

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO



UNICAMP

Mestrado



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO**

**INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DOTADA DE ABERTURAS NA
RIGIDEZ GLOBAL DE UM EDIFÍCIO**

Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka

**Campinas
2011**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka

**INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DOTADA DE ABERTURAS NA
RIGIDEZ GLOBAL DE UM EDIFÍCIO.**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida

Campinas
2011

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

T153i Tanaka, Edith Silvana Amaury de Souza
Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez
global de um edifício / Edith Silvana Amaury de Souza
Tanaka. --Campinas, SP: [s.n.], 2011.

Orientador: Luiz Carlos de Almeida.

Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Alvenaria. 2. Concreto armado. 3. Análise
numérica. I. Almeida, Luiz Carlos de. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil,
Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Influence of masonry with openings in global rigidity of a building

Palavras-chave em Inglês: Masonry, Concrete, Infilled frames numerical analysis

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho, Francisco
Antonio de Menezes

Data da defesa: 31/01/2011

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DOTADA DE ABERTURAS NA
RIGIDEZ GLOBAL DE UM EDIFÍCIO.**

Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Luiz Carlos de Almeida
Presidente e Orientador - FEC/UNICAMP



Prof. Dr. Francisco Antonio Menezes
FEC/UNICAMP



Prof. Dra. Ana Elisabete P. G. A. Jacintho
Pontifícia Universidade Católica de Campinas

Campinas, 31 de Janeiro de 2011

*Ao meu querido marido, Yonekazu Tanaka,
pelo seu companheirismo e apoio em todos
os momentos.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a DEUS por ter tido a chance de conviver com pessoas tão queridas e especiais..

Ao grande amigo e prof. Luiz Gonçalves Clemente (em memória), pelo incentivo e aprendizado durante o tempo de convivência em que trabalhei como sua assistente na UNISANTA.

Ao prof. Hideki Ishitani pela amizade, incentivo e por todo conhecimento que pude absorver durante o período em que trabalhei como sua assistente na UNISANTA.

Ao prof. Rubens I. Shimizu e sua família pelo incentivo e pelas inúmeras vezes em que me hospedaram na casa de Vinhedo.

Aos meus familiares pela compreensão da ausência durante todas as horas dedicadas a este trabalho.

Aos amigos da UNISANTA, pelo incentivo e apoio.

Aos professores da pós graduação da UNICAMP, pela atenção e dedicação.

Ao meu orientador Luiz Carlos de Almeida, por toda a paciência e apoio na orientação.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a finalização deste trabalho.

RESUMO

TANAKA, E. S. A. S, **Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício**. Campinas, Brasil: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, 2011. 90p.

Apresenta-se neste trabalho um estudo da influência da alvenaria dotada de aberturas no comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de 27 pavimentos. Na análise computacional por elementos finitos através do programa SAP 2000 os painéis de alvenaria são substituídos por escoras diagonais equivalentes. Modela-se também um pórtico isolado por meio da discretização em elementos de chapa e a consideração de molas na interface pórtico-painel. Observa-se neste modelo a formação da biela de compressão, onde se compara a largura da diagonal comprimida com estudos experimentais e analíticos encontrados na literatura. Os pórticos quando interligados com os painéis de alvenaria e submetidos a ações horizontais como ventos e sismos transferem estes esforços através de uma diagonal comprimida que se forma no painel de alvenaria e altera o comportamento estrutural do edifício. Os resultados mostram que a alvenaria contribui na rigidez global do edifício. Esses resultados são apresentados por comparação entre os modelos com e sem a contribuição da alvenaria, sendo que esta pode conter aberturas de portas e janelas.

Palavra-Chave: *alvenaria, estruturas de concreto, análise numérica.*

ABSTRACT

TANAKA, E. S. A. S, **Influence of masonry with openings in global rigidity of a building**, Campinas, Brasil: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, 2011. 90p.

It presents in this paper study the influence of masonry provided with openings in the structural behavior of a reinforced concrete building of 27 floors. In finite element analysis computer program SAP 2000 by the masonry panels are replaced by equivalent diagonal struts. Also modeled in a finite element structure consisting of two columns and two beams filled with masonry. Finite element type shells were used in the modeling of masonry and springs were inserted at the interface. Was observed in this model the formation of the compression strut, which compares the width of the strut with experimental and analytical studies in the literature. The frames when interconnected with the masonry panels and subjected to horizontal actions such as winds and earthquakes transfer these efforts through a strut that is formed on the panel of masonry and structural changes the behavior of the building. The results show that masonry contributes to the overall stiffness of the building. These results are presented for comparison between models with and without the contribution of the masonry, and this may contain openings of doors and windows.

Keywords: *masonry, concrete, infilled frames numerical analysis.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	3
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	3
1.2	OBJETIVOS.....	5
1.2.1	OBJETIVO GERAL.....	5
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	6
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	HISTÓRICO.....	7
3	CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS.....	16
3.1	PÓRTICOS PREENCHIDOS.....	16
3.1.1	COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS	17
3.1.2	CÁLCULO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS...	19
3.2	PAINÉIS COM ABERTURAS	28
3.3	LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE DADA POR DIVERSOS PESQUISADORES QUE SERÃO REFERIDOS NA ANÁLISE NUMÉRICA.....	32
3.3.1	LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	34
3.4	PAINÉIS COM A CONSIDERAÇÃO DE ABERTURAS	37
3.4.1	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE COM A CONSIDERAÇÃO DE ABERTURAS.....	42
3.5	MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS.....	43
4	ANÁLISE NÚMERICA.....	46
4.1	DO EDIFÍCIO.....	46
4.1.1	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO	46
4.1.2	DADOS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	47
4.1.3	AÇÕES HORIZONTAIS NO EDIFÍCIO EM ESTUDO.....	51
4.1.4	ASPECTOS CONSIDERADOS NA MODELAGEM DO EDIFÍCIO	56
4.2	RESULTADOS E CONCLUSÕES DA MODELAGEM DO EDIFÍCIO	60
4.2.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS ENTRE OS DIVERSOS MODELOS E CASOS DE VENTO	62

4.3	ANÁLISE NUMÉRICA DE UM PÓRTICO ISOLADO.....	68
4.3.1	CARACTERÍSTICAS DO MODELO	68
4.3.2	CÁLCULO DA LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE	70
4.3.3	ASPECTOS CONSIDERADOS NA MODELAGEM DO PÓRTICO	74
4.4	RESULTADOS E CONCLUSÕES DA MODELAGEM DO PÓRTICO ISOLADO	78
4.4.1	PÓRTICO ISOLADO SEM ALVENARIA.....	78
4.4.2	PÓRTICO PREENCHIDO COM ALVENARIA	79
4.4.3	PÓRTICO COM ALVENARIA COM UMA ABERTURA CENTRAL.....	81
4.4.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS DIVERSOS MODELOS	82
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	84
5.1	CONCLUSÕES GERAIS	84
5.2	TÓPICOS PARA TRABALHOS FUTUROS	85
6	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	87

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A alvenaria tem sido utilizada como forma de construção desde os tempos mais remotos. Segundo Cunha (2001), os blocos de pedra são os que possuem aplicação mais antiga, utilizados pelos egípcios, gregos e romanos na construção de pirâmides, fortalezas e igrejas.



Figura 1.1 – Monumento de Stonehenge, 5000 anos a.C.

O monumento de Stonehenge, localizado no sul da Inglaterra na Figura 1.1, com mais de 5000 anos e a pirâmide de Quéops na Figura 1.2, construída há mais de 4000 anos a.C, em Gizé no Egito, são exemplos de construção em pedra.



Figura 1.2 – Pirâmide de Quéops, 4000 a.C.

Em regiões onde não há terremotos e as forças de vento não são tão severas é mais comum a utilização de alvenaria em edifícios altos, segundo Smith (1991). A grande maioria desses edifícios, principalmente no Brasil, utiliza painéis de alvenaria associados com pórticos em concreto armado. As alvenarias externas são utilizadas como elementos de vedação, isolamento acústico e térmico (blocos cerâmicos têm melhor desempenho que os de concreto), além de absorverem esforços horizontais causados pelas ações de ventos e terremotos. Já as internas têm o papel de delimitar os espaços dentro dos edifícios. A utilização da alvenaria apresenta algumas vantagens pela facilidade e rapidez de seu assentamento, além da viabilidade econômica, principalmente quando se trata de edifícios altos, (SMITH, 1991).

Segundo Santos (2007), não se pode desconsiderar que as alvenarias absorvam parte dos esforços provocados pela movimentação da estrutura, até certo limite, e provocam nelas uma redistribuição de esforços. No caso de edifícios altos, com elevada esbelteza, não se podem desprezar os efeitos dessas paredes no comportamento global da estrutura, inclusive do ponto de vista da análise dinâmica, que é ainda mais sensível à rigidez do conjunto.

É cada vez mais comum nos dias atuais a necessidade de se construir edifícios altos, devido à escassez de espaços nos grandes centros urbanos, onde se encontra a maior concentração de empregos e conseqüentemente a necessidade de novos empreendimentos. Algumas cidades tiveram o seu plano diretor alterado, como é o caso da cidade de Santos no litoral paulista. O plano diretor vigente até 1998 limitava as edificações da orla marítima em 14 pavimentos, atualmente os edifícios em construção giram em torno de 30 pavimentos, Figura 1.3.

Estudos teóricos e experimentais realizados em vários países mostraram que as alvenarias inseridas nos pórticos garantem grande rigidez à estrutura, pois elas trabalham como elementos de contraventamento. As reações de apoio são bastante influenciadas pela presença das alvenarias, sendo aconselhável elaborar uma envoltória de esforços, (SANTOS, 2007).



Figura 1.3 - Edifícios altos situados na cidade de Santos – SP

1.1.1 OBJETIVOS

1.1.2 OBJETIVO GERAL

Estudar a contribuição das alvenarias com aberturas na rigidez global de um edifício com a utilização de programa computacional de elementos finitos.

1.1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estudar os métodos analíticos de substituição das alvenarias, com e sem aberturas, por barras diagonais com rigidez equivalentes.
- Modelar tridimensionalmente em elementos finitos um edifício alto em concreto armado.

- Modelar um pórtico isolado preenchido com alvenaria e contendo uma abertura central com a utilização de molas na interface pórtico-painel.
- Estudar a influência das aberturas das alvenarias na rigidez das diagonais equivalentes.
- Avaliar e comparar resultados obtidos.

1.1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos. O capítulo 1 trata da introdução.

O capítulo 2, a revisão bibliográfica, aborda os registros históricos de várias pesquisas por intermédio de experimentos e análises numéricas, sobre pórticos preenchidos com painel de alvenaria.

O capítulo 3 trata das considerações teóricas, por diversos pesquisadores, sobre pórticos preenchidos com alvenaria com e sem a consideração de aberturas.

No capítulo 4 é efetuada a análise numérica por meio da modelagem no programa SAP 2000 de um edifício de 27 pavimentos em concreto e um pórtico isolado.

São feitas as análises comparativas em que se consideram o edifício com e sem a contribuição da alvenaria para avaliar a rigidez global e a redistribuição de esforços nos pilares no nível da fundação. Comparam-se também os resultados no pórtico isolado, com e sem a contribuição da alvenaria.

No capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO

O primeiro relatório sobre o comportamento de pórticos preenchidos, quando submetidos a carregamentos horizontais, deu-se após a conclusão do edifício Empire State em Nova York. Conforme relatado por Rathbun em 1938, durante uma forte tempestade com rajadas de vento superiores a 145 km/h, foi observado o início de fissuras diagonais em vários painéis de alvenaria, nos andares 2º e 42º. Verificou-se o descolamento entre o painel de alvenaria e o pórtico de aço. Os extensômetros que, coincidentemente, estavam fixados nos pilares, não registraram nenhuma deformação no pórtico antes do início das fissuras no painel, apesar da presença do forte vento. Isso foi explicado pela alta rigidez da parede de alvenaria, que impediu distorções no pórtico de aço. Os extensômetros só registraram deformações, quando os painéis foram solicitados além da sua capacidade de fissuração e deu-se o início do processo da perda de rigidez, indicando que o pórtico de aço começou a oferecer resistência à ação do vento. A interação entre o pórtico e o painel fez com que o conjunto continuasse a resistir fortemente às ações laterais, apesar da presença das fissuras no painel. Desde esse incidente, o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria tem sido objeto de estudos de vários pesquisadores em todo o mundo (EL-DAKHAKHNI, 2002).

De acordo com registros históricos, nos Estados Unidos da América, no período de 1949 a 1956, foram realizados os primeiros estudos sobre a influência de painéis de alvenaria inseridos em estruturas reticuladas. Pórticos em concreto armado preenchidos com painéis em alvenaria e concreto armado foram submetidos a esforços provocados por explosões, com o intuito de avaliar a resistência destes painéis, Whitney et al em 1955.

Polyakov, entre 1948 e 1953, realizou ensaios em modelos reduzidos de pórticos preenchidos com alvenaria. Esses pórticos foram submetidos a cargas

elevadas, com o objetivo de avaliar a sua resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria. Em 1956 Polyakov publicou os resultados dessas pesquisas. Foram realizados 65 ensaios em escala real, dos quais 32 quadrados (1200 mm de lado) e os outros retangulares (3000 mm de largura e altura de 2000 mm). Nesses modelos, verificaram-se os seguintes efeitos: tipos de blocos, traços da argamassa, métodos de aplicação de cargas (monotônico ou cíclico) e painéis com aberturas. Em 1960 Polyakov descreveu três estágios do comportamento do conjunto pórtico-painel submetido a carregamento lateral.

- a) **Primeiro estágio:** o painel de alvenaria e as barras do pórtico têm o comportamento de uma unidade monolítica, quando ainda não aparecem fissuras. Esse estágio termina quando surgem as primeiras fissuras entre o painel e as barras do pórtico nos cantos da diagonal tracionada.
- b) **Segundo estágio:** caracteriza-se por um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Ao término desse estágio surgem fissuras no painel ao longo da diagonal comprimida. As fissuras surgem de forma escalonada, nas juntas horizontais e verticais.
- c) **Terceiro estágio:** apesar das fissuras na diagonal a estrutura pórtico-painel continua a resistir a incrementos de cargas. Esse estágio chega ao fim quando o sistema não possui mais capacidade para suportar acréscimos de carga. (SHEAH, 1988)

Benjamin e Williams (1957, 1958), e Wood em 1958 desenvolveram expressões analíticas a partir de resultados experimentais obtidos por outros pesquisadores, em pórticos de aço preenchidos com concreto e alvenaria, sob efeito de cargas laterais que simulassem ações de vento e sismo. Constataram a diminuição dos deslocamentos horizontais dos pórticos e ganho de rigidez que os painéis forneceram à estrutura, embora não tenham obtido uma formulação matemática que representasse o comportamento do pórtico em conjunto com o painel. Os resultados experimentais

foram comparados com modelos de comportamento elástico, estes não foram conclusivos, exceto para o primeiro estágio.

Benjamin e Willians (1958) constataram por meio de experimentos com pórticos metálicos preenchidos com alvenaria e submetidos a carregamento lateral que o efeito da abertura, na Figura 2.1 (1/3 da área do painel), provoca redução de 50% na rigidez.

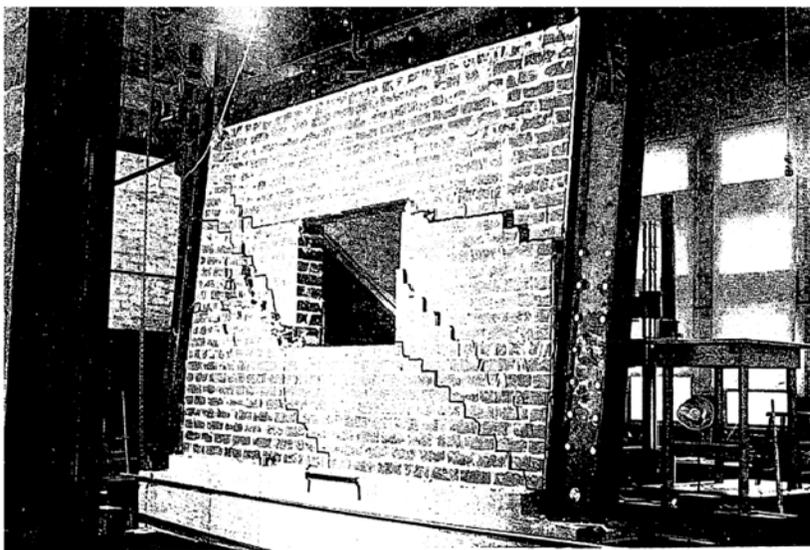


Figura 2.1 – Ruptura em pórtico metálico preenchido com alvenaria dotado de abertura. (Benjamin e Willians, 1958)

Holmes (1961, 1963), realizou estudos e testes experimentais em pórtico de aço com preenchimento de concreto e alvenaria em modelos reduzidos submetidos a esforços horizontais e ou verticais, com o objetivo de avaliar a rigidez que o painel confere aos pórticos. Introduziu o conceito de barra equivalente, que implica substituir o painel de preenchimento por uma barra diagonal fictícia para contraventar o pórtico. Propôs expressões matemáticas para estimar a força horizontal de ruptura e o deslocamento horizontal do pórtico. Constatou por intermédio de seus estudos que o aumento de rigidez da estrutura é da ordem de 300% a 400% para pórticos preenchidos com painéis de concreto com resistência média à compressão de 16 MPa, e 75% a 105% para painéis de alvenaria com resistência média de 3 MPa. Comparou os resultados teóricos com os experimentais realizados por ele e por outros pesquisadores e obteve para os valores de cargas de colapso uma média de 90% de precisão para os

valores de cargas de colapso. O autor sugeriu a realização de outros experimentos e o refinamento do método de cálculo.

Smith (1962, 1966), mediante vários experimentos concluiu que as paredes de alvenaria sob a ação de esforços horizontais se mantinham em contato em apenas dois cantos do painel, Figura 2.2, o que possibilitou substituir os painéis por uma barra de compressão equivalente na diagonal. Estabeleceu uma relação entre o comprimento de contato, entre o pórtico e o painel e um parâmetro de rigidez relativa. A partir dessa relação, determinou a largura da barra diagonal equivalente com a mesma espessura e o mesmo material do painel em estudo.

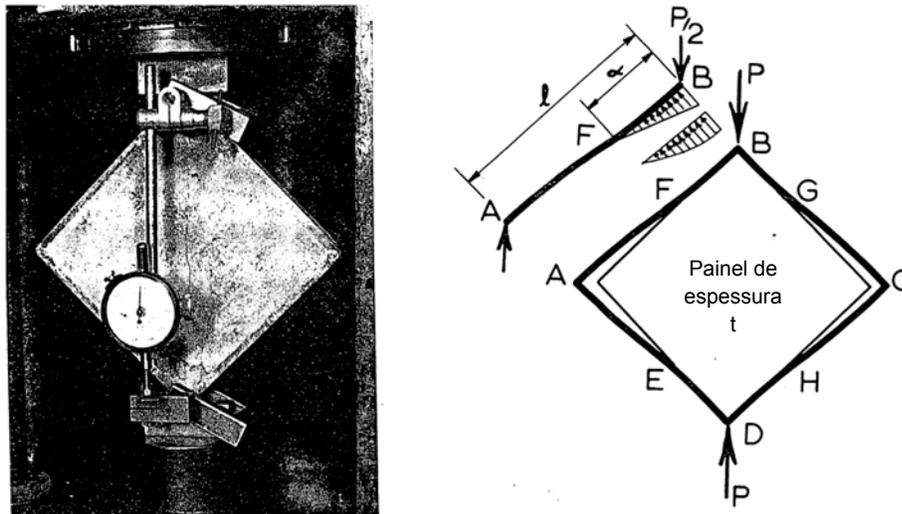


Figura 2.2 – Modelo de análise proposto por Smith (1962)

Mainstone, em 1971, realizou uma extensa série de ensaios em pórticos preenchidos com blocos e microconcreto. Avaliou as possíveis variáveis que influenciam a consideração estrutural do painel e deduziu que a variação de comportamento de pórticos preenchidos é muito maior que as consideradas pelas análises teóricas conhecidas. Verificou que fatores como folga inicial entre pórtico e painel podem resultar em grande variação no comportamento entre protótipos com as mesmas características. Adotou para fins de projetos, o conceito da barra diagonal equivalente, com introdução de uma diagonal efetiva equivalente, que depende do parâmetro de rigidez relativa. (SHEAH, 1988)

Smith e Riddington (1977,1978), graças à utilização de modelos computacionais e cálculos a partir do método dos elementos finitos, avançaram nas pesquisas. Até então só era possível contar com experimentos e compará-los com equações teóricas por relações empíricas. Consideraram por meio de modelos computacionais a existência de atrito na interface pórtico-painel e a simulação de fendas nessas interfaces, que surgem com o carregamento gradual da estrutura. A partir daí, observaram três modos de ruptura: por tração na diagonal, por cisalhamento e por compressão nos cantos do painel. Introduziram pela primeira vez, procedimentos de cálculo com o método dos estados limites para o dimensionamento desse tipo de estrutura. Realizaram análises que levaram em conta a não-linearidade geométrica do pórtico e painel, embora tenham considerado as propriedades elásticas dos materiais.

Em 1980 Utku investigou, por meio de um programa de elementos finitos, paredes com aberturas de portas e janelas sob o efeito de cargas horizontais e verticais. Considerou a parede constituída por material perfeitamente isotrópico e elástico. Em função da localização e do tamanho das aberturas, ocorre variação das concentrações de tensões. Definiu fatores de majoração das tensões principais, em função da localização da abertura e de seu tamanho em relação à parede. Para o caso de cargas verticais uniformemente distribuídas, por exemplo, tensões unitárias aplicadas no topo da parede chegam a triplicar-se ou mesmo quadruplicar-se nas proximidades dos cantos superiores da abertura, podendo duplicar-se na região dos cantos inferiores. (VALLE, 2008)

Saneinejad e Hobbs (1995), utilizaram um novo método de análise e projeto para pórtico de aço preenchido com alvenaria ou concreto sob ação de forças no plano da parede. Analisaram dados de experimentos de outros pesquisadores pela análise não linear de elementos finitos. O método levou em conta o comportamento elástico e plástico dos materiais de preenchimento e seus limites de ductilidade.

Alvarenga (2002), realizou um estudo experimental do comportamento de pórticos metálicos de perfis isolados, com protótipos em escala real, na Figura 2.3, preenchidos com blocos de alvenaria estrutural de concreto celular autolcavados.

Considerou a contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura. Os pórticos foram submetidos à ação horizontal no conjunto pórtico-painel no eixo da viga superior do pórtico. Duas séries de ensaios foram realizadas em que se avaliaram diferentes parâmetros, relação altura/comprimento dos pórticos, argamassa nas juntas, elementos componentes da interface pórtico-painel com e sem a consideração de aberturas nas paredes. Utilizou também macromodelagem numérica pelo método dos elementos finitos. Os resultados obtidos comprovaram a eficiência de se utilizar a alvenaria como elemento de enrijecimento de estruturas metálicas, pela economia e rapidez na execução. Com base nesses estudos experimentais a autora conclui que:

- a) Com relação às argamassas utilizadas nas juntas, foi verificado que a de traço 1:3:7,5 de cimento, cal e areia não teve bom desempenho quando submetida a carregamento horizontal, enquanto a argamassa industrializada apresentou excelente “performance”, aumentando consideravelmente a carga de ruptura, assim como a rigidez do conjunto.
- b) Os ferros-cabelo utilizados nas interfaces pilar-painel (de 10cm x 30cm), não apresentaram resultados satisfatórios no que se refere ao impedimento do descolamento. Como também não contribuíram para a resistência ou rigidez do conjunto.
- c) As aberturas no painel conduziram a uma perda de rigidez e resistência quando comparada com paredes sem aberturas.
- d) Observou-se o comportamento do painel como biela e concentração de tensões nos cantos da abertura.
- e) Nos dois cantos opostos, na direção da diagonal comprimida surgiram tensões principais máximas de tração que provocaram fissurações escalonadas a partir desses cantos.

- f) Essas tensões de tração apresentaram valores elevados para baixas cargas aplicadas.
- g) Constatou-se uma baixa resistência e rigidez dos painéis com abertura.



Figura 2.3 – Ensaio de um dos pórticos em escala real (Alvarenga, 2002).

Santos (2007), realizou análise numérica de um edifício de 32 pavimentos, em concreto armado. Realizou a modelagem pelo método dos elementos finitos com e sem a consideração da alvenaria. Utilizou o modelo de barras diagonais equivalentes para avaliar o efeito dos painéis de vedação no comportamento estrutural do edifício. Modelou alguns painéis de forma mais refinada, submetidos ao carregamento proveniente dos pórticos. Os resultados obtidos nos processamentos dos modelos com as barras equivalentes e sem elas foram comparados entre si, com o objetivo de analisar as reações de apoio e os deslocamentos no topo do edifício para os dois modelos. Constatou-se aumento de rigidez no edifício, redistribuição de esforços e alterações nas cargas dos pilares no nível da fundação. Analisaram-se os esforços nos painéis de alvenaria, a fim de verificar a influência da geometria dos pórticos e em que pavimentos as alvenarias estavam sujeitas às maiores tensões. Com a realização desse trabalho, chegou às seguintes conclusões:

- a) A estrutura contraventada pela alvenaria apresentou menores deformações que o modelo sem a presença da alvenaria.
- b) Nos pórticos mais rígidos, as alvenarias apresentaram tensões muito elevadas, por estarem confinadas.
- c) Nos pórticos mais flexíveis, onde a deformabilidade é maior, a alvenaria desempenha papel bastante significativo no travamento da estrutura.
- d) Com frequência os esforços maiores aconteceram nas paredes dos pavimentos inferiores. Há casos em que também aconteceram esforços elevados nas paredes dos pavimentos superiores.
- e) As reações de apoio são bastante influenciadas pela presença das alvenarias, sendo necessário proceder a uma envoltória de casos de carregamentos incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias. Isso se justifica pelo fato de os pilares de extremidades sofrerem um acréscimo de carga proveniente do vento, enquanto os pilares centrais sofrem uma diminuição leve dessas cargas. Para o dimensionamento das fundações e dos pilares não deve ser desprezado esse efeito.
- f) Os esforços nas vigas que formam esses pórticos são alterados no modelo com barras diagonais, sugerindo que a distribuição de esforços nas vigas também é influenciada pela presença da alvenaria no conjunto. Esta é mais uma condição de carregamento que deveria fazer parte de uma envoltória de casos de carregamento no dimensionamento de vigas.
- g) Verificaram-se em algumas paredes tensões bastante elevadas, sugerindo a possibilidade de problemas futuros, quando se aplica sobre elas um revestimento rígido como gesso, porcelanato, os quais não suportam deformações. Pode-se esperar inclusive, o surgimento de fissuras que

comprometam sua estanqueidade e aparência, prejudicando o revestimento.

- h) As alvenarias absorvem parte dos esforços provocados pela movimentação da estrutura, até certo limite, e provocam nela uma redistribuição. Principalmente no caso de edifícios altos, com elevada esbeltez, não se pode desprezar o efeito dessas paredes no comportamento global da estrutura, inclusive do ponto de vista da análise dinâmica, que é ainda mais sensível à rigidez do conjunto.

Mondal e Jain (2008) realizaram estudos mediante análises pelo método de elementos finitos, e propuseram um fator de redução para largura efetiva da barra diagonal equivalente, em pórticos preenchidos com alvenaria de um único vão, um, dois e três andares, com variação dos tamanhos de aberturas localizadas no centro do painel.

3 CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

3.1 PÓRTICOS PREENCHIDOS

Os pórticos de aço ou concreto armado preenchidos com blocos de alvenaria ou blocos de concreto, como se pode observar na Figura 3.1, são projetados para absorverem somente o carregamento vertical, por falta de um método aceitável de projeto, em que se considere a interação que há entre o painel de alvenaria e o pórtico, quando submetidos a ações horizontais, que podem ser provenientes do vento ou sismos.

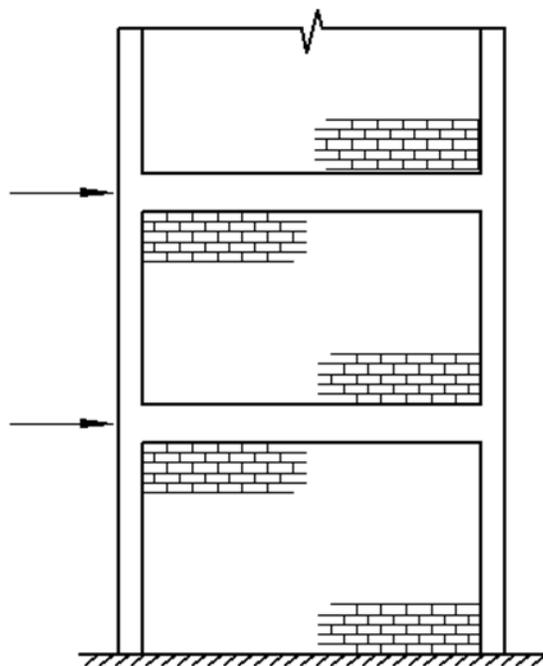


Figura 3.1 – Pórtico preenchido com alvenaria (Smith, 1991)

Em países onde a aplicação de normas é rigorosa e na falta de um método bem reconhecido há sérias restrições em contar com a alvenaria como elemento estrutural. Nesse caso deve-se optar por separar a alvenaria da estrutura principal (pórtico), com o

objetivo de evitar que a parede quando submetida a ações horizontais, introduza forças adicionais e modifique o comportamento da estrutura. Quando não for prevista tal separação deve-se considerar no projeto o trabalho conjunto do pórtico e alvenaria de preenchimento e prever as envoltórias de esforços.

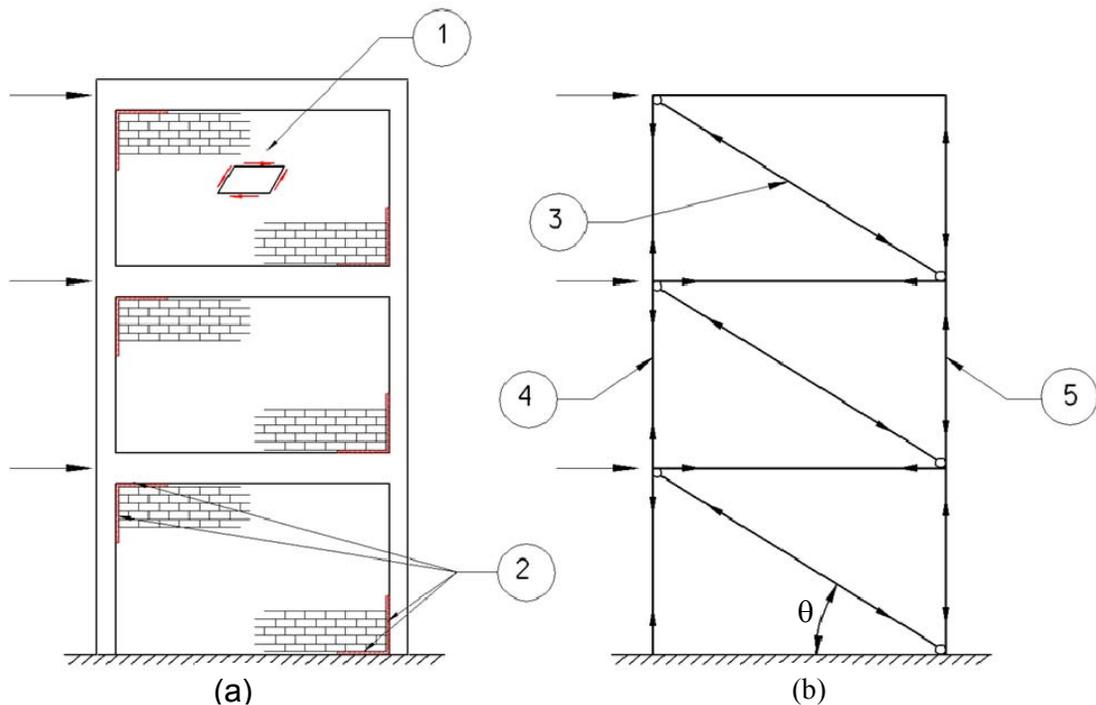
Torna-se importante a identificação das paredes que irão participar do sistema de contraventamento da estrutura, como as paredes externas de uma edificação, as que circundam as caixas de elevador e de escadas. As paredes internas, por exemplo, poderão ser removidas no caso de uma reforma e nesse caso deverão ser separadas do pórtico.

3.1.1 COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS PREENCHIDOS

A associação de painéis de alvenaria com pórticos resulta em um comportamento bastante favorável. A parede de alvenaria é altamente rígida no seu plano, enquanto o pórtico é flexível. Quando combinados a alvenaria confere ao pórtico rigidez adequada e, de maneira recíproca o pórtico, aumenta a ductilidade do painel.

Após a fissuração, o painel de alvenaria é capaz de absorver ações horizontais e manter-se deslocado para ações muito maiores que aquelas que conseguiria atingir sem a presença do pórtico (SMITH, 1991).

A parede inserida no pórtico, quando submetida a ações horizontais sofre deformações por cortante no seu plano, podendo-se observar um descolamento da parede em relação ao pórtico (Figura 3.2 a), ficando apenas em contato nas diagonais comprimidas e ligadas por uma escora, biela de compressão, (Figura 3.2 b). Quando o pórtico está sob ação horizontal ele se deforma e provoca momentos fletores nas vigas e nos pilares.



- 1) Deformação por cortante no painel;
- 2) Elementos de contato entre o painel e as barras do pórtico;
- 3) Barra diagonal equivalente;
- 4) Colunas sob efeito de tração na região de sotavento;
- 5) Colunas sob efeito de compressão na região de barlavento.

Figura 3.2 – (a) Estrutura sob ação horizontal; (b) Estrutura equivalente (SMITH, 1991)

A Figura 3.3 mostra a interação entre o pórtico e o painel (HENDRY 1990). Na primeira aplicação de uma carga horizontal no topo do pórtico pode haver interação entre a estrutura e a parede, se estes estiverem interligados. Numa fase relativamente precoce, no entanto, as fissuras se desenvolverão entre os dois componentes, exceto nas proximidades de dois cantos opostos, onde o painel de alvenaria irá travar o pórtico e haverá transferência de forças de compressão na alvenaria. Nessa fase, é conveniente considerar que a alvenaria está agindo como uma escora (biela de compressão) dentro do pórtico. A largura efetiva depende da rigidez relativa entre o pórtico e o painel. Essa ação continua até que a resistência ao cisalhamento da alvenaria é superada e uma fissura, ligeiramente inclinada em relação à horizontal, é desenvolvida. Várias fissuras mais ou menos paralelas deste tipo podem se desenvolver com aumento da carga, e uma rachadura pode finalmente resultar na

perda de rigidez do painel, como consequência dessas rachaduras, ou locais de esmagamento ou estilhaçamento na região dos cantos opostos. Em alguns casos, a resistência da estrutura pode ser limitada pela resistência das barras (viga-pilar) e pelos nós do pórtico (ligação viga-pilar).

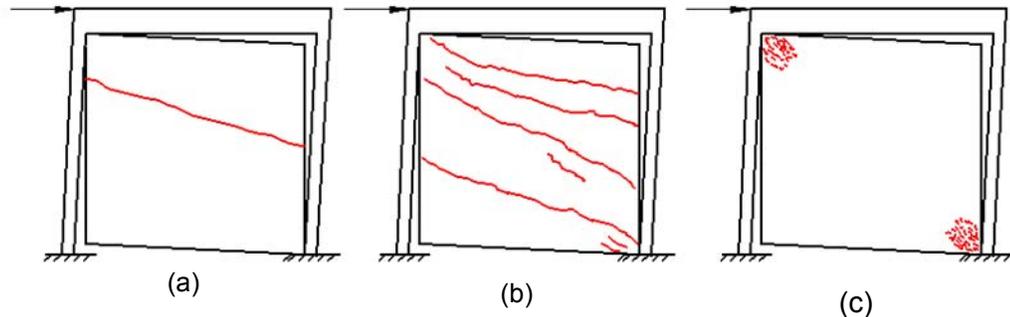


Figura 3.3 - (a) Primeira fissura por cisalhamento (b) Propagação das fissuras (c) Ruptura e esmagamento, Hendry (1991).

3.1.2 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DOS PÓRTICOS PREENCHIDOS

Segundo Hendry (1990), algumas tentativas para determinar a resistência e a rigidez dos pórticos preenchidos foram feitas por meio da teoria da elasticidade por Sarchanski em 1960 e Liauw (1970) e por análises de elementos finitos por Karamanski em 1957 e Kadir em 1974. Devido à grande incerteza do comportamento entre a alvenaria e o pórtico percebeu-se a necessidade de buscar soluções mais simples. Várias aproximações foram propostas por Wood em 1958 e Liauw em 1972. Sugeriu-se a substituição do painel de alvenaria por uma barra diagonal equivalente. Esse modelo foi proposto originalmente por Polyakov em 1956, e desenvolvido por Holmes (1961) e Smith (1966).

A essência do problema consistia em determinar os comprimentos de contato entre a estrutura e a alvenaria, encontrar uma largura da diagonal equivalente e estabelecer o modo de ruptura e a resistência da alvenaria. O comprimento de contato

depende da rigidez relativa do pórtico e do painel (concreto ou alvenaria) e da geometria do painel.

Smith (1966) desenvolveu a primeira analogia com uma viga sobre fundação elástica, em que o pilar de um pórtico vazio, isto é, sem o painel de alvenaria, pode ser associado a uma viga sobre fundação elástica na Figura 3.4a, submetida a uma carga pontual P , situada no centro em relação ao comprimento da viga. A viga permanece em contato com a fundação ao longo do comprimento ℓ_c , conhecido como comprimento característico. A solução geral para viga sobre fundação elástica é:

$$y = e^{\lambda x}(A \cos \lambda x + B \sin \lambda x) + e^{-\lambda x}(C \cos \lambda x + D \sin \lambda x) \quad (3.1)$$

Onde:

$$\lambda = \sqrt[4]{(k/EI)};$$

k é o coeficiente de mola da fundação;

A , B , C e D são constantes que dependem das condições de contorno e de carregamento.

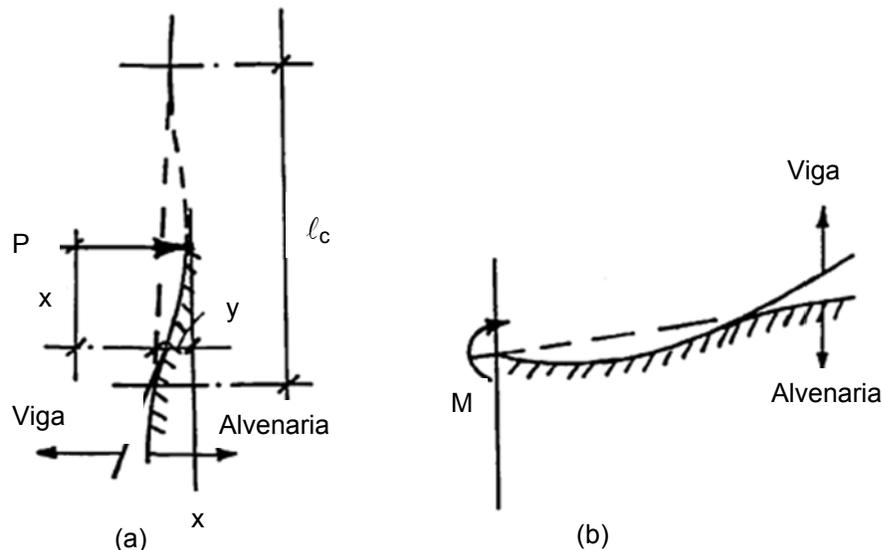


Figura 3.4 - Analogia com viga de fundação sobre base elástica (Smith, 1966).

O comprimento característico de contato é definido quando $\lambda \ell_c = \pi$, na solução geral e o comprimento de contato (α_h) no caso de pilar pertencente a um pórtico preenchido com alvenaria, é metade de ℓ_c e o parâmetro fica:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2\lambda_h} \quad (3.2)$$

Onde:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\left(\frac{E_w t \text{sen} 2\theta}{4EI_h h}\right)} \quad (3.3)$$

Sendo:

$E_w \rightarrow$ módulo de elasticidade da parede

$E \rightarrow$ módulo de elasticidade do material do pórtico

$t \rightarrow$ é a espessura da parede

$I_h \rightarrow$ é o momento de inércia do pilar

$h \rightarrow$ é a altura da parede

$\ell \rightarrow$ é o comprimento da viga

$\theta \rightarrow \tan^{-1}\left(\frac{h}{\ell}\right)$

No caso de uma viga pertencente a um pórtico preenchido com alvenaria, pode ser representada como uma viga sobre fundação elástica submetida a um momento M, conforme Figura 3.4 b, dando origem a um parâmetro correspondente:

$$\alpha_1 = \frac{\pi}{\lambda_1} \quad (3.4)$$

Onde:

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\left(\frac{E_w t \text{sen} 2\theta}{4EI_1 \ell}\right)} \quad (3.5)$$

Onde:

$I_1 \rightarrow$ é o momento de inércia da viga.

Os parâmetros λ_h e λ_1 têm a dimensão (comprimento)⁻¹, e α_h e α_1 têm dimensão de comprimento, dessa forma é conveniente multiplicar os dois primeiros e dividir os dois segundos por ℓ ou h . Esse procedimento é adequado para obter os gráficos adimensionais mostrados na Figura 3.5, a partir dos quais os comprimentos de contato podem ser obtidos para qualquer sistema dado.

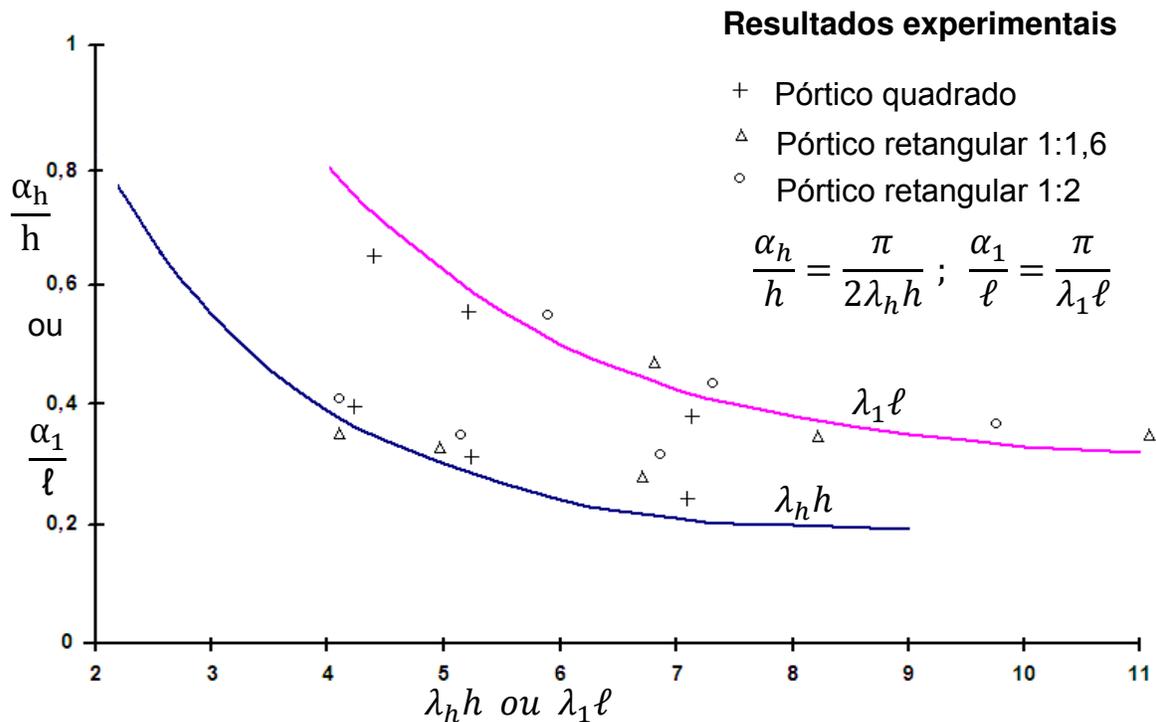


Figura 3.5 – Gráfico paramétrico para pórticos preenchidos, Hendry (1990).

Um valor para a largura efetiva da escora diagonal equivalente pode ser obtido com base na banda de compressão, que é definida pelos comprimentos α_h e α_1 , como mostrado na Figura 3.6.

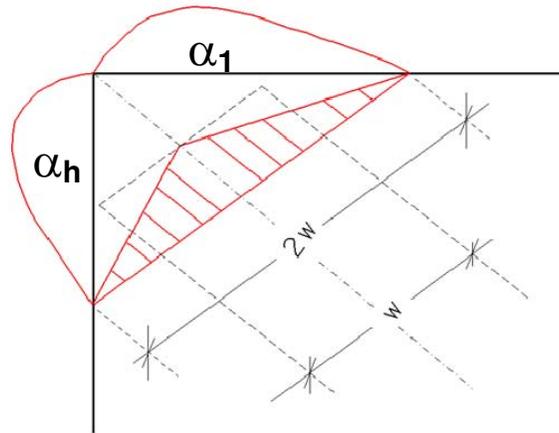


Figura 3.6 – Largura efetiva da diagonal equivalente (Hendry, 1981).

A distribuição das tensões de compressão entre os dois pontos limitantes é uniforme, e assumindo que a distribuição é triangular, com um máximo sobre a diagonal, a largura efetiva, segundo Hendry (1981), pode ser tomada como:

$$w = \frac{1}{2} \sqrt{(\alpha_1^2 + \alpha_h^2)} \quad (3.6)$$

$$w = \frac{\pi}{2} \sqrt{\left[\left(\frac{1}{\lambda_1} \right)^2 + \left(\frac{1}{2\lambda_h} \right)^2 \right]} \quad (3.7)$$

A falha no painel de alvenaria se dá por cisalhamento nas juntas entre os tijolos, que pode ser seguido por esmagamento próximo aos cantos opostos ao carregamento. A carga de fissuração da alvenaria pode ser estimada com base na seguinte relação para a resistência ao cisalhamento:

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_n \quad (3.8)$$

Onde:

$\tau_0 \rightarrow$ é a resistência de contato ao cisalhamento;

$\mu \rightarrow$ é o coeficiente de atrito aparente;

$\sigma_n \rightarrow$ é a tensão normal na ligação da escora com o pórtico.

Se R_{cr} é a força que age sobre a diagonal equivalente então, a tensão de cisalhamento e a tensão normal no centro do painel são aproximadamente:

$$\tau = \frac{R_{cr} \cos \theta}{\ell_w t} \quad (3.9)$$

$$\sigma_n = \frac{R_{cr} \sen \theta}{\ell_w t} \frac{\alpha_1}{\ell_w} \quad (3.10)$$

A última relação foi sugerida por Kadir em 1974, após o trabalho de Seddon em 1956 em paredes de concreto parcialmente carregadas. Substituindo na equação (3.9) e fazendo:

$$\frac{\alpha_1}{\ell_w} = \frac{\pi}{\lambda_1 \ell_w},$$

para o carregamento horizontal, o ponto de fissuração da parede é dado por:

$$P_w = R_{cr} \cos \theta = \frac{\tau_0 \ell_w t}{1 - \mu \tan \theta \left(\frac{\pi}{\lambda_1 \ell_w} \right)} \quad (3.11)$$

Em 1974 Kadir realizou uma análise elástica para obter uma relação dada pela porcentagem da força lateral aplicada no pórtico preenchido realizada pela parede em função de $\lambda_h \cdot h$. O resultado é mostrado na Figura 3.7 e, a partir da equação (3.11), é

possível calcular a carga total de ruptura na estrutura, considerando que o pórtico permanece elástico até esse ponto.

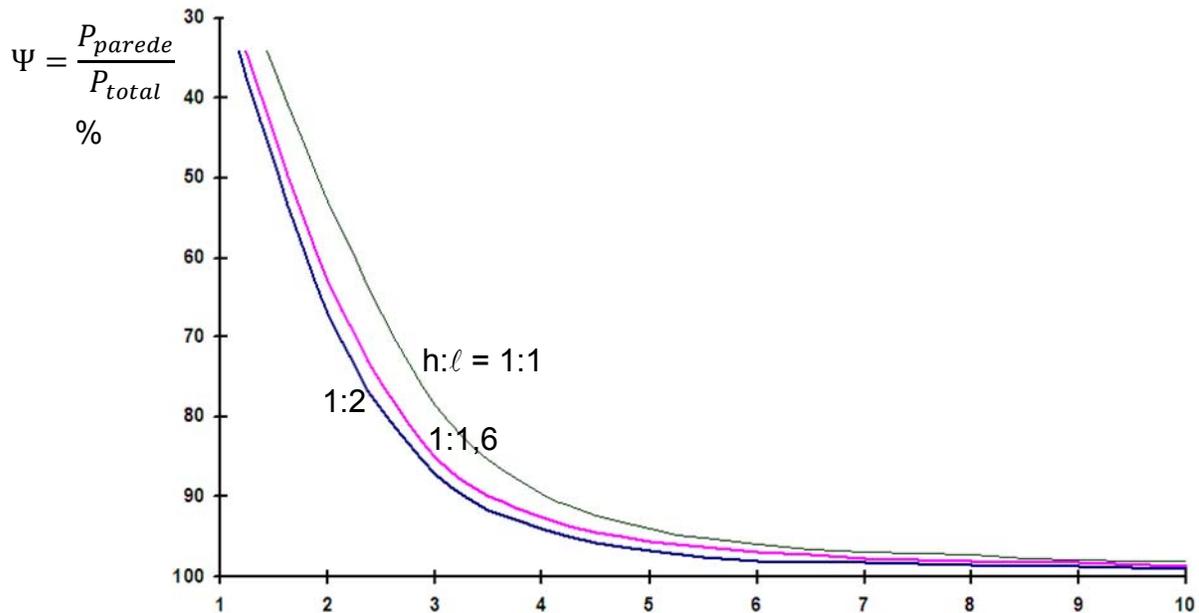


Figura 3.7 – (% P_{wall}/P_{total}) em função de λh . (Kadir, 1974)

Na sequência inicial da fissuração da alvenaria e, novamente assumindo que o pórtico não fissurou, a alvenaria irá resistir ao aumento de carga lateral no pórtico por atrito, encunhamento e arqueamento dentro dele. Segundo Hendry (1990), não é possível a aplicação de métodos rigorosos de análise da estrutura nesse estado, e sim uma aproximação que poderia supor que a ruptura por esmagamento da escora diagonal equivalente ocorre ao longo da largura efetiva, w . Se a carga lateral P_{wu} é aplicada ao longo de um comprimento da coluna igual a $w \cos \theta$ e presume-se que a carga varia de forma linear, como mostrado na Figura 3.8, a carga suportada pela alvenaria é:

$$P_{wu} = \frac{1}{2} \cdot f_w \cdot t \cdot w \cdot \cos \theta \quad (3.12)$$

Onde:

$f_w \rightarrow$ é a força máxima de compressão da alvenaria

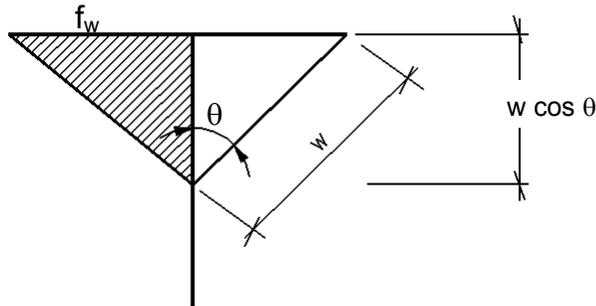


Figura 3.8 - Distribuição das tensões lateral em carga máxima, Hendry (1990).

Para essa carga deve ser adicionada a rigidez do pórtico ao deslocamento δ_f , correspondente à carga máxima da alvenaria. Se o pórtico permanece elástico, a rigidez pode ser calculada por métodos normais de análise, portanto, para um pórtico retangular, tem-se:

$$P_f = \delta_f \frac{12EI_c}{h^3} \left[\frac{6I_1h + I_hl}{3I_1h + 2I_hl} \right] \quad (3.13)$$

A estimativa da resistência do pórtico à deflexão δ_f é difícil, mas como uma aproximação com base em resultados experimentais, poderá ser calculada assumindo que a deformação de ruptura da alvenaria é 0,003.

Segundo, Hendry (1991) a análise descrita acima é baseada em muitas simplificações, mas como os resultados experimentais mostram uma variação considerável em termos de rigidez, a carga de fissuração inicial e resistência, o método é possivelmente tão preciso quanto a situação permite. Comparações entre a teoria aproximada de Kadir em 1974 e os resultados de testes feitos em escala reduzida de 1:3, painéis de alvenaria em pórticos de aço representados nas Figuras 3.9, 3.10 e 3.11. Kadir também descobriu que o método da escora diagonal equivalente poderia ser aplicado a pórticos de vários andares com razoável precisão.

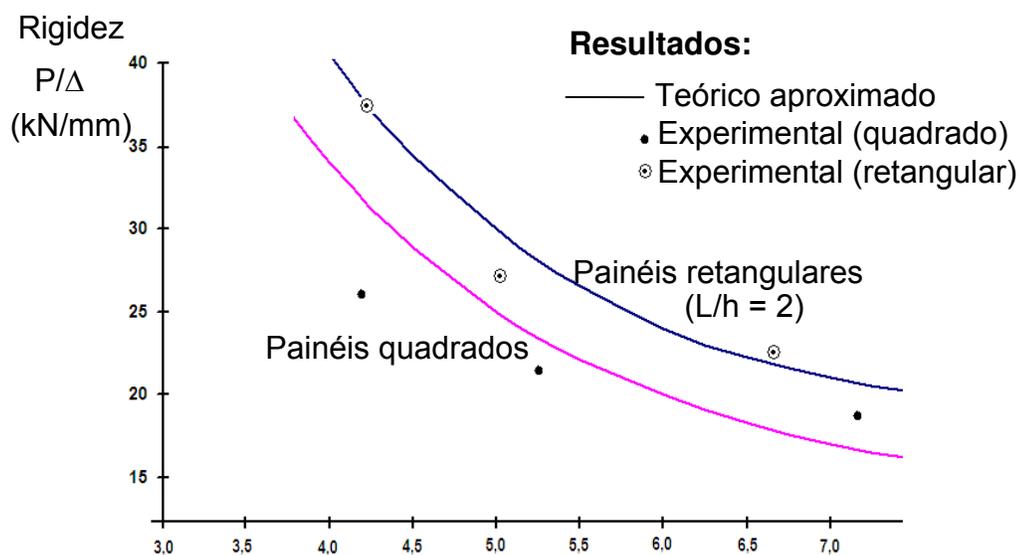


Figura 3.9 - Rigidez lateral em função de $\lambda_r h$, (Kadir ,1974)

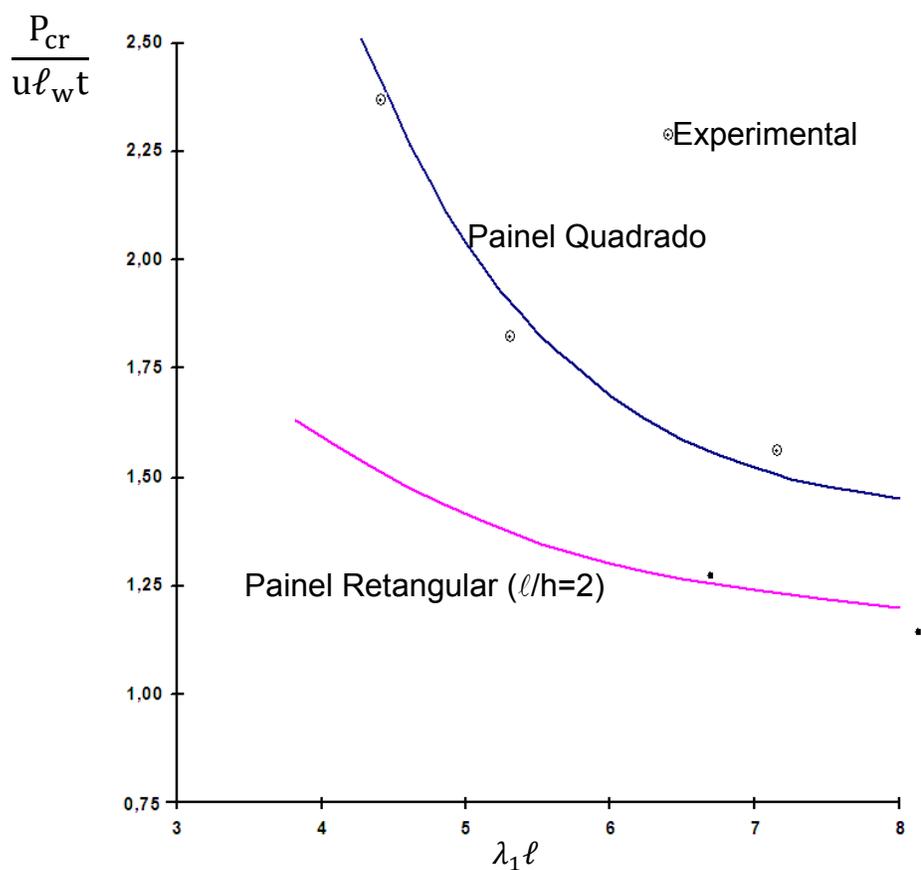


Figura 3.10 - Resistência de fissuração em função de $\lambda_1 \ell$ (Kadir, 1974).

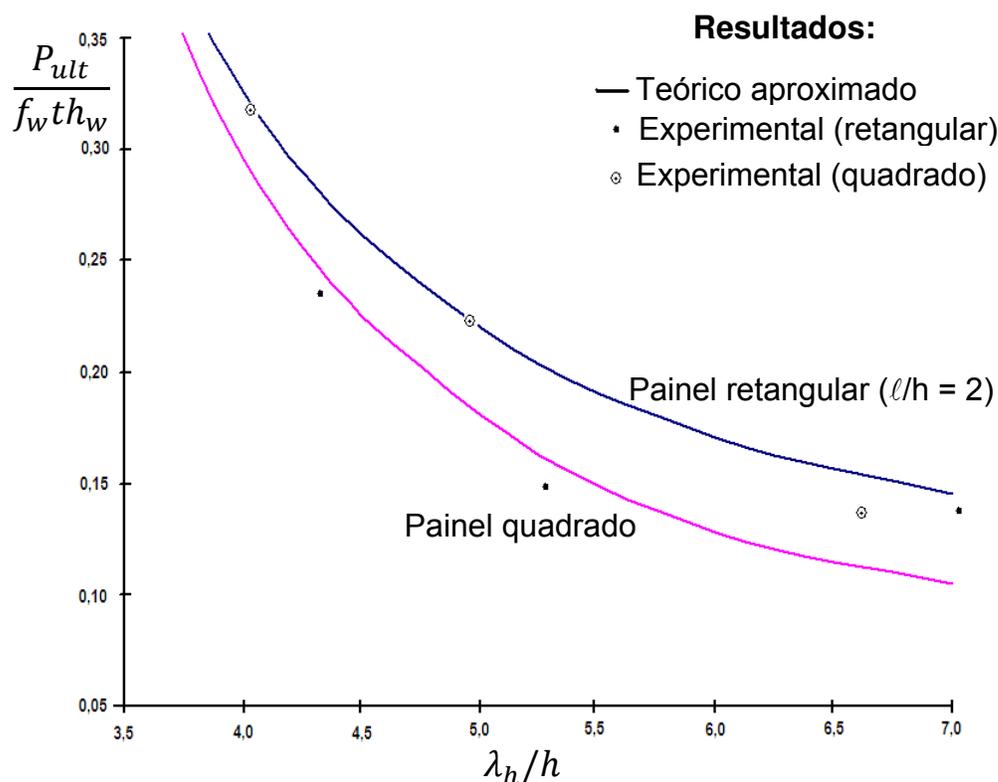


Figura 3.11 - Resistência limite em função de $\lambda_h h$. (Kadir, 1974).

3.2 PAINÉIS COM ABERTURAS

A abertura de porta ou janela reduz a rigidez que a alvenaria confere ao pórtico, que depende de seu tamanho. Segundo Hendry (1991), experimentos realizados por Sarchanski em 1960, Holmes (1961) e Liauw e Lee (1977), indicam que as aberturas que têm uma localização central, podem reduzir a resistência e a rigidez de um pórtico em torno de 50% a 70% por cento, respectivamente.

Kadir em 1974 sugeriu um método de análise aproximada para painéis contendo aberturas, em que o painel é substituído por uma escora diagonal de rigidez equivalente, e a rigidez dessa diagonal pode ser calculada considerando-se a alvenaria como um pórtico a partir da equação (3.14).

$$k_w = \frac{48E_w}{h'_w(h'_w+h_f)} \left(\frac{J_1 h}{J_1 h'_w + J_h l'_w} \right) \quad (3.14)$$

Onde:

J_h e J_1 são os momentos de inércia das seções verticais e horizontais respectivamente do pórtico preenchido, como mostrado na Figura 3.12.

A rigidez do pórtico mais a alvenaria são dadas por:

$$K = \frac{12EI_h}{h^3 f} \left(\frac{6I_1 h + I_h l}{3I_1 h + 2I_h l} \right) + \frac{48E_w}{h'_w(h'_w+h_f)} \left(\frac{J_1 h}{J_1 h'_w + J_h l'_w} \right) \quad (3.15)$$

Em que o primeiro termo refere-se à rigidez do pórtico.

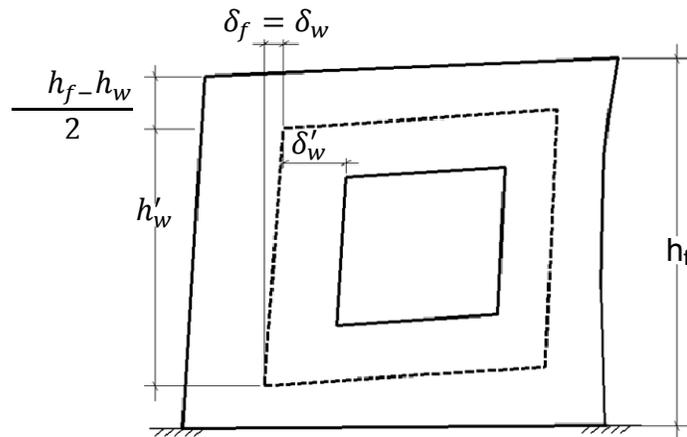


Figura 3.12 - Dimensões da estrutura de alvenaria equivalente

Liau e Lee (1977) apresentaram um método para o cálculo da rigidez e resistência de pórticos preenchidos com a abertura que utiliza o método da energia de deformação para determinar a área da diagonal equivalente. Na Figura 3.13, o pórtico preenchido com alvenaria, contendo uma abertura de porta, localizada no centro do painel, é substituído por duas barras, uma horizontal e outra vertical, de comprimentos efetivos L_1 e L_2 , respectivamente, e ligados por elementos rígidos.

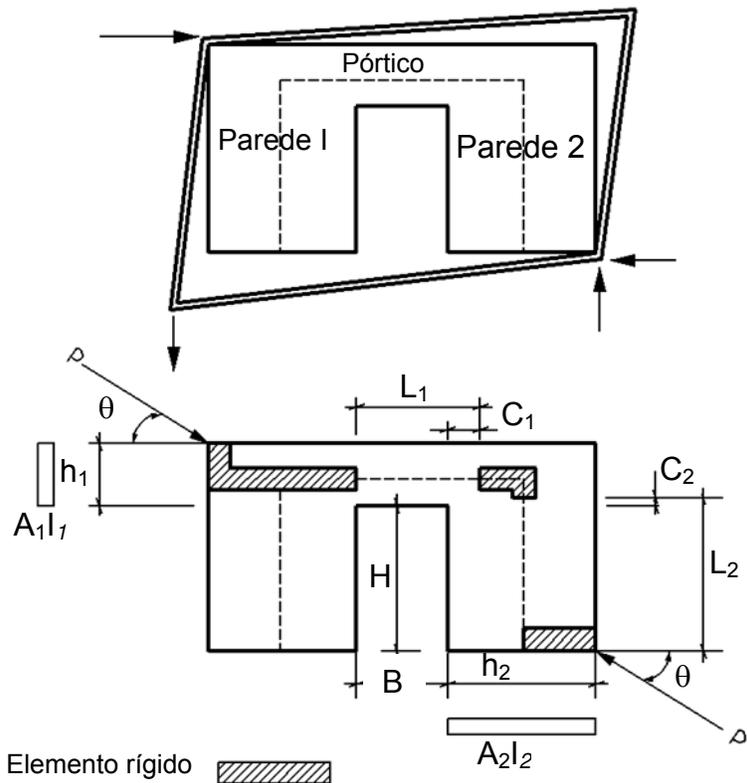


Figura 3.13- Pórtico preenchido com abertura (Liauw e Lee 1977).

Forças iterativas entre o pórtico e o painel são assumidas como concentradas nos dois cantos diagonalmente opostos e transmitidas através de barras rígidas. O comprimento efetivo da viga e altura da coluna é:

$$L_1 = B + C_1 \quad (3.16)$$

$$L_2 = H + C_2 \leq L'_2 \quad (3.17)$$

Onde L'_2 é a distância entre a parte inferior da parede ao eixo da viga, e C_1 é igual à metade da altura da viga. Então, a partir da consideração da energia total de deformação, o deslocamento na direção do carregamento é:

$$\Delta = \frac{P}{3E} \left\{ \frac{\text{sen}^2 \theta}{I_1} [(L - m_1)^3 - m_1^3] + \frac{\text{cos}^2 \theta}{I_2} [(L_2 - m_2)^3 + m_2^3] + \frac{1.2E}{G} \left(\frac{L_1 \text{sen}^2 \theta}{A_1} + \frac{L_2 \text{cos}^2 \theta}{A_2} \right) + \frac{L_1 \text{cos}^2 \theta}{A_1} + \frac{L_2 \text{sen}^2 \theta}{A_2} \right\} \quad (3.18)$$

Onde:

$$m_1 = \left(\frac{h_1}{2} \right) \cot \theta$$

$$m_2 = \left(\frac{h_2}{2} \right) \tan \theta$$

A rigidez k da escora diagonal do painel é igual ao inverso do deslocamento (Δ) quando $P = 1$. Se o painel é substituído por uma escora diagonal de comprimento equivalente de comprimento L_d , sua rigidez é dada por:

$$k = \frac{E A_e}{L_d} \quad (3.19)$$

Onde: A_e é a área da seção transversal da escora dada por:

$$A_e = \frac{L_d}{E \Delta} \quad (3.20)$$

Liauw e Lee (1977) sugerem calcular a resistência do pórtico preenchido, quando a abertura se encontra abaixo da diagonal de compressão, com referência à área equivalente A_e e à tensão máxima de compressão do material do painel. Se a abertura se estende acima da barra diagonal de compressão o painel é submetido à flexão, ao cisalhamento e à compressão, nesse caso é necessário avaliar a resistência da alvenaria sob carregamento diagonal. Isso geralmente está limitado pela resistência à flexão ou ao cisalhamento de um elemento de viga e pode ser calculado de forma aproximada com essas hipóteses. Liauw e Lee (1977) relataram razoável concordância entre os resultados calculados dessa forma e os obtidos experimentalmente.

3.3 LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE DADA POR DIVERSOS PESQUISADORES QUE SERÃO REFERIDOS NA ANÁLISE NUMÉRICA.

A proposta de Holmes (1961) para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente é igual a um terço do comprimento da diagonal, com espessura e módulo de deformação iguais aos do painel indicado na Figura 3.14. Onde h é a altura do painel, L é a largura do painel, α_h é o comprimento de contato entre o painel e o pilar e α_L é o comprimento de contato entre o painel e a viga e d é o comprimento da diagonal comprimida (biela de compressão).

A largura da diagonal equivalente W definida por Holmes (1961) é dada a seguir pela equação 3.21, onde: os comprimentos de contato $\alpha_h = \alpha_L = \frac{d}{3}$ e o comprimento da diagonal d é dado por $d = \sqrt{L^2 + h^2}$

$$W = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.21)$$

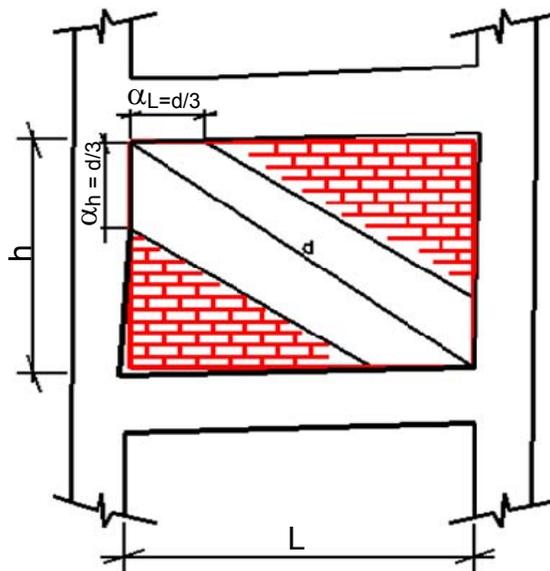


Figura 3.14 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (Holmes, 1961)

Smith (1962) concluiu que a largura efetiva do painel era função do comprimento de contato entre o painel e o pórtico, Figura 3.15. E que comprimento de contato depende da rigidez relativa entre o pórtico e o painel. A seguir são apresentadas as equações para o cálculo do comprimento de contato.

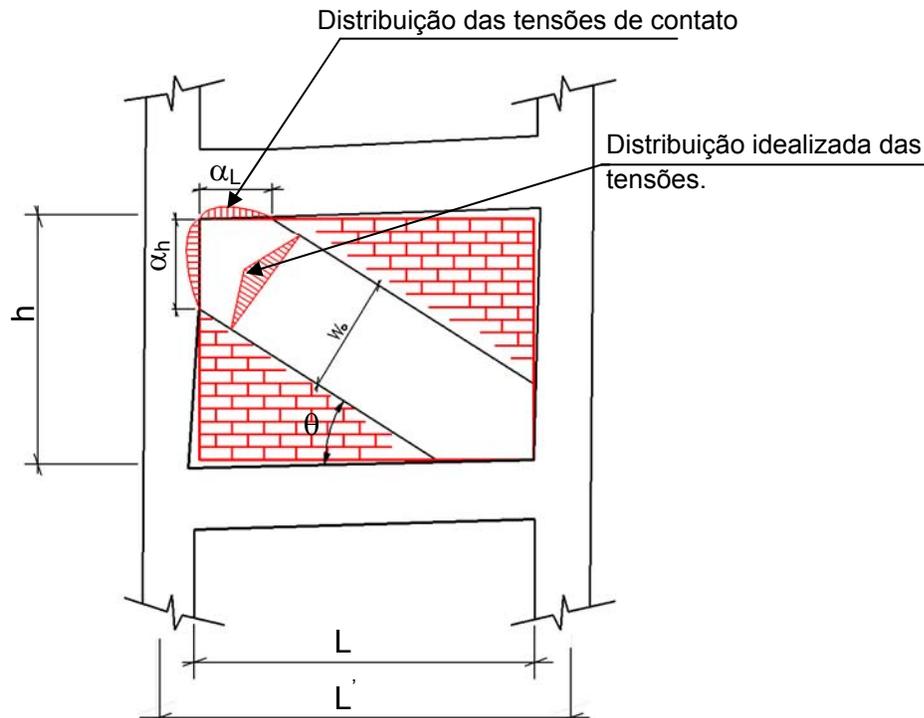


Figura 3.15 - Comprimento de contato da diagonal equivalente (Smith 1962)

Onde:

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\lambda_h \cdot L'} \quad (3.22)$$

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \quad (3.23)$$

Sendo:

α_h → Comprimento de contato entre o painel e o pilar.

α_L → Comprimento de contato entre o painel e a viga.

L' → Comprimento entre eixos de pilares.

$\lambda \cdot L'$ → Parâmetro de rigidez relativa é dado pelas equações (3.24) e (3.25)

$$\lambda_h \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_p L}} \cdot \text{sen}(2\theta) \quad (3.24)$$

$$\lambda_L \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_v L}} \cdot \text{sen}(2\theta) \quad (3.25)$$

Onde:

E_p → Módulo de elasticidade do pórtico.

E_{painel} → Módulo de elasticidade do painel de alvenaria.

I_p → Momento de inércia do pilar.

I_v → Momento de inércia da viga.

t → Espessura do painel.

h → Altura do painel.

L → Comprimento do painel.

$\theta = \arctan\left(\frac{h}{L}\right)$ → Inclinação da biela.

$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ → Largura da diagonal.

3.3.1 LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE

A largura da barra da diagonal equivalente definida por Holmes (1961) é dada pela equação 3.26.

$$W = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.26)$$

Onde: os comprimentos de contato $\alpha_h = \alpha_L = \frac{d}{3}$ e o comprimento da diagonal é

$$d = \sqrt{L^2 + h^2}$$

A largura da barra da diagonal equivalente definida por Smith (1962) é dada pela equação 3.27.

$$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.27)$$

Hendry (1981) propôs por meio de estudos analíticos e experimentais de Kadir, em 1974, uma relação semi-empírica para a largura da diagonal equivalente como a metade da largura definida por Smith (1966), dada pela equação 3.29 e representada na Figura 3.16.

$$W = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (3.28)$$

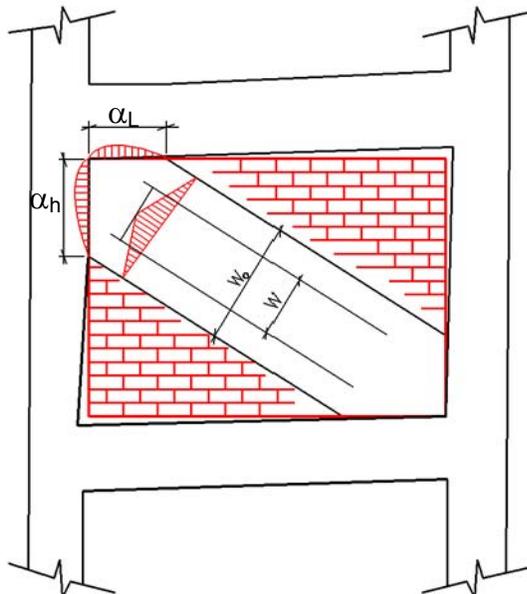


Figura 3.16 – Largura da diagonal equivalente (HENDRY, 1981)

Moreira (2002) definiu a expressão que determina a área da seção transversal da diagonal equivalente, onde relaciona as propriedades físicas e geométricas e o módulo de elasticidade do painel, conforme Figura 3.17 e equação 3.30. Desse modo é possível obter a largura da diagonal W dividindo-se a área pela espessura.

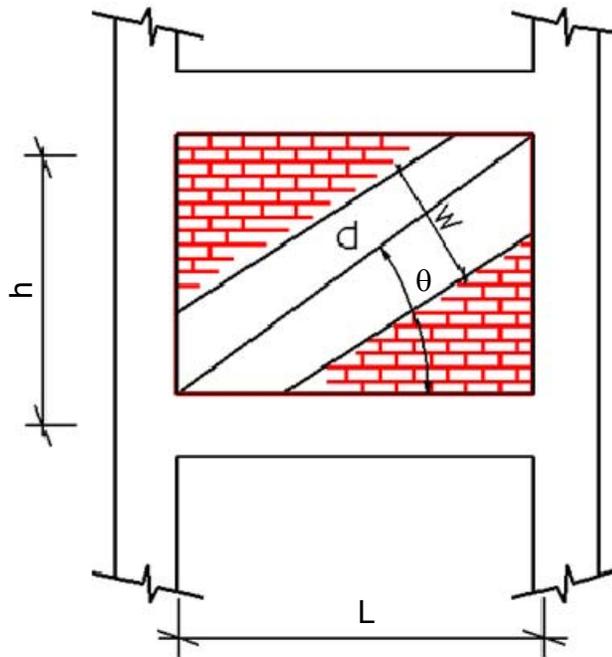


Figura 3.17 - Largura da diagonal equivalente (Moreira, 2002)

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{d}{\cos^2\left(\theta - \frac{\text{sen}\theta}{d + \cos\theta}\right)} \quad (3.29)$$

$$K_{diag} = G \cdot \frac{dt}{h}, \text{ sendo:}$$

$$G = \frac{E_{painel}}{2(1+\nu)}$$

$$w = \frac{A}{t}$$

Onde:

A → área da seção transversal da barra da diagonal equivalente

L → largura do painel

h → altura do painel

d → comprimento da diagonal

θ → ângulo que a diagonal forma com a horizontal

G → módulo de elasticidade da seção transversal do pórtico

t → espessura do painel

3.4 PAINÉIS COM A CONSIDERAÇÃO DE ABERTURAS

Várias pesquisas têm investigado a influência das aberturas na resistência e na rigidez de pórticos preenchidos, a previsão de que se torna bastante difícil devido à variabilidade na localização e dimensões das aberturas.

Benjamin e Williams (1958) constataram mediante experimentos com pórticos metálicos preenchidos com alvenaria e submetidos a carregamento lateral que o efeito da abertura de um terço em relação à área do painel localizada no centro provocou uma redução de 50% na rigidez, conforme Figura 3.18. Resultados semelhantes para a redução de força foram obtidos por Gostic e Zarnic em 1999, após testes de pórticos em escala real de dois andares e dois vãos incluindo portas e janelas.

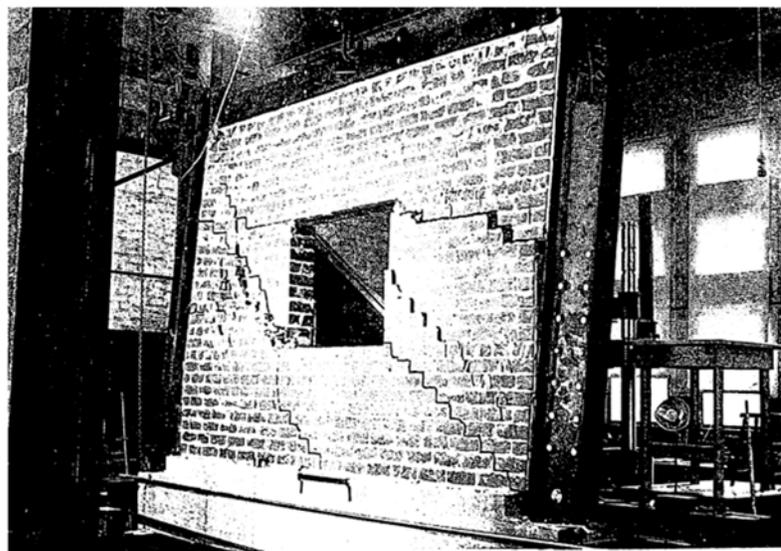


Figura 3.18 – Ruptura em pórtico metálico preenchido com alvenaria dotado de abertura (Benjamin e Williams, 1958).

Em 1971, Mallick e Garg investigaram o efeito de possíveis posições de aberturas na rigidez de pórticos preenchidos. Os testes indicaram que pequenas aberturas localizadas no centro não tiveram efeito significativo, por outro lado a diminuição considerável foi registrada nos casos de aberturas próximas as extremidades da diagonal comprimida.

Em 1990, Klinger et al. ensaiaram seis paredes de alvenaria armada de blocos de concreto de dois andares em escala real, dotadas de aberturas de portas e janelas com e sem lintéis. As paredes foram ensaiadas com carregamento quase-estático lateral e algumas delas foram também submetidas a carregamento compressivo vertical. Os modelos ensaiados apresentaram comportamento dúctil, conforme se pretendia no dimensionamento dos elementos e, baseados nos resultados obtidos, os autores formularam um modelo para previsão da carga de colapso fundamentado no mecanismo de ruptura pela formação de rótulas plásticas.

Asteris (2003) propôs fatores de redução da rigidez para diferentes porcentagens e posições de aberturas em relação aos painéis, como mostrado na Figura 3.19. O fator de redução da rigidez λ é dado pela relação entre a rigidez quando se considera abertura no painel de alvenaria e a rigidez sem a consideração da abertura. O autor analisou painéis de único vão e andar com diferentes configurações. Utilizou uma nova técnica de elementos finitos, desenvolvida por ele em 1996, baseada em pontos de contato entre o pórtico e o painel, para avaliar o comportamento de pórticos preenchidos sob carregamento lateral.

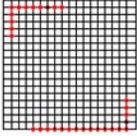
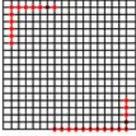
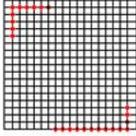
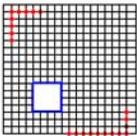
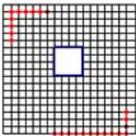
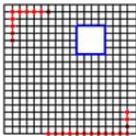
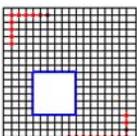
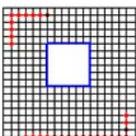
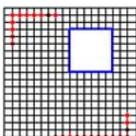
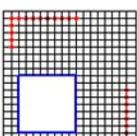
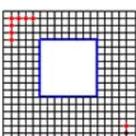
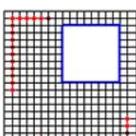
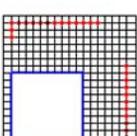
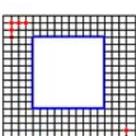
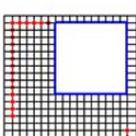
Porcentagem das aberturas (%)	Posição das aberturas		
	A Abaixo e a esquerda da diagonal.	B Sobre a diagonal.	C Acima e a direita da diagonal.
0,00			
4,00			
9,00			
16,00			
25,00			

Figura 3.19 - Pontos de contato entre o painel e pórtico para diversas posições de aberturas e porcentagens (Asteris, 2003).

Asteris, (2003) chegou às seguintes conclusões:

1. O aumento da porcentagem da abertura implica na redução da rigidez do pórtico preenchido, quando este é submetido a esforço lateral. Essa redução pode chegar a 87% quando se considera o pórtico vazio, isto é sem o painel de alvenaria. Para aberturas que excedem 50%, o fator de redução da rigidez permanece praticamente constante na Figura 3.20.

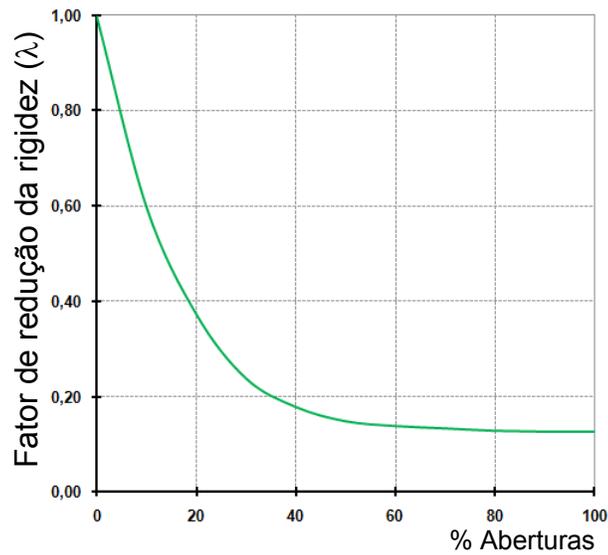


Figura 3.20 – Fator de redução da rigidez (λ) do pórtico preenchido em relação a porcentagem da abertura para o caso B, abertura sobre diagonal comprimida. (Asteris, 2003)

2. A rigidez global do pórtico preenchido é seriamente reduzida quando se tem a abertura localizada sobre a diagonal, como mostra a Figura 3.21. Isso pode ser explicado pelo fato de a diagonal comprimida (biela de compressão) ter sido suprimida, em função da abertura.

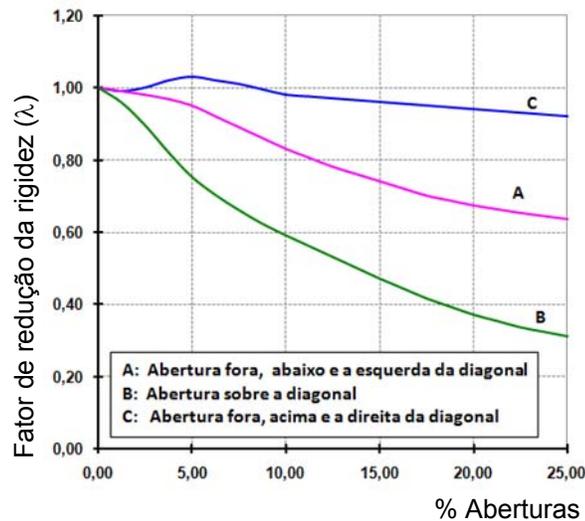


Figura 3.21 – Fator de redução da rigidez (λ) do pórtico preenchido em relação a porcentagem da abertura para diferentes posições de abertura. (Asteris, 2003).

3. A variação do comprimento de contato entre o painel de alvenaria e a viga, Figura 3.22, é extremamente dependente da posição da abertura. O

aumento da porcentagem da abertura leva a uma diminuição do comprimento de contato para os casos B e C, mas um aumento para o caso A.

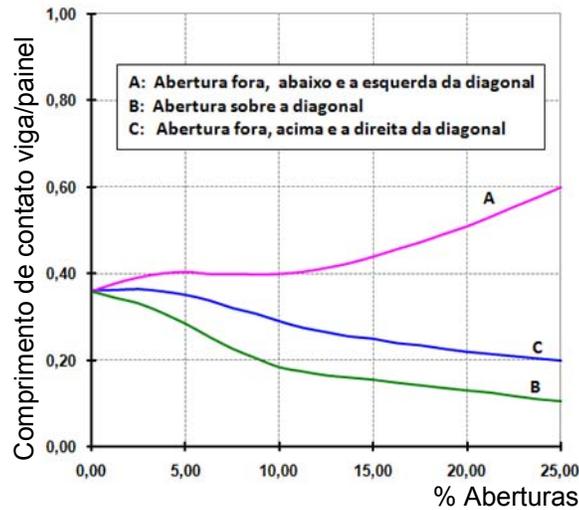


Figura 3.22 – Comprimento de contato viga/painel de alvenaria em função da porcentagem da abertura (Asteris, 2003).

4. A variação do comprimento de contato entre o painel de alvenaria e o pilar de barlavento, Figura 3.23, é extremamente dependente da posição da abertura. O aumento da porcentagem da abertura leva a uma diminuição do comprimento de contato para os casos A e B, mas um aumento para o caso C.

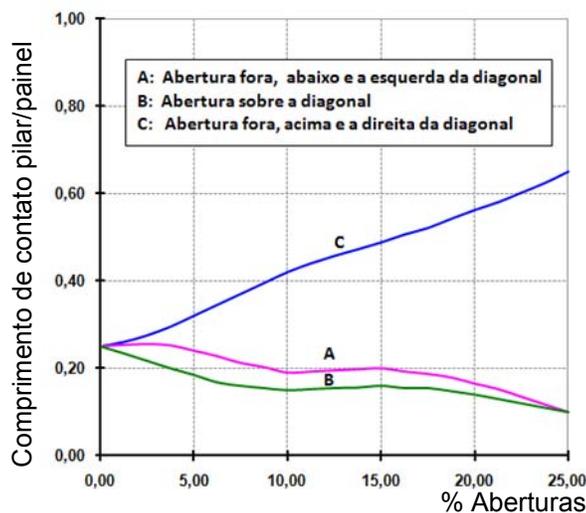


Figura 3.23 – Comprimento de contato pilar/painel de alvenaria em função da porcentagem da abertura. (Asteris, 2003).

3.4.1 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE COM A CONSIDERAÇÃO DE ABERTURAS

De acordo com as especificações técnicas (ACSS – ET05/2007), pode-se adotar o método simplificado, que não representa o campo de tensões real, mas permite determinar com eficácia a rigidez global da estrutura. Consiste em utilizar um fator de redução, conforme equação (3.31) para a largura da diagonal equivalente para pórticos preenchidos dotados de aberturas, como portas e janelas.

$$R_1 = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (3.30)$$

Onde:

R_1 é o fator de redução da largura da diagonal equivalente;

$A_{abertura}$ é a área da abertura do painel (janelas ou portas);

A_{painel} é a área do painel.

3.5 MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS

Segundo Soriano (2003), o método dos elementos finitos surgiu em 1955 a partir da evolução da análise matricial de modelos reticulados (concebida no início da década de 1930 na indústria aeronáutica britânica), com a utilização de computadores digitais e devido à grande necessidade de projetar estruturas de modelos contínuos.

Os primeiros elementos foram concebidos por engenheiros aeronáuticos para análise de distribuição de tensões em chapas de asa de avião. Sua formulação foi tratada primeiro por Argyris e Kelsey em 1955 e por Turner, Glough, Martin e Topp em 1956. Logo, o computador digital em conjunto com a engenharia aeronáutica são os responsáveis pelo surgimento do método de elementos finitos.

O método de elementos finitos é uma ferramenta numérico-computacional empregada para a solução aproximada de equações diferenciais. Esse método pode ser aplicado em diversas áreas da engenharia, como: estruturas (onde se originou o método), transferência de calor, escoamento de fluidos, lubrificação, campos elétricos e magnéticos e muitos outros.

Segundo Soriano e Lima (2003), em estudo do comportamento de sistemas físicos são utilizados modelos físicos, que normalmente são feitos em escala reduzida de laboratório e/ou modelos matemáticos. O avanço da ciência e o cotejamento entre esses modelos têm motivado um grande desenvolvimento dos modelos matemáticos, propiciando modelagens realísticas, confiáveis e de aplicações práticas na engenharia, muito mais econômicas do que os modelos físicos. Embora o modelo matemático guarde aproximações em relação ao sistema físico original, a sua solução é dita exata.

Segundo Alves Filho (2000), o método dos elementos finitos é uma técnica matemática utilizada para resolução de equações diferenciais parciais, tendo sido inicialmente utilizada, em engenharia, para a aplicação em cálculo estrutural. No caso de estruturas, o parâmetro que descreve o comportamento do sistema são os

deslocamentos nodais. A estrutura, antes encarada como um corpo contínuo com infinitos graus de liberdade, é dividida em um número finito de partes (os elementos), ligados entre si por nós. A montagem dos elementos, que constitui o modelo matemático, tem o seu comportamento especificado por um número finito de parâmetros.

A característica-chave do método dos elementos, segundo Alves Filho (2008), consiste em admitir que no caso da modelagem com elementos estruturais conectados continuamente, não somente os nós possuem os mesmos deslocamentos nodais, como também as superfícies de contato entre os elementos apresentam uma continuidade de deslocamentos.

No caso particular dos problemas de análise estrutural, os parâmetros são os deslocamentos nodais, os quais são a incógnita do problema.

Os modelos podem ser discretizados das seguintes formas distintas:

- a) **Estruturas reticuladas:** São estruturas que podem ser representadas por elementos de barras. Podem-se citar como exemplo: as treliças planas e espaciais, as vigas contínuas, pórticos planos e espaciais e pilares. A interação acontece somente nos nós. A interação dos elementos acontece somente nos nós. Dessa maneira, as equações de equilíbrio para a resolução desse tipo de estruturas se resumem nas condições de compatibilidade de deslocamentos de seus nós.

- b) **Elementos estruturais conectados continuamente:** São estruturas em que duas dimensões são preponderantes, como por exemplo, as lajes, casas, barragens, pilares paredes, caixas d'água, blocos sobre estacas, etc. Dessa forma, a estrutura reticulada não representa bem o modelo, sendo necessária a divisão de corpo contínuo em partes finitas, ligadas entre si por nós. Nesse caso, a resolução do problema começa pela subdivisão da estrutura em elementos, isto é, a definição da malha em

elementos finitos que representará o corpo contínuo e a escolha do elemento apropriado para modelar uma dada situação física. Esses elementos são denominados cascas.

4 ANÁLISE NÚMERICA

4.1 DO EDIFÍCIO

Trata-se da modelagem com a utilização do programa SAP 2000, de um edifício alto, na cidade de Santos, localizado no litoral paulista. O edifício será modelado sob ação horizontal proveniente do vento, já que as cargas verticais são suportadas somente pelos pórticos, com e sem a consideração da alvenaria, levando-se em conta as aberturas de portas e janelas. Os painéis de alvenaria serão substituídos por barras diagonais equivalentes. A análise da rigidez global do edifício será feita pela comparação entre três modelos: Modelo I (sem alvenaria), Modelo II (com alvenaria) e Modelo III (com a consideração de aberturas). As reações de apoio no nível da fundação, também serão comparadas entre os três modelos.

4.1.1 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

O edifício residencial tem 27 pavimentos, em concreto armado, um apartamento por andar, e está localizado na cidade de Santos (SP), de como pode ser visto, na planta baixa da arquitetura do andar tipo na Figura 4.1. As lajes maciças de todos os pavimentos do edifício foram consideradas iguais ao andar tipo, embora haja diferenças no mezanino e nos níveis de garagens. Os pisos da casa de máquinas e as caixas d'água não foram inseridos por uma questão de simplificação do modelo computacional. Essas alterações não comprometem o tipo de estudo proposto neste trabalho.

A forma do andar tipo está representada na Figura 4.2, com as identificações e dimensões das vigas, dos pilares e das lajes maciças. A identificação dos pórticos na forma está representada na Figura 4.3.

4.1.2 DADOS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

- a) Números de pavimentos: 27
- b) Pé direito: 3,00 m
- c) Projeção em planta da edificação (36,50 m x 9,15 m)
- d) Resistência característica à compressão do concreto $f_{ck} = 35,0$ MPa
- e) Peso específico do concreto: $\gamma_c = 25$ kN/m³
- f) Módulo de elasticidade secante do concreto, segundo a NBR6118:2007
 $E_{CS} = 4760\sqrt{f_{ck}}$, onde f_{ck} é dado em MPa
- g) Coeficiente de Poisson do concreto: $\nu = 0,20$
- h) Resistência da alvenaria à compressão $f_{alv} = 2,5$ MPa
- i) Peso específico da alvenaria: $\gamma_{alv} = 13$ kN/m³
- j) Módulo de Elasticidade da Alvenaria (ACI 530-99/TMS 402-99)
 $E_{alv} = 700 f_{alv}$, onde f_{ck} é dado em MPa
- k) Coeficiente de Poisson da alvenaria $\nu = 0,15$

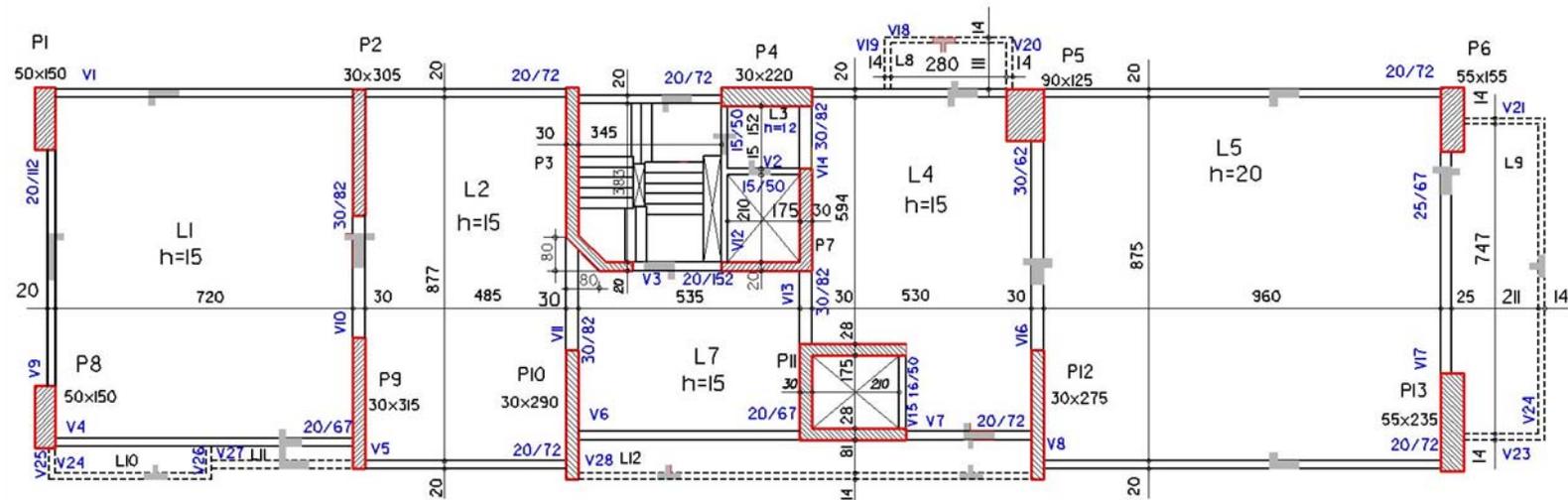


Figura 4.2 – Forma do andar tipo (unidade de medida em centímetros).

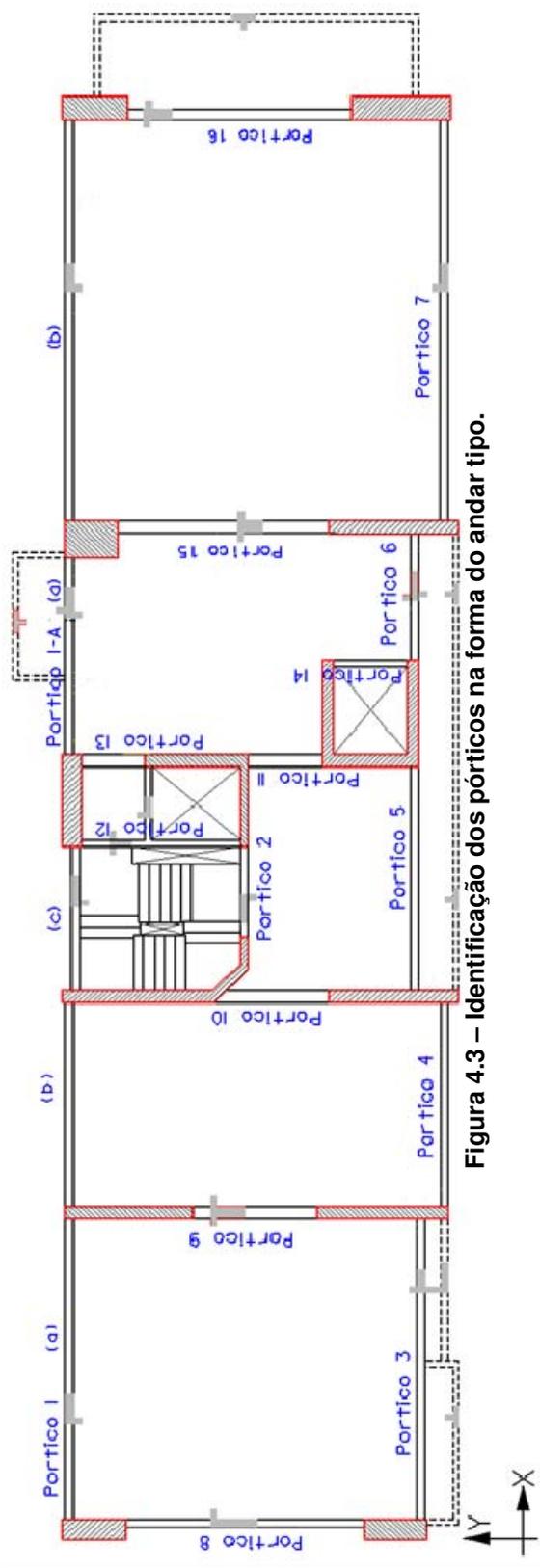


Figura 4.3 – Identificação dos pórticos na forma do andar tipo.

4.1.3 AÇÕES HORIZONTAIS NO EDIFÍCIO EM ESTUDO

As cargas horizontais, provenientes da ação do vento, foram calculadas de acordo com as prescrições da NBR 6123:1988. Os dados são apresentados a seguir:

- a) Velocidade básica do vento $V_o = 37\text{m/s}$, obtida a partir do mapa de isopletas para a cidade de Santos, litoral paulista;
- b) Fator topográfico: $S_1 = 1,0$ (terreno plano);
- c) Fator S_2 leva em conta a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno, é dado através da equação (4.1). Os fatores meteorológicos são: $b = 0,71$, $F_r = 0,95$ e $p = 0,175$;
- d) Fator estatístico $S_3 = 1,0$;
- e) A rugosidade do terreno corresponde à categoria V;
- f) De acordo com as dimensões da edificação, a classe é C;
- g) A área de sombra da edificação é $A_e = 1$;
- h) Os coeficientes de arrasto são $Ca_1 = Ca_2 \cong 0,8$, vento 1 e vento 2;
 $Ca_3 = Ca_4 \cong 1,45$, vento 3 e vento 4;

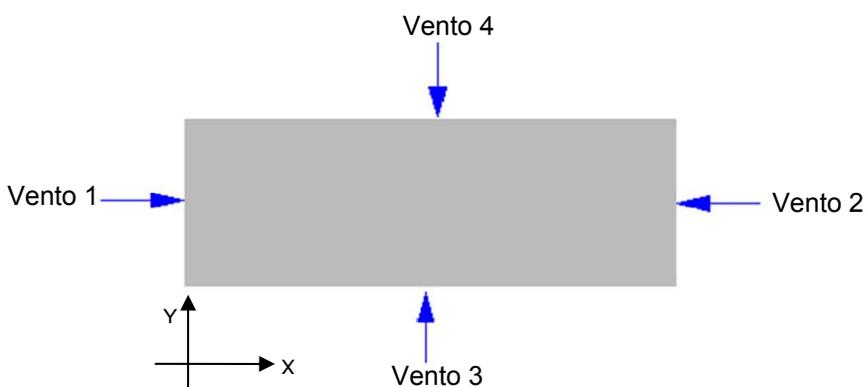


Figura 4.4 – Representação das cargas de vento na projeção em planta da edificação.

O fator S_2 é dado pela expressão (4.1)

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.1)$$

A velocidade característica do vento V_k , é obtida pela equação (4.2):

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (\text{m/s}) \quad (4.2)$$

A pressão dinâmica do vento q é dada pela expressão (4.3):

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{m/s}) \quad (4.3)$$

A força de arrasto F_a é obtida pela equação (4.4):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.4)$$

A força estática equivalente (w_i) é obtida pela equação (4.5):

$$w_i = F_a \cdot \ell \quad (\text{kN/m}) \quad (4.5)$$

Onde:

ℓ é a largura do edifício na direção considerada do vento.

A Força F_i é encontrada através da multiplicação da força estática equivalente w_i , pela zona de aplicação, que é a distância entre o nível médio dos pavimentos, obtido pela equação (4.6):

$$F_i = w_i \cdot \left(\frac{h_i}{2} + \frac{h_{i+1}}{2} \right) \quad (\text{kN}) \quad (4.6)$$

Onde:

h_i é a altura de um pavimento (m).

Os resultados das pressões estáticas do vento para cada altura nos níveis das lajes (F_i) estão representados na Tabela 4.1, para o vento 1 (90°) e vento 2 (270°) e na Tabela 4.2 para o vento 3 (0°) e vento 4 (180°).

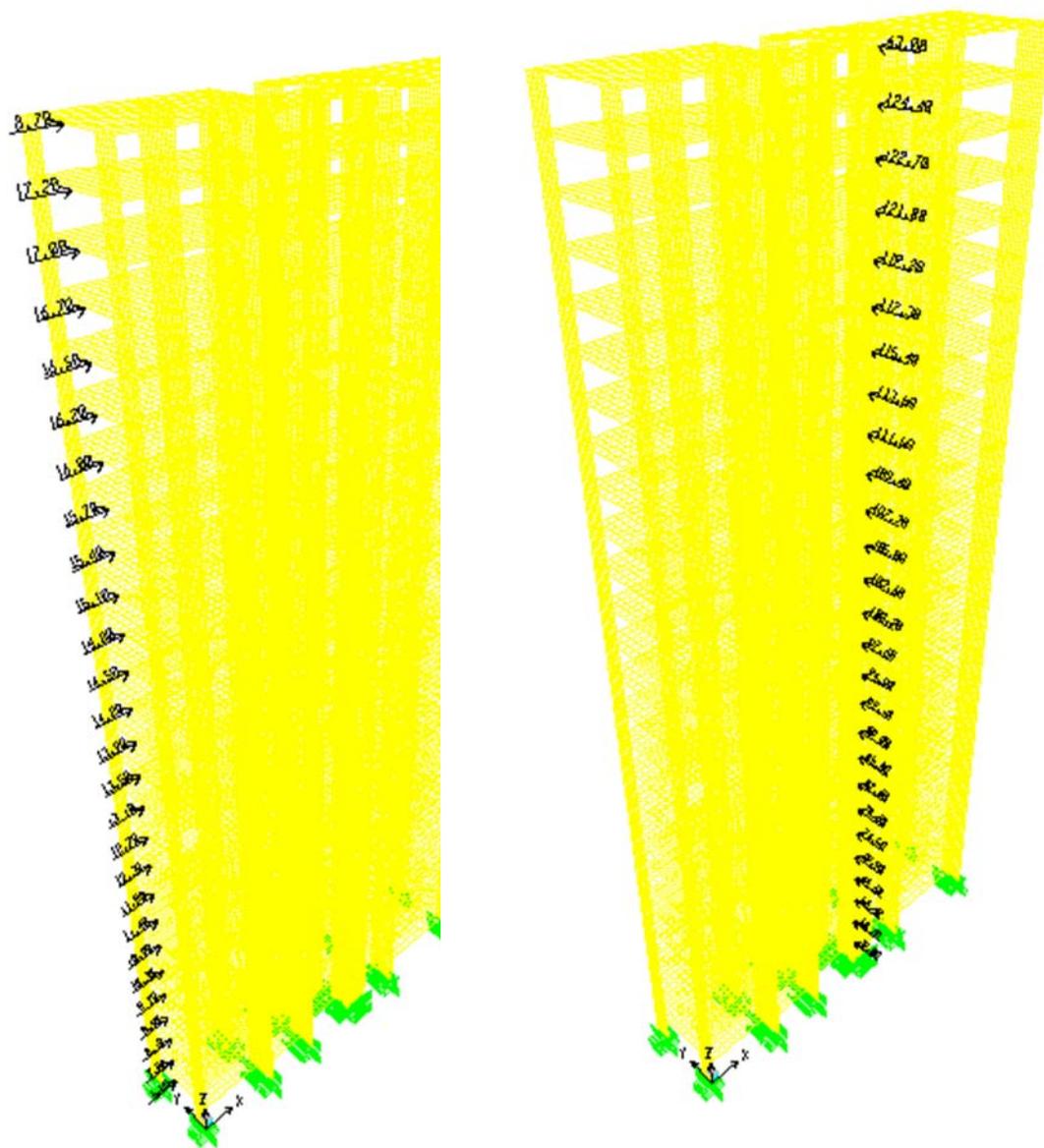
Tabela 4.1 – Ações horizontais nos níveis das lajes do edifício (Vento 1 e 2).

Vento 1 e Vento 2					
Z _i	S ₂	V _k	q	F _a	F _i
(m)	-	(m/s)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
81	0,97	35,99	0,79	0,64	8,79
78	0,97	35,75	0,78	0,63	17,2
75	0,96	35,51	0,77	0,62	17,0
72	0,95	35,25	0,76	0,61	16,7
69	0,95	34,99	0,75	0,60	16,5
66	0,94	34,72	0,74	0,59	16,2
63	0,93	34,44	0,73	0,58	16,0
60	0,92	34,15	0,71	0,57	15,7
57	0,91	33,84	0,70	0,56	15,4
54	0,91	33,52	0,69	0,55	15,1
51	0,90	33,19	0,68	0,54	14,8
48	0,89	32,84	0,66	0,53	14,5
45	0,88	32,47	0,65	0,52	14,2
42	0,87	32,08	0,63	0,50	13,9
39	0,86	31,67	0,61	0,49	13,5
36	0,84	31,23	0,60	0,48	13,1
33	0,83	30,76	0,58	0,46	12,7
30	0,82	30,25	0,56	0,45	12,3
27	0,80	29,69	0,54	0,43	11,9
24	0,79	29,09	0,52	0,41	11,4
21	0,77	28,42	0,49	0,40	10,9
18	0,75	27,66	0,47	0,38	10,3
15	0,72	26,79	0,44	0,35	9,7
12	0,70	25,77	0,41	0,33	8,9
9	0,66	24,50	0,37	0,29	8,1
6	0,62	22,82	0,32	0,26	7,0
3	0,55	20,22	0,25	0,20	5,5

Tabela 4.2 – Ações horizontais nos níveis das lajes do edifício (Vento 3 e 4).

Vento 3 e Vento 4					
Z _i	S ₂	V _k	q	F _a	F _i
(m)		(m/s)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
81	0,97	35,99	0,79	1,15	63,0
78	0,97	35,75	0,78	1,14	124,4
75	0,96	35,51	0,77	1,12	122,7
72	0,95	35,25	0,76	1,10	121,0
69	0,95	34,99	0,75	1,09	119,2
66	0,94	34,72	0,74	1,07	117,3
63	0,93	34,44	0,73	1,05	115,4
60	0,92	34,15	0,71	1,04	113,5
57	0,91	33,84	0,70	1,02	111,5
54	0,91	33,52	0,69	1,00	109,4
51	0,90	33,19	0,68	0,98	107,2
48	0,89	32,84	0,66	0,96	105,0
45	0,88	32,47	0,65	0,94	102,6
42	0,87	32,08	0,63	0,91	100,2
39	0,86	31,67	0,61	0,89	97,6
36	0,84	31,23	0,60	0,87	94,9
33	0,83	30,76	0,58	0,84	92,1
30	0,82	30,25	0,56	0,81	89,0
27	0,80	29,69	0,54	0,78	85,8
24	0,79	29,09	0,52	0,75	82,4
21	0,77	28,42	0,49	0,72	78,6
18	0,75	27,66	0,47	0,68	74,5
15	0,72	26,79	0,44	0,64	69,9
12	0,70	25,77	0,41	0,59	64,6
9	0,66	24,50	0,37	0,53	58,4
6	0,62	22,82	0,32	0,46	50,7
3	0,55	20,22	0,25	0,36	39,8

As cargas de vento aplicadas nos níveis das lajes estão representadas na Figura 4.5, para os casos de carregamento vento 1 e vento 3, para o vento 2 e 4 as cargas são as mesmas, só que aplicadas em sentidos e lados opostos.



4.1.4 ASPECTOS CONSIDERADOS NA MODELAGEM DO EDIFÍCIO

As vigas de edifícios possuem relação entre o vão e a altura, L/h entre 10 e 12, por esse motivo foram modeladas como elementos de barras. Quando a relação L/h está entre 2,0 e 3,0, são classificadas como vigas-parede, neste caso não poderiam ser modeladas como elementos de barras. A hipótese de seção plana não é válida quando se trata de vigas-paredes. As lajes foram discretizadas como cascas, pois possuem carregamento perpendicular ao seu plano e estão sujeitas à flexão, apresentam comportamento de placas. Os pilares mostrados na Figura 4.6, são classificados como pilares paredes de acordo com a NBR 6118:2007, em que a maior dimensão da seção transversal é cinco vezes maior do que a menor dimensão. Estes não seriam bem representados por barras. Seu carregamento é paralelo ao seu plano, e nesse caso estão submetidos ao estado plano de tensões. Os pilares foram considerados como elementos de chapa espessos. Quanto às restrições de apoio, foram considerados engastados na fundação, com impedimento à rotação e à translação.

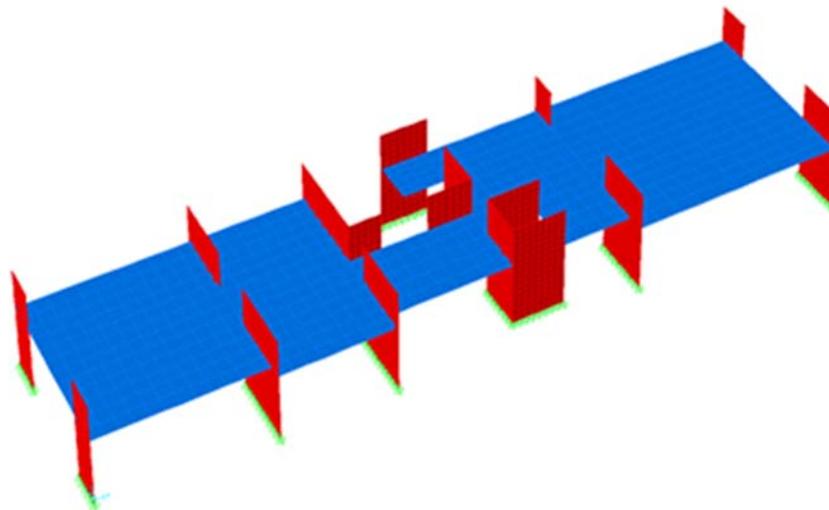


Figura 4.6 – Detalhe da modelagem dos pilares e lajes.

Consideraram-se para a análise o Modelo I (sem alvenaria), o Modelo II (com alvenaria) e o Modelo III (alvenaria com aberturas de portas e janelas). Esses modelos

foram submetidos à ação do vento e, as cargas apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2, foram aplicadas nos níveis das lajes para cada direção como mostra a Figura 4.4. As lajes foram tratadas como diafragmas horizontais rígidos, onde cada andar tem deslocamento de corpo rígido. Na Figura 4.7, observa-se a vista 3D dos modelos com e sem alvenaria. Duas barras diagonais equivalentes biarticuladas, conforme detalhe da Figura 4.9, foram inseridas nos Modelos II (largura W) e III (largura reduzida W_{red}) para representar o painel de alvenaria sem aberturas e com aberturas respectivamente, com espessuras de 19 cm cada e larguras que constam das Tabelas 4.4 e 4.5. Na Tabela 4.4 podem ser observadas as larguras das barras diagonais equivalentes calculadas de acordo com as formulações definidas por diversos pesquisadores. Os dados e cálculos iniciais são mostrados nas Tabelas 4.3 e 4.4.

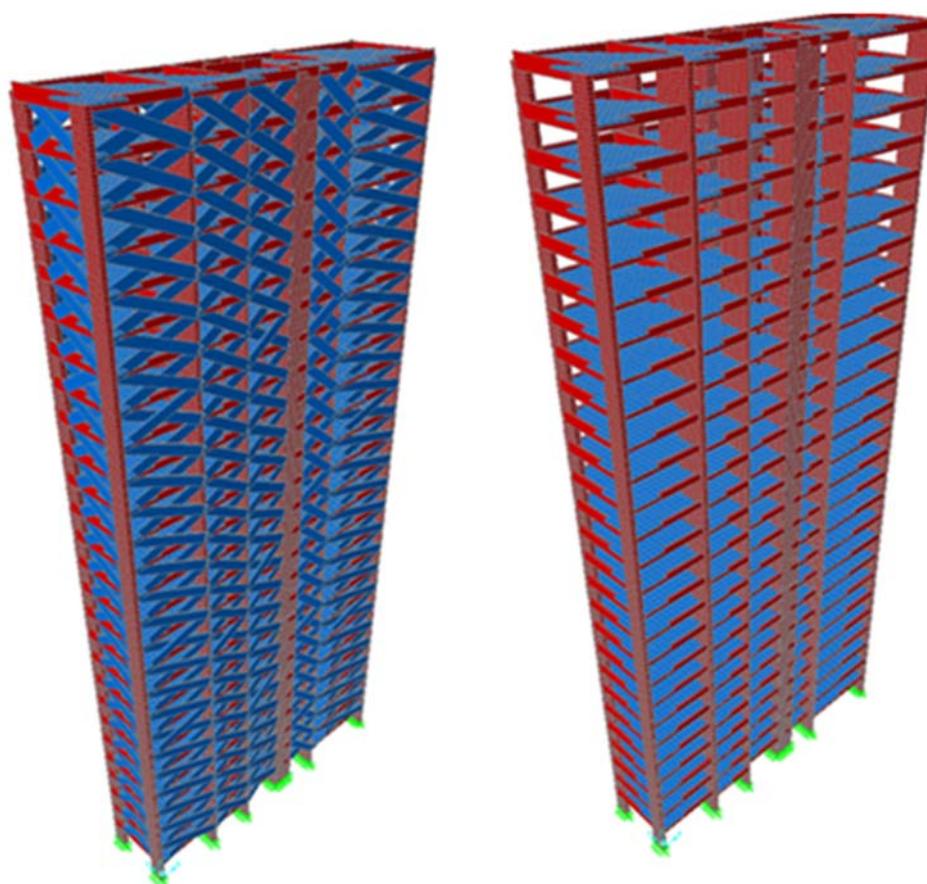


Figura 4.7 – Vista 3D dos modelos com e sem alvenarias e detalhe das diagonais.

Neste trabalho utilizou-se na modelagem a largura da barra diagonal equivalente, definida por Holmes (1961), por apresentar resultados mais coerentes de acordo com estudo comparativo feito por Santos (2007). Este estudo consistiu em discretizar com elementos de alvenaria de preenchimento um dos pórticos planos do modelo espacial do edifício a um dos casos de carregamentos de vento. O mesmo pórtico foi modelado considerando as barras diagonais equivalentes com as larguras correspondentes aos modelos de Smith, Hendry, Moreira e Holmes e submetidos ao mesmo caso de carregamento de vento do pórtico onde se considerou os elementos de alvenaria. Após o processamento comparou-se os esforços obtidos entre os dois modelos. Os valores do pórtico plano que mais se aproximou do modelo em que se detalharam os elementos de alvenaria foi o que se considerou a largura da barra diagonal equivalente de acordo como as recomendações de Holmes (1961). Essas barras foram somente inseridas nas paredes externas ao edifício, já que as internas poderão ser removidas por uma possível reforma e por esse motivo não devem ser consideradas, (SMITH, 1991).

Na Tabela 4.3 encontram-se os dados das características geométricas dos pórticos e painéis de alvenaria, assim como os resultados dos cálculos das inércias dos pilares e das vigas. Os comprimentos de contatos entre a viga e o painel e entre o pilar e o painel, foram obtidos de acordo com as equações (3.22) e (3.23).

Tabela 4.3 – Dados e cálculos iniciais dos pórticos e painéis de alvenaria.

Pórticos	L	h	A _{painel}	A _{abertura}	L'	t	θ	I _p	I _v	α _h	α _L
(i)	(m)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m)	(graus)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m)	(m)
1-a	7,05	2,28	16,07	4,80	7,45	0,19	17,92	6,81.10 ⁻³	6,22.10 ⁻³	3,02	6,92
1-b	4,85	2,28	11,06	x	5,15	0,19	25,18	9,40.10 ⁻²	6,22.10 ⁻³	4,80	5,88
1-c	3,45	2,28	7,87	1,08	4,70	0,19	33,46	2,24.10 ⁻¹	6,22.10 ⁻³	5,70	5,17
1-A(a)	5,00	2,28	11,40	1,08	6,55	0,19	24,51	1,75.10 ⁻¹	6,29.10 ⁻³	5,74	6,09
1-A(b)	9,15	2,28	20,86	4,00	9,87	0,19	13,99	4,87.10 ⁻²	6,29.10 ⁻³	4,70	7,98
3	7,05	2,33	16,43	11,70	7,45	0,19	18,29	1,44.10 ⁻²	6,22.10 ⁻³	3,09	7,02
4	4,85	2,27	11,01	2,22	5,15	0,19	25,18	6,81.10 ⁻³	6,22.10 ⁻³	2,54	6,00
5	5,35	2,33	12,47	8,82	6,78	0,19	23,08	9,39.10 ⁻²	5,01.10 ⁻³	4,97	5,92
6	3,04	2,33	7,08	0,72	4,47	0,19	36,87	9,39.10 ⁻²	5,01.10 ⁻³	4,63	4,78
7	9,45	2,28	21,55	15,04	9,88	0,19	13,56	1,94.10 ⁻²	6,22.10 ⁻³	3,76	8,08
8	4,87	1,18	5,75	x	6,37	0,19	13,62	1,41.10 ⁻¹	2,34.10 ⁻²	5,23	9,52
16	5,25	2,33	12,23	8,40	6,47	0,19	23,93	3,83.10 ⁻¹	6,27.10 ⁻³	7,06	6,19

Na Tabela 4.4 apresentam-se os comprimentos de contato entre o pilar e o painel e entre a viga e o painel, que de acordo com as recomendações de Holmes (1961) são iguais, ou seja, $\alpha_h = \alpha_L = \frac{d}{3}$, onde d é o comprimento da diagonal dado pela expressão $d = \sqrt{L^2 + h^2}$, onde L é a largura e h a altura do painel.

Tabela 4.4 – Comprimentos de contato de acordo com Holmes (1961)

Pórticos	L	h	d	$\alpha_h = \alpha_L$
(i)	(m)	(m)	(m)	(m)
1-a	7,05	2,28	7,41	2,47
1-b	4,85	2,28	5,36	1,79
1-c	3,45	2,28	4,14	1,38
1-A(a)	5,00	2,28	5,50	1,83
1-A(b)	9,15	2,28	9,43	3,14
3	7,05	2,33	7,43	2,48
4	4,85	2,27	5,35	1,78
5	5,35	2,33	5,84	1,95
6	3,04	2,33	3,83	1,28
7	9,45	2,28	9,72	3,24
8	4,87	1,18	5,01	1,67
16	5,25	2,33	5,74	1,91

Na Tabela 4.5 apresentam-se as larguras das barras diagonais equivalentes, segundo as recomendações de vários pesquisadores, de acordo com as equações (3.21, 3.26, 3.27, 3.28 e 3.39).

Tabela 4.5 – Larguras das barras diagonais equivalentes.

Cálculo da Largura das barras diagonais equivalentes				
Pórticos	Smith	Hendry	Moreira	Holmes
(i)	Wo (m)	W (m)	W (m)	W (m)
1-a	7,55	3,77	0,72	3,49
1-b	7,59	3,80	0,38	2,53
1-c	7,70	3,85	0,23	1,95
1-A(a)	8,37	4,19	0,37	2,59
1-A(b)	9,26	4,63	1,07	4,45
3	7,67	3,84	0,66	3,50
4	6,51	3,26	0,35	2,53
5	7,73	3,87	0,42	2,74
6	6,66	3,33	0,18	1,79
7	8,91	4,45	1,14	4,58
8	10,86	5,43	0,58	2,36
16	9,38	4,69	0,40	2,71

Na Tabela 4.6 apresenta-se, o resultado da largura reduzida (w_{reduzida}), onde o fator de redução é definido na equação (3.30). O fator de redução leva em conta o efeito das aberturas, para redução da largura das barras diagonais equivalentes.

Tabela 4.6 – Larguras das barras diagonais equivalentes com aberturas.

Pórticos	Holmes	R1	Largura reduzida
(i)	W (m)	Fator de redução	W reduzida (m)
1-a	3,49	0,58	2,02
1-b	2,53	x	x
1-c	1,95	0,79	1,54
1-A(a)	2,59	0,85	2,20
1-A(b)	4,45	0,72	3,20
3	3,50	0,16	0,56
4	2,53	0,70	1,77
5	2,74	0,17	0,47
6	1,79	0,84	1,50
7	4,58	0,18	0,82
8	2,36	x	x
16	2,71	0,18	0,49

4.2 RESULTADOS E CONCLUSÕES DA MODELAGEM DO EDIFÍCIO

Após o processamento no programa SAP 2000 mediante análise não linear e sob ação horizontal (vento), as barras sob efeito de tração são desligadas automaticamente. Essa condição é imposta ao programa, pela seleção de todas as barras diagonais, com a informação de que tração é igual a zero, Figura 4.8. Nesse caso somente as barras sob efeito de compressão (bielas de compressão), são consideradas no modelo e mostradas na cor vermelha na Figura 4.9.

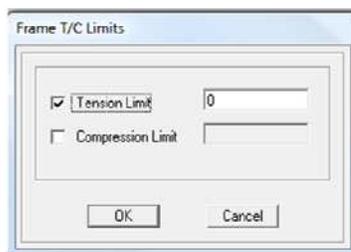


Figura 4.8 – Tela da definição de tração igual a zero para as barras diagonais equivalentes, no programa SAP 2000

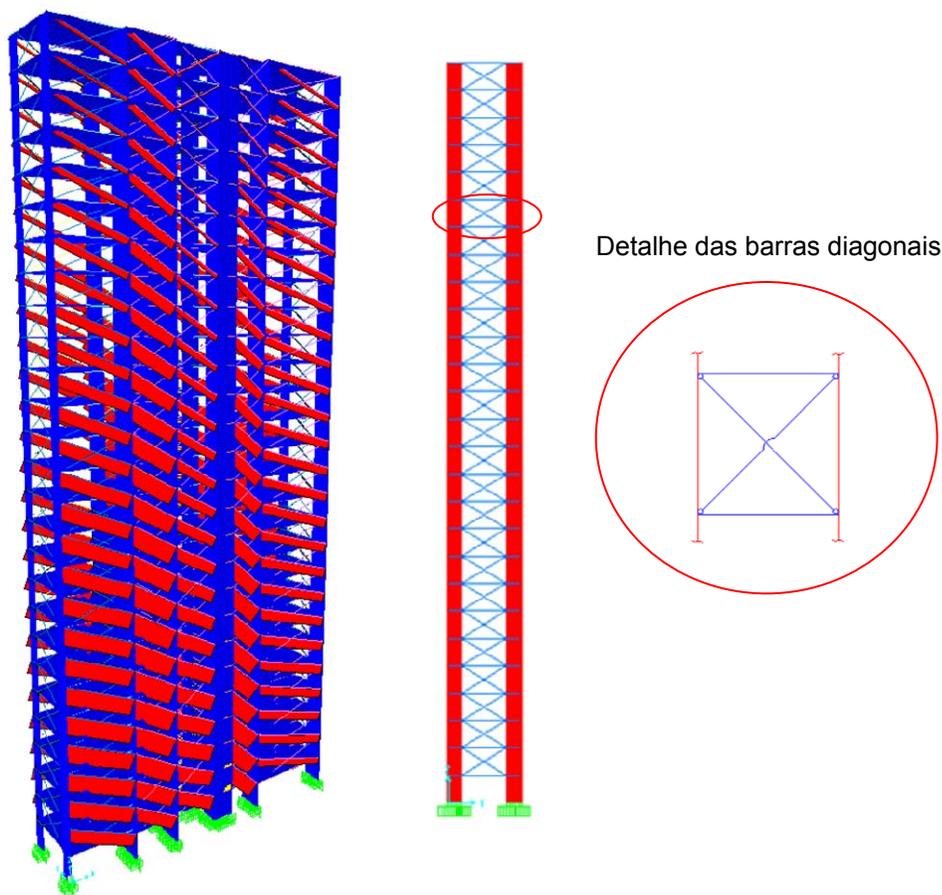


Figura 4.9 - Barras sob o efeito de compressão e detalhes das diagonais.

Na Tabela 4.7 são mostrados os deslocamentos máximos no topo do edifício entre os diversos modelos e nas diversas direções dos ventos.

Tabela 4.7 – Deslocamentos máximos no topo do edifício (mm)

Ação	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Vento 1	8,7	3,9	4,6
Vento 2	-8,7	-3,8	-4,5
Vento 3	82,6	72,7	78,6
Vento 4	-82,5	-73,0	-78,6

4.2.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS ENTRE OS DIVERSOS MODELOS E CASOS DE VENTO

Com os resultados apresentados na Tabela 4.8, tem-se que para a ação do vento 1 e vento 2 o Modelo 2 apresentou acréscimo de rigidez médio de 55% e o modelo 3 de 47% ambos em relação ao Modelo 1, o que comprova a influência da alvenaria no contraventamento dos edifícios. O Modelo 3 apresentou uma pequena queda em relação ao modelo 2 devido à presença das aberturas. O ganho de rigidez médio de 12% para o vento 3 e vento 4 não foi tão significativo por se tratar da direção y, onde se contou apenas com a alvenaria nos pórticos 8 e 16 em cada andar (ver Figuras 4.3 e 4.7).

Tabela 4.8 – Comparativo da rigidez entre os modelos.

Ação	Δx	K	Enrijecimento	Ação	Δx	K	Enrijecimento
Vento 1	(mm)	(kN/mm)	(%)	Vento 2	(mm)	(kN/mm)	(%)
Modelo 1	8,7	39,91	-	Modelo 1	8,70	40,37	-
Modelo 2	3,9	89,03	55,17	Modelo 2	3,80	91,37	55,81
Modelo 3	4,6	75,48	47,13	Modelo 3	4,50	75,48	46,51
Vento 3	(mm)	(kN/mm)	(%)	Vento 4	(mm)	(kN/mm)	(%)
Modelo 1	82,60	30,40	-	Modelo 1	82,50	30,43	-
Modelo 2	72,70	34,54	11,99	Modelo 2	73,00	34,39	11,52
Modelo 3	78,60	31,94	4,84	Modelo 3	78,60	31,94	4,73

Nas Tabelas 4.9-a e 4.9b estão apresentadas as reações verticais dos pilares, no nível da fundação, obtidas a partir da análise numérica de cada um dos três modelos estudados considerando os quatro casos de carregamento de vento. Dos resultados mostrados nas Tabelas 4.9-a e 4.9-b pode-se observar que os pilares de canto sofreram acréscimos consideráveis na reação vertical.

Tabela 4.9-a - Reações verticais dos pilares do P1 até P8 no nível da fundação.

Pilares	Ação	Modelo I	Modelo II	Modelo III
		(kN)	(kN)	(kN)
P1	Vento 1	-25	-107	-110
	Vento 2	24	105	111
	Vento 3	1006	1551	1427
	Vento 4	-1005	-1535	-1404
P2	Vento 1	-38	-90	-102
	Vento 2	36	105	124
	Vento 3	3022	3140	3090
	Vento 4	-3020	-3128	-3033
P3	Vento 1	-660	-315	-370
	Vento 2	660	299	348
	Vento 3	2984	2594	2741
	Vento 4	-2981	-2955	-3054
P4	Vento 1	51	33	28
	Vento 2	-50	-29	-27
	Vento 3	3060	2628	2884
	Vento 4	-3057	-2565	-2848
P5	Vento 1	158	143	184
	Vento 2	-157	-138	-180
	Vento 3	2354	2337	2466
	Vento 4	-2353	-2221	-2376
P6	Vento 1	49	102	104
	Vento 2	-47	-105	-106
	Vento 3	2377	3024	2361
	Vento 4	-2375	-2955	-2350
P7	Vento 1	308	153	169
	Vento 2	-307	-167	-183
	Vento 3	1678	1319	1494
	Vento 4	-1676	-1332	-1484
P8	Vento 1	-109	-148	-98
	Vento 2	111	153	99
	Vento 3	-1068	-1596	-1298
	Vento 4	1067	1695	1334

Tabela 4.9-b - Reações verticais dos pilares do P9 até P13 no nível da fundação.

Pilares	Ação	Modelo I	Modelo II	Modelo III
		(kN)	(kN)	(kN)
P9	Vento 1	-186	-150	-169
	Vento 2	187	152	173
	Vento 3	-3143	-3248	-3329
	Vento 4	3141	3351	3423
P10	Vento 1	-319	-130	-139
	Vento 2	319	126	132
	Vento 3	-3137	-2812	-3004
	Vento 4	3134	2756	2918
P11	Vento 1	480	216	208
	Vento 2	-481	-226	-215
	Vento 3	-5012	-4272	-4851
	Vento 4	5008	4291	4956
P12	Vento 1	226	186	203
	Vento 2	-227	-173	-188
	Vento 3	-1729	-1497	-1600
	Vento 4	1728	1493	1553
P13	Vento 1	66	108	91
	Vento 2	-67	-103	-86
	Vento 3	-2392	-3168	-2381
	Vento 4	2390	3107	2364

Nas Tabelas 4.10 a 4.13 são mostradas as diferenças percentuais nos valores da reação vertical quando da comparação entre os modelos analisados. Os valores das reações nas referidas tabelas estão em módulo para melhor representação gráfica dessas comparações.

Os gráficos comparativos dos valores obtidos para as reações verticais para os pilares P1, P6, P8 e P13 estão apresentados ao lado das Tabelas 4.10 a 4.13.

Na tabela 4.10 para pilar P1, para os casos de carregamentos vento 1 e vento 2 no Modelo 2 ou 3 quando comparados com o Modelo I, pôde-se verificar um acréscimo da ordem de 77% na reação vertical. Para o caso dos ventos 3 e 4 o acréscimo da

reação vertical foi da ordem de 35% quando se compara o Modelo 2 com o Modelo 1 e da ordem de 29% quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1.

Na Tabela 4.11 para pilar P6, para os casos de carregamentos vento 1 e vento 2 no Modelo 2 ou 3 quando comparados com o Modelo 1, pôde-se verificar um acréscimo da ordem de 53% na reação vertical. Para o caso dos ventos 3 e 4 o acréscimo da reação vertical foi da ordem de 30% quando se compara o Modelo 2 com o Modelo 1 e não foi significativa a variação quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1.

Na Tabela 4.12 para pilar P8, para os casos de carregamentos vento 1 e vento 2 no Modelo 2 quando comparados com o Modelo 1, pôde-se verificar um acréscimo da ordem de 27% na reação vertical e o decréscimo de 12% quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1. . Para o caso dos ventos 3 e 4, o acréscimo da reação vertical foi da ordem de 35% quando se compara o Modelo 2 com o Modelo 1, e da ordem de 18% quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1.

Na Tabela 4.13 para pilar P13, para os casos de carregamentos vento 1 e vento 2 no Modelo 2 quando comparados com o Modelo 1, pôde-se verificar um acréscimo da ordem de 35% na reação vertical e um acréscimo da ordem de 22% quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1. . Para o caso dos ventos 3 e 4, o acréscimo da reação vertical foi da ordem de 24% quando se compara o Modelo 2 com o Modelo 1, e não foi significativa a variação quando se compara o Modelo 3 com o Modelo 1.

Tabela 4.10 – Comparativo das reações verticais do pilar P1 ,para os três modelos

P1	Reações	Diferenças
Vento 1	(kN)	(%)
Modelo 1	25	-
Modelo 2	107	76,64
Modelo 3	110	77,27
Vento 2	(kN)	(%)
Modelo 1	24	-
Modelo 2	105	77,14
Modelo 3	111	78,38
Vento 3	(kN)	(%)
Modelo 1	1006	-
Modelo 2	1551	35,14
Modelo 3	1427	29,50
Vento 4	(kN)	(%)
Modelo 1	1005	-
Modelo 2	1535	34,53
Modelo 3	1404	28,42

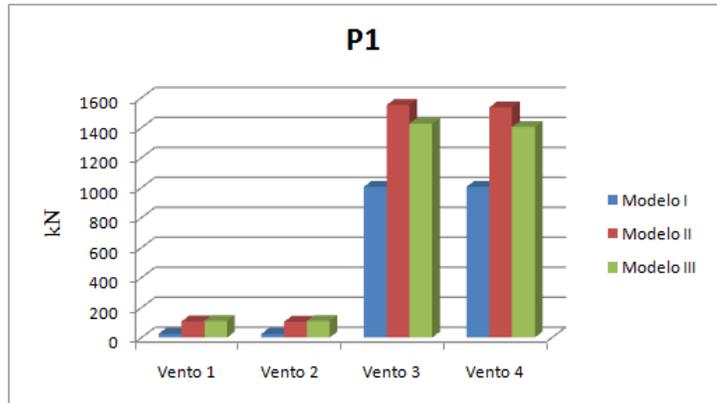


Tabela 4.11 – Comparativo das reações verticais do pilar P6, para os três modelos

P6	Reações	Diferenças
Vento 1	(kN)	(%)
Modelo 1	49	-
Modelo 2	102	51,96
Modelo 3	104	52,88
Vento 2	(kN)	(%)
Modelo 1	47	-
Modelo 2	105	55,24
Modelo 3	106	55,66
Vento 3	(kN)	(%)
Modelo 1	2377	-
Modelo 2	3024	21,40
Modelo 3	2361	-0,68
Vento 4	(kN)	(%)
Modelo 1	2375	-
Modelo 2	2955	19,63
Modelo 3	2350	-1,06

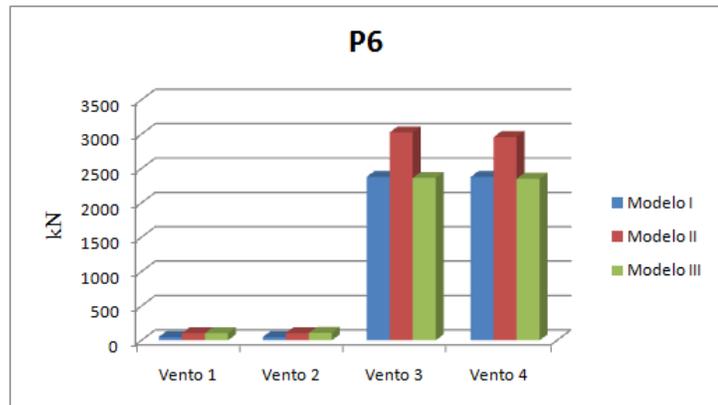


Tabela 4.12 – Comparativo das reações verticais do pilar P8 , para os três modelos

P8	Reações	Diferenças
Vento 1	(kN)	(%)
Modelo 1	109	-
Modelo 2	148	26,35
Modelo 3	98	-11,22
Vento 2	(kN)	(%)
Modelo 1	111	-
Modelo 2	153	27,45
Modelo 3	99	-12,12
Vento 3	(kN)	(%)
Modelo 1	1068	-
Modelo 2	1596	33,08
Modelo 3	1298	17,72
Vento 4	(kN)	(%)
Modelo 1	1067	-
Modelo 2	1695	37,05
Modelo 3	1334	20,01

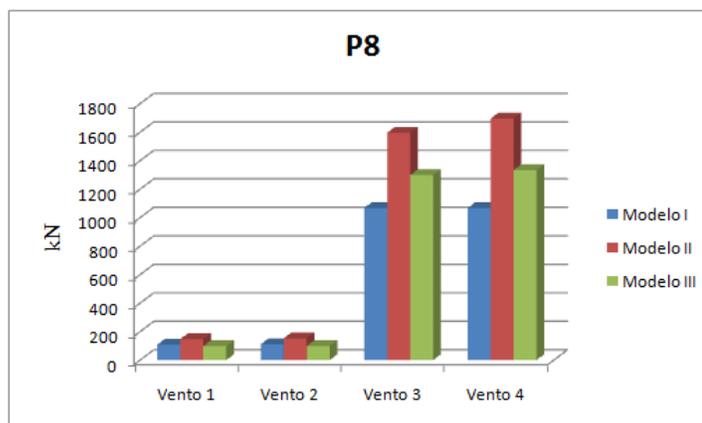
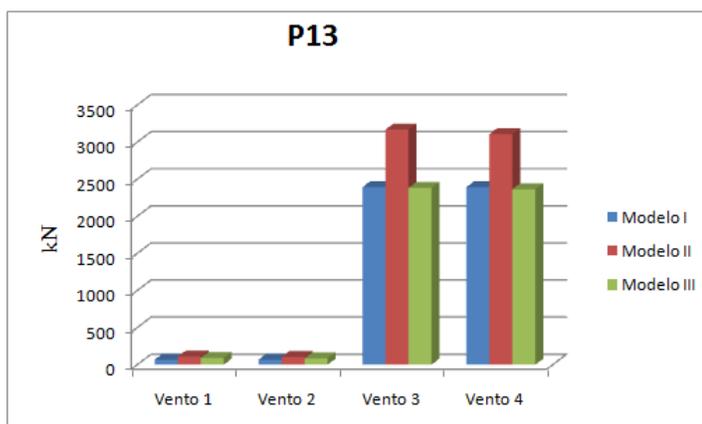


Tabela 4.13 – Comparativo das reações verticais do pilar P13, para os três modelos

P13	Reações	Diferenças
Vento 1	(kN)	(%)
Modelo 1	66	-
Modelo 2	108	38,89
Modelo 3	91	27,47
Vento 2	(kN)	(%)
Modelo 1	67	-
Modelo 2	103	34,95
Modelo 3	86	22,09
Vento 3	(kN)	(%)
Modelo 1	2392	-
Modelo 2	3168	24,49
Modelo 3	2381	-0,46
Vento 4	(kN)	(%)
Modelo 1	2390	-
Modelo 2	3107	23,08
Modelo 3	2364	-1,10



4.3 ANÁLISE NUMÉRICA DE UM PÓRTICO ISOLADO

Realizou-se a análise de um pórtico isolado, por meio da modelagem no programa SAP 2000 por comparação entre os três modelos a seguir:

- a) Modelo A: pórtico vazio, isto é, sem o painel de alvenaria.
- b) Modelo B: pórtico preenchido com alvenaria.
- c) Modelo C: pórtico preenchido com alvenaria, contendo uma abertura central.

A idéia foi mostrar pela da comparação dos resultados entre os modelos, o ganho de rigidez do pórtico, quando associado ao painel de alvenaria. A queda da rigidez do pórtico quando se tem a presença de uma abertura central também foi avaliada.

Pôde-se também observar a biela de compressão que se forma no interior do painel, assim como as tensões principais, quando o pórtico é submetido à ação horizontal e a seu peso próprio.

Foi feito o cálculo detalhado para obtenção da largura da barra diagonal equivalente com a consideração de diversos pesquisadores. Houve comparação entre o resultado da largura da biela de compressão encontrado no cálculo analítico e o obtido no Modelo C.

4.3.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO

O pórtico da Figura 4.10, foi modelado com base nas sugestões de Mondal (2008), com algumas alterações nos aspectos considerados na modelagem. Trata-se de um pórtico de um único vão e um único andar, preenchido com alvenaria de

espessura de 0,225 m. A seção transversal dos elementos em concreto armado é: vigas de 0,25 m de largura e 0,40 m de altura e pilares de seção quadrada de 0,40 m de lado.

A abertura central no painel de alvenaria de um dos modelos é de 0,50 m de largura e 1,00 m de altura.

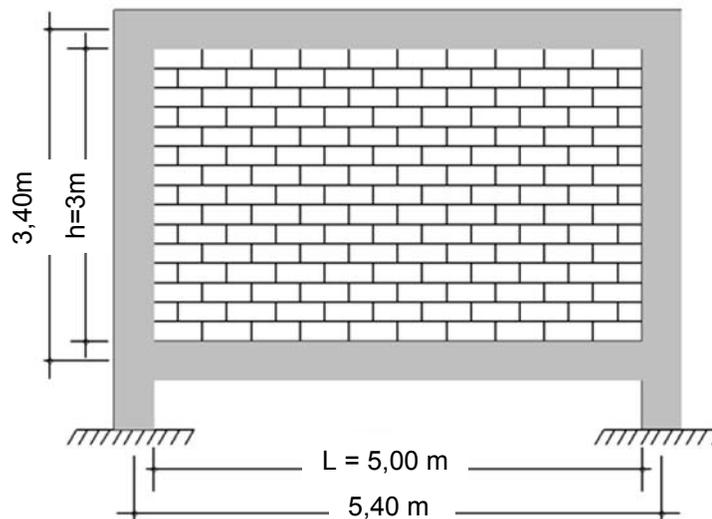


Figura 4.10 – Pórtico preenchido adotado por Mondal (2008)

A resistência à compressão do concreto é de 25 MPa e da alvenaria é de 5 MPa. O coeficiente de Poisson do concreto é de 0,20 e da alvenaria é de 0,18. O módulo de elasticidade foi definido de acordo com as recomendações da FEMA-273 (1997), e é obtido pela equação (4.7).

$$E_c = 5000\sqrt{f_{ck}} \quad (4.7)$$

4.3.2 CÁLCULO DA LARGURA DA BARRA DIAGONAL EQUIVALENTE DO PÓRTICO DADO POR DIVERSOS PESQUISADORES

4.3.2.1 Dados e cálculos Iniciais

- **Módulo de Elasticidade do material do pórtico (E_p)**

$$E_p = 5000 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 5000\sqrt{25} = 25000 \text{ MPa} = 2,5 \cdot 10^7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- **Módulo de Elasticidade do painel (E_{painel})**

$$E_{\text{painel}} = 550 \cdot f_{ck} = 550 \cdot 5 = 2750 \text{ MPa} = 2,75 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- **Momento de Inércia do pilar (I_p)**

$$I_p = \frac{0,40 \cdot (0,40)^3}{12} = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Momento de Inércia da viga (I_v)**

$$I_v = \frac{0,25 \cdot (0,40)^3}{12} = 1,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Inclinação da biela (θ)**

$$\theta = \arctan\left(\frac{h}{L}\right) = \arctan\left(\frac{3}{5}\right) = 30,96^\circ$$

Tabela 4.14 - Resumo dos dados do pórtico e painel

E_p	Módulo de Elasticidade do material do pórtico	$E_p = 2,5 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$
E_{painel}	Módulo de Elasticidade de painel de alvenaria	$E_{\text{painel}} = 2,75 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$
ν	Coeficiente de Poisson do painel de alvenaria	$\nu = 0,18$
I_p	Momento de Inércia do pilar	$I_p = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
I_v	Momento de Inércia da viga	$I_v = 1,33 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
h	Altura do painel	$h = 3,00 \text{ m}$
L	Comprimento do painel	$L = 5,00 \text{ m}$
L'	Comprimento entre eixos de pilares	$L' = 5,40 \text{ m}$
θ	Inclinação da biela	$\theta = 30,96^\circ$
t	Espessura do painel	$t = 0,225 \text{ m}$
K_{mola}	Coeficiente de rigidez da mola	$K = 1 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$

4.3.2.2 Largura da barra diagonal equivalente (Holmes,1961)

- Comprimento da diagonal

$$d = \sqrt{L^2 + h^2} = \sqrt{5^2 + 3^2} = 5,83 \text{ m}$$

- Comprimentos de contato

$$\alpha_h = \alpha_L = \frac{d}{3} = \frac{5,83}{3} = 1,94 \text{ m}$$

- Largura da barra diagonal equivalente

$$W = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} = \sqrt{1,94^2 + 1,94^2} = 2,75 \text{ m}$$

4.3.2.3 Parâmetros de rigidez relativa e comprimentos de contato, da barra diagonal equivalente (Smith,1962)

- Parâmetro de rigidez relativa entre o painel e o pilar

$$\lambda_L \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_{ph}}} \cdot \text{sen}(2\theta) = 5,40 \cdot \sqrt[4]{\frac{2,75 \cdot 10^6 \cdot 0,225}{4 \cdot 2,5 \cdot 10^7 \cdot 2,13 \cdot 10^{-3} \cdot 3,00}} \cdot \text{sen}(2 \cdot 30,96^\circ)$$

$$\lambda_L \cdot L' = 5,19$$

- Comprimento de contato entre o painel e o pilar

$$\frac{\alpha_h}{L'} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{\lambda_h \cdot L'} \rightarrow \alpha_h = \frac{\pi}{2 \cdot 5,19} \cdot 5,40$$

$$\alpha_h = 1,63 \text{ m}$$

- **Parâmetro de rigidez relativa entre o painel e a viga**

$$\lambda_h \cdot L' = L' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_{\text{painel}} \cdot t}{4 \cdot E_p \cdot I_v L}} \cdot \text{sen}(2\theta) = 5,40 \cdot \sqrt[4]{\frac{2,75 \cdot 10^6 \cdot 0,225}{4 \cdot 2,5 \cdot 10^7 \cdot 1,33 \cdot 10^{-3} \cdot 5,00}} \cdot \text{sen}(2 \cdot 30,96)$$

$$\lambda_h \cdot L' = 5,14$$

- **Comprimento de contato entre o painel e a viga**

$$\frac{\alpha_L}{L'} = \pi \cdot \frac{1}{\lambda_L \cdot L'} \rightarrow \alpha_L = \frac{\pi}{5,14} \cdot 5,40$$

$$\alpha_L = 3,30 \text{ m}$$

4.3.2.4 Largura da barra diagonal equivalente (Smith, 1962)

$$W_o = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} = \sqrt{1,63^2 + 3,30^2} = 3,68 \text{ m}$$

4.3.2.5 Largura da barra diagonal equivalente (Hendry, 1981)

$$W = \frac{1}{2} \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} = \frac{1}{2} \sqrt{1,63^2 + 3,30^2} = 1,84 \text{ m}$$

4.3.2.6 Largura da diagonal equivalente (Moreira, 2002)

$$A = \frac{K_{\text{diag}}}{E_{\text{conc}}} \cdot \frac{d}{\cos^2\left(\theta - \frac{\text{sen}\theta}{d + \cos\theta}\right)}, \text{ onde:}$$

$$K_{\text{diag}} = G \cdot \frac{dt}{h}, \text{ sendo:}$$

$$G = \frac{E_{painei}}{2(1+\nu)} = \frac{2,75 \cdot 10^6}{2(1+0,18)} = 1,17 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2}$$

$$K_{diag} = 1,17 \cdot 10^6 \cdot \frac{5,83 \cdot 0,225}{3,00} = 5,10 \cdot 10^5$$

$$A = \frac{K_{diag}}{E_p} \cdot \frac{d}{\cos^2\left(\alpha - \frac{\text{sen}\alpha}{L + \cos\alpha}\right)} = \frac{5,10 \cdot 10^5}{2,5 \cdot 10^7} \cdot \frac{5,83}{\cos^2\left(30,96 - \frac{\text{sen} 30,96}{5,83 + \cos 30,96}\right)} = 0,15 \text{ m}^2$$

$$w = \frac{A}{t} = \frac{0,15}{0,225} = 0,67 \text{ m}$$

4.3.3 ASPECTOS CONSIDERADOS NA MODELAGEM DO PÓRTICO

Os nós de ligação entre a viga e o pilar do pórtico foram considerados como semir-rígidos, como ilustra a Figura 4.11.

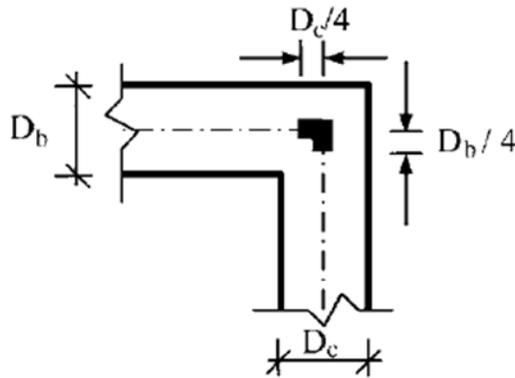


Figura 4.11 – Ligação semir-rígida entre o pilar e a viga.

A alvenaria de preenchimento do pórtico foi modelada como chapa, elementos planos de tensão de área quadrada com quatro nós, com duas translações em cada nó, Figuras 4.12 (a) e 4.12 (b). A malha utilizada para o painel é 0,25 m x 0,25 m. O pórtico da Figura 4.12 (a) foi submetido a uma ação horizontal de 100 kN e a seu peso próprio.

As vigas e os pilares do pórtico foram discretizados como barras, o grau de liberdade de seus nós, permite duas translações e uma rotação, Figura 4.12 c. Os apoios dos pilares foram considerados totalmente engastados.

A rigidez da viga foi tomada igual a $0,5 E_c \cdot I_c$ e para os pilares igual a $0,7 E_c \cdot I_c$, para se considerar a não linearidade física de maneira aproximada. Sendo E_c , o módulo de elasticidade do concreto dado na equação (4.7) e I_c a inércia à flexão dos elementos de vigas e pilares.

Consideraram para a interface entre o pórtico e o painel de alvenaria molas que absorvam somente esforço de compressão, no surgimento de tração as molas se desligam automaticamente do painel, pela da análise não linear imposta ao modelo. O módulo de elasticidade da mola é o mesmo adotado para alvenaria.

As telas de entrada de dados do programa SAP 2000 para a consideração da mola estão ilustradas na Figura 4.13.

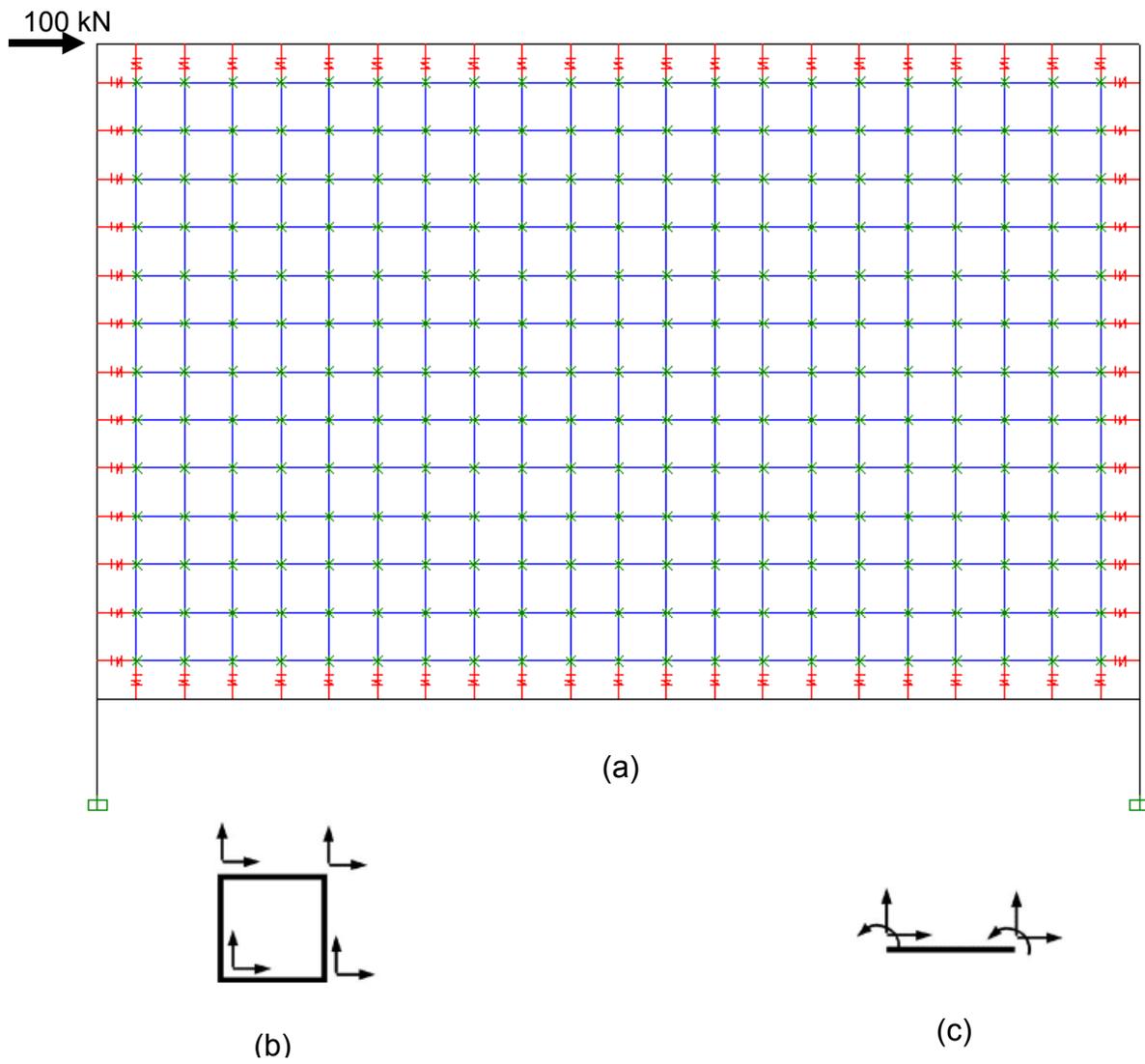


Figura 4.12 (a), (b) e (c) – Discretização em elementos finitos do pórtico preenchido com alvenaria.

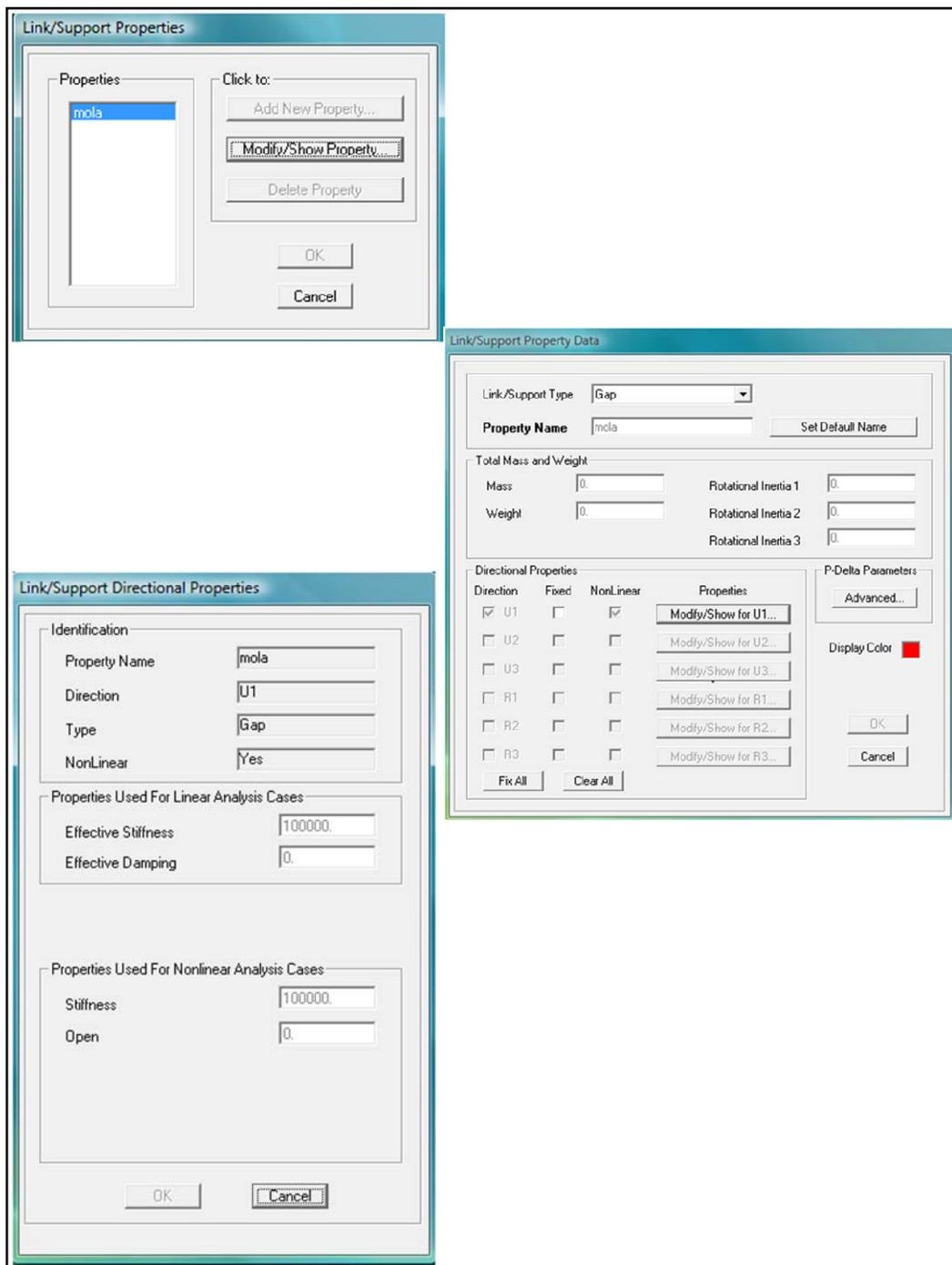


Figura 4.13 – Telas de definição da mola no SAP 2000

4.4 RESULTADOS E CONCLUSÕES DA MODELAGEM DO PÓRTICO ISOLADO

4.4.1 PÓRTICO ISOLADO SEM ALVENARIA

Após o processamento no programa SAP2000, observa-se a deformada do pórtico na Figura 4.14, sob o efeito da ação horizontal de seu peso próprio.

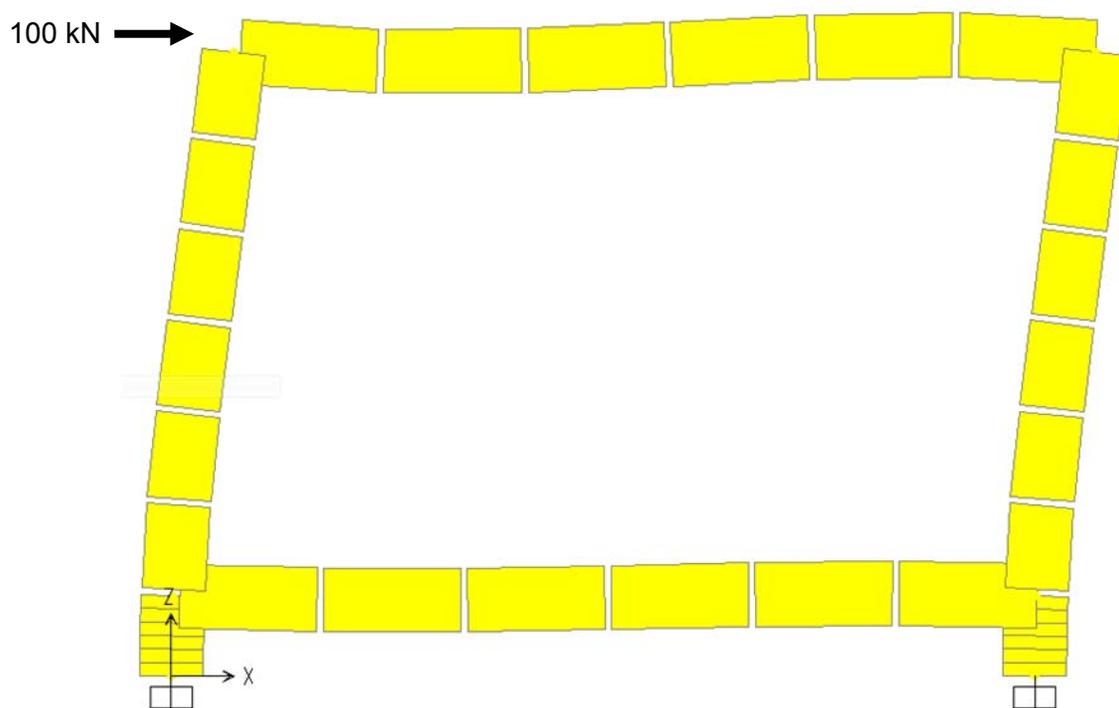


Figura 4.14 – Deformada do pórtico sem alvenaria- Modelo A.

O Modelo A, apresentou um deslocamento $\Delta_x = 12,81$ mm e rigidez $k = 7,81$ kN/m.

4.4.2 PÓRTICO PREENCHIDO COM ALVENARIA

Após o processamento no programa SAP2000, observa-se a deformada do pórtico na Figura 4.15, sob o efeito da ação horizontal e seu peso próprio.

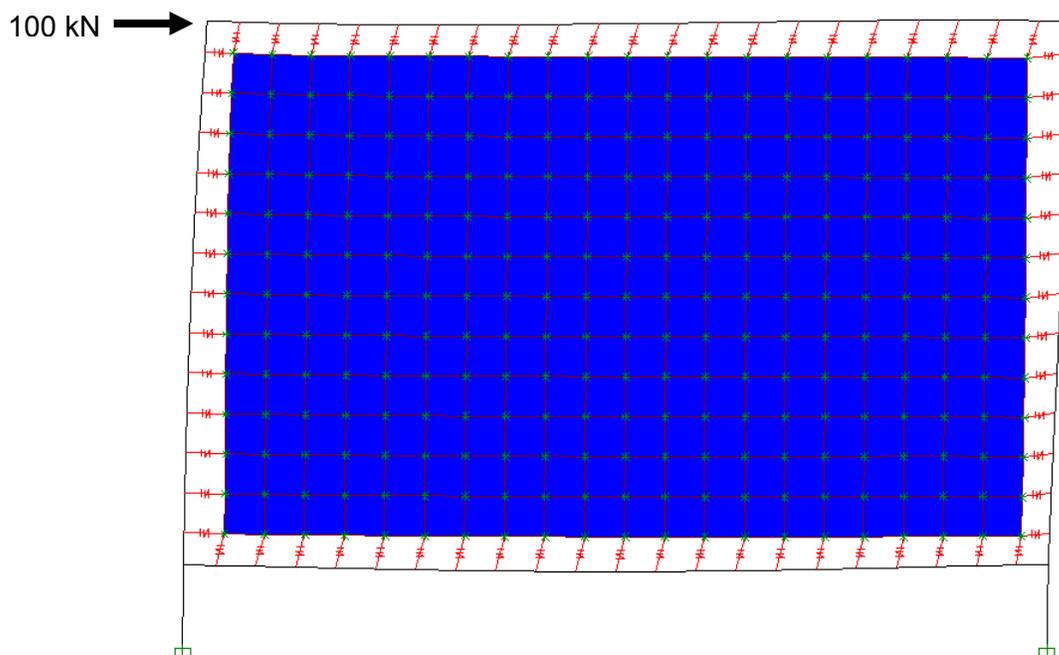


Figura 4.15 – Deformada do pórtico preenchido com alvenaria - Modelo B

O Modelo A, apresentou um deslocamento $\Delta x = 2,51$ mm e rigidez $k = 39,84$ kN/m.

Observa-se na Figura 4.16, a formação da biela de compressão no interior do painel de alvenaria do pórtico. Neste modelo constata-se o descolamento da alvenaria em relação ao pórtico nos cantos opostos ao da formação da biela de compressão. Também a confirmação do comportamento da alvenaria encontrado na literatura e abordado neste trabalho, que trata o painel como uma barra biarticulada equivalente.

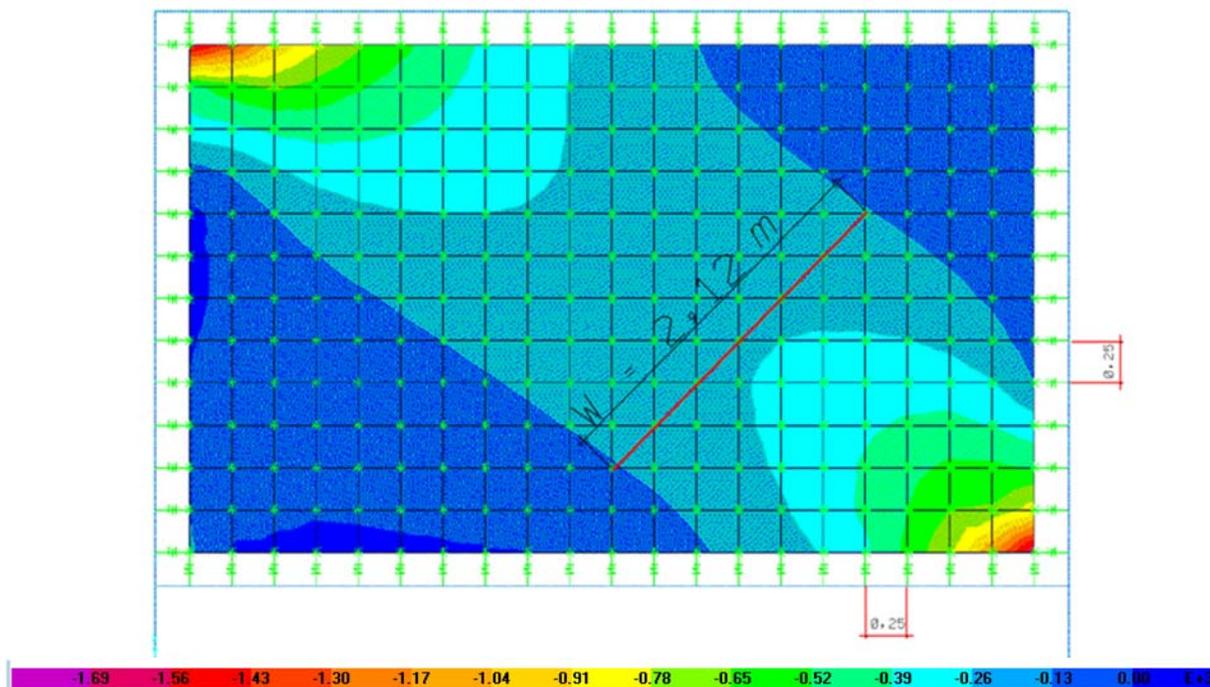


Figura 4.16 – Tensões de compressão em MPa e formação da biela de compressão no pórtico preenchido com alvenaria – Modelo B.

Na Tabela 4.15, apresenta-se o resumo dos resultados encontrados da largura da biela de compressão para o pórtico isolado. Calculados de acordo com as propostas de diversos pesquisadores. A largura da biela de compressão encontrada através do Modelo B é igual a $w = 2,12$ m que ficou entre os valores encontrados por Holmes e Hendry.

Tabela 4.15 – Larguras da biela de compressão do Pórtico Isolado

Autores	Larguras W (m)
Holmes (1961)	2,75
Smith (1962)	3,68
Hendry (1981)	1,84
Moreira (2002)	0,67
Modelagem da Figura 4.16	2,12

4.4.3 PÓRTICO COM ALVENARIA COM UMA ABERTURA CENTRAL

Após o processamento no programa SAP2000, observa-se a deformada do pórtico na Figura 4.17, sob o efeito da ação horizontal e seu peso próprio.

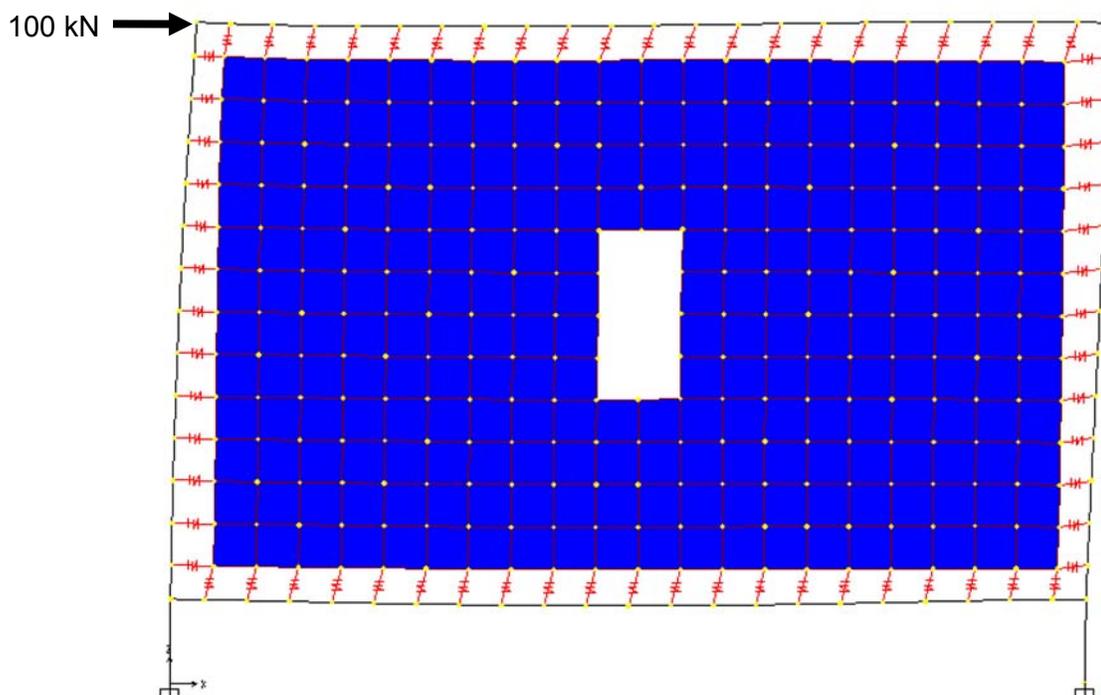


Figura 4.17 – Deformada do pórtico preenchido com alvenaria e uma abertura central – Modelo C

O Modelo C, apresentou um deslocamento $\Delta x = 2,62$ mm e rigidez $k = 38,17$ kN/m.

Na Figura 4.18 pode ser observado o fluxo das tensões principais de compressão quando se considera a abertura central.

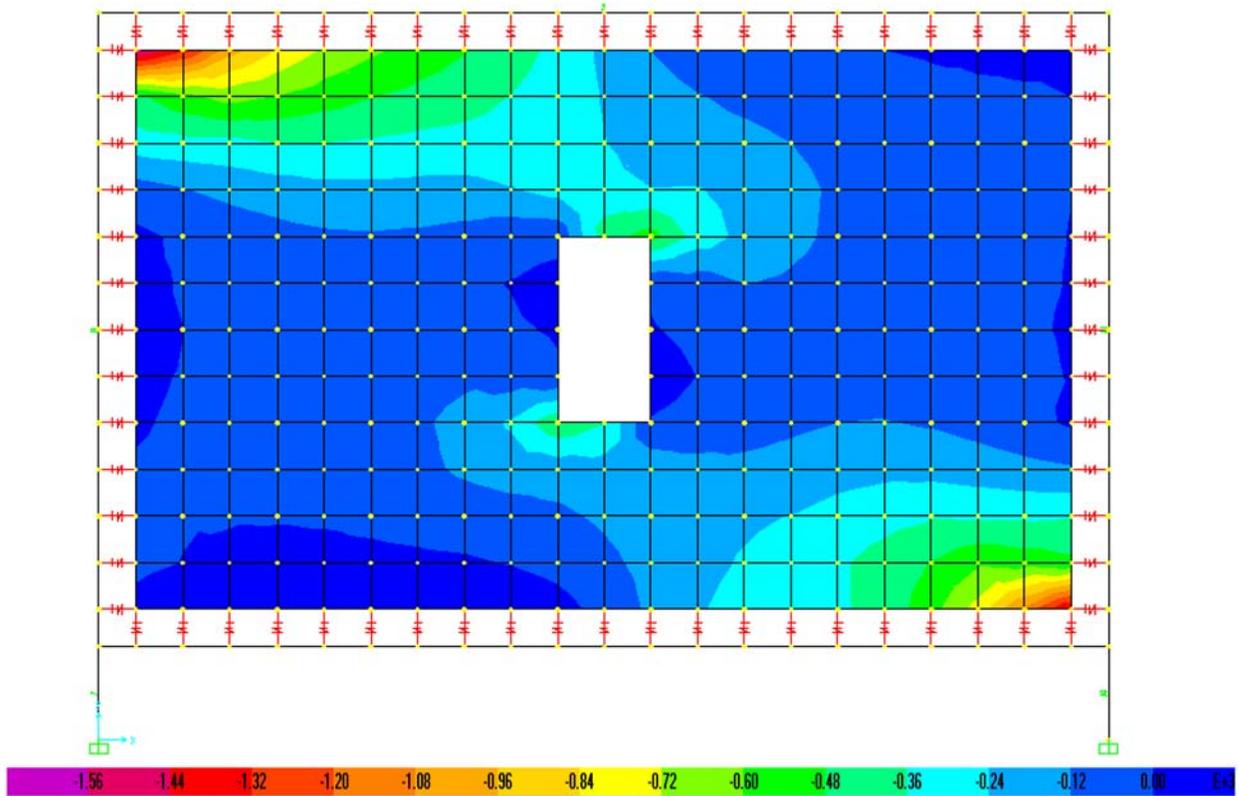


Figura 4.18 – Tensões de compressão em MPa do pórtico com abertura central – Modelo B.

4.4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE OS DIVERSOS MODELOS

Apresenta-se na Tabela 4.16 a comparação da rigidez entre os Modelos A, B e C. O Modelo B (pórtico preenchido com alvenaria), quando comparado ao Modelo A (pórtico vazio, sem a contribuição da alvenaria) teve um enrijecimento de 80,40%. Já o Modelo C (pórtico preenchido com abertura central) em relação ao Modelo A, teve um acréscimo de 79,54% e uma pequena queda de rigidez em relação ao Modelo B, devido à presença da abertura.

Os resultados encontrados mostram-se coerentes de acordo com os relatos na literatura sobre o assunto. A alvenaria confere rigidez considerável aos pórticos e a

presença de abertura resulta na queda de rigidez quando se compara o modelo do pórtico preenchido com alvenaria com e sem a presença de abertura.

Tabela 4.16 – Comparação da rigidez entre os modelos

Modelos dos Pórticos	Δx	K	Enrijecimento
	(mm)	(kN/mm)	(%)
Modelo A	12,81	7,81	-
Modelo B	2,51	39,84	80,40
Modelo C	2,62	38,17	79,54

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

Apresentou-se neste trabalho um estudo sobre a influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício com 27 pavimentos e de um pórtico isolado preenchido com alvenaria contendo uma abertura central.

Para a modelagem do edifício adotaram-se três modelos: Modelo I, não se considera a contribuição da alvenaria; Modelo II leva-se em conta a contribuição da alvenaria externa; Modelo III, contou-se com aberturas nas paredes externas ao edifício. Esses modelos foram submetidos à ação lateral do vento, aplicadas nos níveis das lajes.

Os resultados obtidos por comparação entre os Modelos I e II e apresentados no capítulo 4 mostraram claramente o ganho de rigidez do edifício pela contribuição dos painéis de alvenaria. Quando se comparou o Modelo III com o Modelo II, observou-se uma queda na rigidez por influência das aberturas, mas ainda sendo maior que a rigidez do Modelo I.

Verificou-se também que as reações verticais nos pilares no nível da fundação foram bastante alteradas pela presença da alvenaria, principalmente nos pilares de canto. A redistribuição de esforços verticais nos pilares no nível da fundação foi muito significativa, indicando neste caso a necessidade de se fazer uma envoltória de esforços na fase de projeto com o objetivo de se evitar uma avaliação errônea da carga vertical atuantes nos pilares e na fundação.

Para a modelagem do pórtico isolado contou-se com três modelos: o Modelo A conta apenas com o pórtico, isto é, sem o painel de alvenaria, o Modelo B considera o painel de alvenaria e molas nas interfaces entre o pórtico e o painel e o Modelo C

diferencia-se do Modelo B, por uma abertura localizada no centro do painel. Esses modelos foram submetidos à ação de uma força lateral aplicada no seu topo esquerdo.

Os resultados mostraram o ganho significativo de rigidez quando se compara o Modelo B com o Modelo A, pela presença da alvenaria. Também se percebe a queda de rigidez quando se compara o Modelo C com o Modelo B, devido à presença da abertura.

Na modelagem do pórtico isolado foi possível observar a formação da biela de compressão no interior do painel de alvenaria. Também verificaram-se o descolamento do painel de alvenaria nos cantos tracionados e o aparecimento de tensões de compressão nos cantos opostos, fato este relatado por diversos pesquisadores.

Finalmente pode-se concluir que a técnica empregada na modelagem em elementos finitos de um pórtico de um andar com alvenaria mostrou-se adequada para estimativa da largura da barra diagonal equivalente.

5.2 TÓPICOS PARA TRABALHOS FUTUROS

Como trabalho futuro pode-se sugerir o estudo da influência da variação do tamanho das aberturas (portas e janelas) na rigidez dos pórticos, adotando as mesmas técnicas empregadas neste trabalho para os pórticos isolados.

Podem-se ainda realizar ensaios em laboratórios em pórticos preenchidos com alvenaria contendo aberturas de modo que possibilite uma melhor calibração do modelo empregado no estudo de pórticos isolados.

Modelar outros edifícios altos e verificar se os resultados seguem o mesmo padrão de comportamento apresentado neste trabalho.

Por fim, pode-se realizar uma avaliação do comportamento das vigas constituinte dos pórticos sob a influência da redistribuição dos esforços provocados pela presença da alvenaria no contraventamento dos edifícios.

6 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ALVARENGA, R.C.S.S. (2002), **Análise Teórico-experimental de Estruturas Compostas de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, 342p. São Carlos.

ALVES FILHO, A. (2000), **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE**. Ed. Érica, São Paulo, SP

ALVES FILHO, A. (2008), **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE**. Ed. Érica, São Paulo, SP.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, NBR-6118/2007 – **Projeto de estruturas de concreto armado, Rio do de Janeiro, ABNT.**

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

ASTERIS, P.G. (2003), **Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Frames Plane Frames” ASCE Journal of Structural Engineering**, Vol. 129, No. 8, pp. 1071-1079.

BARECCHIA E. (2007), **The use of FRP materials for the seismic upgrading of existing RC structures**, Tesi di Dottorato XIX ciclo, 197p, Università degli Studi di Napoli Federico II Facoltà di Ingegneria, Italy.

BATHE, K. J. (1996). **Finite element procedures**. Englewood Cliffs, New Jerseu. Prentice Hall, Inc.

BENJAMIN, J. R.; WILLIANS, H.A. (1957), **The Behavior o one-storey reinforced Concrete Shear Walls**. Proc. American Society Civil Engineers, v.83- N.ST3 – p.1-49.

BENJAMIN, J. R.; WILLIANS, H.A. (1958), **The behavior of one-storey brick shear walls**. ASCE Journal of the Structural Division, vol-84- N. ST4.

CSI, 2000a **Integrated Software for Structural Analysis and Design. Getting Started Basic Analysis Reference and Introductory Tutorial**, Computer and Structures, Inc., Berkeley, CA.

EL-DAKAHAKHN W.W. (2002), **Experimental and Analytical Seismic Evaluation of Concrete Masonry Infilled Steel Frames Retrofitted using GFRP Laminates**. Tese (Doutorado), 165 p., Drexel University

Especificações técnicas para o comportamento sísmo-resistente de edifícios hospitalares – ET 05/2007 – ACSS – ISSN: 1646-821X

Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP **Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, FEMA-273, 1997, Washington DC.

SILVA, F. A. N; LOURENÇO P. B. e OLIVEIRA R. A. (2003), **Paredes de alvenaria estrutural não armada dotadas de aberturas e submetidas a carregamento lateral**. Relatório 03 DEC/E-13, 63 p., Universidade do Minho, Portugal.

HENDRY, A. (1981), **Structural brickwork**, Macmillan, Londres.

HENDRY, A. (1990), **Structural Masonry**, Macmillan, Londres.

HOLMES, M. (1961), **Steel frames with Brickwork and concrete infilling**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v-19.

HOLMES, M. (1963). **Combined Loading on Infilled Frames**. ICE Proceedings, v-25, p 31-38.

LEONHARDT, F.; Mönnig, E. – **Construções de Concreto**, v. 3, Interciência, Rio de Janeiro, 1978.

LIAUW, T.C., LEE, S.W. (1977). **On the behavior and the analysis of multi-storey infilled frames subjected to lateral loading**. Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Part 1, v-63, p. 641-657.

LIAUW, T.C., LO, C.Q. (1990). **Large scale model tests and plastic analysis of multibay infilled frames.** *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, v-89 p. 261-277.

MONDAL G. AND JAIN S. K.,(2008), **Lateral Stiffness of Masonry Infilled Reinforced Concrete (RC) Frames with Central Opening.** *Earthquake Spectra*, Volume 24, No. 3 , pages 701-723, Earthquake Engineering Research Institute

MOREIRA, T.V. (2002). **Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas.** Tese (Doutorado) COPPE;UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. p78 – TT/PCC/22).

SANEINEJAD, a., HOBBS, B. (1995). **Inelastic design of infilled frames.** *ASCE Journal of Structural Division*, v-121, n. ST4, P.634-650.

SANTOS, ELILDE MEDEIROS DOS (2007), **Influência da Alvenaria no Comportamento Estrutural de Edifícios Altos de Concreto Armado.** Dissertação (Mestrado). Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP,132p.Recife.

SEAH, C. K, A **UNIVERSAL APPROACH FOR THE ANALYSIS AND DESIGN OF MASONRYINFILLED FRAME STRUCTURES**, Tese (Doutorado), The University of New Brunswick, 299 p, Canadá, USA.

SORIANO, H. L.; LIMA, S. S. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas.** São Paulo : EDUSP, 2003. 580 P.

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

STAFFORD-SMITH,B. (1966), **Behavior of square infilled frames.** *ASCE Journal of the Structural Division*, v.88, n. ST6, p. 183-199.

STAFFORD-SMITH,B. (1967a), **The composite behavior of square infilled frames .** Tall Buildings. Pergamon Press, Londres.

STAFFORD-SMITH,B. (1967b), **The composite behavior of square infilled frames** . Building Science, v.2.

STAFFORD-SMITH,B.; CARTER, C. (1969), **A Methods of analysis for infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.44.

STAFFORD-SMITH,B.; CARTER, C. (1969), **A Methods of analysis for infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.44.

STAFFORD-SMITH,B.,RIDDINGTON, J.R. (1977). **Analysis of Infilled Frames Subject to Racking with design Recommendations**. The Structural Engineer, n.6, v.55.

STAFFORD-SMITH,B.,RIDDINGTON, J.R. (1978). **The design of masonry infilled steel frames for bracing structures**. The Structural Engineer, n.1, v.56B.

STAFFORD-SMITH,B.; COULL A (1991). **Tall Building Structures, Analysis and Design, 10^a Edition**, A Wiley-Interscience Publication, New York.

VALLE, J.B.S., **PATOLOGIA DAS ALVENARIAS** (2008), Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais Escola de Engenharia de Materiais e Construção, Curso de Especialização em Construção Civil, Belo Horizonte, MG, 81 p.