dissertação foram utilizados nos modelos de pórtico plano equivalente e nos modelos de bielas e tirantes. Este elemento possui dois nós com seis graus de liberdade em cada nó: translação na direção dos eixos axial transversal e três rotações ao longo destes mesmos eixos. Ver Figura 2.19.

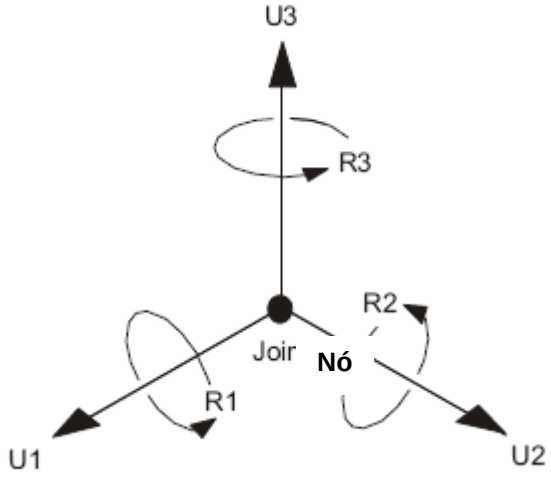


Figura 2.19 – Os seis graus de liberdade do elemento frame. Adaptado do CSI Analysis Reference Manual (2009).

Vale salientar que o software considera em sua formulação as deformações ao esforço cortante. Esta consideração é importante no modelo de pórtico equivalente, uma vez que devido às condicionantes geométricas usualmente encontradas nos painéis de alvenaria, as deformações por cisalhamento não podem ser negligenciadas. Para maiores informações, ver Nascimento Neto & Damasceno (2008).

- Shell:

Nesta dissertação estes elementos foram utilizados na modelagem dos painéis. Compostos por elementos quadrilaterais de quatro nós, sendo três graus de liberdade de translação por nó. Vale ressaltar que na modelagem dos painéis isolados apenas o efeito de chapa foi considerado, não se levando em conta, portanto, os deslocamentos na direção transversal dos painéis. Já na modelagem do pavimento, a ser apresentada no capítulo 5, os três graus de liberdade foram considerados, levando em conta o efeito de casca. A Figura 2.20 ilustra o elemento. Os eixos 1 e 2 são paralelos às direções horizontal e vertical, respectivamente.

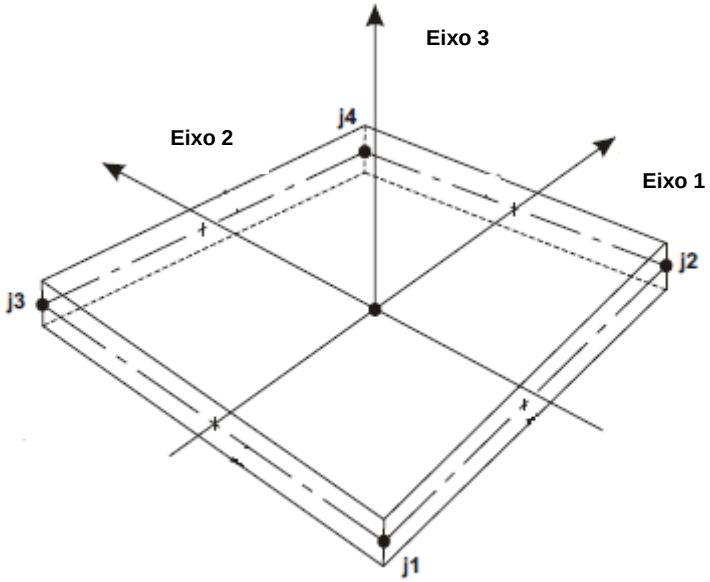


Figura 2.20 – Elemento quadrilateral de quatro nós. Adaptado do CSI Analysis Reference Manual (2009).

- Solid:

Utilizados nas modelagens de estruturas tridimensionais. Utilizou-se aqui na modelagem do volume padrão da alvenaria, como se verá a seguir. Este elemento apresenta oito nós com três graus de liberdade por nó: três translações nas direções dos eixos X, Y e Z.

3.3. Efeito da ortotropia na alvenaria

As propriedades físicas e mecânicas dos materiais dos painéis estão apresentadas na Tabela 2.1, tendo sido obtidas por Nascimento Neto (2003), em ensaios.

Tabela 2.1 – Propriedades dos materiais utilizados. Fonte: Nascimento Neto (2003).

Elemento	Parâmetro	
	Módulo de deformação longitudinal[(1)] (kN/cm^2)	Coeficiente Poisson
Bloco	1561	0,1
Argamassa	985	0,2
Concreto	2241	0,25

Graute	3241	0,1
Alvenaria	1119	0,1
Notas: (1) Valores referentes à área líquida do bloco.		

Faz-se importante ressaltar que foi considerado o módulo de deformação longitudinal da alvenaria obtido do ensaio (1110 KN/cm^2), por Nascimento Neto (2003). Porém para a correta avaliação dos efeitos da ortotropia, foi construído o volume padrão da alvenaria, com os parâmetros elásticos dos componentes unidade e argamassa. De acordo com análises realizadas por Peleteiro (2002) e ilustradas na Figura 2.21, em função da relação entre os módulos de deformação do bloco e da argamassa e da espessura da junta de assentamento, não deveria existir diferenças significativas entre os módulos de deformação longitudinal e transversal para a relação entre os módulos de deformação do bloco e da argamassa (1,58). No entanto, decidiu-se fazer esta análise devido à presença dos vazados verticais dos blocos, característica geométrica esta que influencia significativamente o comportamento da alvenaria.

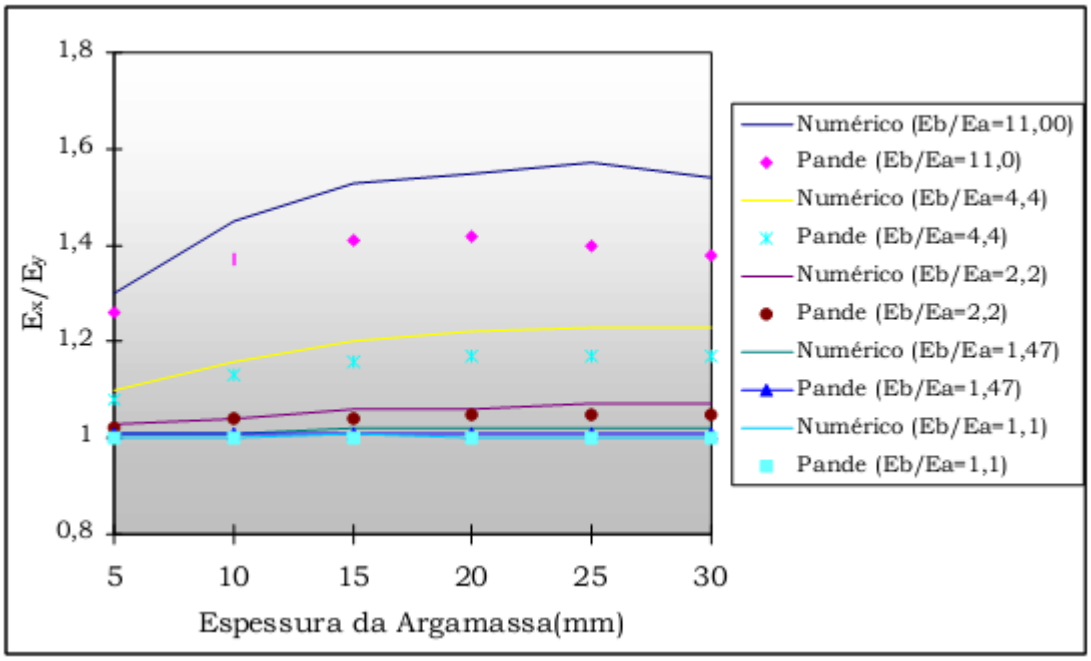


Figura 2.21 – Gráfico da relação Ex/Ey x Espessura da Argamassa. Fonte: Peleteiro (2002).

O estudo preliminar do efeito da ortotropia consistiu na modelagem do volume padrão (ver Peleteiro, 2002) da alvenaria, com o intuito de obter o grau de ortotropia para os blocos vazados utilizados aqui. O volume padrão foi sujeito a duas condições de carregamento distintas: perpendicular e paralela às juntas de assentamento. Com isso obteve-se os módulos de deformação longitudinal e transversal com a metodologia apresentada por Peleteiro (2002). A Figura 2.22 ilustra a malha em elementos finitos do volume padrão. As dimensões dos elementos finitos foram definidas pela espessura da junta de argamassa, considerado igual a 0,34 centímetros, uma vez que os ensaios de Nascimento Neto (2003) serem em modelo reduzido com fator de escala igual a 1:3.

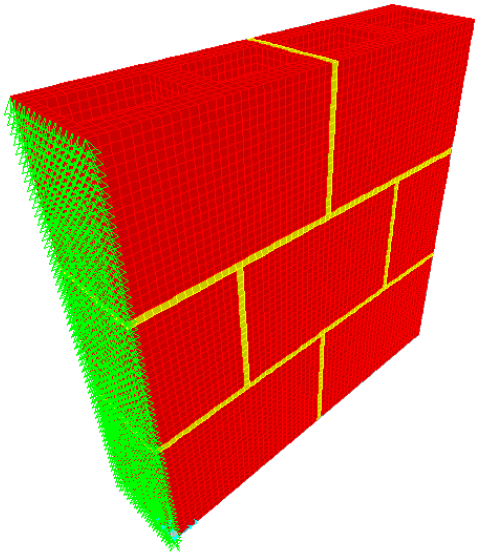
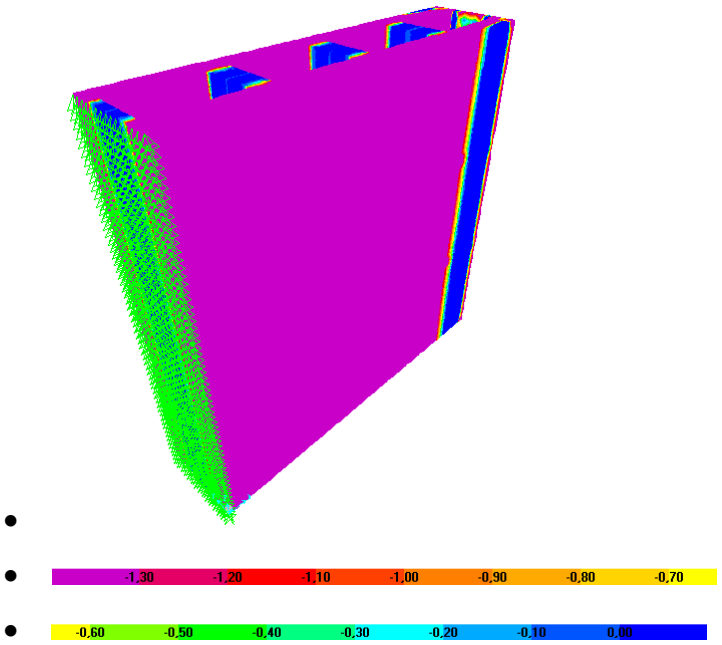


Figura 2.22 – Malha em elementos finitos do volume padrão.

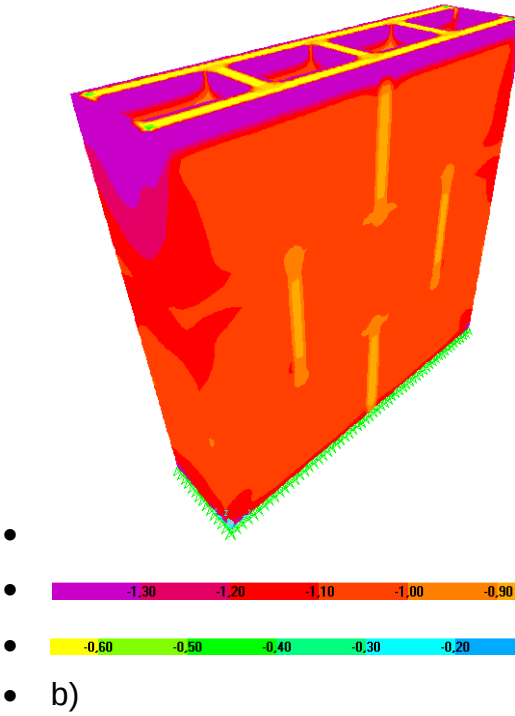
Foram aplicadas tensões unitárias nas duas situações de carregamento. Os resultados permitiram estabelecer uma relação entre o módulo de deformação paralelo e perpendicular à junta horizontal, de modo a avaliar o grau de ortotropia existente. Foi obtida uma relação igual a 0,5, valor considerado nas análises posteriores. Cabe destacar que Juste (2001), em ensaios experimentais de paredinhas com blocos de concreto, obteve a mesma relação.

A Figura 2.23 ilustra a distribuição das tensões normais obtidas com o volume padrão. Pode-se observar que no modelo com carregamento perpendicular às juntas de assentamento as tensões se desenvolvem praticamente constantes ao longo da altura do volume padrão, exceto nos pontos próximos a aplicação do carregamento, com septos longitudinais e transversais submetidos praticamente a mesma

intensidade de tensões. No caso do modelo com carregamento paralelo às juntas, existe concentração de tensões nos septos longitudinais, o que causa a redução da rigidez nesta direção. Além disso, deve-se destacar aqui o aparecimento de tensões de flexão próximo a face de aplicação do carregamento, quase que tracionando os bordos externos das paredes do prisma. Este efeito decorre da restrição a rotação que as paredes laterais do prisma imprimem sobre a face de aplicação carregamento.



a)



b)

Figura 2.23 – Tensões normais: a) Carregamento paralelo às juntas; b) Carregamento perpendicular às juntas.

O módulo de deformação longitudinal da alvenaria grauteada pôde ser calculada através da Equação 2.6, proposta por Drysdale et al. (1994):

$$E_m = \frac{1}{\frac{\delta}{(1-\eta)*E_g + \eta*E_b} + \frac{1-\delta}{(1-\eta)*E_g + \eta*E_j}}$$

Equação 2.6

Onde:

E_m → Módulo de deformação longitudinal da alvenaria grauteada;

E_b → Módulo de deformação longitudinal da unidade;

E_j → Módulo de deformação longitudinal da argamassa;

E_g → Módulo de deformação longitudinal do graute;

$$\delta = \frac{t_b}{t_b + t_j}$$

t_b → Largura da unidade;

t_j → Espessura da junta;

η → Relação área líquida/área bruta da unidade;

Considerando os valores constantes na Tabela 2.1 obteve-se o módulo de deformação longitudinal da alvenaria grauteada igual a 2299 kN/cm².

Finalmente, a Tabela 2.2 apresenta os parâmetros elásticos considerados nas análises. Cabe destacar que o módulo de deformação transversal foi obtido por Nascimento Neto (2003) a partir do ensaio de compressão diagonal da paredinha.

Tabela 2.2 – Parâmetros elásticos adotados na análise. Unidades em kN e cm.

Parâmetro	alor
Módulo de deformação longitudinal na direção normal às juntas de assentamento	119
Módulo de deformação longitudinal na direção paralela às juntas de assentamento	59.5
Módulo de deformação do concreto	241
Módulo de deformação transversal da alvenaria	42
Modulo de deformação da alvenaria grauteada	299

3.4. Modelagem de painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003)

3.4.1. Descrição dos painéis

A análise numérica realizada contemplou os painéis em escala reduzida (fator de escala igual a 1:3) ensaiados por Nascimento Neto (2003) em sua tese de doutorado. O programa experimental da pesquisa consistiu na realização de ensaios com três tipologias de painéis: sem abertura ou isolados; com abertura típica de porta; e com abertura típica de janela. Desse modo, pretendeu-se avaliar, principalmente, o efeito de acoplamento dos lintéis. Para cada tipo foram ensaiados dois painéis, um com armadura e grauteamento vertical e outro sem. Aqui nesta

pesquisa analisam-se apenas os painéis com armadura vertical, composta por barras de 6.3 mm de diâmetro. A Figura 2.24 ilustra as dimensões dos painéis, destacando-se a presença de vergas e contravergas, cuja armação consistiu em barras únicas com 6,3 mm de diâmetro. Vale destacar ainda a presença de um elemento em concreto armado (trecho de laje) disposto sobre a última fiada dos painéis, cuja função principal foi atuar como diafragma rígido.

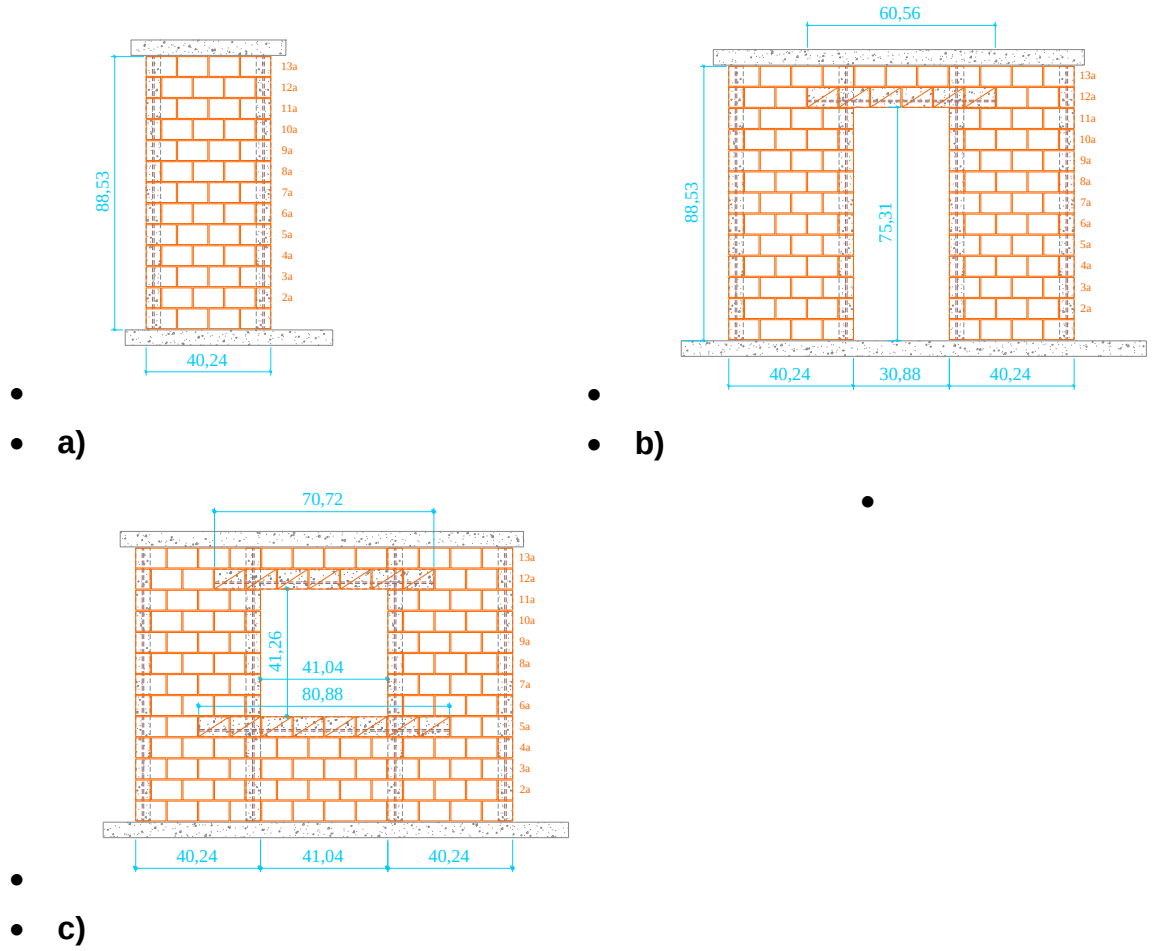


Figura 2.24 – Vista global e dimensões dos painéis com armadura vertical. a) Painel sem abertura; b) Painel com abertura de porta; c) Painel com abertura de janela. Fonte: Nascimento Neto (2003). Medidas em centímetros.

Os painéis foram submetidos a uma força horizontal crescente no nível da laje de topo, desde zero até a ruptura do painel. Além disso, com o intuito de simular a carga vertical usual em edifícios reais, foi aplicada uma força vertical no topo das porções verticais dos painéis. Segundo Nascimento Neto (2003), a intensidade da pré-compressão adotada foi obtida a partir das prescrições da NBR 10837. Com base na resistência média dos prismas e nas dimensões dos painéis isolados, obteve-se para tensão admissível na alvenaria igual a 3,28 MPa na área bruta. Dois

valores foram admitidos para a pré-compressão: 30% e 50% da tensão admissível, resultando em valores iguais a 0,98 MPa e 1,64 MPa, respectivamente. A Figura 2.25 apresenta o esquema de aplicação do carregamento no painel com abertura de porta.

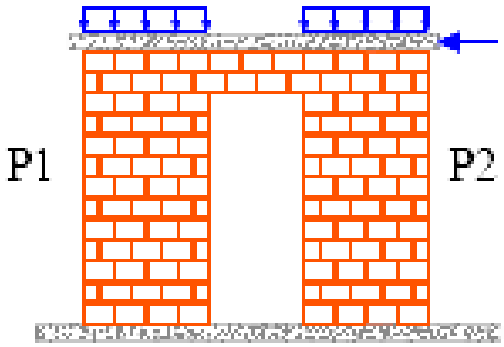


Figura 2.25 – Esquema de aplicação do carregamento do painel com abertura de porta. Fonte: Nascimento Neto (2003).

Os painéis analisados são resumidos na Tabela 2.3.

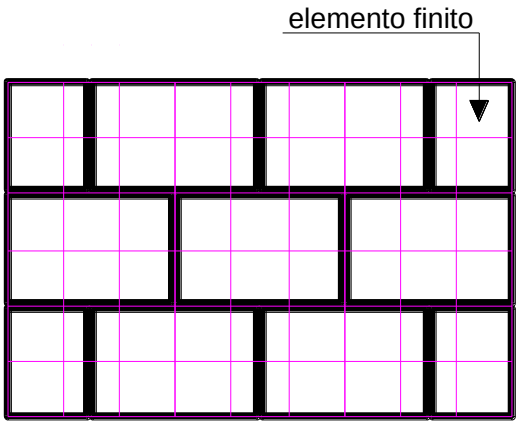
Tabela 2.3 – Quadro resumo dos painéis em modelo reduzido. Fonte: Nascimento Neto (2003)

Identificação	Tipo de abertura	Intensidade da pré-compressão	
		1,64 MPa	0,98 MPa
PISG1	Sem	x	
PPSG1	Porta	x	
PPSG2	Porta		x
PJSG1	Janela	x	
PJSG2	Janela		x
Notas: - Todos os painéis sem armadura vertical; - A intensidade da pré-compressão se refere à área bruta dos painéis.			

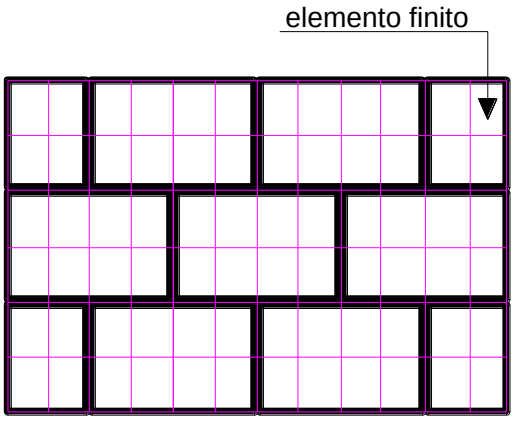
3.4.2. Estudo da malha para modelagem dos painéis

Para a escolha da malha de elementos finitos, foi feito um estudo preliminar. Três discretizações foram analisadas, conforme Figura 2.26: malha 01; malha 02 e

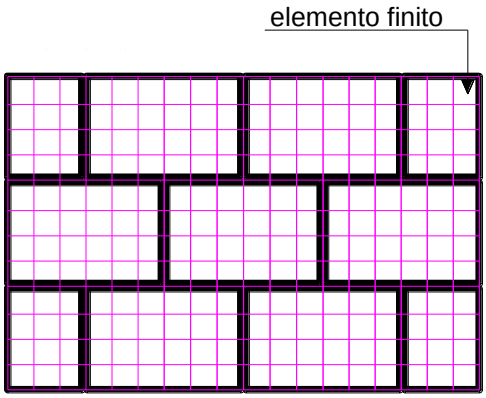
malha 03, cada uma com um grau crescente de refinamento, isto é, com menor dimensão do elemento finito. Cabe destacar aqui que a modelagem dos painéis foi realizada utilizando o recurso da macromodelagem. Portanto as juntas de argamassa e os blocos não foram discretizados isoladamente, mas sim levou-se em conta para o material alvenaria o módulo de deformação longitudinal obtido no ensaio, apresentado na Tabela 2.2.



- (a)



- b)



- c)

Figura 2.26 – Malhas do estudo preliminar: (a) Malha 01; (b) Malha 02; (c) Malha 03.

Para a escolha da malha, o painel com abertura de porta foi submetido a forças verticais e horizontais iguais a 11 kN/m e 9 kN, respectivamente. Simplificadamente, não foram considerados os grauteamentos horizontais e verticais neste estudo preliminar. A Tabela 2.4 apresenta o deslocamento horizontal no topo e tensões verticais máximas de compressão na base do painel.

Tabela 2.4 – Resultados do estudo de escolha da malha.

	Deslocamento horizontal no topo (cm)	Tensão vertical máxima na base (kN/cm²)	Diferença em relação à malha 01	
			Deslocamento horizontal	Tensão vertical máxima
Malha 01	0,02636	-0,8829	---	---
Malha 02	0,02649	-0,8776	0,493%	0,600%
Malha 03	0,02667	-0,8931	1,176%	1,155%

Os resultados permitem concluir que o refinamento da malha não acarretou diferenças significativas, pelo que se decidiu adotar a malha 02. Com isso, cada bloco conteve oito elementos finitos. A malha 02 facilita ainda a modelagem das colunas de graute, já que cada furo do bloco contém dois elementos finitos. A Figura 2.27 ilustra a discretização do modelo PJSG.

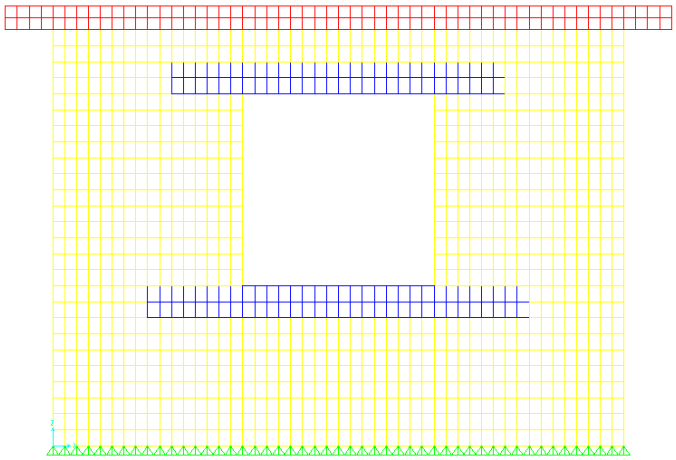
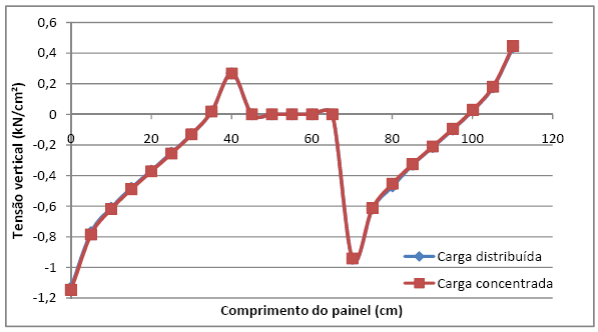
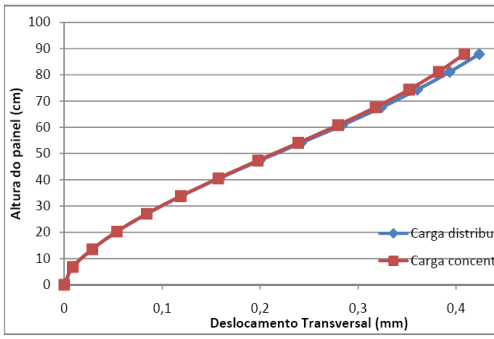


Figura 2.27 – Malha do modelo PJSG.

Além do refinamento da malha também foi analisada a forma de atuação da força horizontal: concentrada na extremidade superior do painel ou uniformemente distribuída no topo dos painéis verticais. A Figura 2.28 apresenta os resultados dessa análise. A diferença do deslocamento horizontal no topo do painel entre os dois modelos foi inferior a 4%, permitindo concluir que não há diferenças significativas entre as duas formas de aplicação do carregamento. Esses resultados evidenciam a efetiva ação da laje como diafragma rígido no modelo em elementos finitos. Tal comportamento também foi evidenciado nos painéis ensaiados através da medição das deformações da laje superior, conforme descrito por Nascimento Neto (2003).



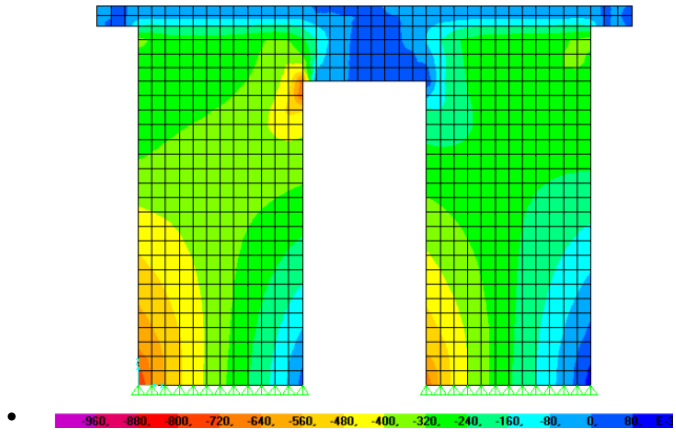
a)



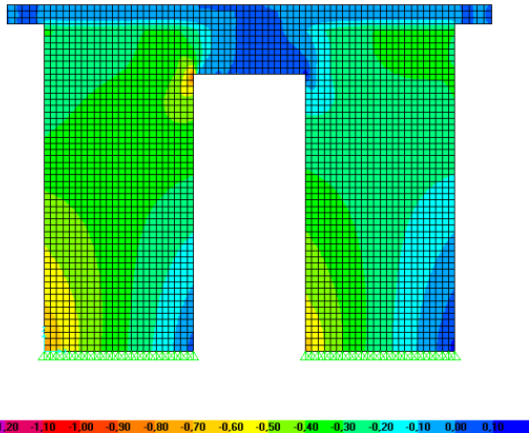
b)

Figura 2.28 – a) Tensão vertical na base (kN/cm²); b) Deslocamento transversal (mm).

A Figura 2.29 apresenta a distribuição de tensões normais verticais nos painéis analisados com a malha 2 e 3.



- a)



- b)

Figura 2.29 – Tensão normal: a) Malha 02; b) Malha 03 Unidades em KN/cm².

Para avaliação da rigidez do elemento finito usado, alguns painéis foram analisados e o deslocamento máximo no topo destes painéis comparados com os resultados experimentais. A Tabela 2.5 apresenta esses resultados sendo que apenas os painéis sem armadura vertical foram modelados.

Tabela 2.5 – Verificação da rigidez do modelo.

Modelo	Deslocamento horizontal no topo (cm)		Relação exp/MEF
	Experimental	Elementos finitos	
PISG1	0,75	1,14	-34%
PPSG1	0,85	1,02	-17%

PPSG2	0,76	0,65	17%
PJSG1	0,65	0,59	10%
PJSG2	0,48	0,36	33%

Nota:

a) Foram adotados os parâmetros elásticos presentes na Tabela 2.2;

b) O carregamento horizontal adotado foi aquele associado ao limite superior da região linear da curva tensão x deformação obtida por Nascimento Neto (2003);

c) O carregamento vertical foi aquele apresentado no item 3.4.1.

A Tabela 2.5 permite concluir que o modelo apresenta capacidade de modelar a alvenaria estrutural de blocos apresentados neste capitulo, no que tange a distribuição de tensões. Em relação à rigidez foram obtidas diferenças de 10% a 34% entre os resultados experimentais e teóricos, permitindo concluir que o modelo deve ser mais bem estudado antes de afirmar que o mesmo representa corretamente a rigidez de painéis em alvenaria de blocos cerâmicos, devido à grande variação dos resultados. A Figura 2.30 ilustra o gráfico de tensões normais do painel PJSG1.

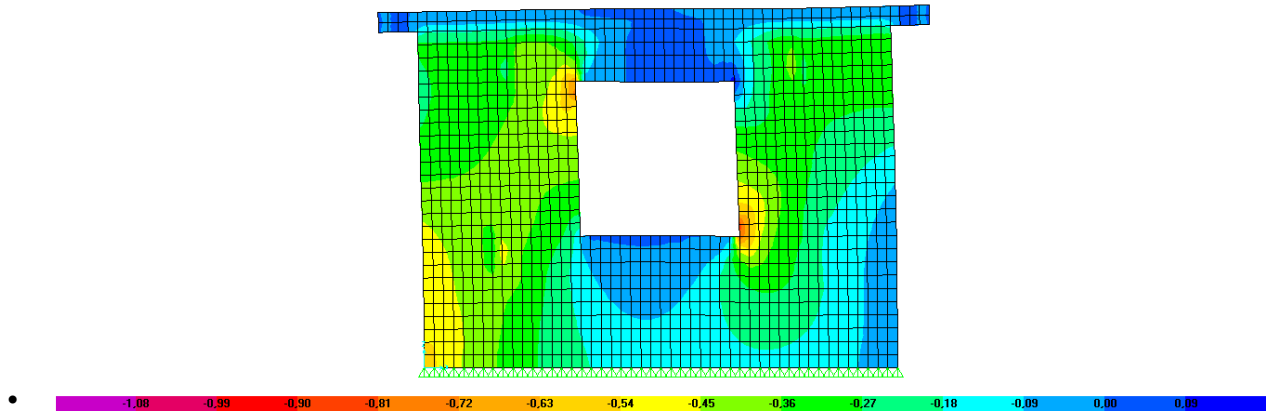


Figura 2.30 – Tensão normal vertical do painel PJSG1.

3.5. Estudo da ortotropia em painéis de edifícios

Neste item são apresentados resultados de análises em elementos finitos de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações horizontais e verticais. Trata-se de um edifício com 15 pavimentos, pé-direito igual a 2,8 m e constituído por blocos de concreto. A Figura 2.31 apresenta a plantas de primeira fiada do edifício, onde estão indicados alguns painéis que serão analisados nesta dissertação.

A Tabela 2.6 apresenta as resistências especificadas ao longo da altura do edifício, destacando que foi considerado um fator de eficiência prisma-bloco igual a 85%.

Cabe destacar que o grauteamento dos furos foi necessário quando a tensão atuante na alvenaria supera a sua resistência à compressão sem graute. Além disso foram dispostas armações em alguns destes furos grauteados, principalmente nos furos localizados nos encontros de paredes, principalmente nos pavimentos inferiores e quando o comprimento em planta das paredes era elevado.

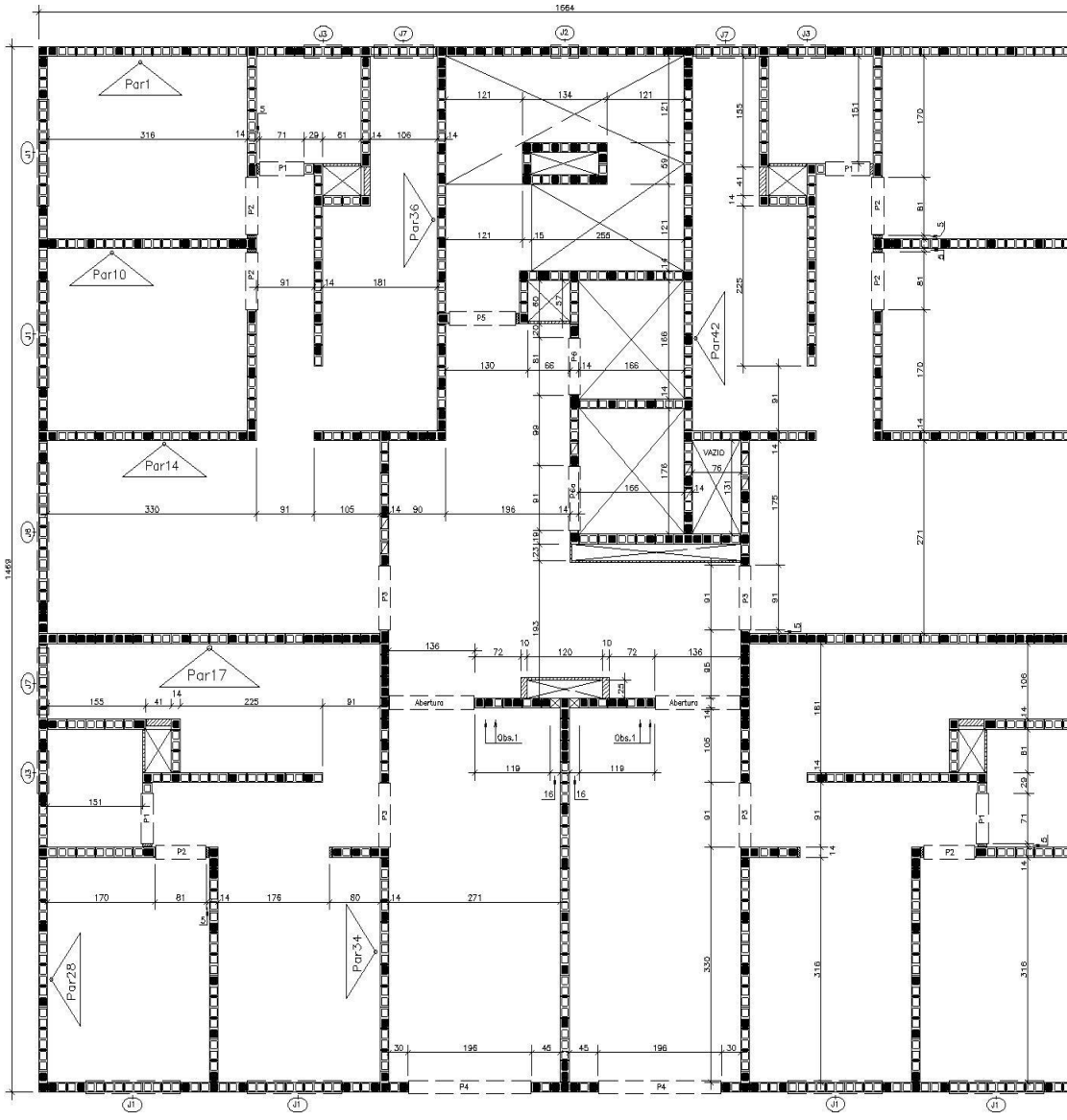
Convém destacar ainda que foram verificadas as tensões de tração existentes nos cantos das alvenarias devido à ação do vento. Nas alvenarias aonde a resultante das tensões de tração devido ao vento excedeu a resistência à tração da alvenaria, foram dispostas armações verticais. Finalmente, deve-se ressaltar que a modelagem em elementos finitos não contemplou a incorporação destas armações nos modelos numéricos, por isso as armações foram omitidas na Figura 2.31.

Tabela 2.6 – Níveis e resistências características do edifício analisado.

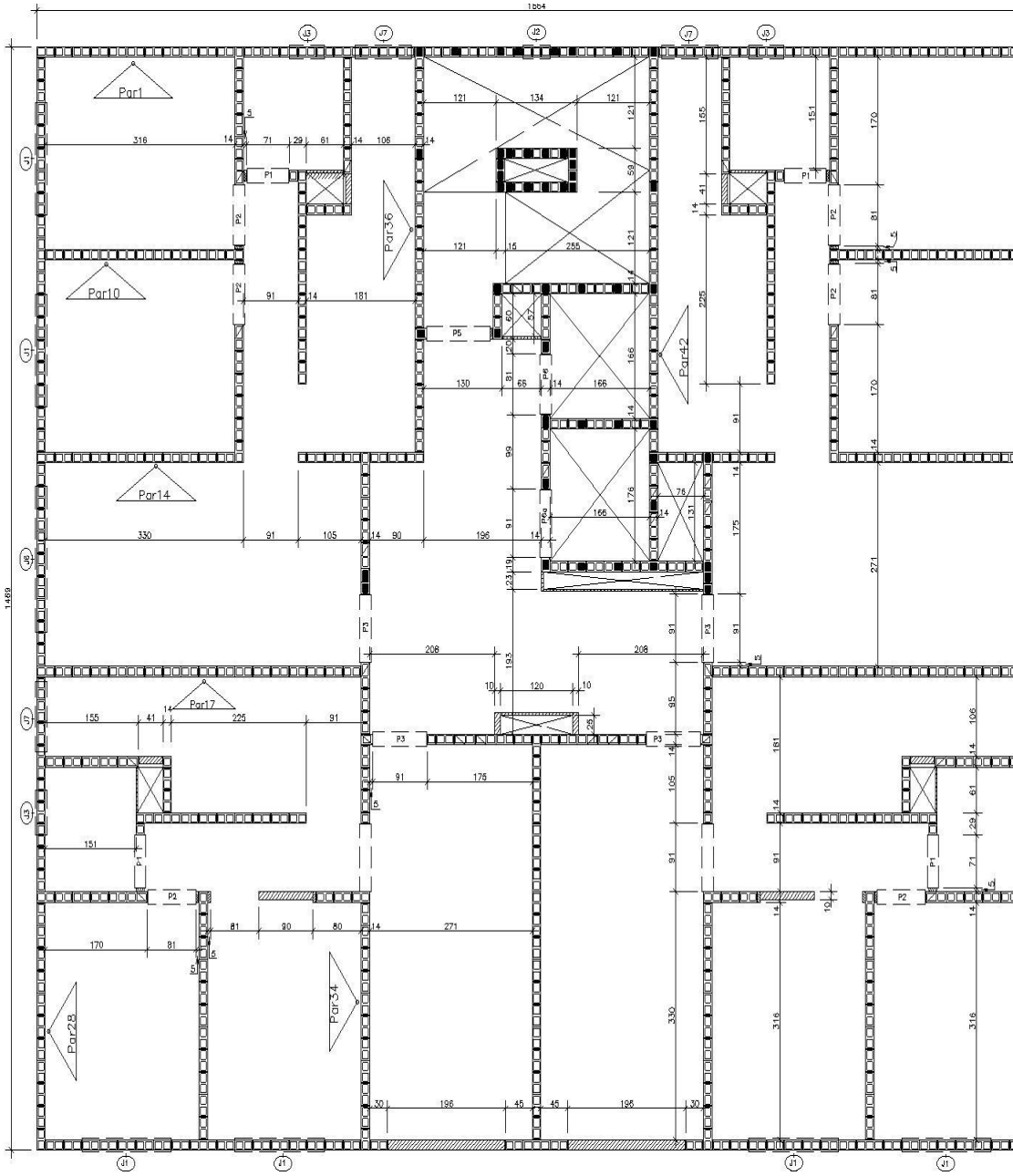
Pavimento	ota	Resistência característica (MPa)		
		Bloco	Graute	Prisma
1	,8	16,0	32,0	13,6
2	,6			
3	,4			
4	1,2	14,0	28,0	11,9
5				

	4,0			
6	6,8			
7	9,6	12,0	24,0	10,2
8	2,4			
9	5,2			
10	8,0	10,0	20,0	8,5
11	0,8			
12	3,6			
13	6,4	8,0	16,0	6,8
14	9,2			
15	2,0			

As forças horizontais devidas ao vento foram calculadas de acordo com a norma NBR 6123 (1988). A Tabela 2.7 apresenta os parâmetros de cálculo. Já a Tabela 2.8, as forças resultantes nas direções x e y. Em relação às cargas verticais, considerou-se carga acidental de 15,0 kN/m² e permanente de 10 kN/m² nas lajes, que possuem espessura de 10 cm.


Par1
Par10
Par14
Par17
Par28
Par34
Par36
Par42
Abertura
Abertura
Obs.1
Obs.1
VAZIO

-
- a)
-
-



-
- b)

Figura 2.31 – Planta de 1ª. Fiadas. a) 1º pavimento; b) 15º pavimento.

Tabela 2.7 - Parâmetros para o cálculo das forças horizontais. Fonte: NBR 6123 (1988)

Parâmetro	alor
Velocidade básica do vento	0 m/s
Fator do terreno	
Categoria	II
Classe da edificação	
Coeficiente de arrasto direção ‘x’	,15
Coeficiente de arrasto direção ‘y’	,20

Tabela 2.8 – Forças horizontais resultantes.

Pavimento	ota	Força horizontal (kN)	
		Dir. x	Dir. y
1	,8	24, 4	28, 8
2	,6	28, 3	33, 4
3	,4	30, 4	35, 9
4	1,2	31, 9	37, 8
5	4,0	33, 2	39, 2
6	6,8	34, 2	40, 4

O intuito do estudo apresentado aqui foi avaliar o efeito da ortotropia em situações reais de projeto. Os principais aspectos analisados são a geometria dos painéis, a taxa de grauteamento e o efeito das aberturas. Foram escolhidos dois pavimentos específicos para a modelagem dos painéis: o primeiro e o último. Decidiu-se desta maneira porque a taxa de grauteamento decresce à medida que se aproxima da cobertura. Com isso analisaram-se painéis com taxas de grauteamento bastante variadas. A Tabela 2.9 apresenta os parâmetros elásticos adotados nas análises. A ortotropia foi considerada através da consideração de uma relação igual a 0,5 entre os módulos de deformação longitudinal nas direções paralela e perpendicular às juntas de assentamento, conforme apresentado nas análises anteriores. Nos blocos grauteados, no entanto, não foi considerado qualquer redução do módulo de deformação na direção paralela à junta.

7	9,6	35,1	41,4
8	2,4	35,8	42,4
9	5,2	36,5	43,2
10	8,0	37,2	44,0
11	0,8	37,8	44,7
12	3,6	38,3	45,3
13	6,4	38,8	45,9
14	9,2	39,3	46,5
15	2,0	39,8	47,0

Tabela 2.9 – Parâmetros elásticos adotados na análise. Unidades em KN e centímetros.

Parâmetro	alor
Módulo de deformação longitudinal na direção normal às juntas de assentamento(1)	088
Módulo de deformação longitudinal na direção paralela às juntas de assentamento(1)	44

Módulo de deformação longitudinal do concreto(2)	800
Módulo de deformação transversal da alvenaria(3)	35
Módulo de deformação longitudinal do graute(2)	828
Modulo de deformação longitudinal da alvenaria grauteada(4)	958
Nota: (1) Valores na área bruta. Calculados com a expressão E = 800 f_p, onde f_p é a resistência do prisma, igual a 13,6 MPa; (2) Calculados com a expressão E = 5600 $(f_{ck})^{1/2}$, onde f_{ck} é a resistência característica do concreto, igual a 25 MPa; (3) Calculado com a expressão G = 0.4 E, onde E é o módulo de deformação longitudinal da alvenaria; (4) Igual a média entre o módulo do graute e da alvenaria envolvente.	

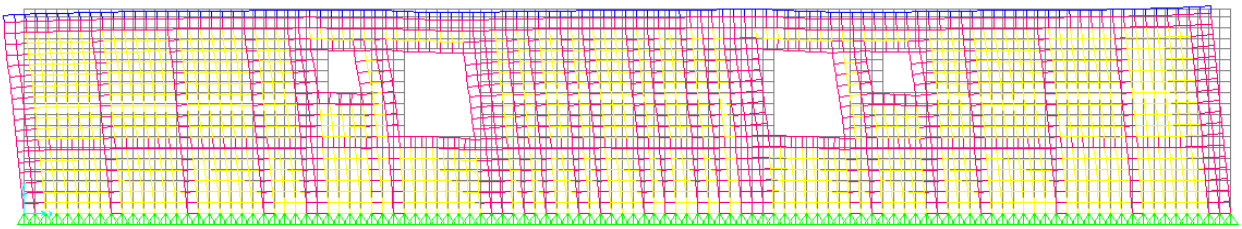
Para efeito de análise todos os painéis foram submetidos ao mesmo carregamento vertical igual a 225 kN/m, equivalente ao acúmulo de um carregamento por pavimento de intensidade 15 kN/m. Esse valor foi encontrado por Nascimento Neto & Damasceno (2009) e representa um valor médio de reação de apoio para paredes centrais com a mesma itensidade de carga e mesmo vão médio das paredes do edifício em análise. Além disso, foi aplicada uma força horizontal, uniformemente distribuída nos nós da laje superior dos painéis. Estas forças foram calculadas com o método das paredes isoladas, através do cálculo das inércias das paredes e posterior redistribuição das forças pela inércia relativa de cada painel, ver Nascimento Neto & Damasceno (2008). A Tabela 2.10 apresenta estes valores para cada painel.

Tabela 2.10 – Força horizontal nos painéis.

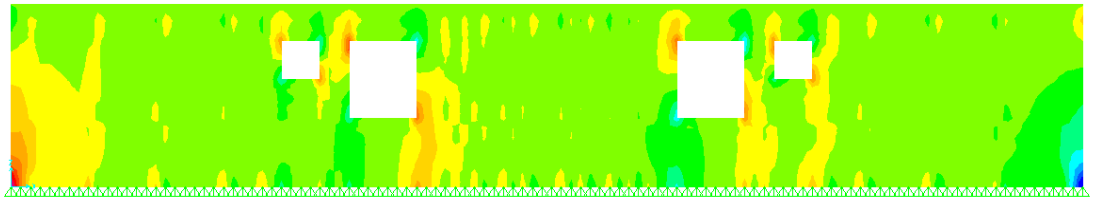
Parede	Força horizontal (KN)
PAR1	96,0
P	28,0

As Figuras abaixo ilustram a situação deformada e tensões normais verticais dos painéis do primeiro pavimento.

AR10	
P AR17	36,0
P AR34	42,0
P AR36	107,0

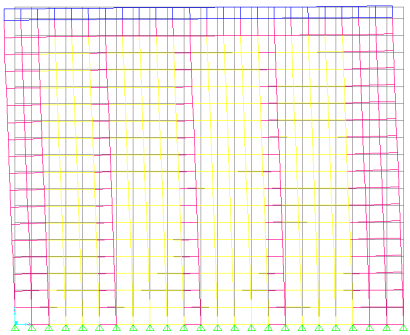


- a)

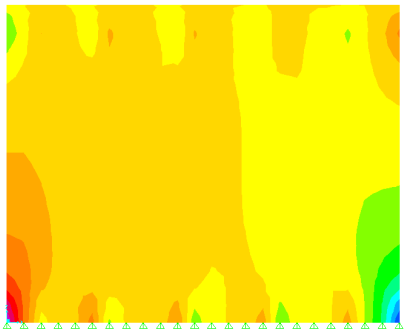


- b)

Figura 2.32 – Painel PAR1: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais.

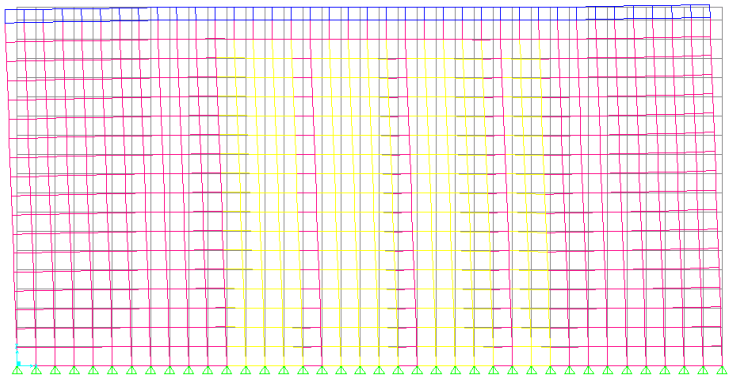


- a)

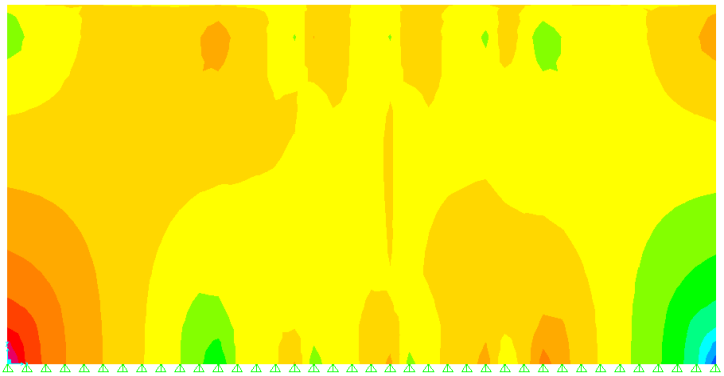


b)

Figura 2.33 – Painel PAR10: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais.

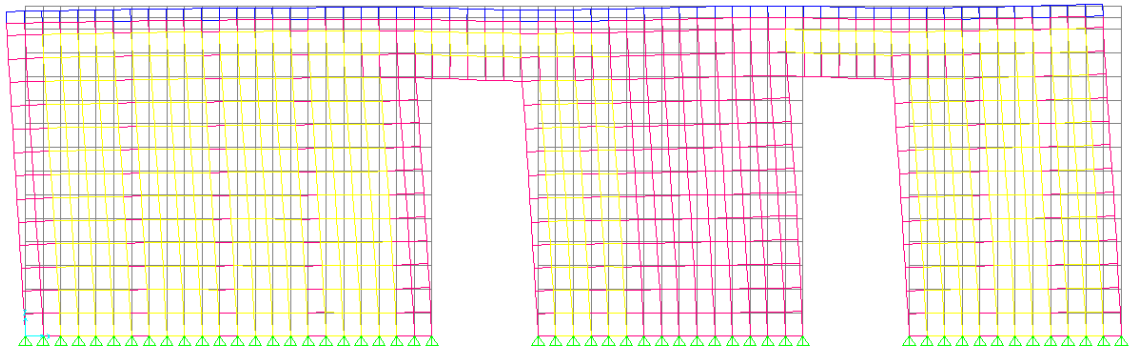


a)

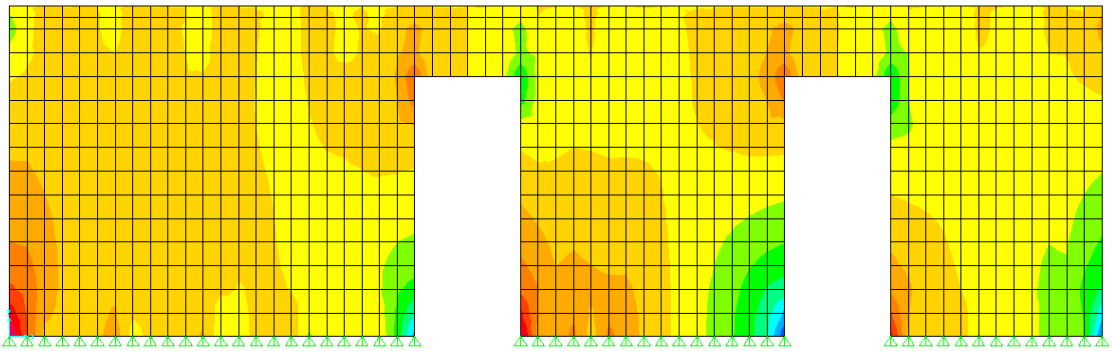


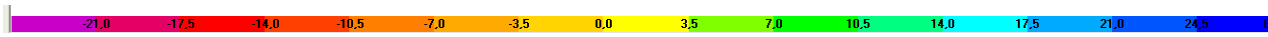
b)

Figura 2.34 – Painel PAR17: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais.



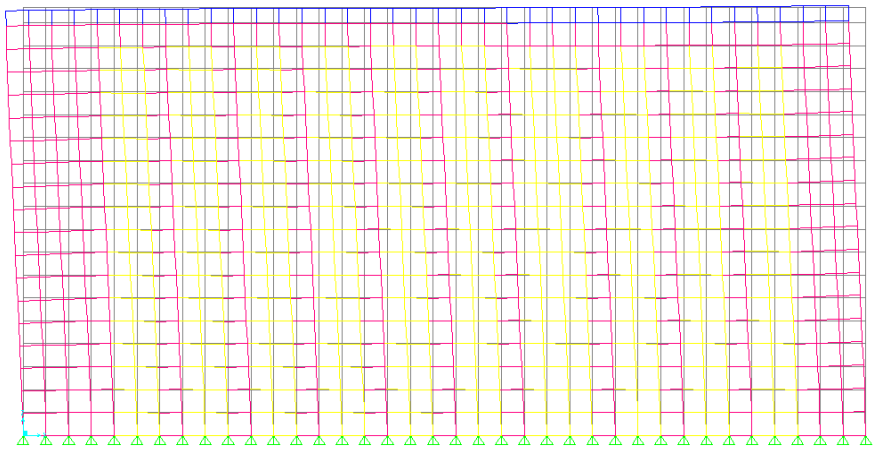
a)



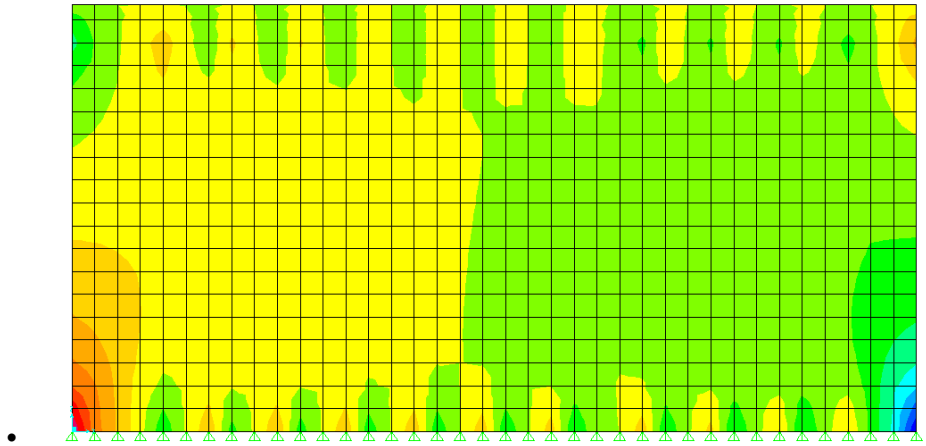


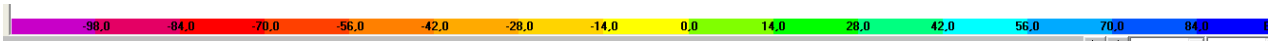
b)

Figura 2.35 – Painel PAR34: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais.



a)





b)

Figura 2.36 – Painel PAR36: a) Configuração deformada do painel; b) Tensões normais verticais.

A Tabela 2.11 apresenta os resultados da rigidez de cada painel no primeiro pavimento, tomada como sendo o quociente $\mathbf{K_{painel}=F_{topo}/d_{topo}}$, $\mathbf{F_{topo}}$ é a força aplicada no topo do painel e $\mathbf{d_{topo}}$ o deslocamento horizontal correspondente. Os resultados evidenciam a influência da ortotropia na rigidez dos modelos, tendo sido obtido diferenças de até 45% neste pavimento. Destaca-se a proximidade do valor das diferenças percentuais nos painéis PAR10, PAR34 e PAR36, sugerindo que o lintel de porta presente no painel PAR34 não afeta o efeito da ortotropia, caso contrário as diferenças percentuais seriam maiores.

Tabela 2.11 – Rigidez dos painéis do 1º pavimento.

Parede	Rigidez (kN/cm)		Diferença percentual
	Com ortotropia	Sem ortotropia	
PAR1	25.263	36.641	45%
PAR10	4.058	5.385	33%
PAR17	10.588	12.414	17%

PAR34	13.125	17.500	33%
PAR36	7.535	10.000	32%

Ainda com relação aos painéis do primeiro pavimento, evidencia-se o efeito do grauteamento na redução do efeito da ortotropia, como ficou claro no painel PAR17, fortemente grauteado. Neste painel, a perda de rigidez devido à ortotropia foi sensivelmente menor que nos demais painéis. Isto ocorre porque o grauteamento tem o efeito benéfico de reduzir a concentração de tensões nos septos longitudinais verificada no volume padrão.

A maior redução de rigidez ocorrida no primeiro pavimento foi no painel PAR1, igual a 45%. Vale salientar que este painel apresenta grande desenvolvimento em planta, característica que torna mais importante o efeito das deformações por cisalhamento, de acordo com Nascimento Neto & Damasceno (2008). Isso sugere que o efeito da ortotropia se torna mais evidente quanto maior for a influência da força cortante no comportamento do painel.

A Tabela 2.12 apresenta os resultados para os painéis do último pavimento. Cabe lembrar que a taxa de grauteamento neste pavimento é bastante inferior ao primeiro, chegando, inclusive a ser nula nos painéis PAR10 e PAR17.

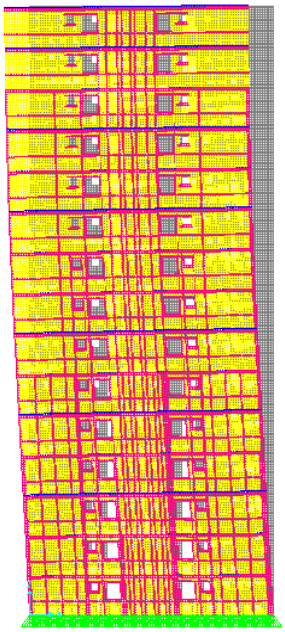
Evidencia-se neste pavimento que o efeito da ortotropia foi mais pronunciado que no primeiro pavimento chegando a diferenças de até 84%, como no caso do painel PAR17. Os resultados permitem concluir novamente que o grauteamento tem o efeito benéfico de minimizar o efeito da ortotropia na rigidez do painel.

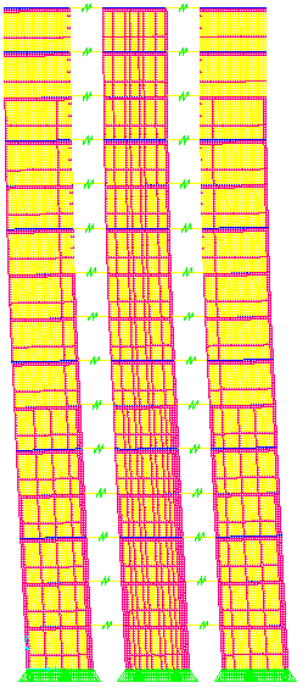
Tabela 2.12 – Rigidez dos painéis do 15º pavimento.

Parede	Rigidez (kN/cm)		Diferença percentual
	Com ortotropia	Sem ortotropia	
PAR1	18.824	32.000	70%
PAR10	1.761	3.111	76%

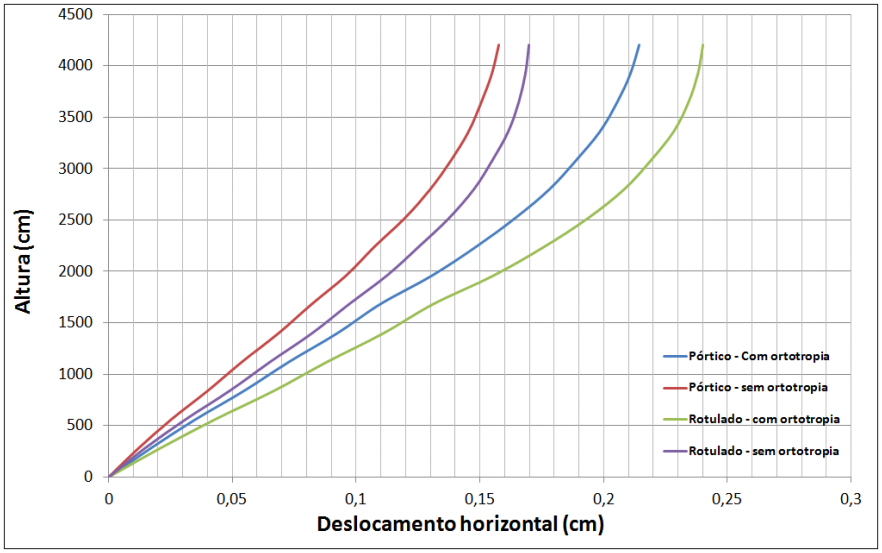
PAR17	3.103	5.714	84 %
PAR34	7.778	13.548	74 %
PAR36	4.053	6.688	65 %

Finalizando a análise do efeito da ortotropia em painéis, a Figura 2.37 apresenta a situação deformada do painel PAR1, agora com os quinze pavimentos. Desta vez avaliou-se também o efeito dos lintéis na rigidez do painel em questão. Em resultados apresentados por Damasceno & Nascimento Neto (2010) a presença dos lintéis proporcionaram um considerável acréscimo de rigidez em painéis com abertura, tendo sido obtido por estes autores valores de até 740% ao se considerar o lintel em painéis com abertura de porta.





- a)
- b)



-
- c)

Figura 2.37 – Painel PAR1: a) Configuração deformada do painel com quinze pavimentos com lintéis; b) Configuração deformada do painel com quinze pavimentos com lintéis; c) Diagrama de deslocamento horizontal ao longo da altura.

De posse dos resultados apresentados na Figura 2.37c, pode-se concluir que o modelo com ortotropia experimentou um decréscimo em sua rigidez igual a 30% relativamente ao modelo sem ortotropia.

Outro ponto importante a se destacar aqui é o efeito dos lintéis. Ao contrário de Damasceno & Nascimento Neto (2010), foi obtido uma diferença pequena ao se desconsiderar os lintéis na modelagem, tendo sido obtido um aumento de 22% no deslocamento no topo do painel. Isso se deve ao fato de que as porções verticais do painel apresentam rigidez bastante superior relativamente aos lintéis, resultando no fato destes elementos não provocarem maiores perturbações no comportamento global do painel.

O objetivo principal deste estudo foi analisar o efeito da ortotropia na rigidez de painéis em alvenaria estrutural. Primeiramente o volume padrão da alvenaria foi modelado, sendo possível obter uma relação que definisse o grau de ortotropia. Deste estudo resultou a relação entre o módulo de deformação da alvenaria paralelo e perpendicular às juntas horizontais, tendo sido obtido um valor igual a 0,5.

A análise realizada com painéis permitiu concluir que a ortotropia não deve ser desconsiderada, sob pena da obtenção de modelos mais rígidos que o real. Vale destacar que foram encontradas diferenças de até 82% nos modelos analisados

neste estudo. Vale destacar ainda que painéis que sofrem influência do esforço cortante são mais afetados pela ortotropia.

Por fim, destaca-se a importância da presença do graute para reduzir o efeito da ortotropia, fato comprovado pela comparação entre os resultados dos painéis do primeiro e do último pavimento.

CAPÍTULO 4

MODELO DE BIELAS E TIRANTES APLICADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAINÉIS

3.6. Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados resultados de análises numéricas de painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003) e Voon & Ingham (2008). Estas análises auxiliaram na construção dos modelos de bielas e tirantes, buscando-se uma comparação entre a força máxima teórica obtida pelo modelo de bielas e tirantes e a carga de ruptura experimental.

As análises contemplaram duas etapas: i) análise dos painéis em elementos finitos; ii) determinação da força máxima teórica através do método de bielas e tirantes. O objetivo principal aqui foi confrontar o modelo teórico (bielas e tirantes) com modelos experimentais.

3.7. Painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003)

Neste item são apresentados os resultados das análises em elementos finitos dos painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003). O objetivo principal destas análises foi permitir a construção de modelos de bielas e tirantes para estes painéis, a partir da distribuição de tensões principais em uma análise linear, procedimento também utilizado por Souza (2004) para o caso de estruturas em concreto armado. Cabe destacar aqui que para as forças horizontais, consideraram-se intensidades iguais a 4,5 kN e 15 kN para o painel isolado e para os painéis com abertura, respectivamente. Esses valores representam os limites superiores antes do inicio da fissuração do painel, de modo que ainda não há influência da não-linearidade física por fissuração.

Além disso, foram aplicadas forças verticais no topo dos trechos verticais dos modelos, como forma de simular a pré-compressão existente em painéis de

edifícios. Dois valores de intensidade desta força vertical foram considerados: 1,64 MPa e 0,98 MPa, em relação à área bruta dos painéis. De acordo com o referido autor, esses valores representam, respectivamente, 50% e 30% da resistência admissível da alvenaria. Cabe destacar ainda que as forças verticais foram aplicadas como força concentrada nos nós do topo dos modelos, enquanto a força horizontal foi aplicada concentradamente na extremidade superior dos painéis, como foi discutido no item **3.4.2** desta dissertação.

3.7.1. Parâmetros de resistência

Em relação aos parâmetros de resistência dos componentes do modelo de bielas e tirantes é importante destacar que o comportamento anisotrópico da alvenaria, associado com a baixa resistência à tração da junta de argamassa e à geometria do bloco vazado resulta em modos de ruptura que são sensíveis à orientação da tensão principal em relação às juntas horizontais, portanto deve-se levar em conta a orientação da biela no cálculo de sua capacidade resistente. Nesta dissertação, esta questão foi levada em conta aplicando um coeficiente redutor 'R', que representa a relação entre a resistência a compressão oblíqua e a resistência à compressão perpendicular a horizontal. Nascimento Neto (2003) realizou ensaios em paredes submetidas à compressão diagonal a 45º. Na falta de valores representativos em outras direções, apresenta-se na Figura 2.38 valores propostos por Drysdale et al. (1994), referidos a tijolos maciços cerâmicos.

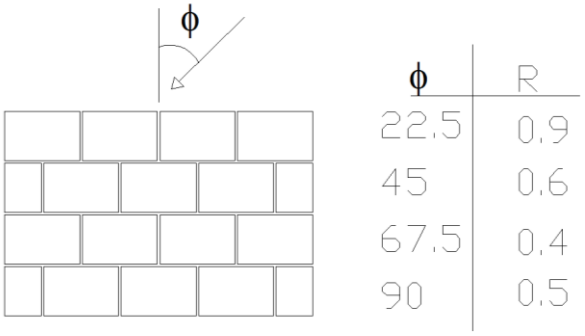


Figura 2.38 – Relação entre a resistência à compressão oblíqua e normal às juntas de assentamento

De posse dos valores de R apresentados na Figura 2.38, a Tabela 2.13 apresenta a resistência das bielas para as diversas inclinações. É importante destacar aqui que se considerou a resistência obtida do ensaio de prisma de três blocos, uma vez que dessa maneira não foi levado em conta o efeito da esbeltez da alvenaria existente no ensaio de paredes submetido a compressão simples.

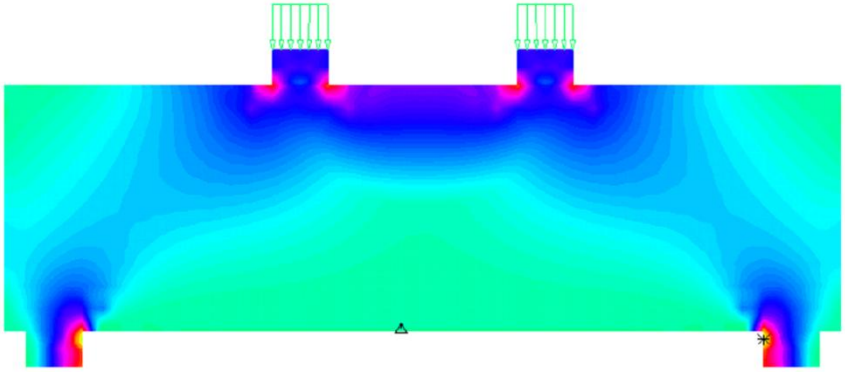
Tabela 2.13 – Resistência das bielas de compressão. Valores na área bruta.

Ângulo (graus)	**Coeficiente R**	**Resistência (MPa)**
0,0	1,0	18,34(1)
22,5	0,9	16,51
45,0	0,6	11,00
67,5	0,4	7,34
90,0	0,5	9,17
Notas: (1) Valor calculado em ensaios de prismas de três blocos por Nascimento Neto (2003).		

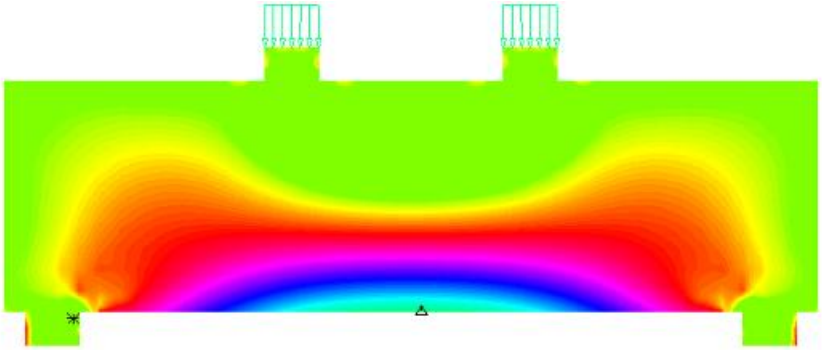
Em relação à armação considerou-se a tensão de escoamento como limite de resistência, tendo sido obtido para o aço CA-50 uma força máxima igual a 15 KN, lembrando que a armação existente é de 6.3 milímetros, de acordo com Nascimento Neto (2003).

Cabe destacar ainda, que as dimensões e inclinações das bielas foram obtidas a partir das análises numéricas realizadas, com a exportação das trajetórias de tensões principais para um software de desenho gráfico, permitindo a construção de toda geometria do modelo, como a largura e inclinação das bielas. Cabe destacar aqui que este expediente foi utilizado por Souza (2004) para estruturas especiais de concreto armado.

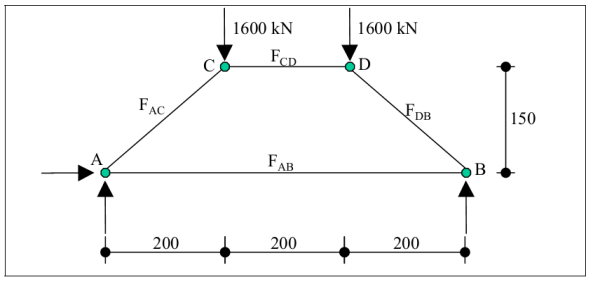
A Figura 2.39 ilustra este procedimento para uma viga parede analisada por Souza (2004): i) primeiramente, modela-se a estrutura em elementos finitos; ii) em seguida é construído o modelo de bielas e tirantes, a partir do diagrama de tensões principais de uma análise elástica; iv) a obtenção da geometria do modelo é feita apartir das dimensões dos campos de tensões principais, o que está ilustrado na Figura 2.39c, onde os referidos autores definiram a largura da biela **CD**, através da análise da distribuição de tensões principais mínimas, Figura 2.39a.



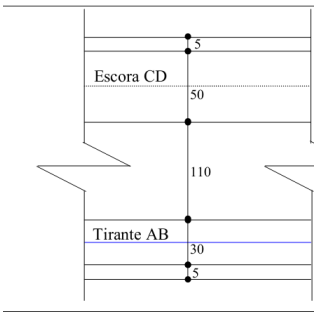
- a)



- b)



- b)



- c)

Figura 2.39 - a) Tensões principais mínimas para viga-parede; b) Tensões principais máximas; c) Modelo de bielas e tirantes idealizado; d) Larguras adotadas para a escora CD e para o tirante AB. Fonte: Souza (2004).

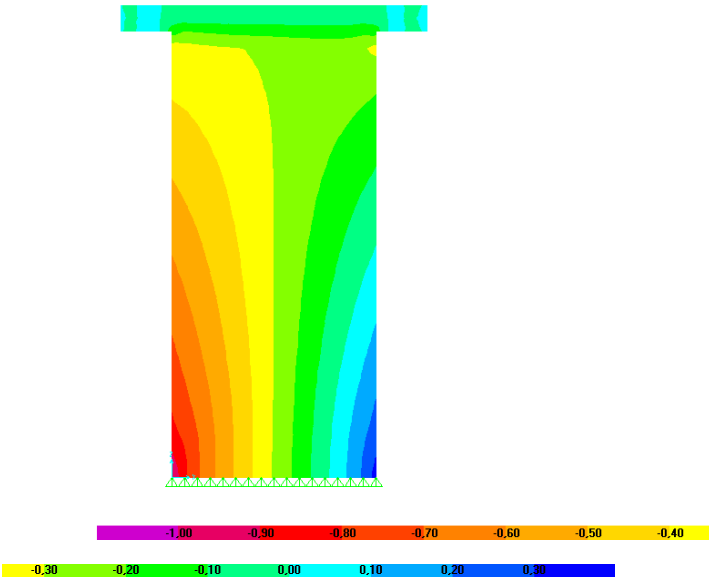
A sequência de análise realizada com o modelo de bielas e tirantes foi a seguinte:

- Aplicação da carga vertical com intensidade total;
- Aplicação da força horizontal de modo incremental, desde zero até que se atinja a resistência de um dos elementos do modelo, isto é, ruptura por compressão das bielas ou escoamento dos tirantes.

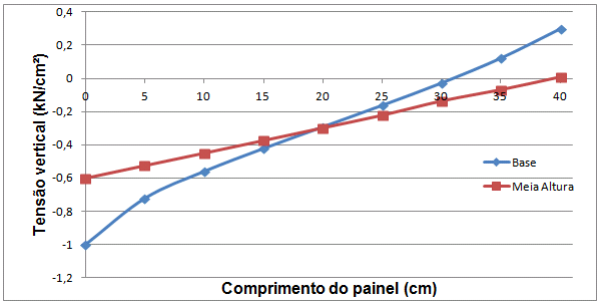
Cabe destacar aqui que a verificação das regiões nodais pode ser resolvida com o detalhamento correto da armação, isto é, garantindo que a tensão na armação não exceda a resistência de aderência entre a armação e o graute. Isso é alcançado com a definição do comprimento de ancoragem do aço.

3.7.2. Painel sem abertura

A Figura 2.40 ilustra as tensões normais verticais e de cisalhamento do modelo do painel sem abertura. Como era de se esperar, o painel comporta-se como uma viga engastada e livre. As tensões normais são lineares ao longo da largura do painel, como evidenciam os perfis de tensões normais em duas sessões distintas, ilustrados na Figura 2.40c. Já as tensões de cisalhamento apresentam perfil parabólico, como evidencia a boa correlação da linha de tendência polinomial do segundo grau, ilustrada na Figura 2.40d, para uma sessão situada à meia altura do painel.

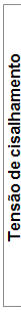


a)



c)

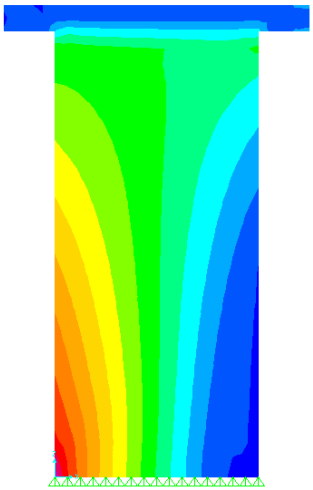
b

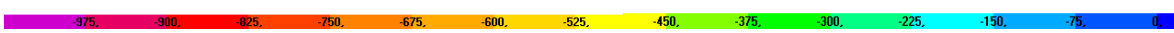


d

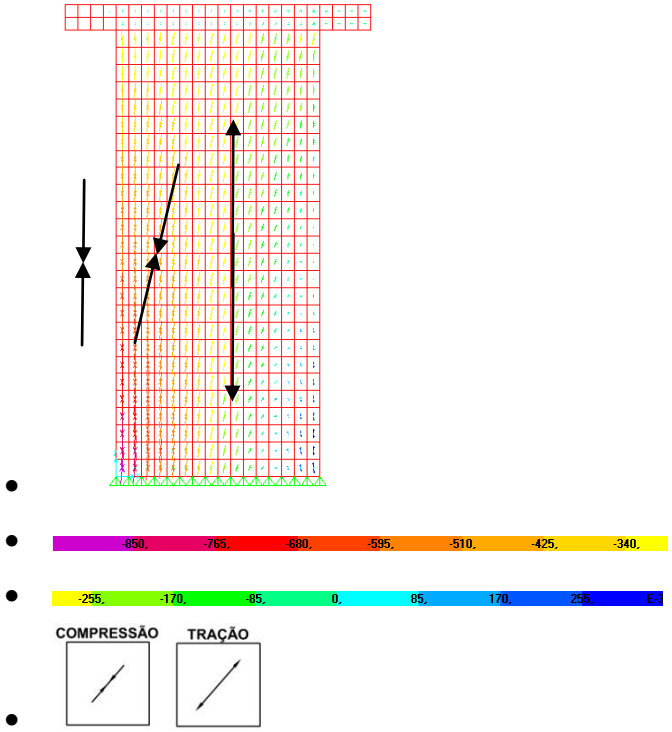
Figura 2.40 - Tensões no painel sem abertura. a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento; c) Perfil de tensões normais; d) Perfil de tensões de cisalhamento à meia altura. Unidades em kN/cm².

A Figura 2.41 ilustra as tensões principais. Apesar de ter sido considerada no modelo numérico intensidade de força horizontal para a qual não ocorrem os efeitos de não-linearidade física por fissuração, a distribuição das tensões principais já indica o modo de ruptura observado nos ensaios dos painéis. Segundo Nascimento Neto (2003), o processo de ruptura iniciou com o aparecimento de fissuração horizontal no lado tracionado que se propagou ao longo das primeiras fiadas do painel até atingir o lado comprimido. A ruptura brusca do painel foi caracterizada por um padrão de fissuração diagonal que se iniciou na última fiada, junto ao ponto de aplicação da força horizontal na laje, transferiu-se para uma segunda linha de fissuração e se estendeu até o canto comprimido da base do painel, constatando com isso a formação de uma biela de compressão na direção dessa fissura diagonal. A análise numérica mostra ainda a presença de outra biela praticamente vertical que se estende ao longo da altura do painel no lado comprimido. Além disso, do lado tracionado do painel, evidenciam-se tensões orientadas na direção vertical, sugerindo o padrão de fissuração horizontal ocorrida no ensaio.





a)



c)

Figura 2.41 – Tensões nos painéis sem abertura: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c) Trajetória das tensões principais; d) Modelo de bielas e tirantes do painel isolado; Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes. Unidades em kN e cm.

De posse das trajetórias de tensões principais, Figura 2.41c, foi possível definir o modelo de bielas e tirantes para o painel isolado, ilustrado na Figura 2.41d, onde estão indicadas as dimensões dos elementos, lembrando que estas dimensões foram definidas exportando as trajetórias de tensões principais para um software de desenho gráfico e medindo seus valores, exceto o tirante vertical, donde foi considerado o diâmetro da barra de aço do ensaio, isto é 6,3 milímetros. Apesar de não serem vislumbradas nas trajetórias de tensões principais, as barras no topo foram incorporadas com a finalidade de distribuir as forças horizontal e vertical entre as barras do modelo. As forças **V** e **H** representam as resultantes da força uniforme vertical e horizontal aplicada no topo, respectivamente. O valor de **V** é igual a 32,0 kN e corresponde a resultante de uma tensões na área bruta igual a 1,64 MPa, conforme discutido no item 3.4.1.

Torna-se necessária a consideração no modelo de bielas e tirantes de um tirante na face oposta à biela vertical, devido ao aparecimento de tensões de tração

nesta região, fato ilustrado na Figura 2.41c. Apesar de não ter sido considerado no modelo numérico, foi introduzida a armação vertical existente no ensaio, isto é uma barra com 6,3 milímetros de diâmetro.

Apesar de ter sido realizada apenas uma análise linear, que não considera o comportamento do painel na ruptura, o modelo de bielas e tirantes apresenta um vislumbre do modo de ruptura experimentado pelos painéis: fissuração horizontal na base devido às tensões de tração, seguido do aparecimento de uma fissura diagonal de compressão com esmagamento do canto mais comprimido da base, representado no modelo de bielas e tirantes pelo nó de apoio da biela vertical. Deve-se destacar ainda que as fissuras horizontais presenciadas no ensaio sugerem o escoamento da armação vertical, associado no modelo de bielas e tirantes ao alcance da tensão de escoamento do tirante vertical.

A Figura 2.42 evidencia a existência da biela vertical: a fissura diagonal, associada ao cisalhamento das juntas, corta o bloco no canto mais comprimido. Isso se deve ao efeito do acréscimo das tensões de compressão proporcionada pela biela vertical. Cabe lembrar aqui que as juntas de argamassa apresentam comportamento que pode ser representado pelo critério de ruptura de Morh-Coulomb, isto é, quanto maior a tensão de compressão, mais elevada será a resistência ao cisalhamento da junta. Isso pode explicar o fato da fissuração passar pelo bloco, e não mais pela junta, nesta região.

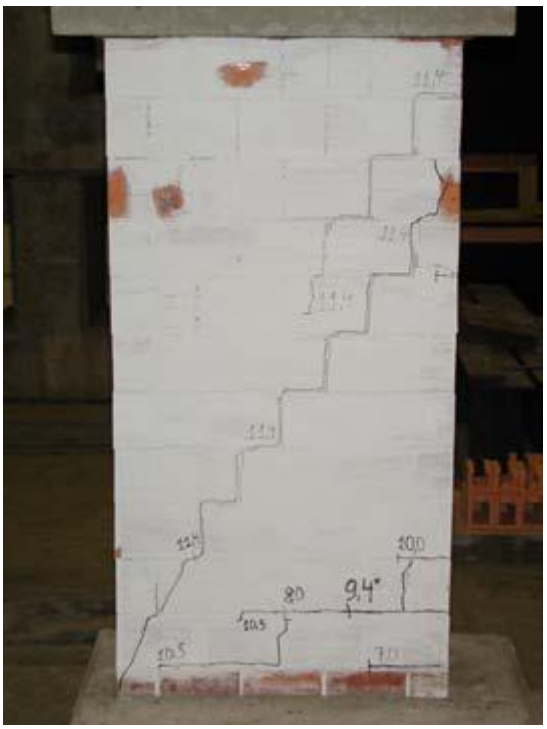
- 

Figura 2.42 –Fissuração ocorrida durante ensaio do modelo PICG1: Vista geral do modelo após a ruptura. Fonte: Nascimento Neto (2003).

A Figura 2.43 ilustram os esforços atuantes nos elementos do modelo de bielas e tirantes, destacando que a força máxima teórica ocorreu para a força horizontal aplicada no topo de aproximadamente 9 kN. O condicionante para obtenção desta força máxima teórica foi-se ter atingida a tensão de escoamento do tirante vertical. De acordo com o ensaio, a força de ruptura do painel se deu com o valor de 10,7 kN, valor 18,9% superior ao obtido pelo modelo de bielas e tirantes. Diferentemente do modelo teórico, o ensaio apresentou ruptura com elevada fissuração na direção diagonal, seguida de ruptura brusca do canto mais comprimido, o que sugere ruptura das bielas de compressão. Deve-se destacar o esmagamento do concreto nas bielas não pode ocorrer antes do escoamento das armaduras, de acordo com Souza (2004). Conclui-se, portanto que o resultado apresentado é satisfatório no que tange ao dimensionamento de elementos de alvenaria, uma vez que a armação escoou antes da ruptura das bielas. Por outro lado, a diferença obtida entre a força máxima teórica e a força de ruptura (obtida no ensaio) se deve ao fato de que não foi considerada, nas análises ora apresentadas, a capacidade do modelo de bielas e tirantes de representar o comportamento do painel após o início do escoamento do tirante vertical, fato que pode ser alcançado com uma análise não-linear física que considere as curvas tensão-deformação dos elementos do modelo.

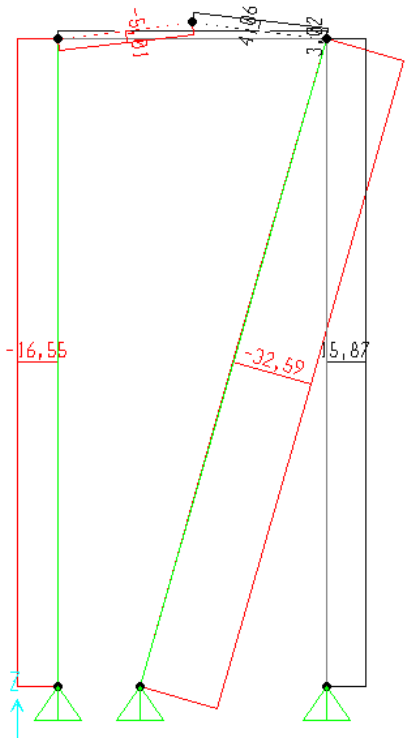
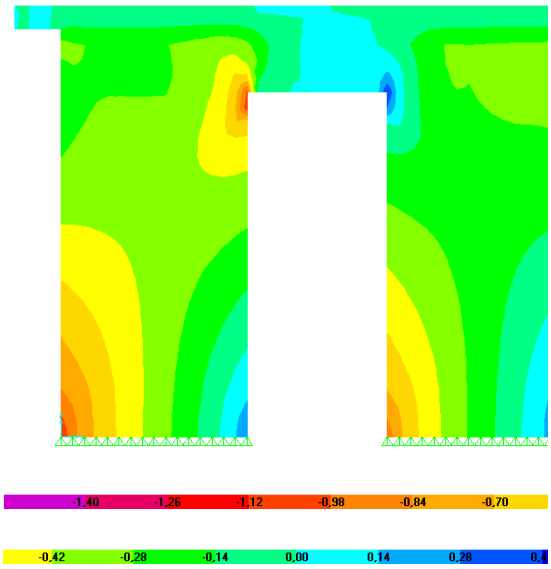


Figura 2.43 – Resultado do modelo de bielas e tirantes para o painel sem abertura. Unidades em kN.

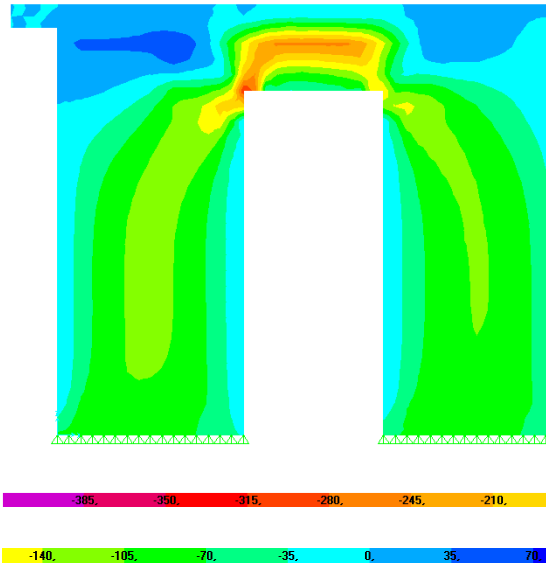
De acordo com os valores apresentados na Tabela 2.13, as resistências das bielas vertical e inclinada (22,5º) são iguais a 18,34 MPa e 16,51 MPa, respectivamente. Estes valores permitem calcular as forças de ruptura das bielas: 86,2 kN para a biela vertical e 116 kN para a biela inclinada, lembrando que a largura das bielas foram definidas através da trajetória de tensões principais e estão ilustradas na Figura 2.41d. Conclui-se que os esforços máximos resistidos pelas bielas são bem superiores aos esforços atuantes quando do escoamento do tirante vertical do modelo de bielas e tirantes ilustrados na Figura 2.43.

3.7.3. Painel com abertura de porta

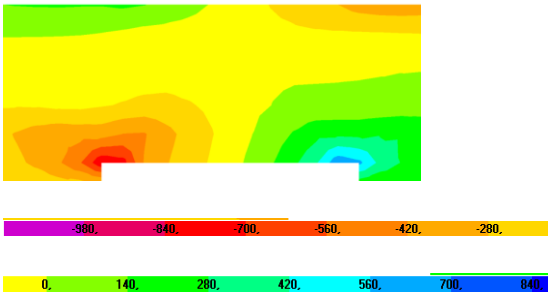
A Figura 2.44 apresenta os resultados das tensões normais e de cisalhamento dos modelos dos painéis com abertura de porta. As distribuições de tensões normais e de cisalhamento evidenciam o efeito de pórtico, sugerindo a forma de ruptura presenciada nos ensaios: ruptura por compressão diagonal do painel da esquerda, como indica a biela inclinada que se estende desde o lintel até o canto mais comprimido na base do painel; fissuração horizontal do lintel, devido às elevadas tensões de cisalhamento ali desenvolvido.



a)



b)



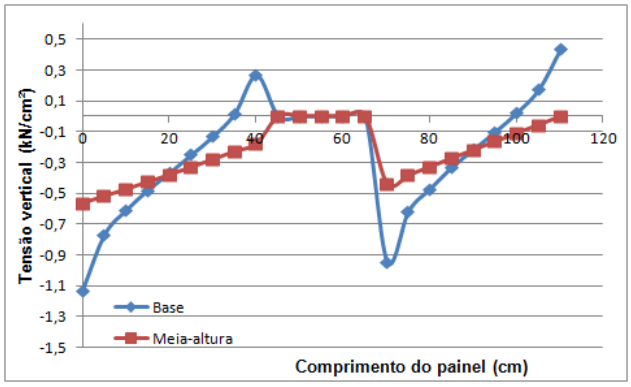
c)

Figura 2.44 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensão normal vertical; b) Tensão de cisalhamento; c) Tensões normais horizontais no lintel. Unidades em kN e centímetro.

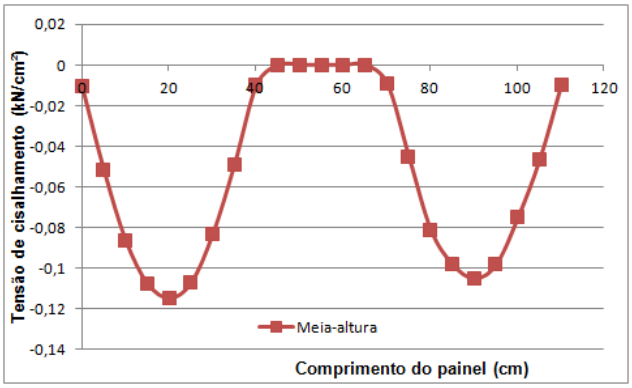
A Figura 2.45 ilustra os perfis de tensões em várias sessões do painel. Em relação às tensões normais e de cisalhamento, as mesmas observações feitas para o painel isolado cabem aqui: tensões normais com um perfil linear e tensões de cisalhamento com um perfil parabólico, sugerindo um comportamento de viga.

Nas extremidades do lintel, o perfil de tensões apresenta dois trechos lineares, nos níveis da laje superior e da verga (12ª fiada), e um trecho com tensão aproximadamente constante, no nível da 13ª fiada, comportamento explicado pelo fato de que a laje e o bloco grauteado (12ª fiada) provocaram uma redistribuição de tensões, com acréscimo de tensão nos elementos de maior rigidez e decréscimo nos elementos de menor rigidez (bloco não-grauteado da 13ª fiada), acarretando o aspecto observado para o perfil de tensão normal. A maior inclinação do diagrama na base do lintel deve-se ao fato de ser este um ponto de descontinuidade

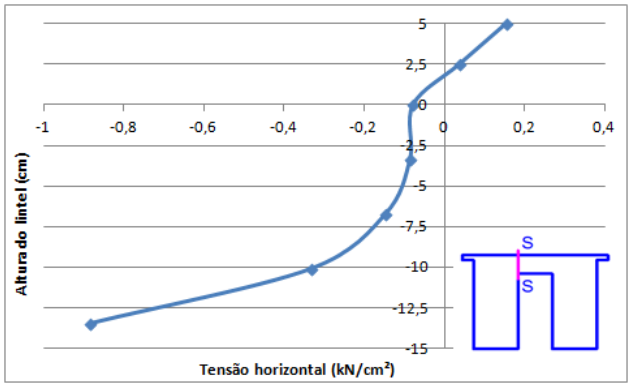
geométrica, acarretando uma concentração de tensões. A Figura 2.45c ilustra a baixa intensidade das tensões horizontais na porção central do lintel, de acordo com o aspecto do diagrama de momento fletor esperado neste elemento, ilustrado na Figura 2.45d.



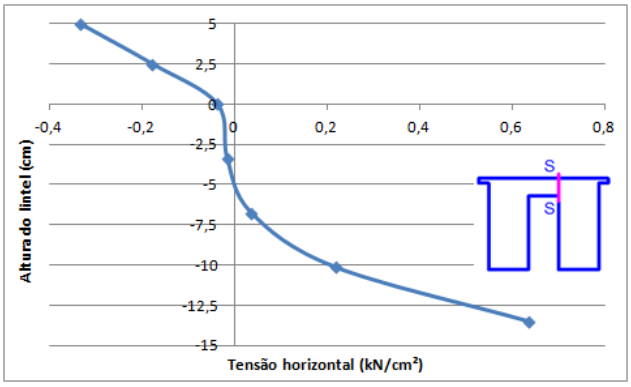
a)



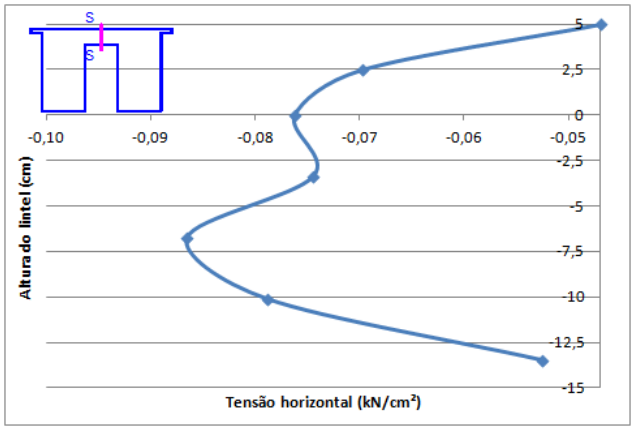
b)



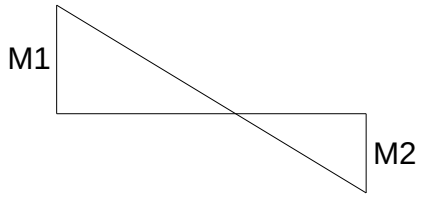
c)



d)



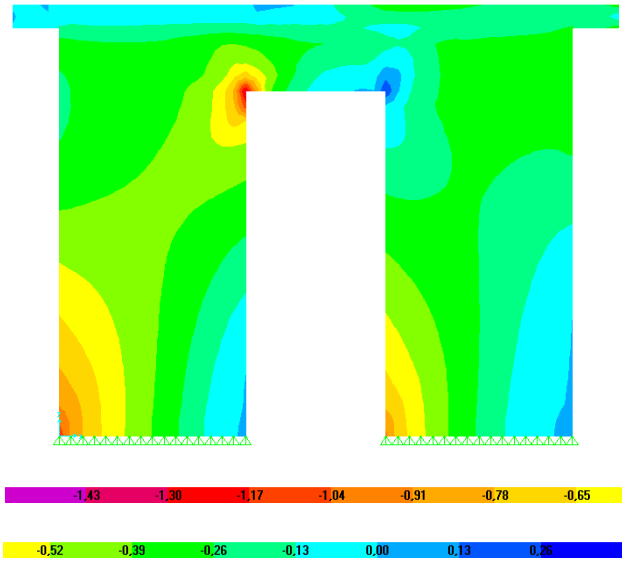
e)



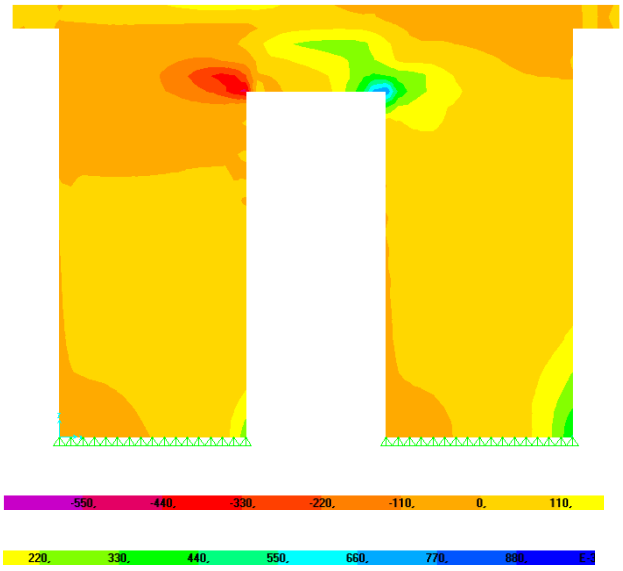
f)

Figura 2.45 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento à meia-altura; c), d), e): Tensões horizontais no lintel; f) Aspecto do diagrama de momento fletor no lintel.

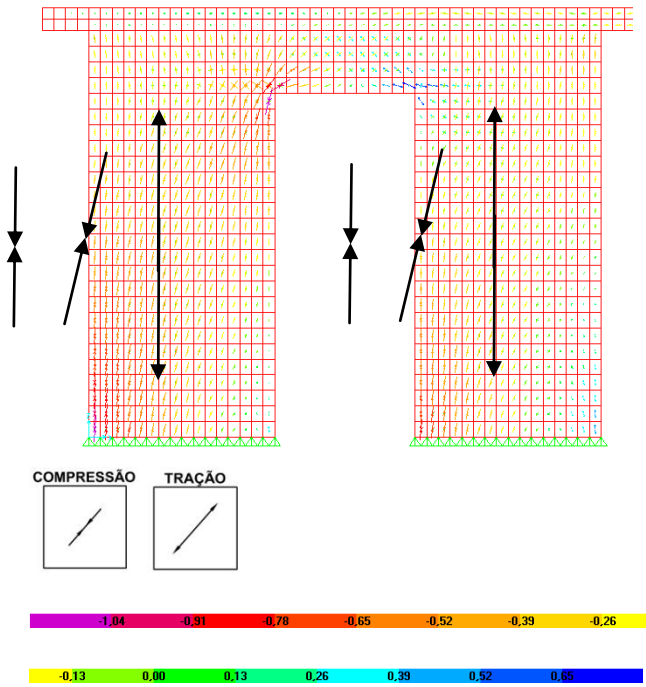
A Figura 2.46 ilustra as tensões principais desenvolvidas no painel com abertura de porta. As tensões principais mínimas (Figura 2.46a) nas porções verticais destacam comportamento semelhante ao painel isolado, isto é, presença de bielas inclinadas que se estendem ao longo das diagonais dos painéis, além da presença de bielas verticais nos lados comprimidos. Cabe destacar, no entanto, que no painel da esquerda, a biela apresenta menor inclinação uma vez que a mesma inicia na porção inferior do lintel. Fato observado, inclusive, no padrão de fissuração do painel, de acordo com Nascimento Neto (2003).



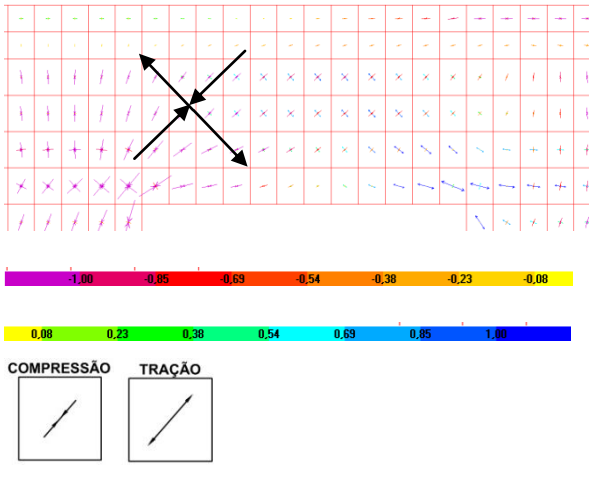
a)



- b)



- c)



- d)

Figura 2.46 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de porta: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c), Trajetória das tensões principais. d) Detalhe do lintel. Unidades em kN/cm².

A trajetória de tensões principais ilustrada na Figura 2.46d permitiu o esboço de um modelo de bielas e tirantes para o lintel, ilustrado aqui na Figura 2.47, originalmente desenvolvido por Lee et al. (2008) para lintéis em concreto armado. O tirante vertical tem por objetivo equilibrar a variação do ângulo das bielas que converge para os nós inferiores e superiores. Os tirantes horizontais nos banzos superiores e inferiores foram vislumbrados no perfil de tensões horizontais da Figura 2.45 e são associados à armação da verga e da laje de concreto armado. A solução para o modelo do lintel representa bem o modo de ruptura, já que foram visualizadas fissuras horizontais na 12a fiada, associadas à ruptura do tirante vertical. No entanto, o emprego dessa configuração será possível apenas no caso de se disporem estribos no interior do lintel. Na Figura 2.47, Fh e Fv são a resultante das tensões normais e o esforço cortante no lintel, respectivamente.

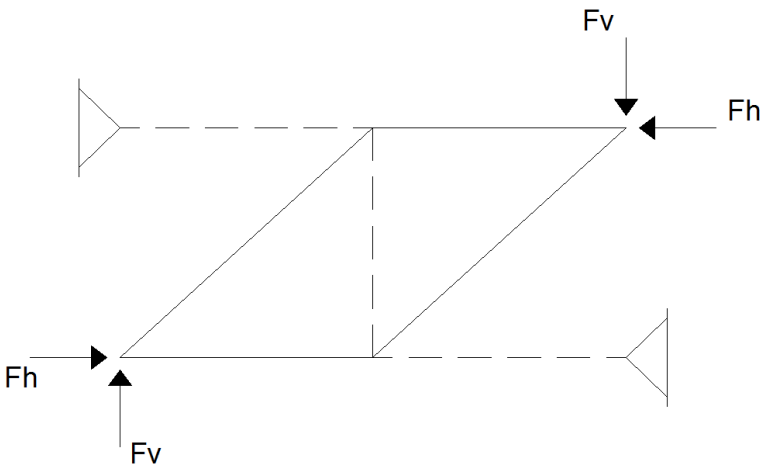


Figura 2.47 – Modelo de bielas e tirantes do lintel. Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes.

A Figura 2.48 apresenta o modelo de bielas e tirantes para o painel com abertura de porta. Vale destacar que a modelagem do lintel não contou com a configuração da Figura 2.47. Decidiu-se assim pelo fato da fissuração ocorrida no lintel durante os ensaios (Nascimento Neto, 2003) permitir concluir que a alvenaria por si só não é capaz de resistir aos esforços de tração mobilizados pelo tirante vertical. As barras do topo do modelo tiveram a mesma função do painel isolado, ou seja distribuir o carregamento entre as barras do modelo. Para o valor da pré-

compressão (**V**), foram consideradas tensões na área bruta iguais a 1,64 MPa e 0,98 MPa. Estes valores resultam em forças verticais iguais a 32,0 kN (**PPCG1**) e 19 Kn (**PPCG2**), respectivamente.

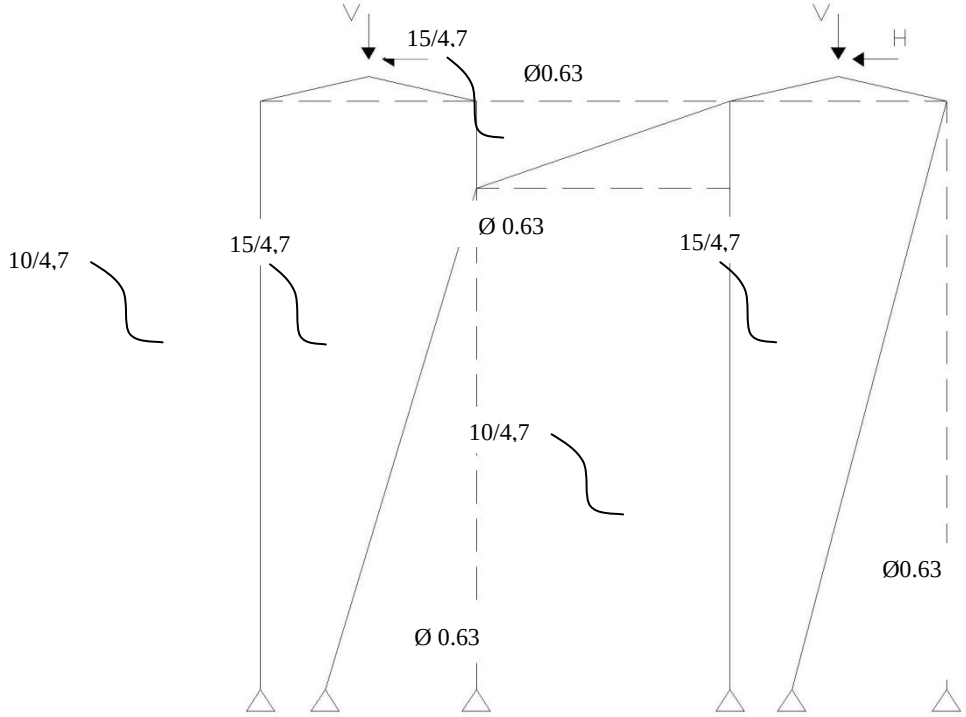
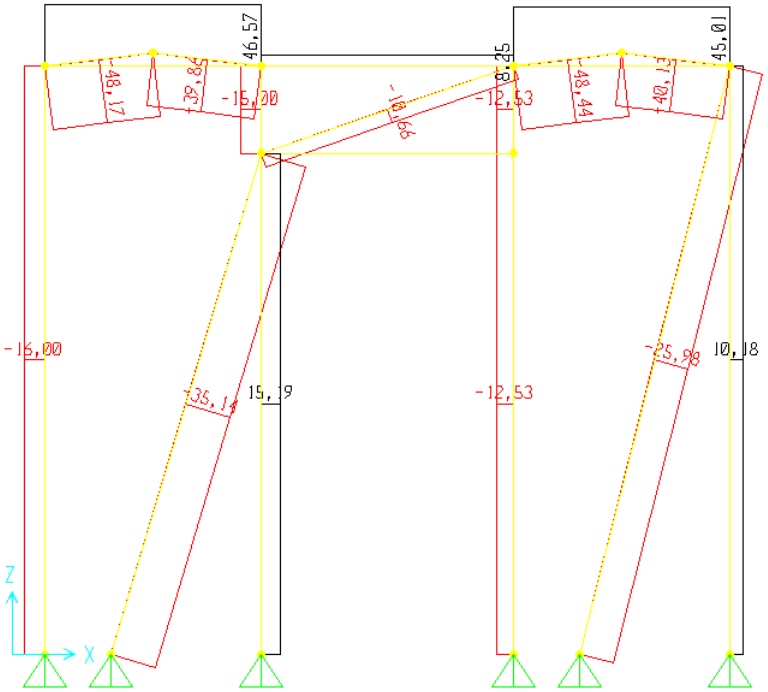


Figura 2.48 – Modelo de bielas e tirantes dos painéis com abertura de porta. Linhas contínuas: bielas; linhas tracejadas: tirantes. Dimensões em cm.

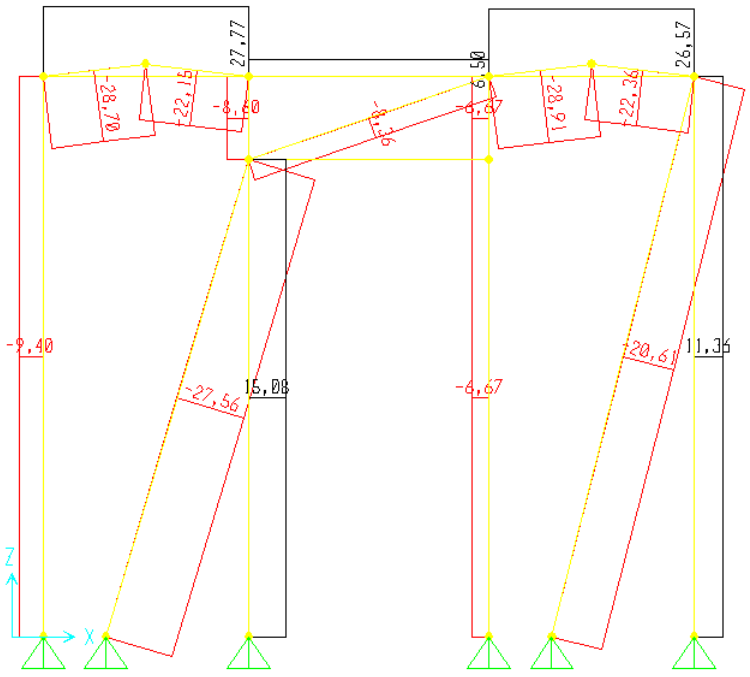
A Figura 2.49 ilustra a fissuração ocorrida no painel PPCG1. É possível observar que o modelo de bielas e tirantes proposto representa bem a configuração pós-ruptura do painel, como é possível concluir a partir do aparecimento da fissuração diagonal, causado pelas tensões de compressão nesta direção, e da fissuração no lintel.

Figura 2.49 – Fissuração das paredes do modelo PPCG1. Fonte: Nascimento Neto (2003).

A Figura 2.50 apresenta os resultados da análise dos modelos de bielas e tirantes para os painéis PPCG1 e PPCG2. As forças máximas teóricas foram iguais a 16,5 kN e 13 kN para os painéis PPCG1 e PPCG2, respectivamente. Para ambos os modelos o condicionante foi o início do escoamento do tirante. De acordo com os valores presentes na Tabela 2.13, as resistências das bielas vertical e inclinada em 22,5º são iguais a 18,34 MPa e 16,51 MPa, respectivamente. Estes valores permitem calcular as forças de ruptura das bielas do painel com abertura de porta: 86 kN para a biela vertical e 116 kN para a biela inclinada a 22,5º. Os esforços no modelo de bielas e tirantes, ilustrados na Figura 2.50 permitem concluir que não foi atingida a ruptura das bielas nas análises.



a)



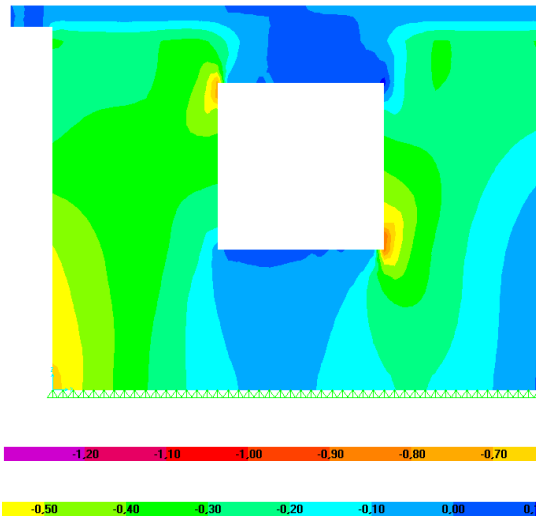
b)

Figura 2.50 – Resultado do modelo de bielas e tirantes: a) PPCG1; b) PPCG2. Unidades em kN.

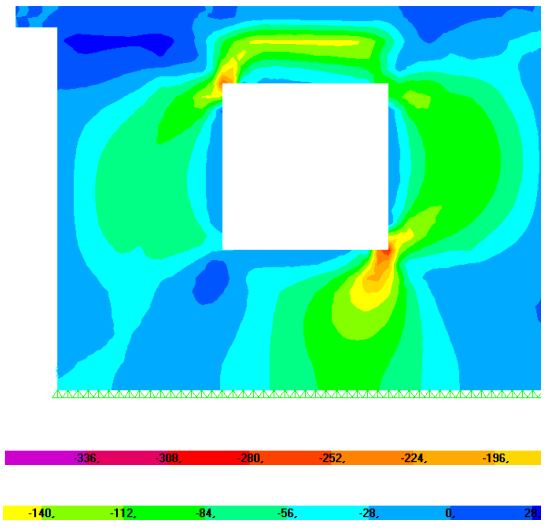
De acordo com Nascimento Neto (2003) as forças de ruptura experimentadas pelos modelos PPCG1 e PPCG2 foram iguais a 25,7 kN e 24,1 kN respectivamente. Em relação ao resultado teórico, estes resultados são superiores em 56% e 85%, respectivamente. Enquanto que no modelo teórico, a força máxima foi obtida a partir do inicio do escoamento do tirante vertical, no ensaio o colapso do painel se deu por intensa fissuração diagonal e localizada no canto mais comprimido, o que sugere ruptura das bielas.

3.7.4. Painel com abertura de janela

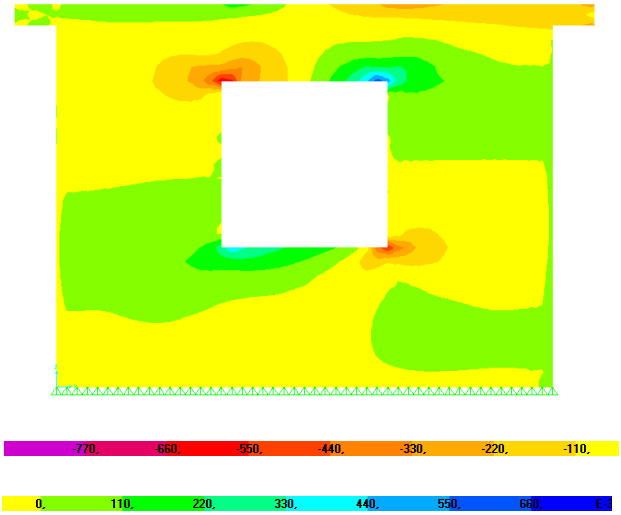
A Figura 2.51 ilustra os resultados da análise para o painel com abertura de janela. Primeiramente, deve-se destacar o diagrama de tensões verticais na base, quase que inteiramente comprimido, o que concorda com o modo de ruptura, que ficou caracterizado pela fissuração do painel da direita e dos lintéis, mas não houve fissuração perceptível do painel da esquerda até os últimos estágios de carregamento. Isso é destacando ainda no perfil de tensões normais na base, ilustrado na Figura 2.52a. Novamente os elevados valores das tensões de cisalhamento no lintel superior e inferior evidenciam a importância deste elemento para o comportamento do painel.



a)



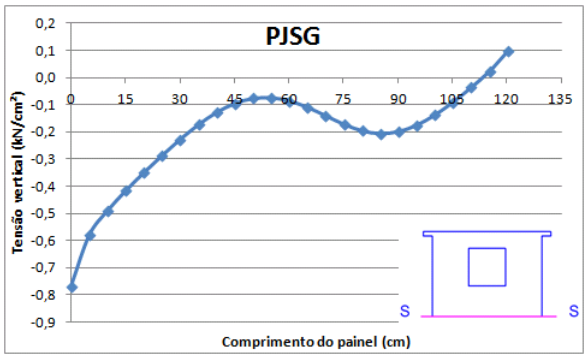
b)



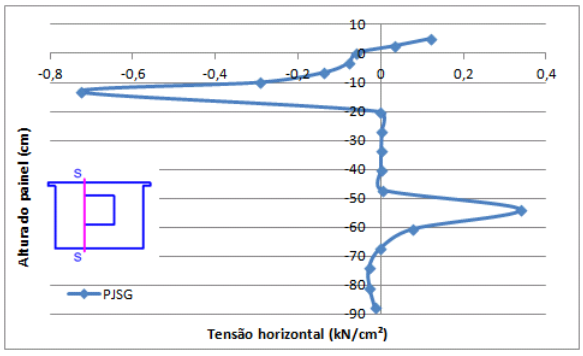
c)

Figura 2.51 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Tensão normal vertical; b) Tensão de cisalhamento; c) Tensão normal horizontal. Unidades em kN/cm²

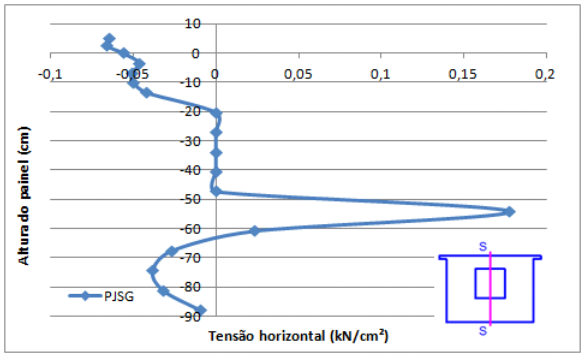
É importante destacar ainda o perfil de tensões horizontais no lintel inferior, Figura 2.52b, c e d, que evidencia a não linearidade do gradiente de tensões, pelo que permite concluir que os lintéis de janela não devem ser dimensionados pela teoria de vigas esbeltas. Na parte sob a janela, percebem-se tensões elevadas próximos a contraverga e tensões de pequena intensidade no restante da seção, destacando a importância da armação da contraverga em combater os esforços de tração existentes nesta região.



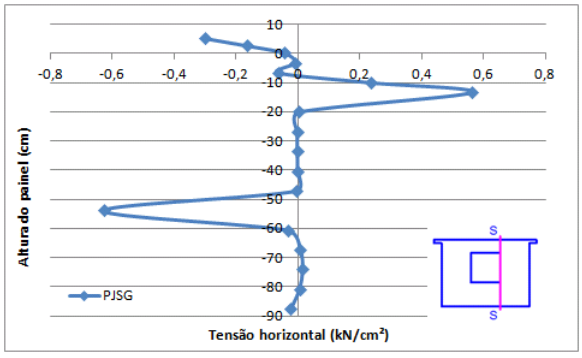
a)



b)



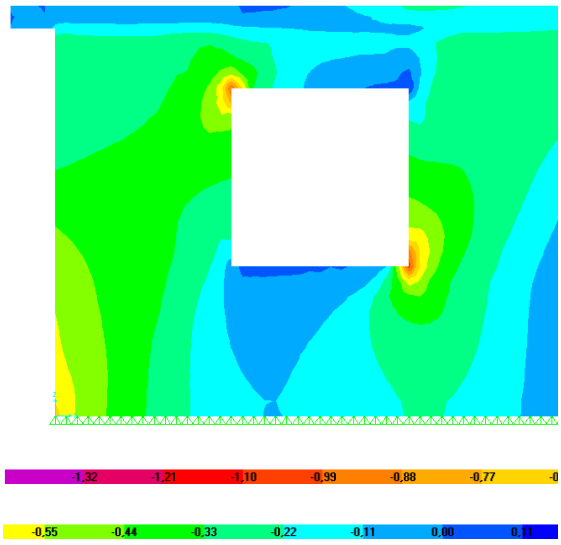
c)



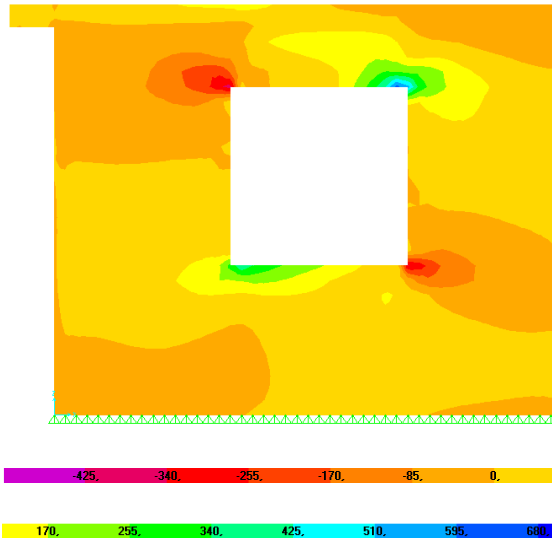
d)

Figura 2.52 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Perfil de tensão normal vertical na base; b), c) e d) Perfis de tensões horizontais.

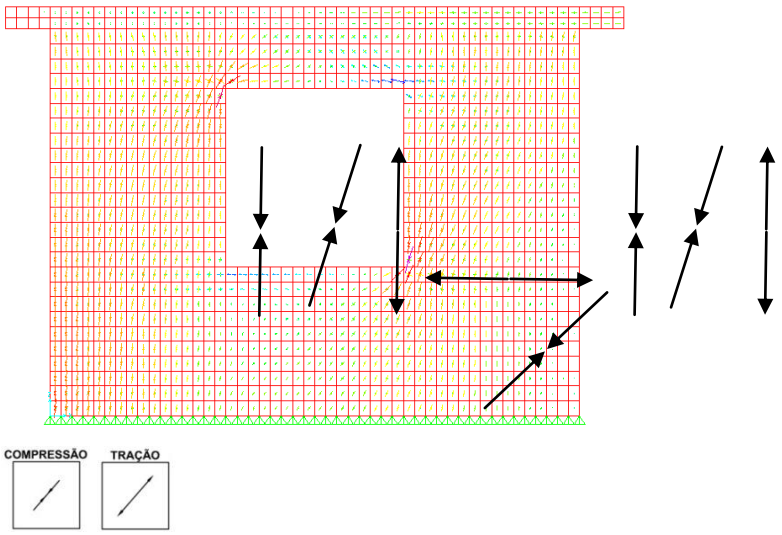
A Figura 2.53 ilustra as tensões principais do painel com abertura de janela. É importante destacar a concentração de tensões nos cantos dos lintéis superior e inferior, fato também observado no painel com abertura de porta. A Figura 2.53c ilustra as trajetórias de tensões principais, onde se destaca a influência do lintel inferior, ocasionando a variação da inclinação da biela inclinada do painel à direita, relativamente ao painel com abertura de porta. A Figura 2.53d ilustra o modelo de bielas e tirantes do painel com abertura de janela, cuja principal diferença em relação ao modelo de porta é a extensão da biela inclinada do painel da direita até a região do lintel, como ficou evidenciado na Figura 2.53c.


-1,32 -1,21 -1,10 -0,99 -0,88 -0,77
-0,55 -0,44 -0,33 -0,22 -0,11 0,00 0,11

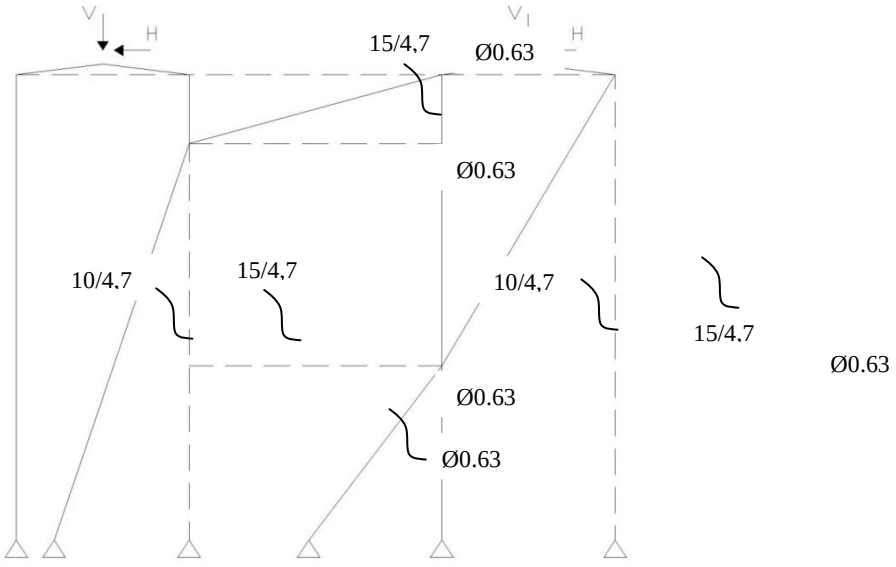
a)


-425, -340, -255, -170, -85, 0,
170, 255, 340, 425, 510, 595, 680

b)


COMPRESSÃO
TRAÇÃO

c)


V
H
15/4,7
Ø0.63
Ø0.63
10/4.7
15/4,7
10/4.7
15/4.7
Ø0.63
Ø0.63
Ø0.63

d)

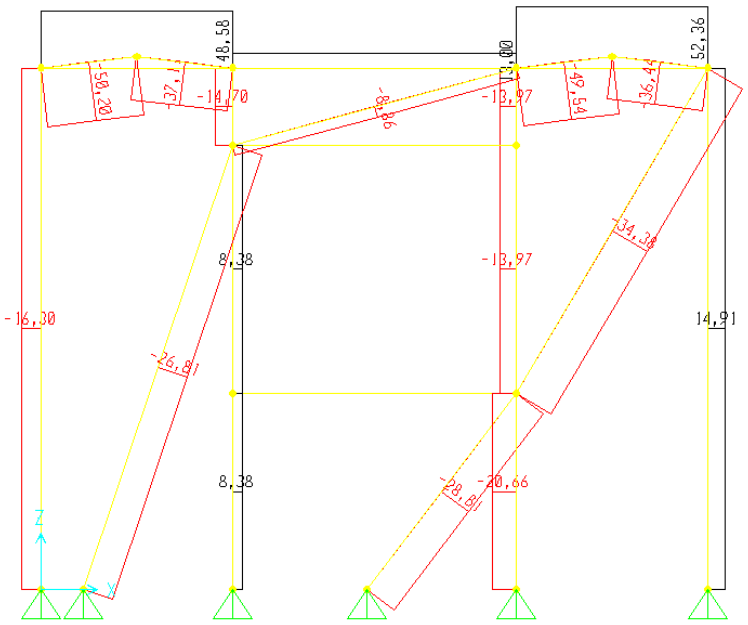
Figura 2.53 – Resultados da análise em elementos finitos do painel com abertura de janela: a) Tensões principais mínimas; b) Tensões principais máximas; c) Trajetórias de tensões principais. d) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/cm²

A Figura 2.54 ilustra a fissuração ocorrida pelo painel PJCG1, onde se pode perceber a mobilização das bielas diagonais, previstas no modelo de bielas e tirantes.

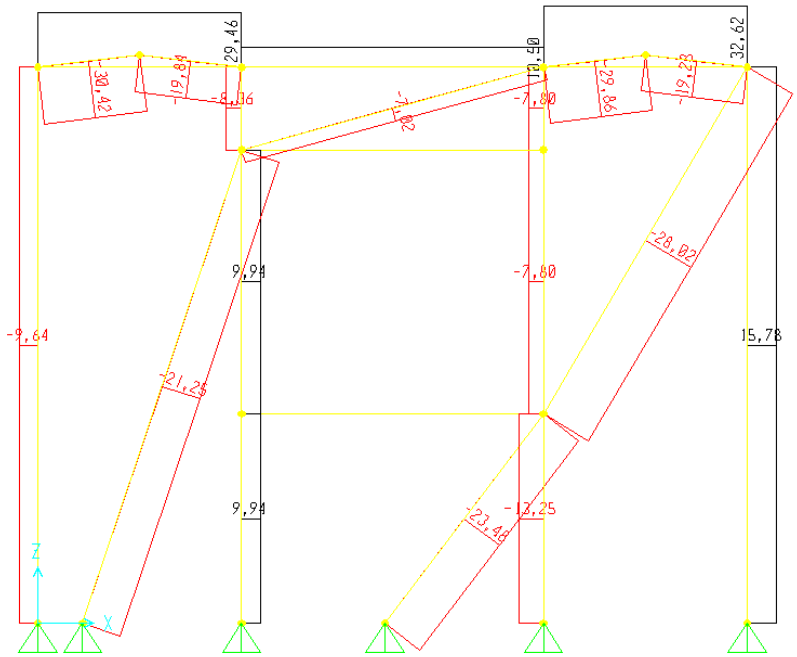
Figura 2.54 – Vista geral do modelo após a realização do ensaio do painel com abertura de janela. Fonte: Nascimento Neto (2003).

Os resultados para os painéis PJCG1 e PJCG2 estão apresentados na Figura 2.55. Novamente o condicionante foi o início do escoamento da armadura vertical, desta vez do painel da direita. Foram obtidas forças máximas teóricas iguais a 25 kN e 21 kN, respectivamente para os painéis PJCG1 e PJCG2. As cargas de ruptura experimentais foram iguais a 26,5 kN e 22,6 kN. Esses valores são iguais a 6,0% e 7,6% relativamente aos valores teóricos para os painéis PJCG1 e PJCG2, respectivamente. Assim como nos painéis isolado e com abertura de porta, as bielas experimentaram esforços inferiores aos esforços atuantes quando do escoamento do tirante. Novamente, a ruptura dos painéis se deu por fissuração diagonal

enquanto que no modelo teórico, o condicionante para o cálculo da força máxima foi o escoamento do tirante.



- a)



- b)

Figura 2.55 – Resultado do modelo de bielas e tirantes: a) PJCG1; b) PJCG2 Unidade em KN.

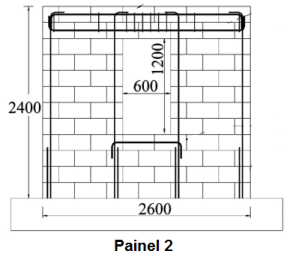
3.8. Painéis ensaiados por Voon & Ingham (2008)

Neste item são apresentados resultados da análise de dois painéis de blocos de concreto ensaiados por Voon & Ingham (2008), sendo um com abertura de janela

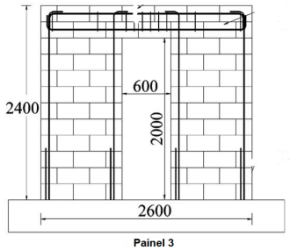
e outro com abertura de porta. Primeiramente foi realizada modelagem numérica destes painéis. Em seguida foram adotados na análise os modelos de bielas e tirantes desenvolvidos anteriormente, nos painéis ensaiados por Voon & Ingham (2008).

3.8.1. Características do ensaio

A Figura 2.56 ilustra as características dos painéis analisados. Todos os painéis possuem armações verticais distanciadas entre si de 80 centímetros com diâmetro de 12,0 milímetros. Na região de abertura, as armações ilustradas na Figura 2.56 são compostas por duas armações de 16 milímetros de diâmetro. A tensão de escoamento destas armações foi obtida em ensaios sendo iguais a 305 MPa e 315 MPa, para a armação de 12 e 16 milímetros, respectivamente. Apenas os furos que possuíam armação foram grauteados. A resistência dos prismas grauteados obtidos em ensaio foram iguais a 12,9 MPa e 14,4 MPa para os painéis 2 e 3, respectivamente. Considerando uma relação área líquida/área bruta igual a 0,5, a resistência dos prismas ocos são iguais a 6,45 MPa e 7,2 MPa, respectivamente.



a)



b)

c)

Figura 2.56 – Painéis ensaiados por Voon e Ingham (2008): a) Dimensões do painel 2; b) Dimensões do Painel 3; c) Configuração do ensaio: Adaptado de Voon & Ingham (2008). Dimensões em mm.

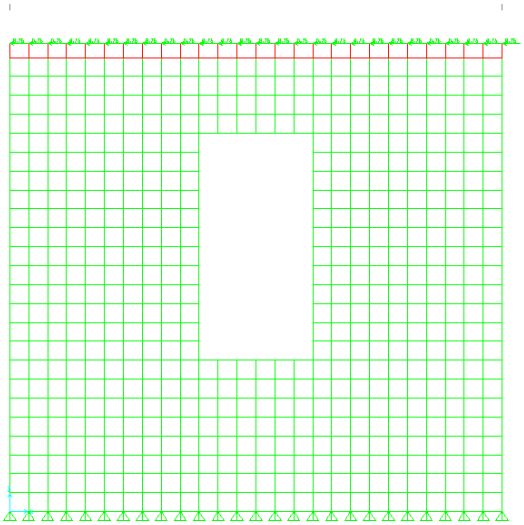
A Figura 2.56c apresenta a configuração do ensaio. Foi aplicada uma força horizontal cíclica ao nível de um perfil de aço retangular de 15 centímetros de largura por 7,5 centímetros de altura. O carregamento foi distribuído ao painel através de uma serie de parafusos ligando o perfil aos blocos.

3.8.2. Características da modelagem

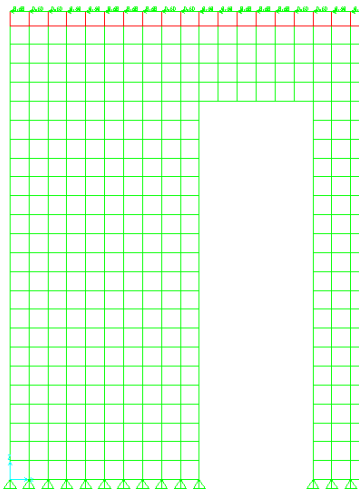
Considerando uma relação entre o módulo de deformação longitudinal e a resistência do prisma igual a 800, o módulo adotado nos modelos foram iguais a 5160 MPa e 5760 MPa, respectivamente. Na direção paralela às juntas horizontais foi considerada a metade destes valores, de acordo com as análises realizadas

anteriormente. Vale salientar que a armação não foi incorporada ao modelo, a exemplo das análises feitas nos painéis de Nascimento Neto (2003).

A Figura 2.57 apresenta a malha em elementos finitos dos painéis, ressaltando que o carregamento foi aplicado distribuído ao longo do perfil superior. As forças horizontais aplicadas foram iguais a 20 kN e 16 kN para os painéis 2 e 3, respectivamente. A definição destes valores foi a mesma dos painéis analisados anteriormente, ou seja, representam o limite superior do trecho linear da curva tensão-deformação obtida nos ensaios, de modo que o modelo ainda não está sob efeito da não-linearidade.



a)



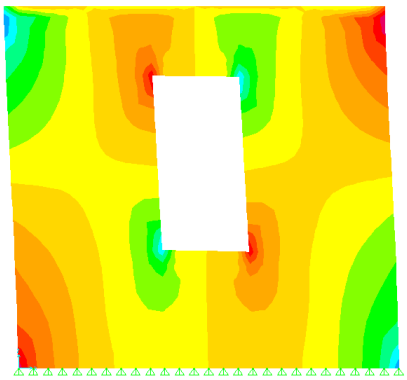
b)

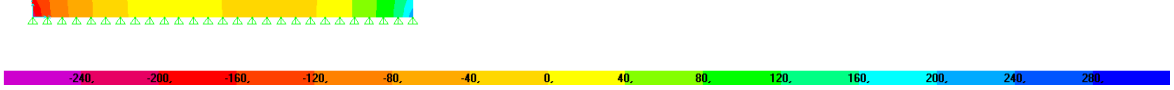
Figura 2.57 – Malha de elementos finitos: a) Painel 2; b) Painel 3.

3.8.3. Painel 2

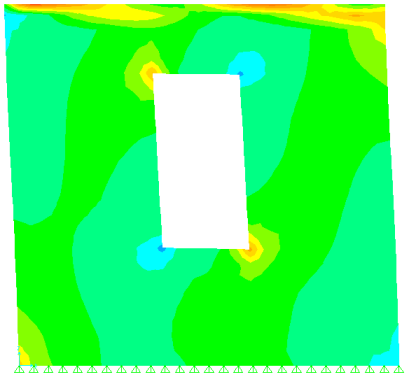
A Figura 2.58 apresenta os resultados das tensões normais, de cisalhamento e principais no painel 2. Em relação às tensões normais pode-se perceber uma maior região tracionada na base do painel, como era de se esperar devido à ausência da pré-compressão. As tensões de cisalhamento apresentam-se valor aproximadamente constante ao longo da altura das porções verticais e da região do lintel inferior. A solicitação dos lintéis confirma que estes elementos de fato contribuem no comportamento dos modelos com abertura. As tensões principais mínimas, ilustradas na Figura 2.58c evidencia a existência de dois campos de compressão que se estendem ao longo das diagonais das porções verticais, sendo que no painel da direita, este campo de compressão se estende até o lintel, comportamento semelhante ao experimentado pelo painel com abertura de janela

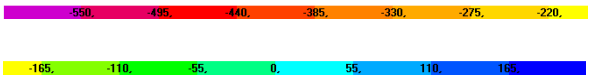
analisado anteriormente. Estes campos de compressão sugerem o posicionamento de bielas inclinadas nestes locais.





a)



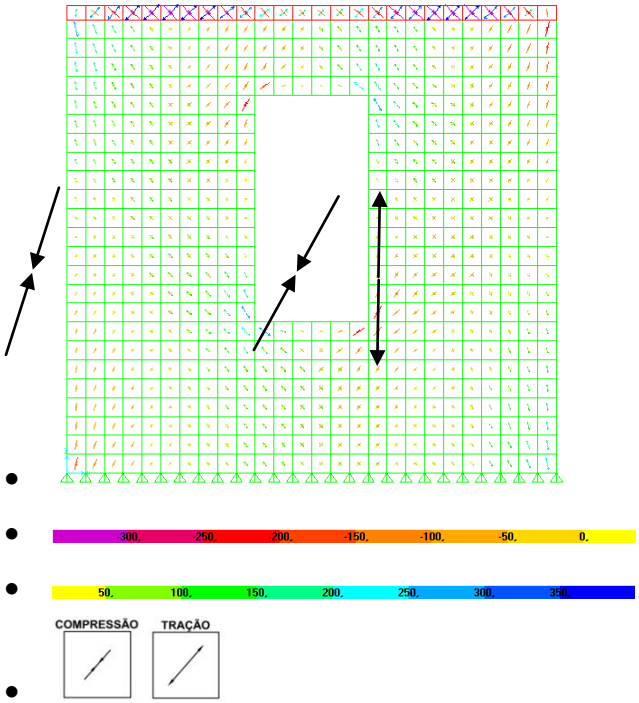


c)

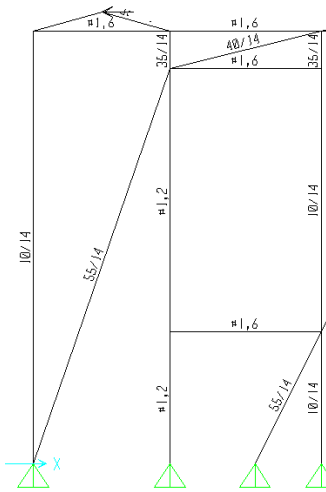
Figura 2.58 – Distribuição de tensões no painel 2: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento c) Tensões principais mínimas; d) Tensões principais máximas. Unidades em kN/m².

As trajetórias de tensões principais estão ilustradas na Figura 2.59a. Podem-se perceber as bielas de compressão inclinadas nas porções verticais. Fica evidenciado que o campo de tração sob a abertura não fica tão definido quanto o modelo do item 3.7.4, sugerindo que aquele tirante que lá existe é mais associado à pré-compressão do que às forças horizontais. Além disso, as bielas verticais dos lados comprimidos, características dos modelos do item 3.7 também não estão evidenciadas no modelo sem pré-compressão do painel 2. Finalmente a Figura

2.59b ilustra o modelo de bielas e tirantes para o painel 2 com as respectivas dimensões dos elementos em centímetros. Cabe destacar aqui, que apesar de não estarem bem definidos as bielas verticais na Figura 2.59a, decidiu-se por sua manutenção para avaliar o modelo do item 3.7.4 em uma situação de carregamento horizontal sem pré-compressão.



a)



b)

Figura 2.59 – Resultados painel 2: a) Trajetória de tensões principais; b) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/m².

A Tabela 2.14 abaixo apresenta as cargas máximas nas bielas, calculadas com a Equação 2.7, onde f_c é considerando como sendo igual à resistência do prisma, igual a 6,45 MPa na área bruta.

$$V = R * A * f_c$$

Equação 2.7

Onde:

V → É o esforço máximo da biela;

A → É a área da sessão transversal da biela;

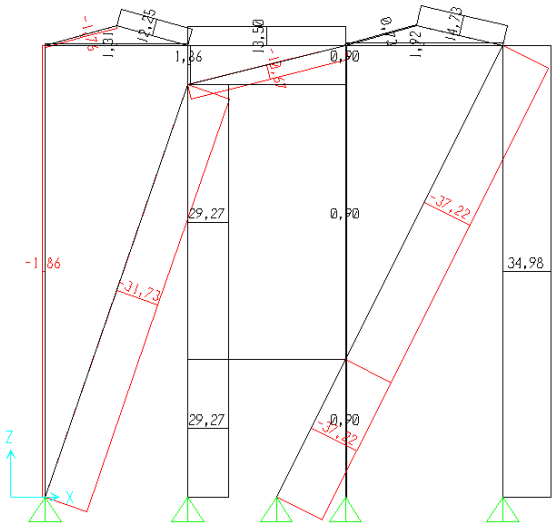
f_c → É a resistência a compressão da alvenaria.

Tabela 2.14 – Cargas máximas das bielas do modelo - painel 2.

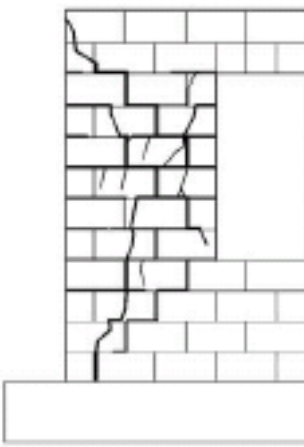
Elemento	Coef. R	Carga máxima (KN)
35/14 (0º)	1,0	316,5
10/14 (0º)	1,0	90,5
55/14 (45º)	0,6	298,0
55/14 (26º)	0,9	447,0
40/14 (75º)	0,5	180,6
Nota: Em parêntesis está indicada a inclinação da biela em relação ao eixo vertical.		

A carga máxima nos tirantes é obtida a partir da tensão de escoamento do aço sendo igual a 35,0 kN e 63 kN para as barras com 12 e 16 milímetros de diâmetro, respectivamente.

O resultado do modelo de bielas e tirantes está ilustrado na Figura 2.60a, donde se percebe que o condicionante no dimensionamento foi o inicio do escoamento do tirante vertical do painel da direita. Foi obtida uma força máxima teórica igual a 26 kN, enquanto que o valor experimental foi igual a 41 kN (Voon & Ingham, 2008), o que equivale a uma diferença percentual de 57,6%. Cabe destacar aquinda que os referidos autores também fizeram um modelo teórico com o método de bielas e tirantes obtendo para este painel o valor da força máxima teórica de 38,4 kN, o que resulta numa diferença percentual de 47% em relação ao valor encontrado aqui.



- a)



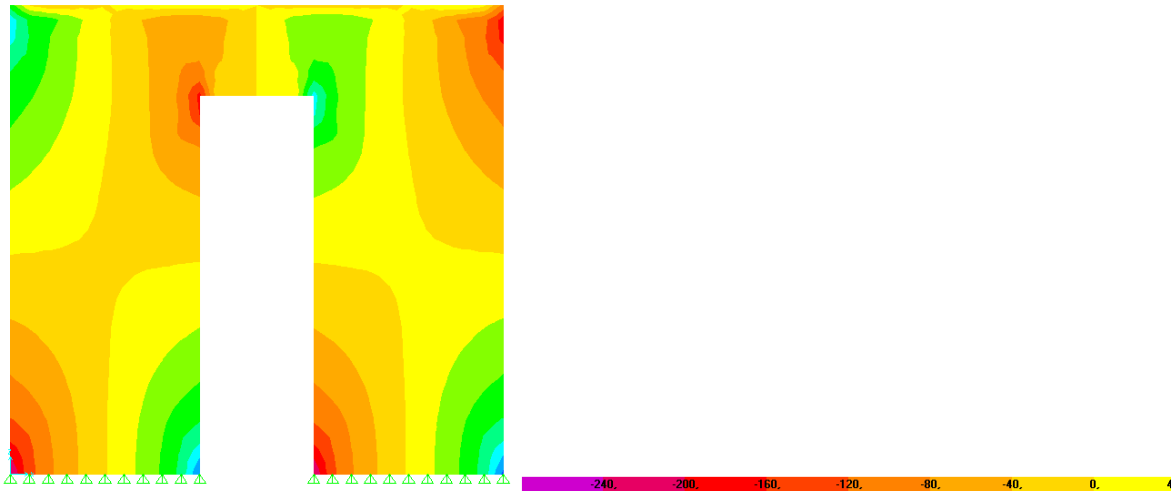
- b)

Figura 2.60 – a) Resultados do modelo de bielas e tirantes painel 2. b) Configurações de fissuração na ruptura. Unidades em kN. Fonte: Voon & Ingham (2008).

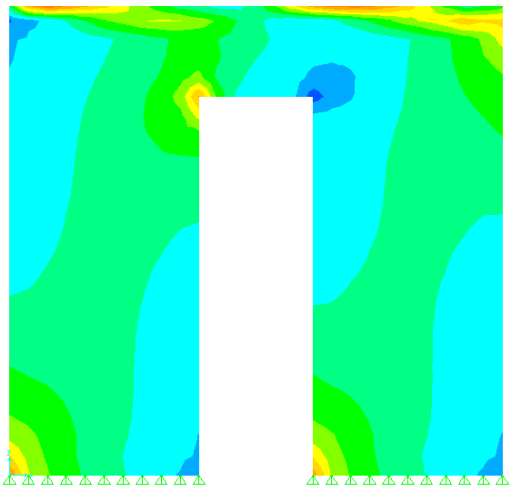
Segundo Voon & Ingham (2008), a ruptura foi caracterizada pelo desenvolvimento inicial de fissuras de flexão, seguidas de intensa fissuração diagonal que se estenderam ao longo do painel, como está ilustrado na Figura 2.60b.

3.8.4. Painel 3

A Figura 2.61 ilustra as tensões normais, de cisalhamento e principais do painel 3. A exemplo do painel 2, as tensões normais na base experimentaram uma maior região tracionada, relativamente aos painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003), efeito da ausência de pré-compressão. Novamente as tensões de cisalhamento apresentam valor aproximadamente constante nas porções verticais. Além disso, as tensões desenvolvidas no lintel superior evidenciam o efeito de pórtico, a exemplo do painel do item 3.7.3. As tensões principais mínimas apresentam aspecto semelhantes ao painel 3 e ao painel do item 3.7.3: aparecimento de bielas de compressão inclinadas, que se estendem ao longo da diagonal do painel. Já as tensões principais máximas evidenciam a concentração de tensões no canto do lintel, associado à região nodal que lá existe, fato constatado também nos painéis do item 3.7.3.

- 

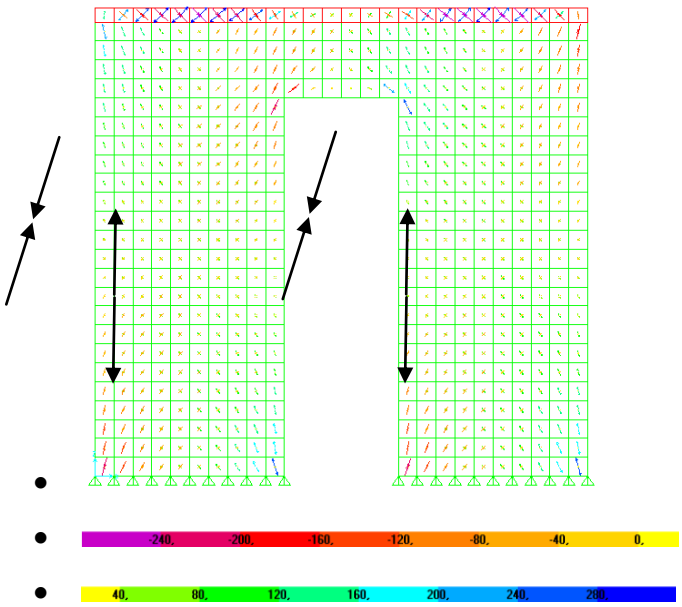
- **a)**

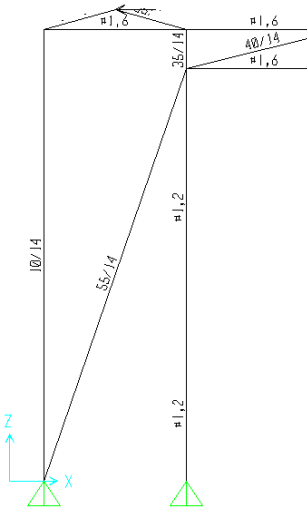


- **c)**

Figura 2.61 – Distribuição de tensões no painel 3: a) Tensões normais verticais; b) Tensões de cisalhamento c) Tensões principais mínimas; d) Tensões principais máximas. Unidades em kN/m².

A Figura 2.62a ilustra a trajetória de tensões principais do painel 3, donde se evidenciam as bielas inclinadas a exemplo do painel 2 e dos painéis dos itens 3.7.3 e 3.7.4. Semelhantemente ao painel 2, não se evidenciam as bielas verticais, porém estas foram consideradas no modelo de bielas e tirantes, ilustrada na Figura 2.62b, pelo mesmo motivo exposto anteriormente.





- b)
-

- a)

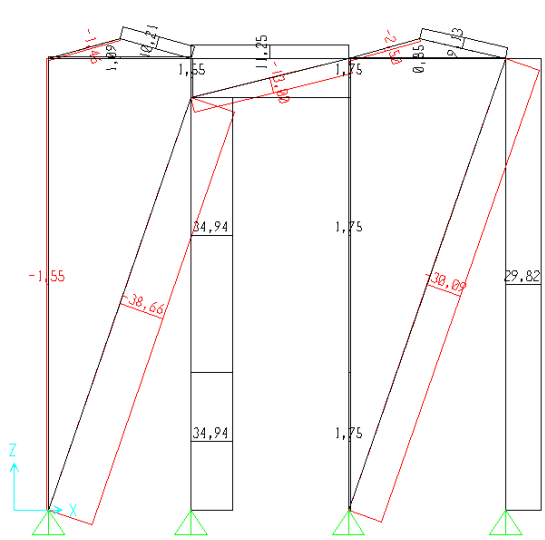
Figura 2.62 – Resultados painel 2: a) Trajetória de tensões principais; b) Modelo de bielas e tirantes. Unidades em kN/m².

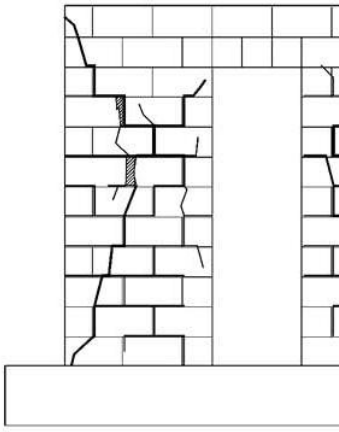
A Tabela 2.15 apresenta as cargas máximas nas bielas, calculadas com a Equação 2.7, considerando a resistência da alvenaria igual a 7,2 MPa, na área bruta. A carga máxima nos tirantes é obtido a partir da tensão de escoamento do aço sendo igual a 35,0 kN e 63 kN para as barras com 12 e 16 milímetros de diâmetro, respectivamente.

Tabela 2.15 – Cagas máxima das bielas do modelo para o painel 3.

Elemento	**Coef. R**	**Carga máxima (kN)**
35/14 (0º)	1,0	353,0
10/14 (0º)	1,0	101,0
55/14 (20º)	0,9	499,0
40/14 (75º)	0,5	180,6
Nota: Em parêntesis está indicada a inclinação da biela em relação ao eixo vertical.		

A Figura 2.63a apresenta o resultado da análise do painel 3. A exemplo dos demais painéis analisados aqui, a força teórica máxima foi alcançada com o início do escoamento do tirante, no caso do painel da esquerda, sendo igual a 22,5 kN. A força máxima experimental foi igual a 34,4 kN, o que representa uma diferença percentual de 52,9%. A força máxima teórica obtida por Voon & Ingham (2008) foi igual a 30,8 kN, representando uma diferença percentual de 37% relativamente ao calculado no modelo aqui apresentado. Novamente, de acordo com Voon & Ingham (2008), o modo de ruptura foi caracterizado pela fissuração prévia à flexão com o aparecimento das fissuras diagonais, ilustrado na Figura 2.63b.





- a)
- b)

Figura 2.63 – a) Resultados do modelo de bielas e tirantes painel 3. b) Configurações de fissuração na ruptura. Unidades em kN. Fonte: Voon & Ingham (2008).

3.9. Apresentação e análise dos resultados

A Tabela 2.16 apresenta os resultados das análises realizadas neste capítulo. Em relação aos painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003), percebe-se que o desempenho do modelo de bielas e tirantes para os painéis com abertura de janela foi bastante superior em relação aos painéis isolados e com abertura de porta, quando comparando a carga de ruptura dos ensaios com a força máxima teórica calculada com o método de bielas e tirantes. Uma explicação possível é que no painel com abertura de janela, as deformações devidas ao cisalhamento assumem um papel mais importante no comportamento do modelo, devido à presença do lintel inferior. Além disso, nestes painéis a perda de rigidez ocorrida após o início da fissuração foi inferior aos painéis isolado e com abertura de porta, sugerindo que as deformações plásticas nestes painéis foram superiores ao painel com abertura de janela.

Tabela 2.16 – Resumo dos resultados

Painel	Força máxima (kN)		Exp/Teo (%)
	Teórica	Experimental	
PICG1	9,0	10,7(1)	18,9 %
PPCG1	16,5	25,7(1)	55,8 %
PPCG2	13,0	24,1(1)	85,4 %
PJCG1	25,0	26,5(1)	6,0%
PJCG2	21,0	22,5(1)	7,1%
Painel 2	26,0	41,0(2)	57,6 %
Painel 3	22,5	34,4(2)	52,9 %

Notas:

(1) Fonte: Nascimento Neto (2003);

(2) Fonte: Voon & Ingham (2008).

Em relação aos painéis ensaiados por Voon & Ingham (2008), os autores colocam que todos os painéis apresentaram grande deformação plástica após o início do escoamento, o que explica as diferenças observadas relativamente ao modelo teórico. Uma maneira de obter a carga de ruptura com o emprego do modelo de bielas e tirantes seria lançando mão de uma análise não-linear em que as relações constitutivas dos materiais fossem consideradas. Aqui nesta dissertação, esta análise foi feita, sem sucesso, ficando como sugestão para continuidade desta pesquisa.

Finalmente, conclui-se que o modelo de bielas e tirantes discutido é capaz de ser usado em rotinas de dimensionamento de painéis de alvenaria estrutural sujeitos

a ações horizontais, uma vez que experimentaram forças máximas teóricas inferiores às cargas de ruptura obtidas nos ensaios, apresentando segurança adequada em relação ao estado limite último.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE EDIFÍCIOS

3.10. Considerações iniciais

O presente capítulo trata da análise estrutural de painéis de edifícios, sendo composto de duas linhas de investigação.

Primeiramente, foi analisada a influência da ortotropia e das aberturas na distribuição de força cortante entre painéis de um pavimento de edifício, onde foi considerado um modelo tridimensional em elementos finitos de casca e o modelo de barras isoladas, em que o quinhão de carga horizontal em cada painel é calculado a partir da inércia relativa deste painel.

Finalmente, dois painéis foram escolhidos, sendo um com abertura de porta e outro sem abertura, e modelados em elementos finitos. Os deslocamentos ao longo da altura destes painéis e os esforços internos em algumas sessões específicas foram calculados. Em seguida, foi feita comparação entre estes resultados e os resultados obtidos com o modelo de pórtico equivalente.

Cabe destacar que o edifício aqui analisado já foi definido no item **3.5** desta dissertação.

3.11. Distribuição de forças horizontais entre painéis de edifícios

Usualmente as forças horizontais atuantes em painéis de alvenaria estrutural são calculadas através de um procedimento simplificado, onde a força num determinado painel é obtida através da proporção entre a inércia deste painel e a soma das inércias de todos os painéis do pavimento de um edifício, de acordo com Accetti (1998).

Devido a sua simplicidade, este procedimento pode apresentar uma distribuição errônea das forças horizontais. Isso ocorre porque este modelo não

considera importantes fatores que afetam a rigidez da alvenaria, como a presença dos lintéis e a deformação por cisalhamento das paredes. Cabe salientar, no entanto, que de acordo com Nascimento Neto & Damasceno (2008), pode-se incorporar o efeito das deformações por cisalhamento no cálculo da rigidez relativa, o que resulta uma melhoria significativa no desempenho do modelo simplificado.

Dito isto, a distribuição de forças horizontais nos painéis foi feita de forma diferente: o primeiro pavimento do edifício (ver item **3.5**) foi modelado em elementos finitos, onde se utilizaram elementos de casca para discretização das paredes, e submetido a um carregamento horizontal. Desta forma, pode-se calcular quinhão de carga do painel através da relação entre a força horizontal resultante no painel e a força total do pavimento.

Como não era de interesse estudar a distribuição de cargas verticais, as lajes não foram discretizadas. Porém utilizou-se o recurso de considerar a laje como um diafragma rígido em seu plano. Este recurso faz com que os nós no nível do pavimento não tenham deslocamento relativo em seu plano, ocasionando um comportamento de corpo rígido.

Os parâmetros elásticos utilizados foram os mesmos da Tabela 3.9. Devido à modulação dos blocos, os elementos finitos possuíam dimensões iguais a 15 centímetros de largura por 20 centímetros de altura. A Figura 2.64 ilustra a malha de elementos finitos.

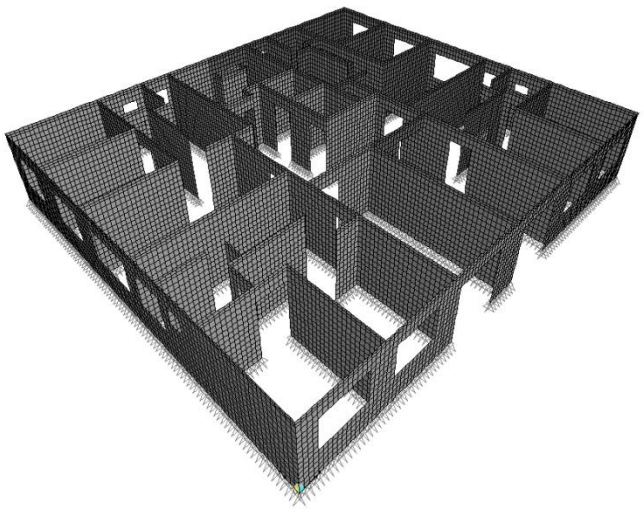


Figura 2.64 – Malha de elementos finitos do primeiro pavimento.

Foi aplicado um carregamento horizontal igual a 10.000 kN segundo as direções x e y. Como o valor absoluto dos deslocamentos, tensões e esforços

internos não eram importantes, mas apenas o valor relativo à força total aplicada decidiu-se por este valor de força por uma questão de conveniência de não se trabalhar com grandezas muito pequenas, principalmente deslocamentos. Quatro modelos distintos foram analisados, são eles:

- **Modelo 1**: Modelo em elementos finitos de casca, considerando a ortotropia e o grauteamento dos painéis;
- **Modelo 2**: Modelo em elementos finitos de casca, considerando a ortotropia e desconsiderando o grauteamento dos painéis;
- **Modelo 3**: Modelo em elementos finitos de casca, desconsiderando a ortotropia e o grauteamento dos painéis;
- **Modelo 4**: Modelo simplificado de barras, isto é, a força horizontal em cada painel é obtida através da inércia relativa, salientando que este modelo considera a contribuição das abas.

A Figura 2.65 ilustra a malha de elementos finitos do modelo 1, onde os elementos finitos na cor amarela são as regiões grauteadas e os elementos na cor vermelha, as regiões ocas.

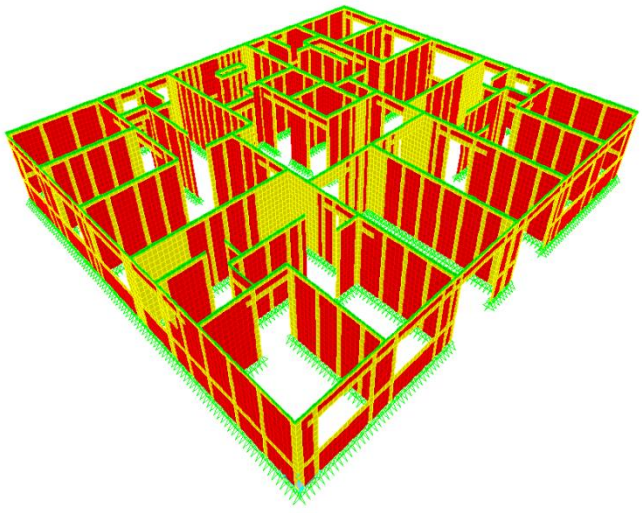


Figura 2.65 - Malha de elementos finitos do primeiro pavimento. - Modelo 1.

A Tabela 2.17 apresenta o esforço cortante relativo, isto é, a relação entre o esforço cortante no painel e a força total aplicada no pavimento, de alguns painéis escolhidos para análise. O motivo para a escolha destes painéis foi porque os mesmos apresentam grande desenvolvimento em planta, sendo de maior importância no sistema de contraventamento. Além disso, escolheram-se painéis

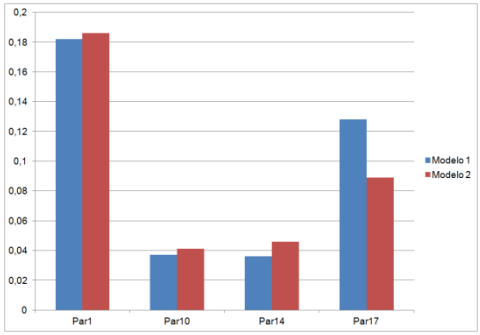
que formavam pórticos, com o intuito de analisar o efeito dos lintéis na distribuição de forças horizontais.

Tabela 2.17 – Esforço cortante relativo.

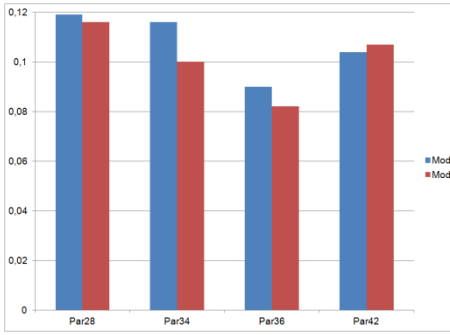
Parede	Modelo				Diferença em relação ao mod. 1 (%)		
				4	2	3	4
Vento na direção 'x'							
Par1	,182	,186	,195	,165	2%	7%	-9%
Par10	,037	,041	,041	,048	11%	11%	30%
Par14	,036	,046	,048	,061	28%	33%	69%
Par17	,128	,089	,097	,261	-30%	-24%	104%
Vento na direção 'y'							
Par28	,119	,116	,116	,051	-3%	-3%	-57%
Par34	,116	,100	,102	,0631	-14%	-12%	-46%
Par36	,090	,082	,088	,161	-9%	-2%	79%
Par42	,104	,107	,116	,358	3%	12%	244%

A comparação entre os Modelos 1 e 2, ilustrada na Figura 2.66, permite analisar o efeito do grauteamento. A parede Par17, com uma grande taxa de grauteamento, experimentou decréscimo (30%) do esforço cortante relativamente ao modelo 1. Isto já era de se esperar, uma vez que o grauteamento deste painel se concentra nos seus cantos, aumentando sua rigidez e resultando numa maior absorção de parcela do carregamento. O acréscimo do esforço cortante relativo na Par14 pode ser explicado pela redistribuição que ocorreu devido à redução da rigidez da Par17. Em relação aos painéis da direção y, não houve diferenças

significativas, uma vez que nesta direção não ocorrem painéis com uma grande taxa de grauteamento próximo aos cantos das paredes, como a Par17.



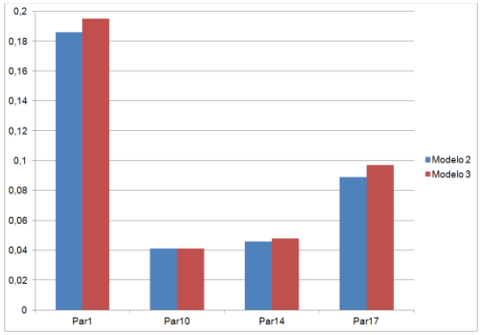
- a)



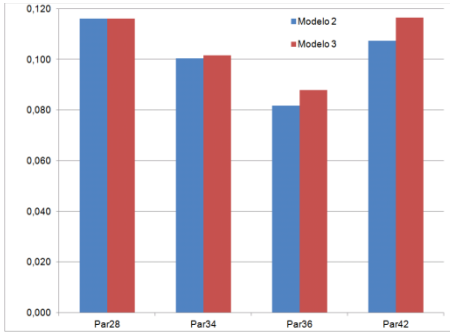
- b)

Figura 2.66 – Esforço cortante relativo, Modelos 1 e 2: a) Vento na direção x; b) Vento na direção y.

A comparação entre os Modelos 2 e 3, por sua vez, permite analisar o efeito da ortotropia na distribuição de forças horizontais entre os painéis. A Figura 2.67 ilustra os resultados. Pode-se perceber que para os painéis analisados, não houve diferença significativa entre os modelos 2 e 3, tendo sido obtida uma diferença máxima de 9% para o painel Par17, evidenciando que a ortotropia não afeta significativamente a distribuição de esforço cortante entre os painéis, salientando que nos modelos 2 e 3 não foi considerado o grauteamento dos painéis.



- a)



- b)

Figura 2.67 – Esforço cortante relativo, Modelos 2 e 3: at) Vento na direção x; b) Vento na direção y.

Os resultados do Modelo 4 permitem concluir que o mesmo é inadequado para a análise de distribuição de forças horizontais entre os painéis. As diferenças percentuais encontradas relativamente ao Modelo 1 foram de até 244%, para a Par42. Evidencia-se que o referido modelo superestima o esforço cortante em painéis com grande desenvolvimento em planta (Par42 e Par17), devido à desconsideração da deformação ao esforço cortante, e subestima o esforço cortante

em painéis com abertura (Par28 e Par34), devido à desconsideração do lintel. Conclui-se que o modelo simplificado deve ser usado com cautela, uma vez que pode levar a dimensionamentos conservadores em alguns painéis e contra a segurança em outros.

A Tabela 2.18 apresenta as rigidezes dos modelos em elementos finitos para as duas direções de carregamento. Como era de se esperar, a comparação entre os modelos 1 e 2 evidencia a influência do grauteamento no aumento da rigidez dos painéis, tendo sido obtidas diferenças iguais a 73% e 57% nas direções x e y, respectivamente, em relação ao modelo 1.

Já o efeito da ortotropia é analisado comparando os modelos 2 e 3. Cabe lembrar que anteriormente constatou-se que a desconsideração da ortotropia superestima a rigidez de painéis isolados. Os resultados da Tabela 2.18 permitem concluir que esse efeito também é evidenciado no comportamento global de um pavimento: O acréscimo de rigidez para as direções x e y foi igual a 71% e 74%, respectivamente, devido à desconsideração da ortotropia.

Tabela 2.18 - Rigidez dos modelos em elementos finitos. Unidade: kN/mm.

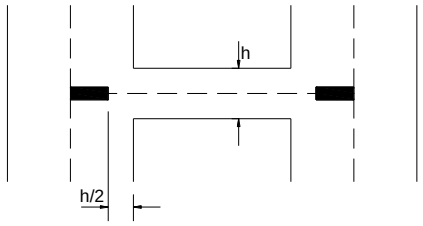
Direção	Modelo		
	1		3
Dir. ‘x’	1 136,9	57,0	1 124,9
Dir. ‘y’	1 088,7	91,6	1 209,2

3.12. Comparação entre o método de pórtico equivalente e o método dos elementos finitos no cálculo de painéis de edifícios

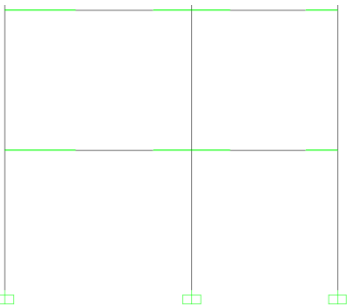
Com o intuito de avaliar o método de pórtico equivalente, fez-se uma comparação entre este método com o modelo de elementos finitos. Dois painéis foram escolhidos para análise: Par34 e Par42. Foram comparados os deslocamentos ao longo da altura dos painéis, bem como esforços internos em alguns pontos específicos. O objetivo desta análise foi comparar o modelo de pórtico equivalente com o modelo mais refinado, isto é o método dos elementos finitos.

Nesta análise, não se considerou a contribuição das abas. A inércia das barras verticais foi definida através do comprimento em planta dos painéis. Destaca-se que nos painéis com abertura, utilizaram-se trechos rígidos para uma maior

acurácia da modelagem. Segundo Ramalho & Corrêa (2003), a não consideração destes elementos pode provocar algumas perturbações importantes na distribuição das ações horizontais, onde alguns painéis sofrem um acréscimo significativo de sua rigidez e outros permanecem sem alterações sensíveis. A Figura 2.68a ilustra a definição geométrica destes trechos rígidos, segundo os referidos autores. A Figura 2.68b ilustra o modelo do painel Par34 com a inclusão dos trechos rígidos, para os dois primeiros pavimentos. Os elementos na cor verde indicam os trechos rígidos.



- a)



- b)

Figura 2.68 – a) Comprimento de trechos rígidos para os lintéis. Adaptado de Ramalho & Corrêa (2003); b) Modelo do painel Par34 para os dois primeiros pavimentos com a incorporação dos trechos rígidos em verde.

O módulo de deformação longitudinal utilizado na modelagem dos elementos de barra foi calculado com a Equação 2.8, segundo Ramalho & Corrêa (2003). A Tabela 2.19 apresenta os valores do módulo de deformação longitudinal ao longo da altura do edifício.

- $E = 800 * f_p$ - Equação 2.8

Onde:

E → módulo de deformação longitudinal da alvenaria;

f_p → resistência do prisma.

Tabela 2.19 - Módulo de deformação longitudinal.

Pavimento	Mód. def. long. (kN/cm²)(1)
Piso 1 ao 3	1088,0
Piso 4 ao 6	952,0
Piso 7	816,0

ao 9	
Piso 10 ao 12	680,0
Piso 13 ao 15	544,0
Nota: (1): Valor calculado na área bruta.	

Na modelagem em elementos finitos foram utilizados os mesmos valores da Tabela 2.19, ressaltando que, para levar em conta o efeito da ortotropia o módulo de deformação longitudinal na direção paralela à junta de argamassa foi considerado a metade daqueles apresentados na referida tabela.

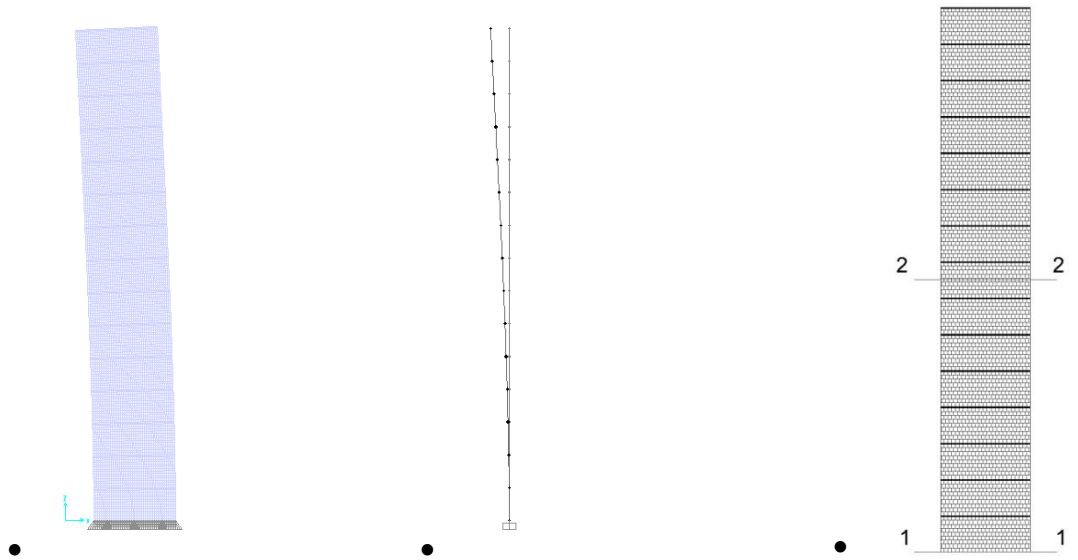
A Tabela 2.20 apresenta as forças horizontais nos painéis em cada pavimento. Foram calculadas pela multiplicação entre as forças horizontais constantes na Tabela 3.8 e o esforço cortante relativo apresentado na Tabela 2.17. Cabe destacar que foi utilizado o Modelo 2, uma vez que o grauteamento decresce ao longo da altura do edifício, sendo que a partir do quinto pavimento já se encontra uma taxa de grauteamento bastante reduzida. O uso do Modelo 1 acarretaria numa distribuição de forças inadequada nos pavimentos superiores, onde as forças horizontais são maiores.

Tabela 2.20 - Forças horizontais nos painéis Par34 e Par42. Unidade em kN.

Pavimento	Cota	Painel	
		Par34	Par42
1	2,8	2,88	3,08
2	5,6	3,34	3,57
3	8,4	3,59	3,84
4	11,2	3,78	4,04
5	14,0	3,92	4,19
6	16,8	4,04	4,32
7	19,6	4,14	4,43
8	22,4	4,24	4,54
9	25,2	4,32	4,62
10	28,0	4,40	4,71

11	30,8	4,47	4,78
12	33,6	4,53	4,85
13	36,4	4,59	4,91
14	39,2	4,65	4,98
15	42,0	4,70	5,03

A Figura 2.69 ilustra o painel Par42. Estão ilustradas as situações deformadas dos dois modelos, assim como as seções de análise. As forças horizontais atuantes são aquelas apresentadas na Tabela 2.20. A Figura 2.69c ilustra as sessões onde serão obtidos os esforços internos para comparação.



- a)
- b)
- c)

Figura 2.69 - Painel Par42: a) Situação deformada do modelo em elementos finitos; b) Situação deformada do modelo de pórtico; c) Seções de análise.

A Figura 2.70 ilustra o deslocamento horizontal ao longo da altura do painel, permitindo concluir que os dois modelos apresentam valores praticamente idênticos no que se refere à rigidez, ressaltando que a partir do 12º pavimento as diferenças percentuais são inferiores a 1%.

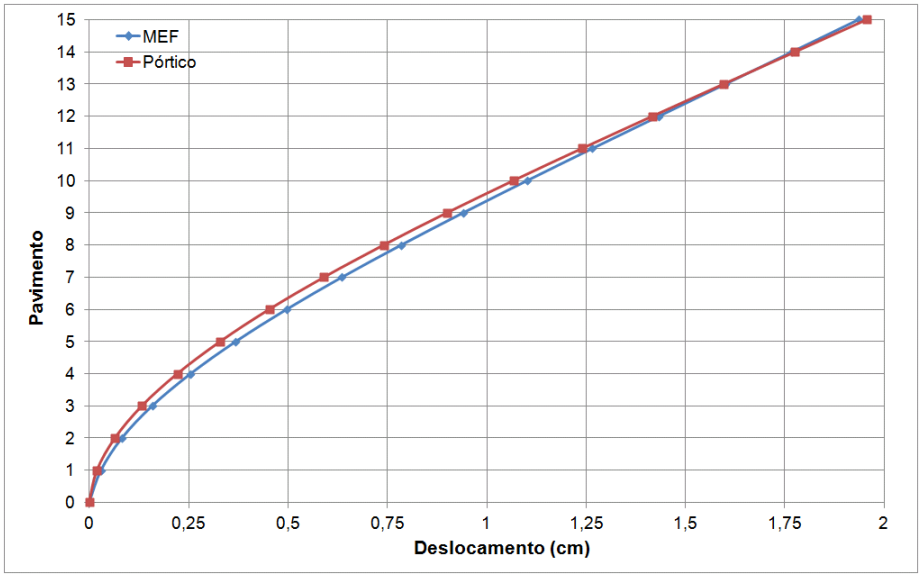
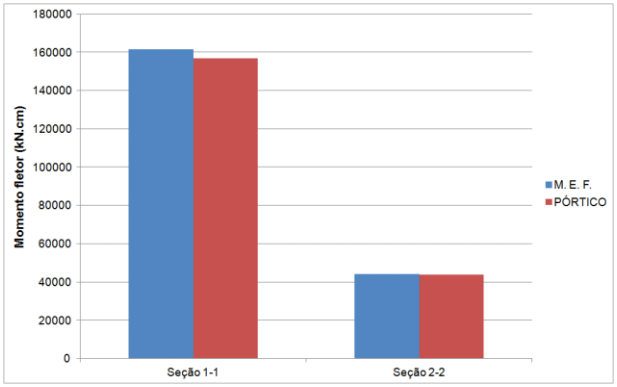
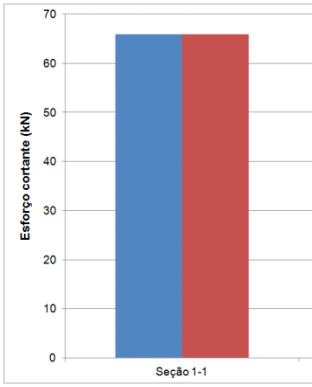


Figura 2.70 – Deslocamento horizontal do painel Par42.

Os esforços nas seções 1-1 e 2-2 estão ilustrados na Figura 2.71. Os resultados permitem concluir que não há diferenças significativas entre os dois modelos. De fato, a diferença percentual máxima foi de 3% no momento fletor na seção 1-1.



a)



b)

Figura 2.71 - Esforços internos no painel Par42: a) Momento fletor; b) Esforço cortante.

A Figura 2.72 ilustra o painel Par34. Estão ilustradas as situações deformadas dos dois modelos, assim como as seções de análise na Figura 2.72c.

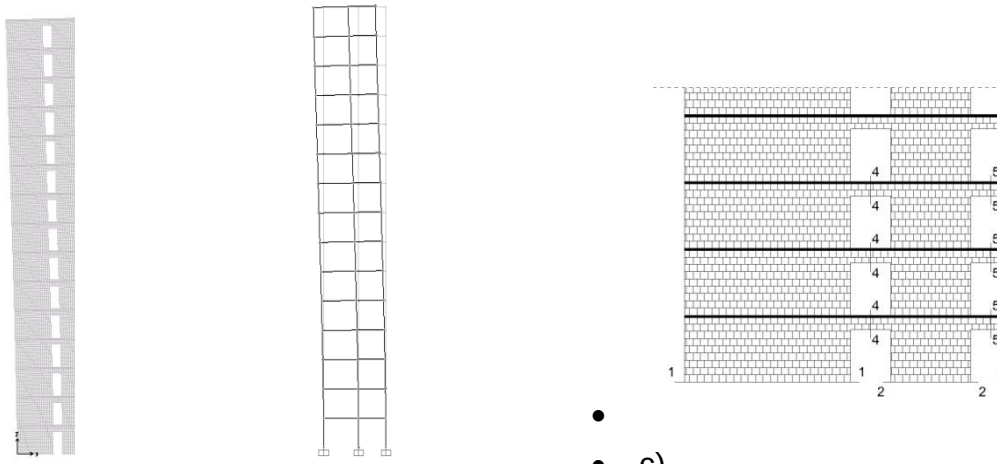


Figura 2.72 - Painel Par34: a) Situação deformada do modelo em elementos finitos; b) Situação deformada do modelo de pórtico; c) Seções de análise.

A Figura 2.73 ilustra o deslocamento horizontal ao longo da altura do painel Par34 para os dois modelos. Da mesma forma que no exemplo anterior, evidencia-se uma boa correlação entre os modelos, sendo que no topo do painel o modelo de pórtico apresentou um deslocamento 6% superior ao modelo em elementos finitos.

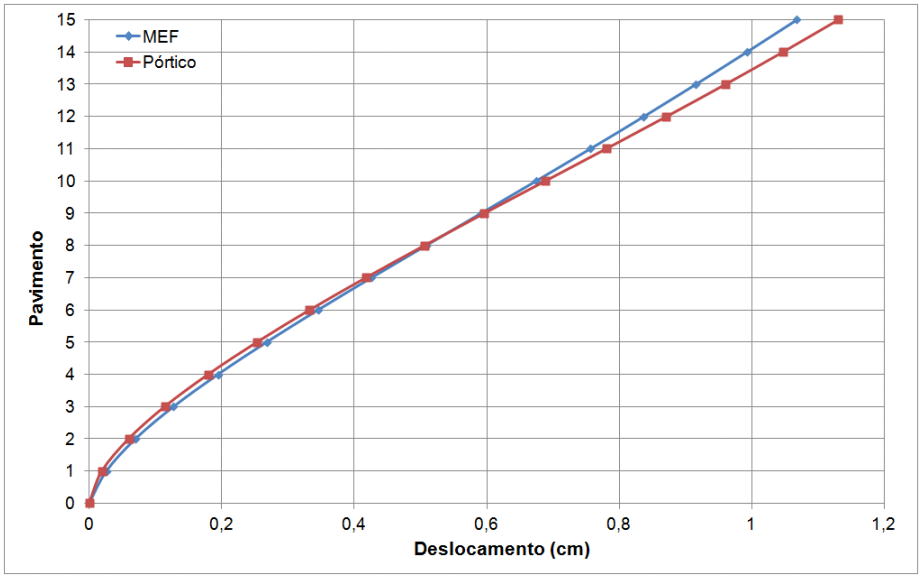
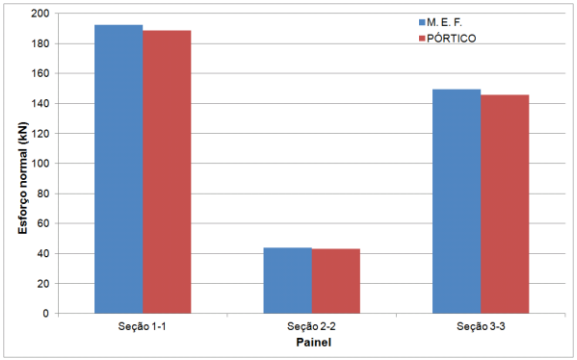
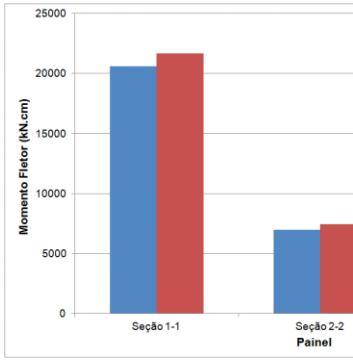


Figura 2.73 – Deslocamento horizontal do painel Par34.

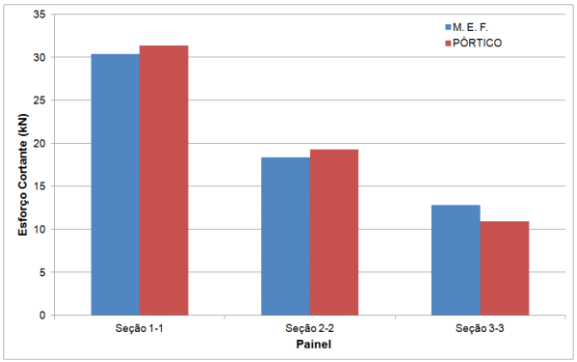
A Figura 2.74 ilustra os esforços internos na base das paredes do painel Par34. Novamente pode-se perceber uma boa correlação entre os dois modelos. Com exceção do esforço cortante na seção 3-3, que experimentou uma diferença percentual de 17%, os demais valores ficaram sempre inferiores a 6% de diferença.



a)



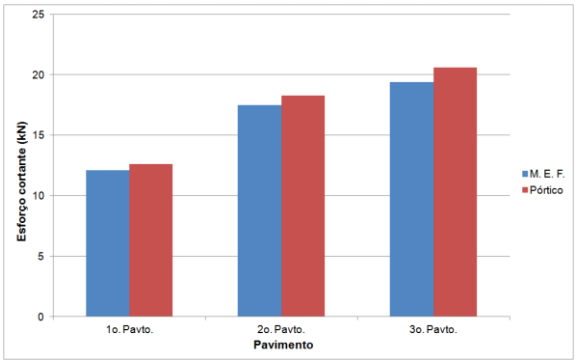
b)



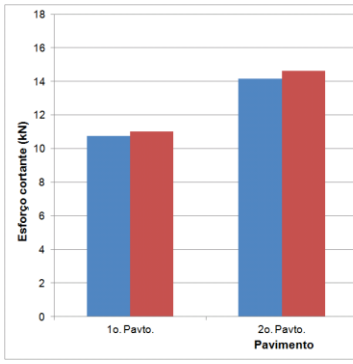
c)

Figura 2.74 - Esforços internos do painel Par34: a) Esforço normal; b) Momento fletor; c) Esforço cortante.

A Figura 2.75 ilustra os esforços cortantes nos lintéis para os três primeiros pavimentos. Os resultados, novamente, evidenciam a qualidade do modelo de pórtico equivalente, uma vez que os resultados experimentaram resultados praticamente idênticos, sendo que a maior diferença percentual foi de 6% para a seção 1-1 no terceiro pavimento.



a)



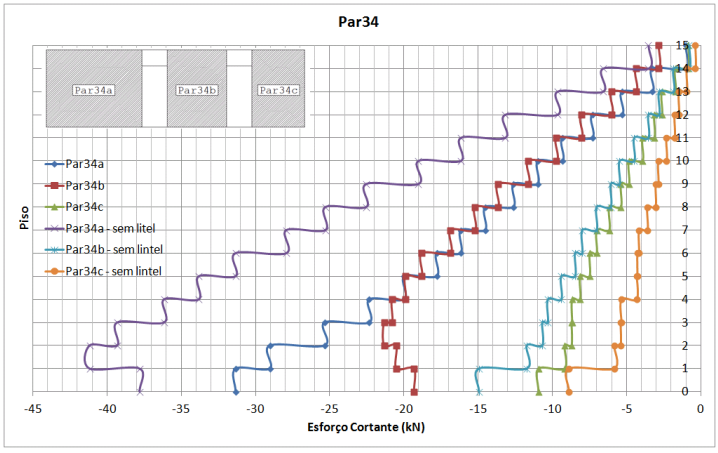
b)

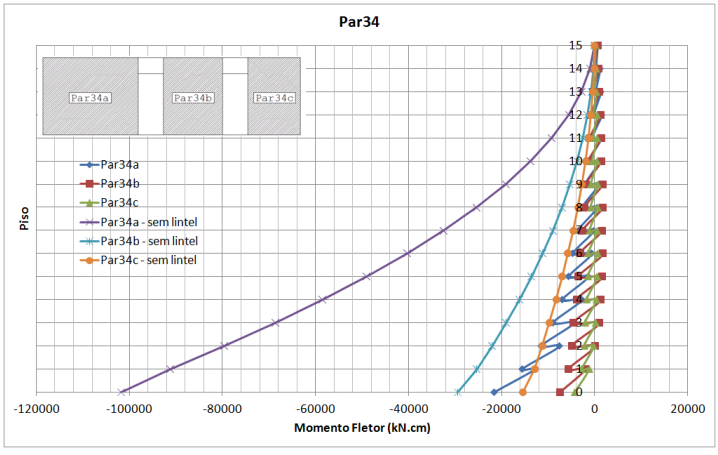
Figura 2.75 – Esforços cortantes nos lintéis do painel Par34: a) Seção 4-4; b) Seção 5-5.

O objetivo das análises apresentadas aqui foi de avaliar o modelo de pórtico equivalente comparando-o com um modelo mais refinado, o método dos elementos finitos. Os resultados permitem concluir que os dois modelos apresentam comportamento semelhante no que se refere à rigidez e aos esforços internos nas seções analisadas. Cabe destacar que os esforços nas seções mais solicitadas dos painéis, sua base e lintéis, se mostraram praticamente idênticos.

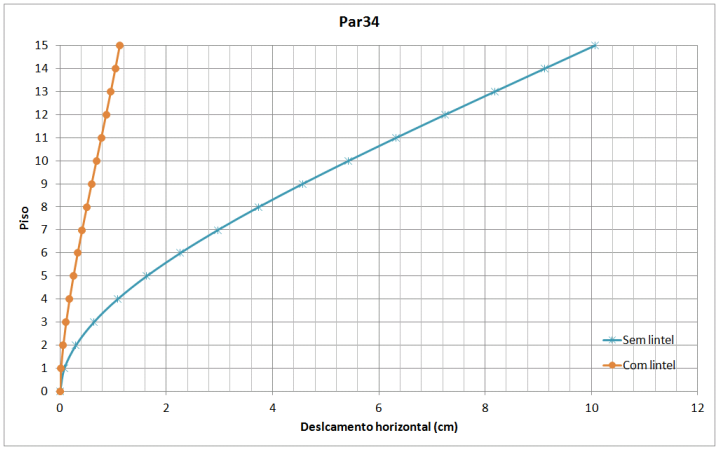
Como continuidade deste estudo sugere-se comparar o comportamento do modelo em elementos finitos no que se refere aos esforços internos ao longo da altura do painel em painéis com abertura.

Escolheu-se o painel Par34 para uma avaliação da influência dos lintéis. Os lintéis foram removidos e em seu lugar, introduziram-se elementos de ligação dos nós ao nível dos pavimentos, de modo que estes nós possuíssem o mesmo deslocamento horizontal, simulando o efeito do diafragma rígido. A Figura 2.76 e a Tabela 2.21 ilustram os resultados. Cabe destacar que foi utilizado o método do pórtico equivalente nesta análise.

- 

- a)
- 

- b)



- c)

Figura 2.76 – Resultados do painel Par34 com e sem lintel: a) Diagrama de esforço cortante; b) Diagrama de momento fletor; c) Deslocamento horizontal.Unidades em kN e centímetros.

Analisando os resultados da Figura 2.76 conclui-se que a desconsideração dos lintéis alterou significativamente o comportamento do painel. Em relação ao esforço cortante na base, houve uma redistribuição de esforços onde o painel mais solicitado (Par34a) experimentou um aumento de 19,3% com a remoção do lintel, enquanto os painéis Par34b e Par34c experimentaram reduções iguais a 22,7% e 18,9%, respectivamente.

Por outro lado, os momentos fletores tiveram acréscimo substancial de seus valores com a remoção dos lintéis, ver resultados da Tabela 5.6. O aumento do valor do momento fletor no painel mais solicitado foi igual a 370% relativamente ao modelo com lintel. Além disso, o deslocamento no topo do painel sem os lintéis foi igual a 10,05 cm, enquanto que no painel com os lintéis 1,13 cm, o que demonstra a importância destes elementos para a rigidez de painéis de alvenaria.

Tabela 2.21 – Resultados da comparação Painel Par34 com e sem lintel.

	Painel					
	Par34a		Par34b		Par34c	
	Com lintel	Sem lintel	Com lintel	Sem lintel	Com lintel	Sem lintel
Esforço cortante (kN)	31,34	37,38 (19,3%)	19,31	14,92 (-22,7%)	10,94	8,87 (-18,9%)

Momento fletor (kN.cm)	-21650,9	-101757 (370%)	-7448,3	-29520 (296%)	-4240,5	-15406,5 (263)
Deslocamento no topo (cm)						
Com lintel	1,13					
Sem lintel	10,06 (790%)					
Nota: em parêntesis está ilustrada a diferença do resultado sem lintel relativamente ao resultado com lintel.						

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

3.13. Considerações finais

O objetivo principal desta dissertação foi o estudo de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural. Três linhas de investigação foram consideradas: i) cálculo de painéis isolados de 1 pavimento pelo método de bielas e tirantes; ii) efeito da ortotropia no comportamento de painéis, no que tange a rigidez e distribuição de forças horizontais entre painéis de edifícios; e iii) comparação entre o método dos elementos finitos e o método de pórtico equivalente no cálculo de painéis sujeitos a ações horizontais.

O método dos elementos finitos foi utilizado nas seguintes análises: auxílio na construção dos modelos de bielas e tirantes; análise sobre o efeito da ortotropia no comportamento de painéis de alvenaria; distribuição de forças horizontais entre painéis e cálculo de painéis de edifícios sujeitos a ações horizontais, com posterior comparação ao método do pórtico equivalente.

Os parâmetros elásticos da alvenaria foram obtidos a partir de resultados de ensaios ou de códigos normativos. Deve-se ressaltar, no entanto, que o uso do volume padrão para o cálculo dos parâmetros elásticos (técnica da homogeneização numérica) é uma alternativa bastante viável, porém é imprescindível a modelagem dos vazados verticais dos blocos, uma vez que esta característica geométrica é o principal fator que influencia o comportamento ortotrópico da alvenaria. A construção do volume padrão de blocos vazados permitiu o cálculo da relação entre os módulos de deformação nas direções paralela e perpendicular à junta horizontal de assentamento, tendo sido obtido o valor igual a 50%, obtido para blocos sem graute vertical.

Para validação da rigidez do modelo numérico, alguns painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003) foram modelados e os deslocamentos experimentais comparados com deslocamentos numéricos do modelo em elemento finito de casca utilizado. Evidenciou-se que o modelo em elementos finitos utilizado precisa ser mais bem estudado, no que tange sua rigidez, devido à variabilidade dos resultados. Por outro lado destaca-se aqui que foi encontrada uma diferença mínima de 10% entre os deslocamentos numéricos do modelo em elementos finitos e experimentais dos painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003).

Com relação ao efeito da ortotropia na rigidez em painéis de edifícios. Os resultados permitiram concluir que não se deve desconsiderar tal característica, sob pena de conduzir a um modelo mais rígido que o real. Cabe lembrar que foi obtida uma diferença máxima de 84% no acréscimo da rigidez ao se desconsiderar a ortotropia.

O efeito da ortotropia se mostrou mais pronunciado em painéis onde o efeito da deformação por cisalhamento é maior, isto é, os painéis com grande desenvolvimento em planta. Além disso, o grauteamento atenuou a redução de rigidez devido à ortotropia. Isso se deve ao fato de que as colunas verticais de graute tornam a alvenaria uma peça maciça, excluindo o efeito provocado pelos furos verticais.

Em relação à distribuição de forças horizontais entre painéis de um pavimento de edifício, pôde-se constatar que a consideração da ortotropia não acarreta grandes diferenças nesta distribuição. De fato, a diferença máxima obtida foi 9%, como pôde ser evidenciado pela comparação entre os modelos 2 e 3 no item **5.2** desta dissertação. Isso pode ser explicado pelo fato de que os principais painéis que formam o sistema de contraventamento são influenciados de maneira homogênea pelo efeito da ortotropia em sua rigidez. Por outro lado, constatou-se que o efeito das aberturas não pode ser negligenciado quando da distribuição de forças horizontais entre os painéis, sob o risco de incorrer em resultados contra a segurança em alguns painéis e excessivamente conservadores em outros.

No capítulo 4 é apresentando um procedimento para construção de modelos de bielas e tirantes para painéis com um pavimento, submetido a forças horizontais no topo. Este procedimento consistiu em distribuir as bielas e os tirantes a partir de uma análise em regime linear. A força máxima teórica do modelo é alcançada quando é atingida a resistência à compressão das bielas ou a tensão de

escoamento dos tirantes. Salienta-se que não foi considerada a contribuição da alvenaria para a resistência à tração dos tirantes.

Com o intuito de confrontar este modelo com resultados experimentais, foram analisados painéis ensaiados por Nascimento Neto (2003) e Voon & Ingham (2008). Em todos os casos analisados, a força máxima teórica foi inferior à carga de ruptura experimental, sendo que o critério de ruptura foi sempre o inicio do escoamento do tirante. Em relação às bielas, as forças nestes elementos resultaram bem inferiores a resistência à compressão.

Nos ensaios de todos os painéis, a forma de ruptura foi caracterizada por uma intensa fissuração diagonal, após grandes deformações plásticas. Conclui-se que o modelo de bielas proposto não é capaz de representar o comportamento do painel após o inicio do escoamento da armadura. Para que isso fosse possível, seria necessária uma análise não-linear, onde as relações constitutivas dos materiais fossem consideradas.

Cabe destacar aqui que não se pretendeu propor um modelo definitivo de dimensionamento de painéis sujeitos a ações horizontais, mas sim contribuir com a discussão, de modo que futuramente os códigos nacionais de projeto de alvenaria possam trazer como alternativa o método de bielas e tirantes para o cálculo de painéis e lintéis, à exemplo do que ocorre com vários códigos modernos de estruturas de concreto armado.

Com intuito de avaliar o modelo de pórtico equivalente, dois painéis foram modelados em elementos finitos de casca e elementos barras, sendo um sem abertura e outro com abertura de porta. Os resultados permitiram concluir que os modelos de pórtico e elementos finitos apresentaram a mesma rigidez, além do que apresentaram esforços idênticos em algumas seções especificas escolhidas para análise. Isso evidencia a qualidade do modelo de pórtico equivalente para o cálculo de painéis de alvenaria, principalmente quando da existência de aberturas.

3.14. Sugestões para futuros trabalhos

As análises efetuadas levantaram vários questionamentos, de forma que são sugeridos aqui os seguintes temas como forma de continuidade desta pesquisa:

- Estudo experimental e teórico sobre resistência à compressão de bielas com diversas inclinações em relação à junta horizontal;
- Desenvolvimento de um modelo de bielas e tirantes não-linear para o cálculo de painéis sujeitos a forças horizontais com pré-compressão;

- Desenvolvimento do modelo de bielas e tirantes para os lintéis.

BIBLIOGRAFIA

Accetti, K. M. (1998). Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria. São Carlos, 1998. 247p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. Forças Devidas ao Vento em Edificações. NBR-6123. Rio de Janeiro, 1988.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. Projeto De Estruturas De Concreto. NBR-6118. Rio de Janeiro, 2003.

Barreto, A. S. P. (2002). Análise numérica de painéis de alvenaria estrutural utilizando técnica de homogeneização. Recife, 2002. 148. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco.

Corrêa, M. R. S. ; Ramalho, M. A. (1994). Efeitos de aberturas em painéis de alvenaria estrutural. In. INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING CONTRIES, 5., Florianopolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. Proceedings. Florianopolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, 1994. p. 359-367

Damasceno, J. C. C., Nascimento Neto, J. A. (2010). Modelos para análise e dimensionamento de painéis de alvenaria estrutural. 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010, Fortaleza.

Drysdale, G. R.; Hamid, A. A.; Baker, L. R. (1994). Masonry structures: behavior and design. Prentice Hall: Englewood Cliffs, 1994.

Foster, S. J. (1998). Design of Non-Flexural Members for Shear. Cement and Concrete Composites, v. 20, p. 465-475.

Hendry, A. W. et al (1981). An introduction to load bearing brickwork design. New York, Halsted Press.

Juste, A. E. (2001). Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão. São Carlos, 2001. 236p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

La Rovere, H. L. (1994). Comparação entre métodos de análise de paredes estruturais com aberturas. In. International Seminar On Structural Masonry For Developing Contries, 5., Florianopolis, Brazil, 21-24 Aug. 1994. Proceedings. Florianopolis, Univ. Fed. Santa Catarina / University of Edinburgh/ ANTAC, 1994. p. 351-358.

Lee, H. J.; Kuchma, D. A.; Baker, W.; Novak, L. C. (2008). Design and Analysis of Heavily Loaded Reinforced Concrete Link Beams for Burj Dubai. ACI Structural Journal. Vol 105, nº 54, p. 451-459.

Lee, J. S.; Pande, G. N.; Middleton, J.; Kralj, B.. Numerical Modeling of Brick Masonry Panels Subject to Lateral Loadings. Computers & Structures Vol. 61, Nº 4, p. 735-745, 1996.

Longo, H. I.. (2008). Utilização do Método dos Elementos Finitos e do Modelo de Bielas e Tirantes para a Modelagem de Estruturas de Concreto. 50º Congresso Brasileiro do Concreto, 2008, Salvador.

Lourenço, P. J.. Computacional Strategies for Masonry Structures. PHD TESIS. Delft University of Technology, 1996.

Lourenço, P. J.; Milani, G.; Tralli, A.; Zucchini, A.. Analysis of masonry structures: review of and recent trends in homogenization techniques. Canadian Journal of Civil Engineering Vol. 34, p. 1443-1457, 2007.

Macgregor, J. G.; Wigth, J. K. Reinforced Concrete: Mechanics and Design 15th Edition. Prentice Hall: New Jersey, 2009.

Nascimento Neto, J. A. Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

Nascimento Neto, J. A. Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos 1999.

Nascimento Neto, J. A., Damasceno, J. C. C. (2008). Distribuição de cargas horizontais em edifícios de alvenaria estrutural. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 2008, Santiago do Chile.

Nascimento Neto, J. A., Damasceno, J. C. C. (2009). Análise Simplificada da Redistribuição de Esforços em Edifícios de Alvenaria Estrutural. 51º Congresso Brasileiro do Concreto, 2009, Curitiba.

Nascimento Neto, J. A.; Corrêa, M. R. S.; Ramalho, M. A. . Alvenaria sob ação horizontal. Téchne. Revista de Tecnologia da Construção, v. 14, p. 60-64, 2007.

Nascimento Neto, J. A.; Corrêa, M. R. S.; Ramalho, M. A. . Alvenaria sob ação horizontal. Téchne. Revista de Tecnologia da Construção, v. 14, p. 60-64, 2007.

Parsekian, G. A. . A Nova Norma Brasileira de Projeto e Execução de Alvenaria Estrutural de Bloco de Concreto - Parte 1: Projetos. Techne : Revista de Tecnologia da Construção (São Paulo), v. 168, p. 70-77, 2011.

Peleteiro, S. C. (2002). Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. São Carlos, 2002. 143p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Roca, P.. Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models. Construction and Building Materials, v. 20, p. 229-238, 2006.

SAP 2000®. CSI Analysis Reference Manual. Berkeley, CA - USA: Computers and Structures, Inc. 2009.

Silva, F. A., Oliveira, R. A.; Lourenço, P. J. (2004). Considerações sobre a distribuição de forças cortantes em paredes de contraventamento de alvenaria estrutural dotadas de abertura. XXXI Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, 2004, Mendonza, Argentina.

Silva, F. A.; Lourenço, P. J.; Oliveira, R. A. (2003). Paredes de alvenaria estrutural não armada dotadas de aberturas e submetidas a carregamento lateral. Relatório 03-DEC/E-13, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

Silva, R. C.; Giongo, J. S.. Modelos e Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

Souza, R. A.. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 2004.

Souza, R. A.; Bittencourt, T. N. (2005). Aplicação do método das bielas. Revista Téchne, Ed. 97, p. 56-60.

Voon, K. C.; Ingham, J. M.. Design Expression for the In-Plane Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry. Journal of Structural Engineering. Vol. 133, nº5, p. 706-713, 2007.

Voon, K. C.; Ingham, J. M.. Experimental in-plane shear strength investigation of reinforced concrete masonry walls. Journal of Structural Engineering. Vol. 132, nº3, p. 400-408, 2006.

Voon, K. C.; Ingham, J. M.. Experimental in-plane strength investigation of reinforced concrete masonry walls with openings. Journal of Structural Engineering. Vol. 134, nº5, p. 758-768, 20