



**FAPAC – FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTONIO CARLOS PORTO LTDA
ENGENHARIA CIVIL**

**AFELÂNIO DOS SANTOS GOMES
ROGELIO RODRIGUES DE SOUZA**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ
LATERAL DE PÓRTICOS PLANOS**

**PORTO NACIONAL - TO
2017**

**AFELÂNIO DOS SANTOS GOMES
ROGELIO RODRIGUES DE SOUZA**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ
LATERAL DE PÓRTICOS PLANOS**

Monografia submetida ao curso de Engenharia Civil
Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos
Porto Ltda., como requisito parcial para obtenção
do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador (a): Prof: Me. Aduino Cezar Rosa do
Nascimento

**PORTO NACIONAL - TO
2017**

**AFELÂNIO DOS SANTOS GOMES
ROGELIO RODRIGUES DE SOUZA**

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ
LATERAL DE PÓRTICOS PLANOS**

Monografia submetida ao curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda., como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Apresentada e Aprovada **31/05/2017**

Banca examinadora constituída pelos professores:

Orientador (a): Prof.^a Me. Adauto Cezar Rosa do Nascimento

Prof.^a Esp. Ana Meires Jorge de Sousa

Prof. Me. Douglas Freitas Augusto dos Santos

**PORTO NACIONAL – TO
2017**

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho primeiramente a Deus pela coragem e força prestada durante os cinco anos de muitas batalhas vencidas e caminhos turbulentos. Aos nossos familiares o qual foram a base de espelho e perseverança, nos dando palavras e apoio moral no decorrer de nossa graduação para que pudéssemos alcançar nossas conquistas. Nossa dedicatória se estende também a Me. Aduino Cezar Rosa do Nascimento e Ma. Silvia Barroso Gomes, que juntos foram de fundamental importância para nossa pesquisa.

AGRADECIMENTOS

Sou grato primeiramente a Deus que até aqui tem me ajudado em todas as conquistas de minha vida e se faz presente a todos os momentos desta caminhada.

A meus queridos pais, Faustino e Silvina que me conduziram pelos caminhos da retidão e serviram de grande apoio para as conquistas de meus objetivos e estiveram sempre presentes quando mais precisei.

Aos professores Me. Aduino Cezar Rosa do Nascimento e Ma. Silvia Barroso Gomes, pela confiança e orientação dada a este trabalho e o apoio constante nos momentos decisivos.

Afelânio dos Santos Gomes

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado saúde e sabedoria para superar todas as dificuldades e conseguir chegar onde estou. Ele que está sempre presente comigo e tem me ajudado em todas as conquistas de minha vida me fortalecendo nos momentos mais difíceis.

Às minhas queridas mãe e avó, Maria das Graças e Josina que me conduziram pelos caminhos da retidão e serviram de grande apoio para as conquistas de meus objetivos e estiveram sempre presentes quando mais precisei.

A minha família pelo amor e incentivo, e pelo apoio durante este percurso.

Aos professores Me. Adauto Cezar Rosa do Nascimento e Ma. Silvia Barroso Gomes, pela confiança, pelo suporte e todas as orientações dadas a este trabalho e pelo apoio constante nos momentos decisivos.

Rogelio Rodrigues de Souza

“Lembre-se que as pessoas podem tirar tudo de você, menos o seu conhecimento”

Albert Einstein

RESUMO

O presente trabalho tem como base o estudo da influência de painéis de alvenaria em pórticos planos, este estudo se restringe a apenas uso de alvenaria de vedação de bloco cerâmico. O estudo consiste em modelos computacionais gerados no programa SAP 2000, as análises realizadas dos pórticos planos em concreto armado foram submetidos a diferentes configurações. As configurações utilizadas consistiram em pórticos com aplicação pelo método da biela diagonal e uso de elementos finitos de casca. Neste sentido ocorreu a comparação entre os modelos estudados em termos de deslocamentos laterais, frequência natural e Gama-Z. Os resultados surgiram a partir de variadas modelagens no qual os pórticos preliminares, e o caso abordando de um prédio de oito pavimentos os menores deslocamentos ocorre com a presença de modelagem utilizando elementos finitos de casca. As análises para valores de frequência natural, onde foram aplicadas somente no prédio de oito pavimentos os maiores resultados ficaram para os modelos usando elementos finitos de casca, já os menores valores ocorreram para modelagens sem uso de alvenaria de vedação e os modelos com biela diagonal. Para os resultados de Gama-Z o maior valor ficou para o pórtico onde a alvenaria de vedação não consistia como elemento influenciador de rigidez, as outras modelagens apresentaram valores bem próximos. Os resultados obtidos a partir do trabalho com variadas análises abordadas, se percebe que, a alvenaria de vedação faz com que as estruturas apresentem menores deslocamentos em relação aos modelos em que não utilizaram a alvenaria somente como carga.

Palavras-chave: alvenaria de vedação. pórticos. rigidez. diagonal equivalente.

ABSTRACT

The present study is based on the study of the influence of masonry panels in flat porticoes, this study is restricted to the use of masonry of ceramic block fence. The study consists of computational models generated in the SAP 2000 program, the analyzes carried out on the flat frames in reinforced concrete were submitted to different configurations. The configurations used consisted of gantry with application by the diagonal connecting rod method and the use of finite elements of shell. In this sense, a comparison was made between the models studied in terms of lateral displacements, natural frequency and Z-Range. The results emerged from a variety of models in which the preliminary porticoes, and the case approaching from an eight-story building the smallest displacements occurs with the presence of modeling using finite shell elements. The analyzes for natural frequency values, where they were applied only in the eight-story building, showed the highest results for the models using finite shell elements, while the lowest values occurred for modeling without the use of masonry and diagonal connecting rod models. For the Z-Range results, the highest value was for the portico where the masonry of the fence did not constitute as element influencing of rigidity, the other models presented close values. The results obtained from the work with varied analyzes, it is realized that, the masonry of the fence causes the structures to present smaller displacements in relation to the models in which they did not use the masonry only as cargo.

Keywords: masonry. porticos. stiffness. diagonal equivalent.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
2 REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1 ALVENARIA DE VEDAÇÃO CERÂMICA	21
2.2 DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO	22
2.2.1 Condições para o início da execução da alvenaria	21
2.2.2 Execução da marcação da alvenaria	24
2.2.3 Fixação da alvenaria	26
2.3 TERMINOLOGIA E REQUISITOS DE BLOCOS CERÂMICOS	26
2.4 CARACTERÍSTICAS E RESISTÊNCIA MECÂNICA DE BLOCOS CERÂMICOS E ARGAMASSA.....	28
2.4.1 Resistência à compressão de bloco cerâmico de vedação	28
2.4.2 Argamassa: resistência à compressão	32
2.4.3 Ensaio de prisma	33
2.5 CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA NA RIGIDEZ DE PÓRTICOS.....	35
2.6 MÉTODO BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE	36
2.7 ESTUDOS REFERENTES Á AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DE PAINÉIS DA ALVENARIA	42
2.8 ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS.....	44
2.8.1 Sistema com Um Grau de Liberdade	44
2.8.2 Vibrações Livres Não-Amortecidas	46
2.8.3 Vibrações Livres Amortecidas	48
2.8.4 Sistema com Múltiplos Graus de Liberdade	50
2.8.5 Análise Modal	51
2.9 ALGUNS CRITÉRIOS DE PROJETO PARA EDIFÍCIOS.....	52
2.9.1 Coeficiente γ_z	52
2.9.1.1 Combinação no Estado Limite Último	53
2.9.2 Análise de Estruturas de Nós Fixos	55
2.9.3 Análise de Estruturas de Nós Móveis	55
2.9.4 Análise Não-Linear com Segunda Ordem	55
2.9.5 Consideração Aproximada da Não-Linearidade Física	56

3 OBJETIVOS	57
3.1 OBJETIVO GERAL.....	57
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	57
4 MATERIAIS E MÉTODOS	58
4.1 ANÁLISE PRELIMINAR EM PÓRTICOS PLANOS.....	60
4.1.1 Características geométricas dos pórticos planos adotados.....	60
4.1.2 Configuração da modelagem base para as análises.....	62
4.1.3 Características para pórticos planos com biela diagonal.....	62
4.1.4 Características para pórticos planos com elementos de casca	64
4.1.5 Rigidez lateral.....	65
4.2 ESTUDO DE CASO: PÓRTICO PLANO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL DE 8 PAVIMENTOS.....	66
4.2.1 Características geométricas.....	66
4.2.2 Concepção estrutural da modelagem base para as análises.....	66
4.2.3 Ações Atuantes na Estrutura.....	67
4.2.3.1 Ação Horizontal do Vento.....	67
4.2.4 Configuração da modelagem base para as análises.....	69
4.2.5 Características para pórticos planos com biela diagonal.....	70
4.2.6 Características dos pórticos planos com elementos de casca.....	70
4.2.7 Determinação do coeficiente Gama-Z para os pórticos planos.....	71
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	73
5.1 ANÁLISE PRELIMINAR DOS PÓRTICOS PLANOS EM CONCRETO ARMADO	73
5.1.1 Análise dos pórticos em concreto armado sem painel de alvenaria	73
5.1.2 Na análise dos pórticos planos em concreto armado com adição da biela diagonal.....	74
5.1.3 Pórticos com elementos de casa sem abertura.....	75
5.1.4 Pórticos com elementos de casa considerando abertura tipo janela.....	75
5.1.5 Pórticos com elementos de casa considerando abertura tipo porta.....	76
5.1.6 Comparação entre os pórticos planos em concreto analisados.....	77
5.2 RESULTADOS PARA AS ANÁLISES DO ESTUDO DE CASO DO EDIFÍCIO COM OITO PAVIMENTOS	80

5.2.1 Deslocamentos obtidos por pavimento para as modelagens em estudo	.80
5.2.2 Gama-Z	80
5.2.3 Análise para Frequências Naturais	81
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Fase de marcação das paredes.....	24
FIGURA 2 – Parede nivelada como os blocos escalonados	25
FIGURA 3 – Detalhamento dos preenchimentos das paredes externas e internas ..	26
FIGURA 4 – Bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal	27
FIGURA 5 – Bloco cerâmico de vedação com furos na vertical	27
FIGURA 6 – Faixa de compressão no painel de alvenaria.....	36
FIGURA 7 – Comportamento do conjunto pórtico painel.....	37
FIGURA 8 – Pórtico em concreto armado	42
FIGURA 9 – Pórtico em concreto armado	42
FIGURA 10 – Representação do pórtico metálico com preenchimento de painel de alvenaria.....	43
FIGURA 11 – Sistema massa-mola amortecido.....	45
FIGURA 12 – Movimento harmônico simples de uma estrutura com vibração livre não-amortecida.....	47
FIGURA 13 – Efeitos do amortecimento em estruturas com vibração livre.....	49
FIGURA 14 – Efeitos do amortecimento na frequência natural de vibração	49
FIGURA 15 – Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade ..	50
FIGURA 16 – Modelos para análise simples.....	62
FIGURA 17 – Comparativo largura de biela.....	64
FIGURA 18 – Deslocamentos nos quatro pontos de ligação	65
FIGURA 19 – Planta baixa pavimento tipo	66
FIGURA 20 – Locação pilares e vigas.....	67
FIGURA 21 – Corte BB estrutura analisada.....	69
FIGURA 22 – Pórtico concreto armado	73
FIGURA 23 – Rigidez lateral pórticos sem fechamento	73
FIGURA 24 – Pórtico com biela diagonal	74
FIGURA 25 – Rigidez lateral método biela diagonal	74
FIGURA 26 – Modelagem pórtico com shell	75
FIGURA 27 – Rigidez lateral pórtico com fechamento shell.....	75
FIGURA 28 – Pórtico com abertura de janela	76
FIGURA 29 – Rigidez lateral pórticos em shell com abertura de janela	76

FIGURA 30 – Pórtico abertura de porta	76
FIGURA 31 – Rigidez lateral pórticos em shell abertura porta	77
FIGURA 32 – Comparativo rigidez lateral entre duas configurações	77
FIGURA 33 – Comparativo rigidez lateral entre três configurações	78
FIGURA 34 – Comparativo rigidez lateral entre os pórticos sem alvenaria, com biela simulando a alvenaria e com elementos de casca simulando alvenaria	79
FIGURA 35 – Deslocamento a partir da força do vento em cada pavimento considerando as modelagens.....	80
FIGURA 36 – Coeficiente yz referente a cada modelagem.....	81
FIGURA 37 – Frequência para primeiro modo de vibração.....	82
FIGURA 38 – Frequência para o segundo modo de vibração.....	82

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Dimensões de fabricação de blocos cerâmicos de vedação.....	28
TABELA 2 – Resistência a compressão (fb)	29
TABELA 3 – Resistência à compressão do bloco cerâmico.....	29
TABELA 4 – Ensaio resistência à compressão com massa pronta.....	30
TABELA 5 – Módulos de deformação segundo algumas pesquisas nacionais, valores em MPa.....	31
TABELA 6 – Resistência à compressão.....	32
TABELA 7 – Resistência á tração na flexão.....	32
TABELA 8 – Tolerância de tempo para ruptura.....	33
TABELA 9 – Resistência à compressão do prisma de bloco cerâmico com a utilização de argamassa industrial	34
TABELA 10 – Resistência à compressão do prisma de bloco cerâmico com a utilização de Argamassa traço 1:3:8	35
TABELA 11 – Resumo dos principais autores, para formulação da largura da biela diagonal equivalente (w).....	41
TABELA 12 – Geometria dos pórticos adotados	61
TABELA 13 – Valores considerados para largura “w” da biela diagonal	63
TABELA 14 – Configuração para análise com janela.....	64
TABELA 15 – Configuração para análise com porta	65
TABELA 16 – Valores para força de arrasto	70
TABELA 17 – Largura biela de acordo autores	70
TABELA 18 – Tipos de abetura consideradas em shell	71
TABELA 19 – Valores para momento de tombamento.....	72
TABELA 20 – Valores de momento para cada modelagem	72

LISTA DE SÍMBOLOS

- H_m Altura do painel de alvenaria
- ω_2 Autovalores
- ξ Amortecimento
- θ Ângulo da diagonal da alvenaria com a horizontal
- h Altura do painel
- h' Altura média entre os eixos da viga do pórtico
- $p(t)$ Carga externa
- γ_f Coeficiente de majoração das cargas no estado limite último
- d_m Comprimento da diagonal
- L Comprimento do painel de alvenaria
- δ_{hi} Deslocamento horizontal na direção considerada no andar
- t Espessura da alvenaria
- t_m Espessura da alvenaria
- γ Fator de largura efetiva
- ψ_0 Fator de redução de combinação para ELU
- \bar{q} Frequências naturais de vibração
- $f_I(t)$ Força de inércia
- $f_D(t)$ Força de amortecimento
- $f_S(t)$ Força elástica
- m Fator que relaciona a rigidez de pilar e viga
- W Largura da biela diagonal equivalente
- E_m Módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
- E_b Módulo de elasticidade
- E_c Módulo de elasticidade longitudinal do pilar
- M** Matriz de massa
- C** Matriz de amortecimento
- K** Matriz de rigidez
- I_b Momento de inércia da viga

I_c Momento de inércia do pilar

I_g Momento de inércia do pilar

E_{ci} Módulo de deformação tangente inicial do concreto

i Número do andar considerado

n Número total de andares do edifício

β Parâmetro adimensional

λ_h Parâmetro de rigidez relativa

f_b Resistência à compressão individual dos blocos de alvenaria

P_{gi} Resultante vertical da carga permanente

P_{q1i} Resultante vertical da ação acidental

P_{q2i} Resultante vertical da ação acidental

$(EI)_{sec}$ Rigidez secante

\bar{t} Tempo

\bar{v} Vetor de deslocamentos

\bar{P} Vetor de cargas externas

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – Representação do pórtico metálico com preenchimento de painel de alvenaria.....	44
QUADRO 2 – Configuração modelagem preliminar	59
QUADRO 3 – Configuração modelagem prédio.....	60

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

FEMA Federal Emergency Management Agency (Agência Federal de Gestão de Emergência)

NBR Normas Regulamentadoras Brasileiras

NR Norma Regulamentadora

SAP Software integrado para projeto e análise estrutural

1 INTRODUÇÃO

As mais variadas edificações são compostas por elementos estruturais e não estruturais onde os quais interagem entre si para realização da edificação. Quando se trata de elementos não estruturais pode ser observado que os painéis de alvenaria têm função única de vedação. Essas paredes de alvenaria possuem então a função de vedação e são encaradas apenas como cargas verticais na estrutura principal.

Em projetos de edificações com estruturas aporticadas, em sua maioria, não é considerada as contribuições que os painéis podem trazer a edificação, no entanto já existe alguns estudos encontrados na literatura que avalia o comportamento da alvenaria, dentro desta pode ser citado o enrijecimento que a alvenaria pode trazer aos pórticos e a sua funcionalidade como importante componente no contraventamento.

Nos estudos encontrados na literatura o modelo mais utilizado para simular pórticos preenchidos submetidos a ações horizontais é o modelo da biela diagonal equivalente. O método consiste em um pórtico com preenchimento em alvenaria onde apresenta modelagem equivalente neste contém um diagonal equivalente de forma fictícia tendo principal função substituir o painel de alvenaria.

O parâmetro chave para a obtenção da rigidez é a largura da diagonal equivalente, as propriedades do elemento diagonal estão em função do comprimento de contato entre painel e pórtico, este comprimento de contato abrange uma parte da viga e do pilar. No entanto, apesar das inúmeras quantidades de pesquisas, nacionais e internacionais, ainda não há consenso sobre a inclusão do painel de alvenaria no dimensionamento da estrutura principal.

No Brasil ainda não existe nenhuma norma que trata especificamente da alvenaria de vedação como elemento que influencia no comportamento estrutural de edificações. Contudo, mesmo que de forma sucinta, algumas normas internacionais citam o comportamento da alvenaria em pórticos e reconhece as contribuições que a alvenaria de vedação pode trazer.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ALVENARIA DE VEDAÇÃO CERÂMICA

Azeredo (1997) conceitua a alvenaria, como toda obra constituída de pedras naturais, tijolos ou blocos de concreto, ligados ou não por meio de argamassas, comumente deve oferecer condições de resistência e durabilidade e impermeabilidade. Segundo o autor, sua principal função é, sobretudo, adequar e estabelecer a separação entre ambientes. A aplicação de tijolos satisfaz plenamente as condições de resistência e durabilidade. A impermeabilização, nesse caso, é obtida por meios artificiais, utilizando produtos específicos. As alvenarias podem ser classificadas em alvenarias estruturais e alvenarias de vedação.

A classificação das alvenarias, para Nascimento (2004) torna-se necessária para a perfeita utilização dos recursos disponíveis no sistema de dimensionamento, prevendo principalmente os sistemas de fixação em função dos vãos; a classificação proposta sugere a definição do modelo estrutural a ser adotado nos cálculos e projetos de alvenaria. Segundo esse autor, existe a norma de projeto e execução, conforme NBR 10837:2000 e NBR 8798:2000 ABNT (2000).

As alvenarias estruturais são assim denominadas por serem destinadas a absorver as cargas das lajes e sobrecarga, sendo necessário para o seu dimensionamento à utilização da NBR 10837:2000 e NBR 8798: 2000. As alvenarias de vedação apesar de também serem montagens de elementos destinados às separações de ambientes, são consideradas apenas de vedação por trabalhar no fechamento de áreas sob estruturas, sendo necessários cuidados básicos para o seu dimensionamento e estabilidade ABNT (2000).

Conforme Azeredo (1997), as alvenarias de tijolos constituem uma amarração da parede e se junta a estrutura que é esqueleto dos edifícios, que são empregadas isoladamente em combinação com o concreto armado.

Os blocos cerâmicos vazados são uns dos elementos de vedação, sua facilidade de fabricação, faz com que o mesmo seja encontrado em qualquer lugar do país, suas especificações estão estabelecidas na NBR 7171:2005. Nascimento (2004) nos diz que esses elementos são de emprego comum e técnica executiva de domínio público há muitos anos, eles possuem uma variação volumétrica de valores

considerados baixos ao absorver ou expelir água, além de baixa densidade e facilidade de manuseio, apresentando, ainda, custo competitivo.

Neste contexto Moliterno (1995) diz que o uso da alvenaria de tijolos furados se justifica pela razão destes apresentarem menor carga em decorrências do uso de tijolos maciços e suas características de isolamento térmico e acústico.

Segundo a NBR 15270-1: 2005 o bloco cerâmico de vedação é um componente que possui furos dispostos em seu todo ditos como prismáticos. Os blocos cerâmicos de vedação em princípio de produção são feitos para serem disponibilizados furos dispostos na posição horizontal, mas não dito como regra geral os furos também podem ser dispôs na posição vertical. A função principal dos blocos de alvenaria de vedação é suportar seu peso próprio e componentes que a constitui, não possuindo função de suporte de outras cargas adicionais com as verticais, as alvenarias podem estar dispostas tanto em ambientes internos como externos (ABNT 2005).

Alvenaria de vedação é definida como uma parede que pode ser construída tanto com tijolo maciço e blocos vazados juntamente com adição de argamassa para fixação de suas faces, tem por finalidade de apenas suportar o seu peso próprio e pequenas cargas de provenientes das residências tais como pias, armários e outros (THOMAZ *et al*, 2009).

2.2 DESCRIÇÃO DA EXECUÇÃO DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO

2.2.1 Condições para o início da execução da alvenaria

Segundo a NBR 8445:1984, o processo de fabricação das alvenarias tem que obedecer às espessuras e disposições, tendo em vista que o processo construtivo deve ser acompanhado de projeto executivo para evitar falhas de execução e mal locação da alvenaria. Na construção das paredes deve se utilizar em sua maioria grande quantidade de tijolos inteiros evitando ao máximo quebra de material e conseqüentemente desperdício do mesmo, estas paredes devem ser levantadas com juntas de amarração onde estas conferem vários modelos de acordo o método construtivo (ABNT 1984).

Um projeto com boa qualidade reflete positivamente na etapa de construção da obra. Medidas de racionalização e de controle de qualidade na fase de

construção dependem diretamente das especificações originadas da etapa de projeto, devendo elas conter as informações necessárias de forma a ocorrer um planejamento eficiente para a etapa de execução (THOMAZ *et al*, 2009).

Os documentos de referência utilizados para a elaboração do projeto de execução, segundo Mekbekian e Souza (1996) são os projetos de arquitetura, projetos de estrutura, projetos de instalações hidráulicas, projetos de instalações elétricas, projeto de impermeabilização, projeto de esquadrias, projetos de alvenaria e a norma regulamentadora NR 18 - condições e meio ambiente de trabalho na indústria da construção, que indica as condições e o meio ambiente do trabalho na indústria da construção.

A primeira atividade na locação consiste na materialização dos eixos de referência, preferencialmente os mesmos que foram utilizados para a locação da estrutura. A locação deverá ser iniciada pelas paredes de fachada, considerando o prumo do conjunto que esteja executado. Quando se utilizar vergas e contra-vergas em pré-moldadas de concreto, estas devem estar fabricadas e seu peso deve ser compatível com o transporte manual (NASCIMENTO, 2004).

As alvenarias só deverão ser executadas depois de terminada a estrutura e por ordem inversa, isto é, de cima para baixo. Esta prática é em geral, impossível, recomendando-se em alternativa a construção de piso sim, piso não, ou ainda, começando do 3º para o 1º, depois do 6º para o 4º e assim sucessivamente (NASCIMENTO, 2004).

Caso não estejam devidamente identificados no projeto de alvenaria, devem ser previstos os locais em que será necessário preencher as juntas verticais entre os blocos. Também é necessário prever as ligações alvenaria-pilar em que deverão ser colocados ferros-cabelo sobre o preenchimento de juntas verticais e a colocação de ferros-cabelo (MEKBEKIAN; SOUZA, 1996).

De acordo com as orientações do fabricante, o traço adequado para a argamassa de assentamento dos blocos vai sendo definido. Assim, usando-se argamassa de cimento, cal e areia, o traço deve ser definido a partir de testes práticos em obra e das características técnicas desejáveis. Considerar, para o início dos testes, traços básicos, tais como: cimento, 1 volume; cal, 1 a 3 volumes; areia, 5 a 12 volumes (NASCIMENTO, 2004).

2.2.2 Execução da marcação da alvenaria

É necessária que se faça a limpeza no local anteriormente, tal medida deve ser iniciada removendo a poeira, materiais soltos, pregos e materiais estranhos depositados sobre a laje. Em seguida, lavar com água e utilizar uma escova de cerdas de aço para remover a sujeira nas superfícies de concreto a serem chapiscadas. A execução do chapisco sobre a estrutura de aço, e as superfícies de concreto deverá ficar em contato com a alvenaria, com antecedência de no mínimo 72 horas para uma melhor fixação do material (MEKBEKIAN; SOUZA, 1996).

Depois de, no mínimo, um dia da execução da impermeabilização, serão erguidas as paredes conforme o projeto de arquitetura. O serviço é iniciado nos cantos após o destacamento das paredes, obedecendo ao prumo de pedreiro para o alinhamento vertical e o escantilhão no sentido horizontal. Os cantos são levantados primeiro porque, desta forma, o restante da parede será erguida sem preocupações de prumo e horizontalidade, pois se estica uma linha entre os dois cantos já levantados, fiada por fiada (THOMAZ *et al*, 2009).

Em seguida, é necessário identificar o ponto mais alto, que será tomado como nível de referência para definir a cota da primeira fiada, assim é necessário mapear a laje com um nível alemão ou aparelho de nível a *laser*. Em seguida, varre-se cuidadosamente o alinhamento da fiada de marcação e borrifa com água utilizando uma broxa, conforme mostra a FIGURA 1 (KALIL; LEGGERINI, 2003).

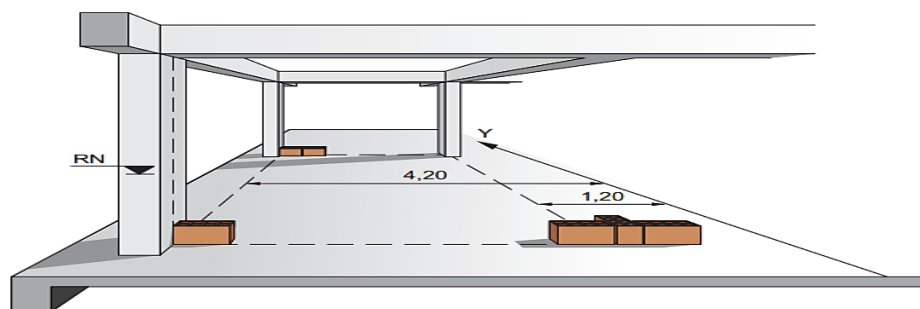


FIGURA 1 - Fase de marcação das paredes.
Fonte: THOMAZ *et al*, (2009).

A equipe que executa o processo de marcação deve ser treinada especificamente para esse fim. Eventuais defeitos da estrutura de concreto devem ser corrigidos quando da definição do posicionamento da fiada de marcação, procurando

sempre o menor enchimento possível na camada de revestimento, são exemplos desses defeitos, estufamento, desaprumo e desalinhamento de peças (MEKBENKI; SOUZA, 1996).

A posição das paredes deve ser definida a partir dos eixos principais, para que se possa garantir um melhor nivelamento da primeira fiada. O esquadro deve ser colocado entre as paredes e as dimensões dos ambientes, principalmente nos cômodos de menor área. É importante distribuir os blocos da fiada de marcação, sem argamassa de assentamento, antes para que se possa verificar e corrigir eventuais falhas de posicionamento de instalações embutidas. Feito isso, coloca-se uma linha de náilon na posição definida para a parede, servindo de referência para o alinhamento e o nível da fiada de marcação (THOMAZ *et al*, 2009).

Com a ajuda de caixotes plásticos e/ou metálicos, o abastecimento de argamassa nas frentes de trabalho vai sendo feito. Em se tratando de argamassa convencional fabricada na obra, deve-se definir o traço adequado a partir de testes práticos (MEKBENKI; SOUZA, 1996).

Os blocos são assentados de maneira escalonada, como mostra a FIGURA 2, nivelados de modo que fiquem apurados com os blocos da primeira fiada, para a marcação da cota de cada fiada são utilizadas linhas bem esticadas, suportadas lateralmente por esticadores ou presas em escantilhões, que neste caso garante a altura da fiada e o prumo da parede. Na ligação da alvenaria com os pilares, verificando-se inicialmente se o chapisco está bem aderido com o concreto, deve-se encabeçar totalmente o bloco cerâmico, pressionando-se o bloco contra o pilar de modo que a argamassa em excesso reflua por toda a periferia do bloco (THOMAZ *et al*, 2009).

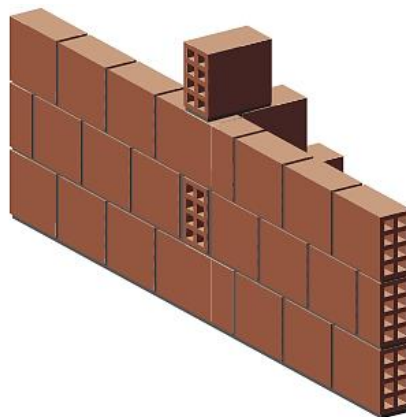


FIGURA 2 - Parede nivelada com os Blocos escalonados.
Fonte: THOMAZ *et al*, (2009).

2.2.3 Fixação da alvenaria

O essencial é que a fixação seja realizada de cima para baixo após um período de 14 dias da elevação da parede do último pavimento. Porém, caso não seja possível realizar dessa forma devido ao planejamento da obra, recomenda-se fixar em grupos de três pavimentos, de cima para baixo, estando três pavimentos acima com alvenaria já elevada. De qualquer forma, o pavimento térreo e o primeiro pavimento só podem ser fixados ao final do serviço de fixação (MEKBENKI; SOUZA, 1996).

As propriedades desejáveis das argamassas segundo Roman (1988) são trabalhabilidade, capacidade de retenção de água, capacidade de sustentação dos blocos, resistência inicial adequada e capacidade potencial de aderência. As propriedades desejáveis das juntas de argamassa são resistência mecânica adequada, capacidade de absorção de deformações e durabilidade.

Nas paredes internas, o preenchimento deve ser total em sua largura. Já nas paredes externas, o necessário é preencher dois terços da largura do bloco pelo lado interno da parede e o espaço restante pelo lado externo, isso durante o chapiscamento da fachada, conforme mostrado na FIGURA 3 (MILITO, 2009).

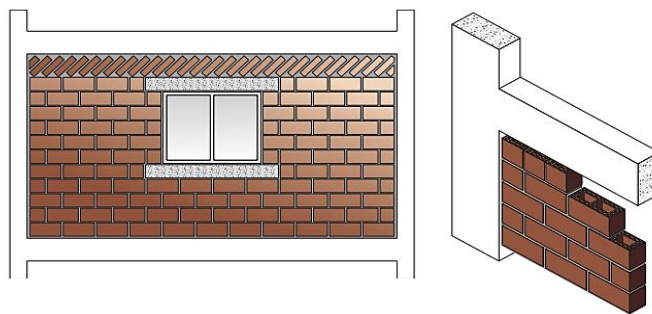


FIGURA 3 - Detalhamento dos preenchimentos das paredes externas e internas.
Fonte: THOMAZ *et al*, (2009).

2.3 TERMINOLOGIA E REQUISITOS DE BLOCOS CERÂMICOS

A NBR 15270-1:2005 prevê que os bloco cerâmico de vedação deve apresentar a forma de prisma como são apresentadas as FIGURAS 4 e 5. Em relação a característica geométrica o bloco apresenta sua dimensão em centímetros e suas faces são indicada respectivamente pelo conjunto (L x H x C), onde L é largura, H altura e C comprimento (ABNT 2005).

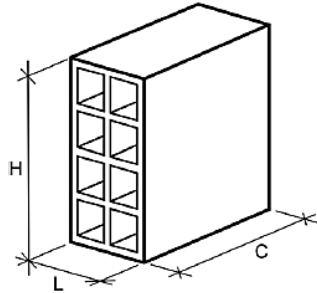


FIGURA 4 - Bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal
Fonte: NBR 15270-1 (2005).

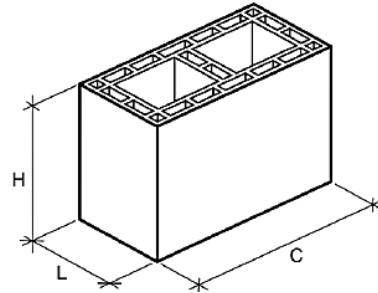


FIGURA 5 - Bloco cerâmico de vedação com furos na vertical
Fonte: NBR 15270-1 (2005).

Os blocos cerâmicos devem seguir um padrão de produção logo esta norma apresenta na TABELA 1 as principais dimensões em que são fabricados os blocos nisto tanto sua largura como altura variam de 9 cm a 24 cm, os comprimentos dos blocos principais partem dos 19 cm e pode chegar a 39 cm e os meios blocos partem de 9 cm e máximo 19. Com esta configuração de medidas é possível fabricar várias modelos a partir da variação de dimensões.

TABELA 1 - Dimensões de fabricação de blocos cerâmicos de vedação

Dimensões L x H x C Módulo Dimensional M = 10 cm	Dimensões de fabricação cm			
	Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)	
			Bloco principal	1/2 Bloco
(1) M x (1) M x (2) M	9	9	19	9
(1) M x (1) M x (5/2) M			24	11,5
(1) M x (3/2) M x (2) M		14	19	9
(1) M x (3/2) M x (5/2) M			24	11,5
(1) M x (3/2) M x (3) M			29	14
(1) M x (2) M x (2) M		19	19	9
(1) M x (2) M x (5/2) M			24	11,5
(1) M x (2) M x (3) M			29	14
(1) M x (2) M x (4) M			39	19
(5/4) M x (5/4) M x (5/2) M	11,5	11,5	24	11,5
(5/4) M x (3/2) M x (5/2) M		14	24	11,5
(5/4) M x (2) M x (2) M		19	19	9
(5/4) M x (2) M x (5/2) M			24	11,5
(5/4) M x (2) M x (3) M			29	14
(5/4) M x (2) M x (4) M			39	19
(3/2) M x (2) M x (2) M	14	19	19	9
(3/2) M x (2) M x (5/2) M			24	11,5
(3/2) M x (2) M x (3) M			29	14
(3/2) M x (2) M x (4) M			39	19
(2) M x (2) M x (2) M	19	19	19	9
(2) M x (2) M x (5/2) M			24	11,5
(2) M x (2) M x (3) M			29	14
(2) M x (2) M x (4) M			39	19
(5/2) M x (5/2) M x (5/2) M	24	24	24	11,5
(5/2) M x (5/2) M x (3) M			29	14
(5/2) M x (5/2) M x (4) M			39	19

Fonte: NBR 15270-1 (2005).

2.4 CARACTERÍSTICAS E RESISTÊNCIA MECÂNICAS BLOCOS CERÂMICOS E ARGAMASSA

2.4.1 Resistência a Compressão bloco cerâmico de vedação

A NBR 12570-1:2005 estabelece os valores mínimos permitidos para resistência a compressão (f_b) de blocos cerâmicos de vedação TABELA 2, onde para blocos utilizados com furos na horizontal a resistência tem que ser maior ou igual a

1,5 Mpa, já os blocos com furos disponibilizados na forma vertical devem apresentar resistência a compressão maior ou igual a 3 MPa (ABNT 2005).

TABELA 2 - Resistência a compressão (f_b)

Posição dos furos	f_b MPa
Para blocos usados com furos na horizontal	$\geq 1,5$
Para blocos usados com furos na vertical	$\geq 3,0$

Fonte: NBR 15270-1 (2005).

Ferraz (2011) realizou ensaio de resistência a compressão TABELA 3 utilizando as seguintes dimensões de blocos 14 x 19 x 29 cm e ensaiadas 8 unidades obtendo uma média no ensaio de 0,9 Mpa de resistência.

TABELA 3 – Resistência à compressão do bloco cerâmico

CP	Força (KN)	Área (mm ²)	Resistência (MPa)
1	49,0	39615	1,2
2	32,0	38778	0,8
3	47,0	38624	1,2
4	58,4	36828	1,6
5	22,0	40180	0,6
6	32,5	41180	0,8
7	24,0	39054	0,6
8	26,0	39606	0,7
Média Aritmética			0,9
Mediana			0,8
Desvio Padrão			0,4

Fonte: FERRAZ (2011).

Ensaio realizado pelo Centro tecnológico de Controle de Qualidade L.A. Falcão Bauer LTDA utilizando 6 unidades de tijolos com as dimensões 90 x 190 x 190 mm, utilizando a na superfície de junção dos blocos “cola pronta para assentamento de blocos e tijolos”, ao termino do ensaio chegou se a uma resistência média através dos seis corpos de prova de 0,9 MPa, tabela 4.

TABELA 4 – Ensaio resistência a compressão com massa pronta

Amostras assentadas com a massa pronta				
CP N °	Área Bruta (mm²)	Carga (kgf)	Carga (N)	Resistência à Compressão (MPa)
1	17190	1298	12729	0,7
2	16530	1238	12141	0,7
3	17100	1417	13896	0,8
4	17645	1595	15642	0,9
5	17088	1774	17397	1
6	16999	1892	18554	1,1
Resistência média à compressão (MPa)				0,9

Fonte: Centro tecnológico de Controle de Qualidade L.A. FALCÃO BAUER LTDA (2013).

Parsekian (2002), realizou extenso levantamento na literatura de ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade para diversos tipos de alvenaria. A tabela 5 apresenta algumas propriedades mecânicas de alvenaria de blocos cerâmicos de origem brasileira.

TABELA 5- Módulos de deformação segundo algumas pesquisas nacionais, valores em MPa

Fonte	Tipo de bloco	fp	E	E /fp	Média de E/fp	Observações
GOMES (1983)	Bloco cerâmico vazado	2,4	3593	1497	1152	Ensaio de parede (fp e E)
		3,1	2775	895		
		2,6	2448	942		
		2,9	3692	1273		
FRANCO (1987)	Bloco cerâmico perfurado	5,85	3661	626	529	Ensaio de prisma (fp) e parede (E)
		5,52	2900	525		
		5,57	2816	506		
		4,82	2204	457		
	Sílico-calcário perfurado	5,67	4159	734	636	Ensaio de parede (E)
		5,05	2723	539		
Sílico-calcário maciço	7,05	3523	500	500		
MULLER (1989)	Bloco cerâmico vazado	5,95	3326	559	478	
		5,7	2523	443		
		5,37	2326	433		
ALY (1991)	Blocos vazados de concreto	6,4	6846	1070	972	Ensaio de prisma (fp) e parede (E)
		9,3	7434	799		
		9,8	10259	1047		
MEDEIROS (1993)	Blocos vazados de concreto	4,28	3900	911	984	Ensaio de parede (E)
		4,83	4200	870		
		4,97	5500	1107		
		4,64	4300	927		
		5,26	5100	970		
		6,52	7300	1120		
MENDES (1998)	Bloco cerâmico vazado	8,11	4508	556	487	Ensaio de prisma (fp) sem graute
		12,6	5249	418		
		12,3	18065	1471	1067	Ensaio de prisma (fp) graute de aprox. 50 Mpa
		20,8	13804	663		
		14,7	15609	1065	811	Ensaio de prisma (fp) de graute de aprox. 25 Mpa
		19,5	10893	558		
MOHAMED (1998)	Blocos vazados de concreto	10,6	9100	862	660	Ensaio de prisma (fp)
		8,6	6712	780		
		8,17	4499	551		
		7,54	3373	447		
		11,7	9167	784		
		10,8	5809	538		
		8,84	5848	662		
GARCIA (2000)	Bloco cerâmico vazado	11,7	7044	604	682	Ensaio de prisma (fp) e parede (E) ½ dos furos c/ graute
		11,4	8692	760		
		4,02	4829	1201	1201	Ensaio de parede (E), sem graute

Fonte: PARSEKIAN (2002).

2.4.2 Argamassa: resistência à compressão

Segundo a NBR 13281:2005 a argamassa é um composto produzido a partir da junção de água, agregados e aglomerantes, e passiva de adição de aditivos proporcionando a formação homogênea, onde estas podem ser fabricadas tanto em obra ou argamassa industrializada.

Argamassa de assentamento para alvenaria de vedação tem uso principal a fixação dos blocos ou tijolos que tenham unicamente a função de vedar ambientes. Esta argamassa deve estar dentro dos parâmetros estabelecidos pela NBR 13281:2005, onde se verifica suas características de acordo sua caracterização e sua composição presente. A tabela 6 apresenta as seis classes de argamassa onde os valores de resistência à compressão variam de maior ou igual a 2 MPa chegando a valores maiores que 8 MPa (ABNT 2005).

TABELA 6 - Resistência à compressão

Classe	Resistência à compressão MPa	Método de ensaio
P1	≤ 2,0	ABNT NBR 13279
P2	1,5 a 3,0	
P3	2,5 a 4,5	
P4	4,0 a 6,5	
P5	5,5 a 9,0	
P6	> 8,0	

Fonte: NBR 13281 (2005).

Relacionada a característica de resistência à tração na flexão esta norma fixa seis classes de resistência conforme a tabela 7, os valores variam de maior ou igual a 1 MPa e podendo chegar a valores maiores que 3,5 MPa.

TABELA 7 – Resistência á tração na flexão

Classe	Resistência à tração na flexão MPa	Método de ensaio
R1	≤ 1,5	ABNT NBR 13279
R2	1,0 a 2,0	
R3	1,5 a 2,7	
R4	2,0 a 3,5	
R5	2,7 a 4,5	
R6	> 3,5	

Fonte: NBR 13281 (2005).

Para obtenção dos parâmetros apresentado nas tabelas devem ser seguidas as diretrizes apresentadas pela NBR 13279: 2005, em relação a realização dos ensaios (ABNT 2005).

O ensaio consiste em moldar a quantia de três corpos-de-prova em forma de prisma com argamassa fresca e verificando a ordem de idade de fabricação. A moldagem dos corpos-de-prova deve ser feita simultaneamente ao preparo da argamassa, logo esta é colocada nos moldes em duas camas, para cada camada efetuar vibração através de 30 golpes sobre a mesa de adensamento fazendo o devido nivelamento de sua face superior de forma rigorosa este nivelamento pode ser feito com auxílio de uma régua.

Os moldes são deixados em fôrmas em um período de 24 a 48 horas onde passado esse tempo ocorre a desforma e a partir dos 28 dias de fabricação são rompidos, podendo ocorrer o rompimento com outras idades a depender da necessidade, as idades usais de rompimento varia de 24 horas a 91 dias apresentado uma tolerância em horas para o rompimento conforme a tabela 8.

TABELA 8 – Tolerância de tempo para ruptura

Idade de ruptura	Tolerância
24 h	1 h
3 dias	2 h
7 dias	4 h
14 dias	6 h
28 dias	8 h
91 dias	24 h

Fonte: ABNT NBR 13279 (2005).

2.4.3 Ensaio de prisma

As diretrizes para realização dos ensaios são regidas pela NBR 15270-3:2005 sendo o equipamento principal para realização do ensaio a prensa, esta deve atender a condição de transferir os esforços uniformemente sobre o prisma (ABNT 2005).

A preparação dos corpos-de-prova deve ser desde o recebimento das amostras no qual devem apresentar suas características originais de fabricação, devendo ser verificadas todas suas dimensões. O passo seguinte será a aplicação de argamassa nas duas bases de assentamento do tijolo para formação de uma

superfície plana, após a secagem das superfícies os corpos-de-prova devem ser mergulhados em água num período aproximado de 6 horas.

Ferraz (2011) realizou ensaios de prismas onde foram utilizados dois tipos de argamassa tabela 9 e 10, para argamassa industrializada foram ensaiados 11 tijolos e para argamassa com traço 1:3:8 (cimento: cal: areia) ensaiados 12 tijolos todos tijolos tem as dimensões 14 x 19 x 29 cm.

O ensaio realizado com argamassa industrializada foi utilizado 11 corpos de prova sendo os valores obtidos variando de 0,2 a 0,4 Mpa e obtendo uma média de resistência de 0,3 MPa.

TABELA 9 - Resistência à compressão do prisma de bloco cerâmico com a utilização de argamassa industrial

CP	Força (KN)	Área (mm ²)	Resistência (MPa)
1	13,6	39825	0,3
2	9	38940	0,2
3	15,8	39530	0,4
4	10,6	39825	0,3
5	8,5	40415	0,2
6	8,4	40415	0,2
7	10,8	39825	0,3
8	9,3	39420	0,2
9	11,2	39825	0,3
10	13,6	39825	0,3
11	10,3	40230	0,3
Média Aritmética			0,3
Mediana			0,3
Desvio Padrão			0,1

Fonte: FERRAZ (2011)

O segundo ensaio realizado para obtenção de resistência a compressão do bloco, foi utilizado argamassa com um traço 1:3:8 sendo cimento, cal e areia, neste foi ensaiado 12 corpos de prova obtendo se uma média de resistência de 0,3 Mpa.

TABELA 10 - Resistência à compressão do prisma de bloco cerâmico com a utilização de Argamassa traço 1:3:8

CP	Força (KN)	Área (mm ²)	Resistência (MPa)
1	8,7	39420	0,2
2	10,3	39235	0,3
3	6,2	39712	0,2
4	13,4	39420	0,3
5	10,7	39825	0,3
6	12,6	40095	0,3
7	11,9	39984	0,3
8	9,9	39730	0,3
9	13,1	40415	0,3
10	7,7	40230	0,2
11	9,7	40365	0,2
12	11,2	39690	0,3
Média Aritmética			0,3
Mediana			0,3
Desvio Padrão			0,1

Fonte: FERRAZ (2011).

2.5 CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA NA RIGIDEZ DE PÓRTICOS

Segundo Silva (2011), a junção pórtico painel faz com que o pórtico tenha considerável ganho de rigidez com isso tem se o ganho de ductibilidade relacionado ao painel de alvenaria já que o pórtico é flexível. Esta comprovação vem sendo afirmada por diversos autores que estudam o assunto. Mas fica evidente que o painel de alvenaria junto ao pórtico absorve as ações horizontais bem maiores a que poderia suportar se não houvesse o componente painel.

De acordo com Fonseca *et al.* 1997 em projetos de construções que possuem pórticos, os elementos constituintes da parte estrutural sendo lajes e paredes não são levados em consideração sua contribuição em relação aos elementos que compõem a estrutura, mesmo sabendo de seus ganhos de resistência em edificações. As lajes e paredes conferem rigidez em relação ao contraventamento, quando estas estão sujeitas a ação do vento ou ações sísmicas, as paredes trazem consequente economia em edifícios podendo substituir as barras de travamento em edifícios e a utilização de pórticos mais flexíveis obtendo peças pouco robusta o que confere economia.

2.6 MÉTODO BIELA DIAGONAL EQUIVALENTE

O método consiste em um pórtico com preenchimento em alvenaria onde apresenta modelagem equivalente neste contém um diagonal equivalente de forma fictícia tendo principal função substituir o painel de alvenaria, as propriedades desta barra diagonal estão em função do comprimento de contato entre painel e pórtico, este comprimento de contato acontece tanto na viga e pilar do pórtico (ALVARENGA, 2002).

Neste contexto a Agência Federal de Gestão de Emergência (Federal Emergency Management Agency) em sua Fema 356 (2000), diz que a rigidez lateral de uma estrutura fechada por painel de enchimento não é a mesma de uma estrutura sem fechamento por painel, isso devido à estrutura que apresenta o painel de fechamento apresentar uma interação entre estrutura e painel. Experiências realizadas afirmam que ao se aplicar forças laterais numa estrutura formada por pórticos preenchidos ocorre uma separação entre estrutura e painel de fechamento junto aos cantos opostos a aplicação da força, isso acarreta o surgimento de uma área comprimida no painel ocorrendo um acúmulo de carga junto aos cantos de aplicação de força, a partir deste comportamento se verifica a formação de uma biela diagonal comprimida onde ocorre um acúmulo de cargas no painel.

Para verificação da localização da biela diagonal comprimida a Fema 356 (2000) apresenta a configuração onde os esforços recebidos pela estrutura não são apresentados, mas ela diz que os suportes de compressão podem ser adicionados dentro dos painéis como indica a figura 6, é possível observar a aplicação de forças laterais na estrutura e uma faixa localizada na região comprimida dentro do painel de alvenaria configurando uma função de suporte.

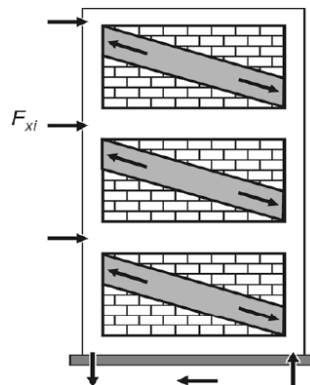


FIGURA 6 - Faixa de compressão no painel de alvenaria
Fonte: Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, (2000)

Ao ser aplicado uma força horizontal em um pórtico com preenchimento sendo está carga, por exemplo, proveniente de carga de vento Polyakov (1960) classifica o comportamento do pórtico preenchido em três estágios. O primeiro classificado como uma estrutura monolítica onde o pórtico e painel são um só, quando surgem as primeiras fissuras localizadas no painel de alvenaria e no elemento pórtico estas fissuras se apresentam na interface pórtico painel onde as tensões são passadas do pórtico para o painel, podem ser verificadas nos cantos da diagonal o surgimento das primeiras fissuras e a partir disso tem se o termino deste estágio.

No segundo estágio ocorre o alongamento da diagonal tracionada e por outro lado ocorre um encurtamento da diagonal comprimida a característica de termino deste estagio se dá pela formação de fissuração no percurso da diagonal comprimida, estas fissuras ocorrem tanto nas juntas horizontais quanto nas verticais do painel de alvenaria. O terceiro estágio ocorre quando se aplica mais incrementos de cargas e com isso ocorre mais fissuras, este estágio se dá por fim quando a estrutura não tem capacidade resistente de suportar mais cargas.

O comportamento descrito acima pode ser verificado na figura 7, pode ser observada a separação pórtico painel nos cantos opostos a aplicação da força, a faixa em cinza indica a diagonal equivalente onde está possui largura w e tamanho d , o z indica o comprimento de contato entre pórtico e painel, h_w indica a altura do painel, h indica a altura do pórtico, L_w e L indicam respectivamente, a largura do painel e pórtico.

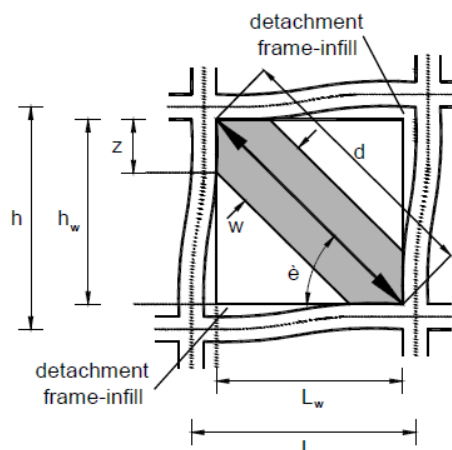


FIGURA 7 - Comportamento do conjunto pórtico painel
Fonte: Asteris (2012).

A conceituação de diagonal equivalente foi proposta primeiramente por Polyakov (1956) logo em seguida o método foi desenvolvido por Holmes (1961) e

passou por um refinamento realizado por estudiosos do assunto sendo eles Stafford-Smith (1962, 1966, 1967a, 1967b) e Stafford-Smith e Carter (1969), Mainstone (1971) e Liauw e Lee (1977).

No início dos anos 1960 Polyakov propôs considerar o painel como sendo uma diagonal equivalente, mais tarde Holmes (1961) propôs o método que consistia em considerar uma diagonal equivalente com as mesmas características do painel sendo em espessura e módulo de deformação onde foi considerado um comprimento de contato de um terço do comprimento da diagonal equivalente. Este mesmo autor propôs que a largura da diagonal equivalente fosse dada conforme a equação abaixo, onde w indica largura e d_m o comprimento da diagonal.

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (1)$$

Stafford-Smith (1962) utilizando pórticos metálico preenchidos com alvenaria, e através de estudos com estes pórticos chegou na formulação que considera que a relação w/d_m varia de 0.1 a 0.25, com isso o autor considerou a largura da diagonal como sendo igual a fórmula (2).

$$w = 0.25 d_m \quad (2)$$

Stafford-Smith (1966) a partir de estudos experimentais realizados com pórticos preenchidos desenvolveu a formulação para pórtico quadrados, com este estudo para o método da diagonal equivalente propôs uma formulação para comprimento de contato alvenaria-pórtico e largura da diagonal equivalente, a rigidez e resistência do painel dependem de um parâmetro de rigidez relativa dado por λ_h conforme a equação (3).

$$\lambda h' = h' \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t_m}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (3)$$

Onde E_m é o módulo de elasticidade da alvenaria, h a altura do painel, t_m é a espessura do painel de alvenaria, I_c momento de inercia dos pilares, E_c é módulo de elasticidade do pilar do pórtico, h' dada como sendo a altura média entre os eixos da viga do pórtico.

Stafford-Smith e Carter (1969) a partir da formulação para pórticos totalmente quadrados desenvolveram o conceito para pórticos retangulares

apresentando uma modificação na formula feita para pórticos quadrado onde está contém o acréscimo do angulo θ que é formado pela diagonal equivalente e a horizontal conforme a fórmula (4).

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin 2\theta}{4E_c I_c H_m}} \quad (4)$$

Mainstone (1971) com base em estudos analíticos e experimentais definiu algumas fórmulas para determinar a largura da diagonal equivalente sedo a principal delas a fórmula (5) as demais dependem das características da alvenaria se é cerâmica ou de concreto e o parâmetro de rigidez relativa λ_h .

$$W = 0.16d_m (\lambda_h)^{-0.3} \quad (5)$$

Decanni e Fantin (1986) propuseram duas condições para formulação do valor de W fórmula (6 e 7) onde se considera a alvenaria sendo na forma fissurada e não fissurada, sendo as duas dependentes do parâmetro adimensional λ_h e comprimento d da biela diagonal equivalente.

Para alvenaria não fissurada:

$$W = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m \quad (6)$$

Para alvenaria fissurada:

$$W = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.01 \right) d_z \quad (7)$$

Paulay e Priestley (1992) definiram a largura efetiva da diagonal equivalente conforme a equação 8 onde se considera que a força que atua no plano do pórtico tem de ser a metade da carga de ruptura do painel.

$$W = 0.25 d_m \quad (8)$$

Durrani e Luo (1994) a partir da análise feita para verificar o comportamento de pórticos planos em concreto armado, nos quais havia uma aplicação de carga lateral neste utilizaram as equações de Mainstone (1971), eles propuseram a formulação para largura efetiva da diagonal equivalente w , equação 9,10 e 11 para

realização da equação se utiliza do fator adimensional m e pelo fator de largura efetiva γ .

$$W = \gamma \sqrt{L^2 + H^2} \sin 2\theta; \quad (9)$$

γ fator de largura efetiva:

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left[\frac{H^4 E_z I}{m E_b I_s H} \right]^{-0.1} \quad (10)$$

m fator que relaciona a rigidez de pilar e viga:

$$m = 6 \left[1 + \frac{6 E_b I_g H'}{\pi E_b I_s L} \right] \quad (11)$$

Onde I_g e E_b são momento de inercia e módulo de elasticidade

O método da biela diagonal contou com a formulação de alguns autores que estudaram o assunto, desta forma a tabela 11 apresenta um resumo destas fórmulas datada de cada ano e o que significa cada componente.

TABELA 11 – Resumo dos principais autores, para formulação da largura da biela diagonal equivalente (w).

Autor	Ano	Fórmula para a largura do braço diagonal equivalente	
Holmes	1961	$W = \frac{d_m}{3}$	Onde,
Smith	1962	$W = 0.25 d_m$	t = espessura da alvenaria
Smith & Carter	1969	$W = 0.58 \left(\frac{1}{H} \right)^{-0.445} (\lambda_h H')^{0.335 d_z} \left(\frac{1}{H} \right)^{0.064}$ $\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c H_m}}$	L = Comprimento do painel de alvenaria
Mainstone	1971	$W = 0.16 d_m (\lambda_h)^{-0.3}$	E_c = módulo de elasticidade da coluna do pórtico
Hendry	1981	W = metade da largura da proposta por Smith (1962)	H_m = Altura do painel de alvenaria
Liaw & Kawan	1984	$W = \frac{0.95 H \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h H'}}$	E_m = módulo de elasticidade da alvenaria
Deccanini & Fantin	1986	Alvenaria não-fissurada	$W = \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m$
		Alvenaria fissurada	$W = \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.01 \right) d_z$
Paulay & Priestley	1992	$W = 0.25 d_m$	I_c = momento de inércia da coluna
Durrani & Luo	1994	$W = \gamma \sqrt{L'^2 + H'^2} \sin 2\theta;$ $\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left[\frac{H'^4 E_z t}{m E_b I_s H} \right]^{-0.1}$ $m = 6 \left[1 + \frac{6 E_b I_g H'}{\pi E_b I_s L'} \right]$	I_b = momento de inércia da viga
Amato, G et. Al.	2003	$W = \frac{d_z \cdot k \cdot c}{z} \frac{1}{(\lambda^*)^\beta};$ $\lambda^* = \frac{E_z t \cdot H'}{E_b A_s} \left(\frac{H'^2}{L'^2} + \frac{1 A_s L'}{4 A_g H'} \right)$ $c = 0.249 - 0.0116\gamma + 0.567\gamma^2$ $\beta = 0.146 + 0.0073\gamma + 0.126\gamma^2$ $z = 1 + 0.25 \left(\frac{L}{H} - 1 \right)$	d_m = comprimento da diagonal equivalente
Chetan	2009	$W = \sqrt{\alpha_L^2 + \alpha_h^2} \quad W = 1.414 \alpha_h \quad \lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_c h}}$ $\alpha_h = \frac{\pi}{2 \lambda_h}$	θ = ângulo entre a diagonal da alvenaria e a horizontal
			β e λ_h são parâmetros adimensionais

Fonte: **American Journal of Engineering Research (AJER)** Catherin Jeselia M., Jayalekshmi B.R., KattaVenkataramana (2011).

2.7 ESTUDOS REFERENTES À AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DE PAINÉIS DE ALVENARIA

Através de estudo paramétrico Souza (2014) realizou análises para avaliar a influência da alvenaria de vedação para verificar a rigidez global de estruturas, foram utilizadas configurações relacionadas às dimensões dos pórticos de concreto armado sendo elas a largura e altura do pórtico, e considerando aplicação de vãos de janelas e portas. A princípio foram utilizadas medidas de pórticos comumente usados nas construções e por meio de uma análise bidimensional foram analisados pórticos com aberturas e sem aberturas, a figura 8 exemplifica a aplicação de forças em um pórtico de concreto armado sem painel de vedação onde consistia em uma aplicação de forças de 1 kN no encontro viga-pilar.

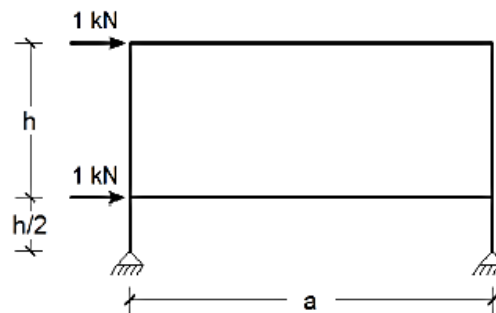


FIGURA 8: Pórtico em concreto armado
Fonte: Souza (2014).

Este mesmo autor utilizou o software SAP 2000 V.15 para simular as paredes de alvenaria através de elementos finitos, os pilares e vigas através de elementos de barra, os elementos finitos de parede consistem em 6 x 6 cm de lado. Nesta análise foram consideradas três configurações de ligação sendo elas rígida, semirrígida e deslocada no topo. A figura 9 apresenta a ligação rígida aplicada simulando o painel de alvenaria através de elementos finitos.

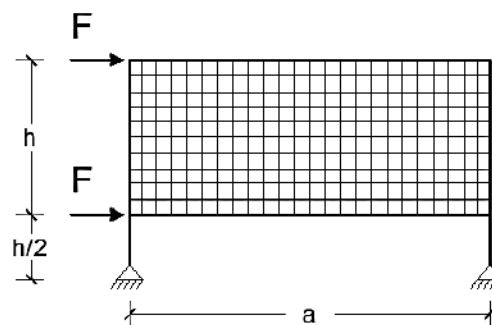


FIGURA 9: Pórtico em concreto armado
Fonte: Souza (2014).

Seguindo este mesmo conceito de análise Fonseca; Silva; Lourenço, (1997) realizaram análise de um pórtico isolado através do método dos elementos finitos onde o pórtico era do tipo metálico preenchido com painel de alvenaria, as dimensões do pórtico em perfil I têm 3 m de largura e 2,70 de altura, o painel é composto por blocos de alvenaria de concreto celular auto clavados. As bases deste pórtico foi considera como engastado. O modelo em análise consiste em um carregamento lateral que foi aplicado de forma gradual para ser verificado sua ruptura, o modelo com as dimensões reais da análise é apresentado na figura 10.

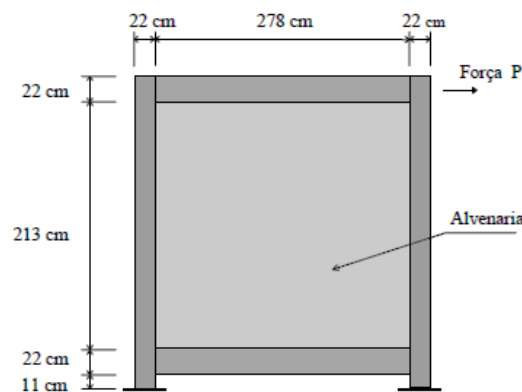
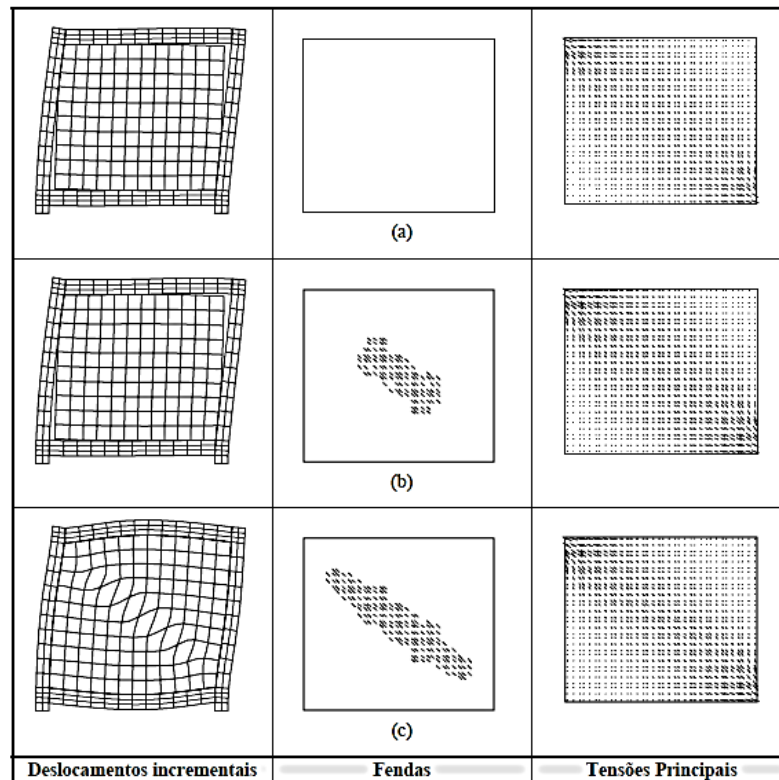


FIGURA 10: Representação do pórtico metálico com preenchimento de painel de alvenaria

Fonte: Fonseca (1997).

Para verificação da condição de ruptura do painel de alvenaria foram aplicadas cargas aos poucos, logo a fenda no painel se deu com aplicação de 10 KN, a plastificação que ocorreu nos cantos foram gerados a partir de 40 KN neste período o canto superior esquerdo começa a ser esmagado e ocorre o avanço para os outros dois cantos com o incremento de carga. Na aplicação de carga quando se atinge 100 KN começa a se verificar as fissuras no centro do painel onde vai se prolongando até atingindo os cantos, neste ponto se verifica formação da diagonal equivalente logo está havendo grande concentração de cargas no ponto superior esquerdo e canto inferior direito formando uma linha na diagonal. Ao se aplicar um carregamento de 110 KN começa a ocorrer a ruptura causando fissuramento na diagonal equivalente do painel, logo depois a estrutura apresenta perda de rigidez e fissuramento em toda região do painel de alvenaria (FONSECA; SILVA; LORENÇO 1997).

A melhorar o entendimento dos incrementos de cargas aplicadas ao painel de alvenaria o quadro 1 apresenta os estágios onde, a figura (a) indica o início do carregamento, a figura (b) mostra o momento antes de ocorrer a fissuração completa da diagonal, a figura (c) demonstra a localização exata da fissuração total da diagonal.



QUADRO 1: Representação do pórtico metálico com preenchimento de painel de alvenaria

Fonte: Fonseca (1997).

A partir de 1957, Benjamin e Williams (1957,1958) e Wood (1958) analisaram os resultados experimentais de Whitney *et al* (1955) e outros obtidos com pórticos de concreto armado, ou de aço, preenchidos por painéis de concreto ou de alvenaria, sujeitos a cargas laterais que simulam ações de vento sismo. No qual foram unânimes em afirmar a respeito do aumento da rigidez dos pórticos proporcionada pela presença dos painéis.

2.8 ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

2.8.1 Sistema com Um Grau de Liberdade

O sistema mais simples de ser estudado para uma análise dinâmica de estruturas é o sistema com um grau de liberdade figura 11, no qual há somente a possibilidade de movimento em apenas uma direção.

As propriedades físicas essenciais de qualquer sistema mecânico ou estrutural elástico-linear sujeito a uma fonte externa de excitação ou carregamento

dinâmico são a massa, as propriedades elásticas (rigidez ou flexibilidade) e o mecanismo de perda de energia ou amortecimento (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

Cada propriedade física é representada na figura 11 por m (massa), k (rigidez) e c (amortecimento). Como dito anteriormente, apenas uma direção é suficiente para descrever a posição do sistema, $v(t)$. A carga dinâmica externa que produz a resposta do sistema é a força $p(t)$ que varia com o tempo.

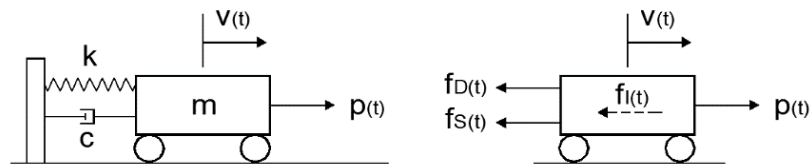


FIGURA11: Sistema massa-mola amortecido
Fonte: Clough e Penzien (2003) - Adaptado pelos autores

A formulação da equação de movimento de um sistema dinâmico é, provavelmente, a fase mais importante e, por vezes, a mais difícil de todo o procedimento de análise (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

Para um sistema simples como o da figura 11, a equação do movimento pode ser escrita a partir do equilíbrio dinâmico das forças atuantes no sistema, equação 12.

$$f_i(t) + f_D(t) + f_s(t) = p(t) \quad (12)$$

Onde,

$f_i(t)$ é a força de inércia;

$f_D(t)$ é a força de amortecimento;

$f_s(t)$ é a força elástica;

$p(t)$ é a carga externa.

A equação 12 é uma maneira de satisfazer a Segunda Lei de Newton do movimento, que diz que a mudança de movimento de uma partícula de massa é proporcional à força atuante sobre este. Cada força presente no lado esquerdo da

equação 12 está em função do deslocamento $v(t)$ e de suas derivadas em relação ao tempo, sendo que cada uma pode ser representada como a seguir:

$f_I(t) = m\ddot{v}(t)$ (13): é o produto entre a massa e a segunda derivada do deslocamento, ou seja, a aceleração;

$f_D(t) = c\dot{v}(t)$ (14): é o produto entre a constante de amortecimento e a primeira derivada do deslocamento, ou seja, a velocidade;

$f_S(t) = kv(t)$ (15): é o produto entre a constante de rigidez e o deslocamento.

Quando as equações 13 a 15 são substituídas na equação 12, chega-se a uma forma da equação do movimento que é bastante difundida na literatura, equação 16. Para o caso em questão essa expressão representa a equação do movimento para o sistema massa-mola amortecido figura 11 com um grau de liberdade.

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = p(t) \quad (16)$$

2.8.2 Vibrações Livres Não-Amortecidas

Se um sistema, após uma perturbação inicial, continua a vibrar por conta própria, a vibração resultante é conhecida como vibração livre. Nenhuma força externa age sobre o sistema. A oscilação de um pêndulo simples é um exemplo de vibração livre, além disso, se nenhuma energia for perdida ou dissipada por atrito ou outra resistência durante a oscilação, a vibração é conhecida como vibração não-amortecida (RAO, 2008). Essa condição pode ser expressa matematicamente desprezando os termos que representam a força externa $p(t)$ e o amortecimento c na equação 16. Assim, a equação resultante dessa operação é a equação 17.

$$m\ddot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (17)$$

Essa é uma equação diferencial homogênea de segunda ordem com coeficiente constante, que tem a solução geral na forma:

$$v(t) = A \sin(\omega t) - B \cos(\omega t) \quad (18)$$

Onde,

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (19)$$

Expressando as constantes A e B em termos das condições iniciais no tempo $t = 0$, resulta em:

$$v(0) = v_0 = B \quad \dot{v}(0) = \dot{v}_0 = A\omega \quad (20)$$

Sendo assim a solução geral toma a forma da equação 21.

$$v(t) = \frac{\dot{v}(0)}{\omega} \text{sen}(\omega \cdot t) + v(0) \text{cos}(\omega \cdot t) \quad (21)$$

A solução mostrada na equação 21 representa o movimento harmônico simples e é representada graficamente na figura 12. A quantidade ω é chamada de frequência angular de vibração (medida em radianos por unidade de tempo).

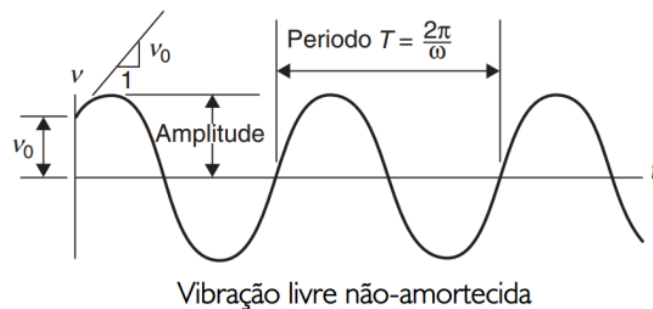


FIGURA 12: Movimento harmônico simples de uma estrutura com vibração livre não-amortecida
Fonte: Adaptada de ANDERSON e NAEIM,(2012).

O período (T) é o tempo que a oscilação leva para completar um ciclo.

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f} \quad (22)$$

A frequência natural de vibração é dada pela equação 23.

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (23)$$

A frequência natural de vibração também pode ser representada na forma da equação 24.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (24)$$

2.8.3 Vibrações Livres Amortecidas

Caso alguma forma de dissipação de energia seja considerada no sistema dinâmico com vibração livre, então a equação do movimento será da forma da equação 25.

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (25)$$

Dividindo essa equação por m e lembrando que $\omega = \sqrt{k/m}$, pode-se reescrevê-la como:

$$\ddot{v}(t) + 2\xi\omega \dot{v}(t) + \omega^2 v(t) = 0 \quad (26)$$

Onde,

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \text{e} \quad (27)$$

$$c_{cr} = 2m\omega = 2\sqrt{km} = \frac{2k}{\omega}$$

A equação 27 é conhecida como fator de amortecimento e é definido como a razão entre a constante de amortecimento (c) e a constante de amortecimento crítico (c_{cr}).

Os sistemas dinâmicos podem ser classificados em três casos, de acordo com o valor do fator de amortecimento:

Caso 1 - Sistema subamortecido: $\xi < 1$ ou $c < c_{cr}$;

Caso 2 - Sistema criticamente amortecido: $\xi = 1$ ou $c = c_{cr}$;

Caso 3 - Sistema superamortecido: $\xi > 1$ ou $c > c_{cr}$.

Para este trabalho somente é interessante o caso 1 ($\xi < 1$).

Os sistemas subamortecidos ($c < c_{cr}$) são caracterizados pelo comportamento de oscilarem em torno de sua posição de equilíbrio tendo um decréscimo progressivo de sua amplitude figura 13. Esse comportamento abrange estruturas de interesse como: edifícios, pontes, barragens, centrais de energia nuclear, estruturas offshore, etc. (CHOPRA, 1995).

O amortecimento tem o efeito de reduzir a frequência natural de ω para ω_D , em que ω_D é a frequência natural amortecida; e de alongar o período natural de T para T_D figura 13, onde T_D é o período natural amortecido. Esses efeitos são desprezados quando o fator de amortecimento (ξ) tiver valores abaixo de 20%, esta faixa compreende a maioria das estruturas (CHOPRA, 1995). A figura 14 mostra a relação entre $\omega/\omega_D = T/T_D$ e o fator de amortecimento (ξ).

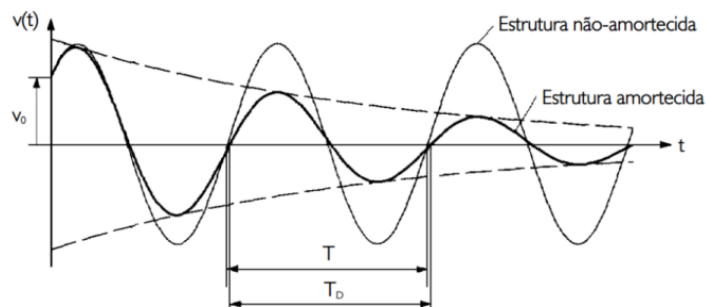


FIGURA 13: Efeitos do amortecimento em estruturas com vibração livre.
Fonte: Adaptada de CHOPRA, (1995).

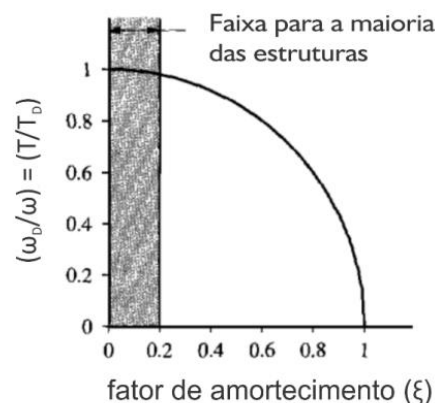


FIGURA 14: Efeitos do amortecimento na frequência natural de vibração.
Fonte: Adaptada de CHOPRA, (1995).

2.8.4 Sistema com Múltiplos Graus de Liberdade

A maioria das estruturas não podem ser avaliadas através de modelos que se valem de apenas um grau de liberdade, pois o comportamento dessas estruturas não se restringe a apenas uma direção, ou seja, para a caracterização dessas estruturas é necessário o uso de sistemas com vários graus de liberdade como ilustra a figura 15.

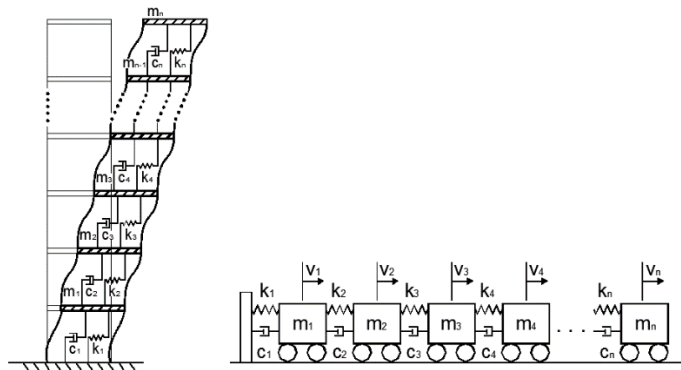


FIGURA 15: Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade
Fonte: Nascimento, (2015) - adaptado pelos autores.

Os conceitos utilizados para os sistemas com um grau de liberdade podem ser aplicados para os casos de sistemas com múltiplos graus de liberdade. A diferença é que para esse último caso será necessário o uso de matrizes, pois há um grande número de equações a serem resolvidas.

A equação do movimento para sistemas com múltiplos graus de liberdade pode ser escrita de forma semelhante a equação 16, só que na forma matricial.

$$\mathbf{M}\ddot{\bar{v}}(t) + \mathbf{C}\dot{\bar{v}}(t) + \mathbf{K}\bar{v}(t) = \bar{p}(t) \quad (28)$$

Onde,

\mathbf{M} é a matriz de massa;

\mathbf{C} é a matriz de amortecimento;

\mathbf{K} é a matriz de rigidez;

\bar{v} é o vetor de deslocamentos;

\bar{p} é o vetor de cargas externas.

Será seguido o mesmo raciocínio para análise de vibrações livres não-amortecidas o que é ilustrado pela equação 29.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{v}(t) = \mathbf{0} \quad (29)$$

2.8.5 Análise Modal

O objetivo da análise modal de estruturas é a determinação das frequências naturais e modos de vibração da estrutura em vibração livre. Estruturas reais são sistemas contínuos que possuem infinitos graus de liberdade e, portanto, infinitos modos de vibração e frequências naturais associadas (MAIA & SILVA, 1998).

Com base na equação 29 é possível obter as frequências naturais de vibração livre e suas respectivas formas modais. A solução dessa equação recai em um problema de autovalores e autovetores na forma da equação 30, onde os autovalores (ω^2) estão relacionados com as frequências naturais de vibração e os autovetores (\bar{q}) correspondem aos respectivos modos de vibração.

$$[\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}]\bar{q} = 0 \quad (30)$$

Onde,

ω são as frequências naturais angulares de vibração;

\bar{q} são os modos de vibração.

Pode ser demonstrado que pela regra de Cramer que a solução simultânea do conjunto de equações 30 conduz a equação 31.

$$\bar{q} = \frac{0}{\|\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}\|} \quad (31)$$

Portanto uma solução não-trivial somente é possível quando o determinante do denominador for nulo. Em outras palavras, vibrações livres de amplitude finita somente são possíveis quando (CLOUGH e PENZIEN, 2003):

$$\|\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}\| = 0 \quad (32)$$

A equação 32 é chamada de equação das frequências do sistema. Expandindo o determinante dará uma equação algébrica de n graus para o parâmetro ω^2 para um sistema com n graus de liberdade. As n raízes dessa equação ($\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2$) representam as frequências naturais dos n modos de vibração que são possíveis no sistema (CLOUGH e PENZIEN, 2003). Isso pode ser ilustrado pelo vetor de frequências naturais $\bar{\omega}$:

$$\bar{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_n \end{Bmatrix} \quad (33)$$

Lembrando que $f = \omega/2\pi$ (equação 23), onde f é a frequência natural de vibração do sistema expresso em ciclos de oscilação por segundo, a unidade dessa grandeza no sistema internacional de unidade é o hertz (Hz). Assim, dividindo cada elemento do vetor figura 33 por 2π , tem-se:

$$\bar{f} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{Bmatrix} \quad (34)$$

O vetor 34 representa as frequências naturais do sistema medidas em ciclos de oscilação por segundo (Hz).

2.9 ALGUNS CRITÉRIOS DE PROJETO PARA EDIFÍCIOS

2.9.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia a estabilidade global de edifícios de concreto armado, sendo utilizado para mensurar a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, mais precisamente, estimar os efeitos da não-linearidade geométrica. Isso sem a necessidade de realizar uma análise não-

linear na estrutura, ou seja, valendo-se apenas de uma análise de primeira ordem. Esse coeficiente também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. Esse parâmetro de estabilidade foi criado por FRANCO e VASCONCELOS (1991).

Essa avaliação é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e é efetuada a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, adotando-se os valores de rigidez dados no item 15.7.3 da norma NBR 6118:2014 (ABNT 2014). Na mesma norma, item 15.5.3, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação 35.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (35)$$

Onde,

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

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

2.9.1.1 Combinação no Estado Limite Último

Para o cálculo do momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$) e momento de segunda ordem ($\Delta M_{tot,d}$), os esforços devem ser empregados no estado limite último, equação 36.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \delta_{hi} \quad (36)$$

Sendo:

i – número do andar considerado;

n – número total de andares do edifício;

P_{gi} – resultante vertical da carga permanente no andar i;

γ_f – coeficiente de majoração das cargas no estado limite último;

ψ_0 – fator de redução de combinação para ELU para ações variáveis secundárias; a favor da segurança, pode ser tomado igual a unidade;

P_{q1i} – resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i;

P_{q2i} – resultante vertical da ação acidental considerada secundária no andar i;

δ_{hi} – deslocamento horizontal na direção considerada no andar i.

Os valores de δ_{hi} são determinados com os valores de cálculo das ações horizontais do vento (consideradas como secundárias), ou seja, $\delta_{hi} = \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki}$, resultando para a expressão anterior a equação 37:

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{qi}) \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f} \quad (37)$$

Em que H_i é a ação do vento resultante no andar i, e h_i a distância do andar i até a base do prédio ou do seu ponto de engastamento.

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{qi}) \cdot \delta_{hki}}{\psi_0 \cdot \gamma_f \cdot \sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i}$$

$$\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{qi}) \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i} \quad (38)$$

No caso de considerar o vento como ação principal, o que se tem é:

$$\frac{\gamma_f \cdot \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{qi, vento}) \cdot \delta_{hki}}{\gamma_f \cdot \sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{qi, vento}) \cdot \delta_{hki}}{\sum_{i=1}^n H_{vi} \cdot h_i} \quad (39)$$

Assim percebe-se que a equação 38 é mais desfavorável que a equação 39 devendo, então, a primeira ser considerada no cálculo do γ_z .

2.9.2 Análise de Estruturas de Nós Fixos

Nas estruturas de nós fixos, item 15.6 da NBR 6118:2014, os elementos comprimidos podem ser calculados isoladamente, considerando-os como barras vinculadas nas extremidades aos demais elementos estruturais a que eles se conectam (ABNT 2014). Nessa análise, os esforços são obtidos segundo a teoria de primeira ordem, na qual a estrutura é considerada na sua configuração indeformada.

A análise dos efeitos locais de 2ª ordem deve ser realizada de acordo com o estabelecido no item 15.8 na NBR 6118:2014 (ABNT 2014).

A norma supracitada recomenda que sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato da estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

2.9.3 Análise de Estruturas de Nós Móveis

Nas estruturas de nós móveis, item 15.7 da NBR 6118:2014, a análise estrutural deve obrigatoriamente considerar os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física (ABNT 2014). No dimensionamento é obrigatório considerar os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

2.9.4 Análise Não-Linear com Segunda Ordem

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de segunda ordem consiste na avaliação dos esforços finais (primeira ordem mais os de segunda ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

2.9.5 Consideração Aproximada da Não-Linearidade Física

Para a análise dos esforços globais de segunda ordem, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores das equações 40:

$$\text{Lajes: } (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (\text{a})$$

$$\text{Vigas: } (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \quad \text{e} \quad (\text{b})$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} I_c \quad \text{para } A_s' = A_s \quad (\text{c}) \quad (40)$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} I_c \quad (\text{d})$$

Onde $(EI)_{sec}$ é a rigidez secante, E_{ci} é o módulo de deformação tangente inicial do concreto e I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

3 OBJETIVOS

3.1 OBJETIVO GERAL

Realizar análises comparativas a partir de modelos numéricos de pórticos planos simples empregando-se metodologias encontradas na literatura técnica a fim de se investigar a influência das alvenarias em seu comportamento.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar o comportamento da alvenaria em pórticos a partir de estudo paramétrico;
- Verificar a influência da alvenaria de vedação na rigidez lateral de pórticos planos;
- Realizar um comparativo analisando as diferentes formulações da biela diagonal.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

O intuito principal desta pesquisa é verificar o quanto de rigidez lateral a alvenaria de vedação possa trazer ao pórtico plano em concreto armado, desta forma o princípio do estudo se deu como primórdio a adoção para as dimensões dos pórticos, painel de alvenaria e biela diagonal. Tendo as características geométricas e mecânicas destes materiais tais como peso específico e módulo de elasticidade, com estas informações foi possível alimentar o programa SAP 2000 V.16 de análise estrutural por elementos finitos.

No programa as vigas e pilares foram inseridos como elementos de barras com junção de nós junto as extremidades pilar e viga, a biela diagonal equivalente foi considerada também como elemento de barra enquanto que a alvenaria foi simulada por meio de elementos de casca.

O estudo contou com duas etapas sendo a primeira com análises preliminares em pórticos planos isolados com baixas alturas, já a segunda etapa consiste no estudo de caso da face lateral de um prédio residencial com oito pavimentos.

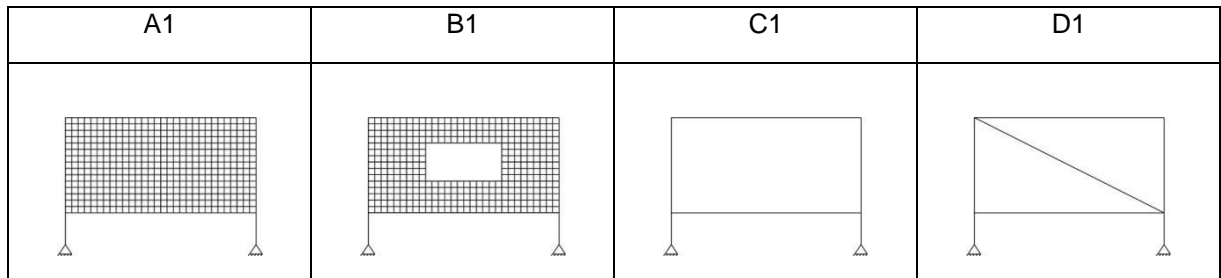
Para o estudo quatro configurações de pórticos planos em concreto armado foram analisados, sendo elas:

- Pórtico em concreto armado sem painel de alvenaria de vedação;
- Pórtico com adição de biela diagonal equivalente;
- Pórtico totalmente preenchido com shell;
- Pórticos preenchidos com shell, mas com abertura de portas e janelas;

A primeira etapa para o estudo consiste em se obter os deslocamentos nestes pórticos para os quais houve a adição de uma força aplicada no canto superior esquerdo do pórtico com valor constante de 1 KN. A partir dos deslocamentos obtidos chegou-se ao resultado de rigidez lateral dos pórticos, onde a rigidez está em função da força aplicada e do deslocamento da estrutura.

Para um melhor entendimento o quadro 2 apresenta as modelagens para estas primeiras análises da quais A1 consiste em pórtico preenchido com elementos finitos de casca, B1 consiste em elementos finitos de casca com aberturas para simular portas e janelas, C1 pórtico sem presença de alvenaria de vedação e D1 o

qual utiliza uma barra diagonal equivalente onde a mesma varia de acordo com os autores das equações para a sua largura.

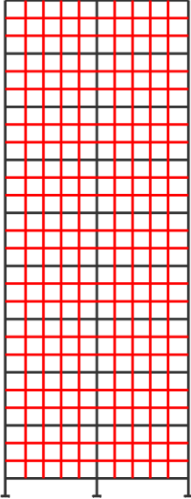
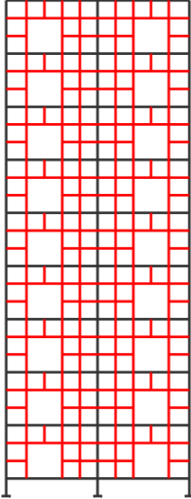
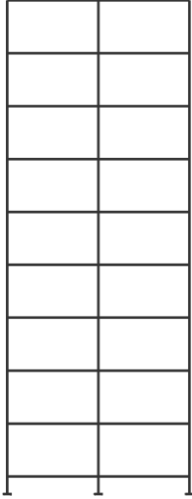
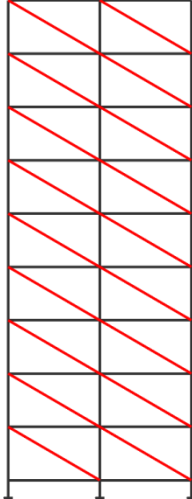


QUADRO 2: Configuração modelagem preliminar
Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

A partir dos valores de rigidez lateral iniciou-se a comparação entre as modelagens dos pórticos analisados, sendo os tais ora simulando a presença de alvenaria de vedação e ora sem a presença de alvenaria.

A segunda etapa do estudo contou com a utilização de uma estrutura aporticada maior contando com oito pavimentos, para estes as análises são realizadas em termos de deslocamentos laterais, frequências naturais e do parâmetro de estabilidade global gama-Z.

Para um melhor entendimento o quadro 3 apresenta as modelagens para estas primeiras análises das quais A2 consiste em pórtico preenchido com elementos finitos de casca, B2 consiste em elementos finitos de casca com aberturas para simular portas e janelas, C2 pórtico sem presença de alvenaria de vedação e D2 o qual utiliza uma barra diagonal equivalente onde a mesma varia de acordo os autores das equações para a sua largura.

A2	B2	C2	D2
			

QUADRO 3: Configuração modelagem prédio
 Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

4.1 ANÁLISE PRELIMINAR EM PÓRTICOS PLANOS

4.1.1 Características geométricas dos pórticos planos adotados

A geometria a qual foi considerada para as análises de pórticos preliminares sem preenchimento em alvenaria de vedação e com a presença da biela diagonal equivalente, apresenta os vãos dos pórticos planos variando de 3 m a 6,8 m, e para pórticos preenchidos por elementos de casca os vãos variam de 3 a 6 m. A seção dos pilares são constantes, já as seções das vigas em questão foram utilizadas a partir de um pré-dimensionamento considerando dez por cento do vão conforme observado na tabela 12.

TABELA 12: Geometria dos pórticos adotados

Pórticos com vão (m)	Seção pilar (m)	Seção vigas (m)	Inércia pilar (m⁴)
3,0	0,15 x 0,4	0,15 x 0,3	0,0008
3,2	0,15 x 0,4	0,15 x 0,32	0,0008
3,4	0,15 x 0,4	0,15 x 0,34	0,0008
3,6	0,15 x 0,4	0,15 x 0,36	0,0008
3,8	0,15 x 0,4	0,15 x 0,38	0,0008
4,0	0,15 x 0,4	0,15 x 0,40	0,0008
4,2	0,15 x 0,4	0,15 x 0,42	0,0008
4,4	0,15 x 0,4	0,15 x 0,44	0,0008
4,6	0,15 x 0,4	0,15 x 0,46	0,0008
4,8	0,15 x 0,4	0,15 x 0,48	0,0008
5,0	0,15 x 0,4	0,15 x 0,50	0,0008
5,2	0,15 x 0,4	0,15 x 0,52	0,0008
5,4	0,15 x 0,4	0,15 x 0,54	0,0008
5,6	0,15 x 0,4	0,15 x 0,56	0,0008
5,8	0,15 x 0,4	0,15 x 0,58	0,0008
6,0	0,15 x 0,4	0,15 x 0,60	0,0008
6,2	0,15 x 0,4	0,15 x 0,62	0,0008
6,4	0,15 x 0,4	0,15 x 0,64	0,0008
6,6	0,15 x 0,4	0,15 x 0,66	0,0008
6,8	0,15 x 0,4	0,15 x 0,68	0,0008

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Propriedades adotadas:

- Seção dos pilares = 15x40 cm
- Os vãos variam de L= 3 a 6,8 metros
- Vigas variam de 30 a 68 cm
- Altura do pórtico, H = 3 m
- Concreto, fck = 30 MPa
- Peso específico concreto = 25 KN/m³
- Módulo de elasticidade do concreto, Eci = 30672,46 MPa
- Peso específico alvenaria cerâmica de vedação = 13 KN/m³
- Módulo da elasticidade alvenaria, Em = 5249 MPa

O módulo de elasticidade utilizado para o concreto armado foi obtido através da equação encontrada na norma NBR 6118:2014 (ABNT 2014) onde a mesma é descrita na equação 40, para obtenção deste valor ocorreu a adoção do fck

do concreto como sendo 30 MPa, esta equação permite o emprego do f_{ck} variando de 20 a 50 MPa. Para o valor α_E considerado como 1,0, que é em função do tipo de agregado que no caso ocorreu adoção do granito.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (40)$$

O módulo de elasticidade utilizado para alvenaria de vedação foi obtido através dos valores presentes na tabela 5 localizada no referencial teórico deste trabalho, e o peso específico adotado de acordo com a norma NBR 6120: 1980 (ABNT 1980), apresentado na tabela 1 desta norma.

4.1.2 Configuração da modelagem base para as análises

Com base nestas informações de entrada, todas as análises foram efetuadas conforme a figura 16, onde tem se uma força aplicada no canto superior esquerdo com valor de 1 KN e as reações são constituídas do tipo segundo gênero desta forma limitando a movimentação da estrutura em duas direções.

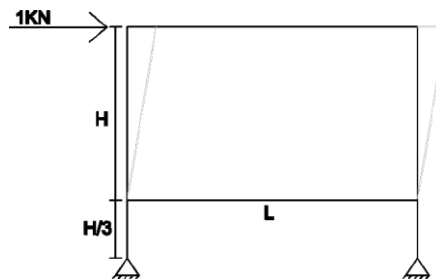


FIGURA 16: Modelo para análise simples
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.1.3 Características para pórticos planos com biela diagonal

A tabela 13 apresenta os valores da largura da biela diagonal equivalente obtida de acordo com a formulação dos autores estudados neste trabalho, sendo estes valores encontrados a partir do emprego das propriedades geométricas dos pórticos e características da alvenaria, concreto e módulos de elasticidade.

TABELA 13: Valores considerados para largura “W” da biela diagonal.

HOLMES 1961 (m)	SMITH 1962 (m)	MAINSTONE 1971 (m)	LIAW E KAWAN 1984 (m)	DECCANINI E FANTIN 1986 (m)
1,41	1,06	0,63	1,03	2,84
1,462114147	1,09658561	0,652009928	1,061820642	2,939940991
1,511437873	1,133578405	0,674294959	1,092149822	3,042923569
1,562049935	1,171537451	0,697330159	1,120145389	3,15081068
1,613829125	1,210371844	0,721048367	1,14603631	3,263195368
1,67	1,25	0,75	1,17	3,38
1,720465053	1,29034879	0,770301996	1,192311217	3,500083795
1,775136927	1,331352696	0,79573722	1,213048291	3,624003528
1,830604029	1,372953022	0,821653528	1,232390054	3,751240333
1,886796226	1,41509717	0,848013258	1,250469852	3,881578943
1,943650632	1,457737974	0,874782668	1,267406684	4,014827158
2,001110803	1,500833102	0,901931473	1,283306712	4,150812716
2,059126028	1,544344521	0,929432429	1,298264662	4,289380656
2,11765069	1,588238017	0,95726098	1,312365101	4,430391108
2,176643696	1,632482772	0,985394948	1,325683586	4,573717409
2,236067977	1,677050983	1,013814258	1,338287695	4,7192445
2,295890048	1,721917536	1,042500705	1,350237939	4,866867561
2,356079606	1,767059705	1,071437746	1,361588577	5,016490823
2,416609195	1,812456896	1,100610313	1,372388336	5,168026553
2,47745389	1,858090418	1,130004661	1,382681034	5,321394176

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

Para esta análise foram utilizadas vinte configurações de pórticos planos e para cada um destes pórticos empregou se cinco valores de largura de biela diagonal.

Segue na FIGURA 17 o comparativo das diferenças de largura w para biela diagonal considerando um pórtico com vão de 3 m de acordo com cada autor estudado nesta pesquisa, desta forma se observa que o autor mais conservador é Deccanini e Fantin (1986) onde a largura tem valor de 2,84 m, um valor que fica intermediário é o de Homes (1961) com 1,41 m e por fim o menor valor para largura diagonal segue por Mainstone (1971) com largura 0,63 m.

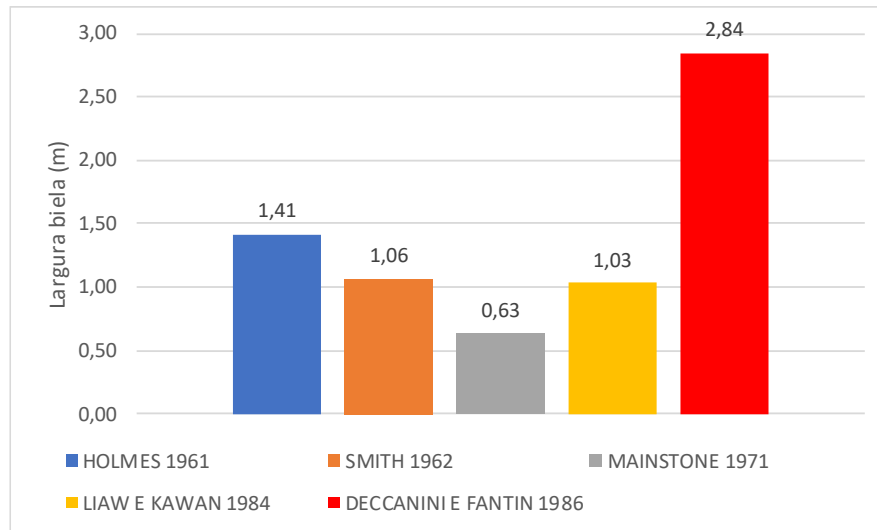


Figura 17: Comparativo larguras de biela
Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

4.1.4 Características para pórticos planos com elementos de casca

Tendo em vista que em geral as edificações possuem aberturas tanto para portas e janelas, foram efetuadas análises utilizando estas aberturas para se chegar mais próximo a realidade encontrada nas edificações.

Nestas análises foram adotados para os pórticos vãos de 3, 4, 5 e 6 metros. A malha de elementos finitos é constituída por pequenos elementos de áreas (casca) sendo que quanto menor essas áreas, mais preciso serão as análises desta forma as dimensões considerado com 100 por 100 mm. Por vez os elementos de casca contêm as mesmas propriedades da alvenaria, para estes casos considerou se as ligações sendo somente rígidas.

As janelas variam de 1,20 x 1,20 a 2,40 x 1,20 m dados estes presentes na tabela 14, para cada metro de vão livre foi acrescentado 40 cm em cada janela a partir da inicial a qual tem dimensão 1,20 de largura.

TABELA 14: Configuração para análise com janela

Pórticos com vão (m)	Abertura (m)	Área abertura (m ²)
3	1,20 x 1,20	1,44
4	1,60 x 1,20	1,92
5	2,00 x 1,20	2,40
6	2,40 x 1,20	2,88

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

As portas variam de 0,80 x 2,10 a 1,40 x 2,10 m dados estes presentes na tabela 15, para cada metro de vão livre foi acrescido 20 cm a largura em cada porta, a partir da inicial a qual tem dimensão 0,80 m de largura.

TABELA 15: Configuração para análise com porta

Pórticos com vão (m)	Abertura (m)	Área abertura (m ²)
3	2,10 x 0,80	1,68
4	2,10 x 1,00	2,10
5	2,10 x 1,20	2,52
6	2,10 x 1,40	2,94

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.1.5 Rigidez lateral

Para tanto a força aplicada junto ao pórtico vai lhe gerar um deslocamento qual é fundamental para o estudo, a figura 18 apresenta quais os deslocamentos utilizados e com estes deslocamentos obtém-se a rigidez deste pórtico com a aplicação da equação 41. A equação para rigidez lateral constitui sendo a força aplicada junto a estrutura pelos deslocamentos obtidos nos quatro cantos indicados por δ .

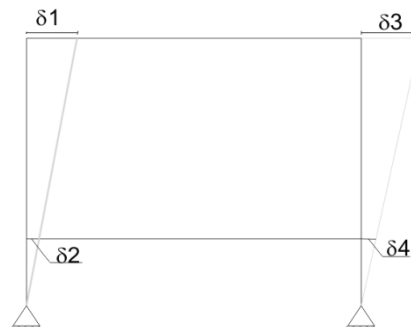


FIGURA 18: Deslocamentos nos quatro pontos de ligação
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

$$K = \frac{1}{\frac{(\delta_1 - \delta_2) + (\delta_3 - \delta_4)}{2}}$$

(41)

4.2 ESTUDO DE CASO: PÓRTICO PLANO DE UM PRÉDIO RESIDENCIAL DE 8 PAVIMENTOS

4.2.1 Características geométricas

Para fim deste estudo foi analisado um edifício residencial com oito pavimentos sendo que cada pavimento ocupado por dois apartamentos, a parte estrutural da edificação possui pilares e vigas com respectivas dimensões de 15 x 45 cm, laje maciça com 12 cm e seu fechamento da estrutura aperticadas e feita através de alvenaria cerâmica de vedação com espessura de 15 cm, os módulos de elasticidade foram os mesmos das análises para pórticos com baixa altura.

A planta baixa do pavimento tipo é mostrado conforme figura 19, a edificação possui 26,30 m de comprimento por 10,30 m de largura e altura de 27 m.

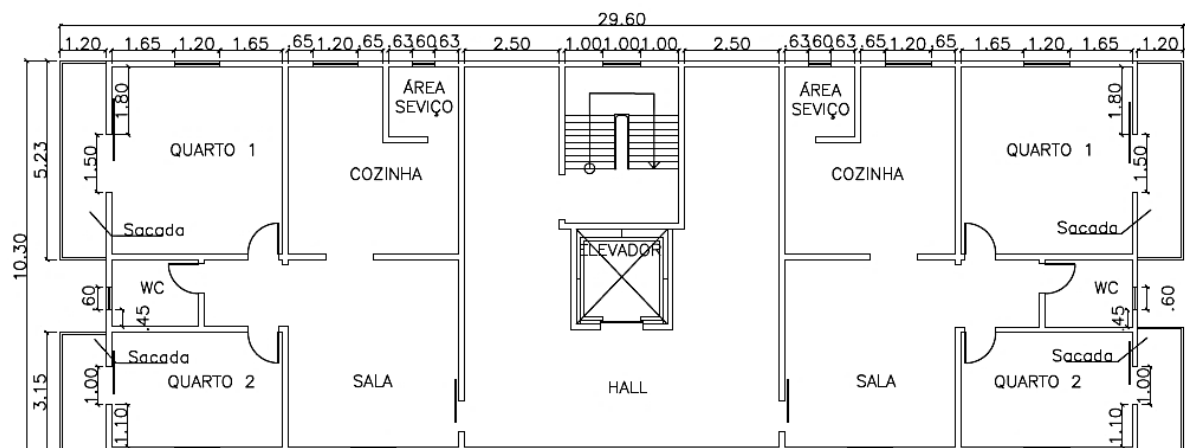


FIGURA 19: Planta baixa pavimento tipo
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.2.2 Concepção estrutural da modelagem base para as análises

A configuração para análise surge a partir da planta de corte figura 20 onde em questão foram constituídas as análises na menor dimensão da edificação. A figura 20 apresenta todas as disposições dos pilares e vigas, a face utilizada é constituída pelos pilares P8, P18, P25 e vigas V16, V31 observadas na parte direita da figura e conta com vãos de 4,48 m entre pilares e altura por pavimento de 3 metros.

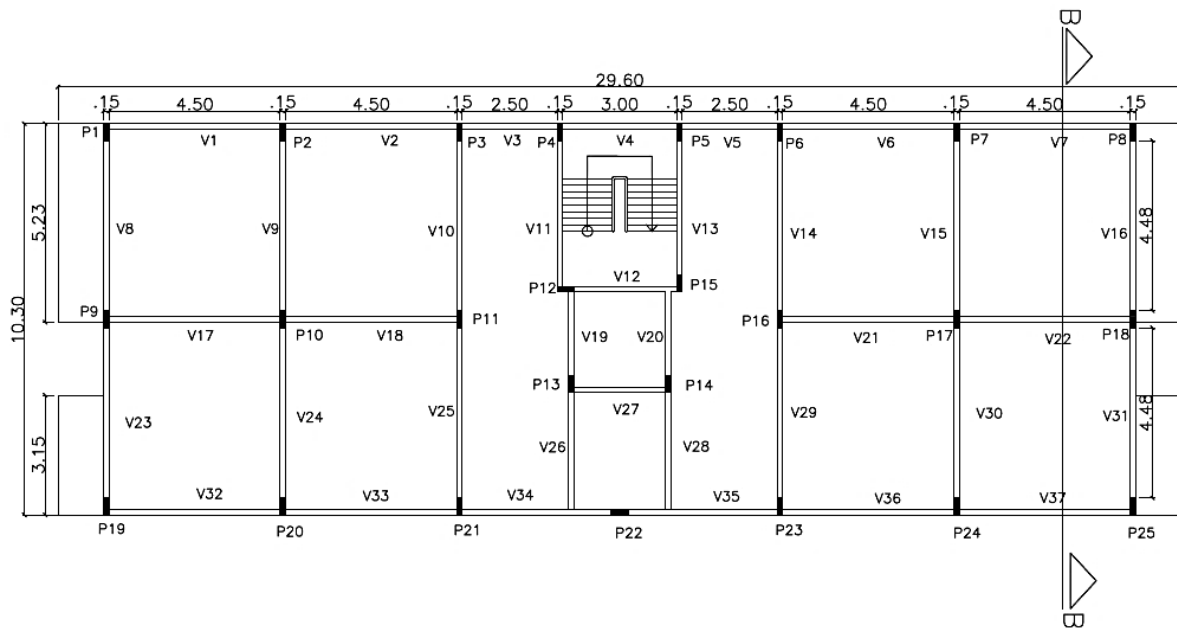


FIGURA 20: Locação pilares e vigas
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.2.3 Ações Atuantes na Estrutura

As ações atuantes na estrutura se resumem basicamente a dois tipos: verticais e horizontais. Sendo que estas podem ser permanentes ou acidentais. No grupo pertencente às ações permanentes verticais se encontram o peso próprio de vigas, pilares, lajes, revestimentos e alvenaria de vedação. Já no grupo pertencente às ações acidentais verticais se encontram a carga de ocupação da estrutura e nas acidentais horizontais a ação do vento.

4.2.3.1 Ação Horizontal do Vento

As cargas horizontais que representam a ação do vento foram calculadas para todos os modelos de acordo com a norma NBR 6123:1988. A velocidade básica (V_0) adotada foi de 30m/s. Para o cálculo da velocidade característica adotou-se para os fatores topográficos (S_1) e probabilístico (S_3) o valor de 1,0. Os valores do fator (S_2), que dependem da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno, são dados pela equação 42 (ABNT 1988). A rugosidade do terreno é correspondente a categoria IV e as dimensões da edificação à classe C. A norma também recomenda que para toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 metros o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as

indicações do anexo A da NBR 6123:1988, isso implica em um novo valor de (S_2) obtido para intervalos de tempo entre 3 segundos e 1 hora e para qualquer rugosidade do terreno.

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (42)$$

Onde,

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente à categoria II;

b é o parâmetro de correção da classe da edificação;

p é o parâmetro meteorológico.

Os valores de F_r , b e p são obtidos pela tabela 1 da NBR 6118:1988 (ABNT 1998) e para eles encontrou-se os seguintes valores, respectivamente, 0,95; 0,84 e 0,135. Portanto o valor de S_2 fica em função da altura z como mostra a equação 43.

$$S_2 = 0,84 \times 0,95 \times \left(\frac{z}{10}\right)^{0,135} \quad (43)$$

De posse dos fatores S_1 , S_2 , S_3 e da velocidade básica (V_0), pode ser calculado a velocidade característica (V_k), equação 44.

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (44)$$

ou

$$V_k = 23,94 \times \left(\frac{z}{10}\right)^{0,135}$$

Uma vez determinada a velocidade característica determina-se a pressão dinâmica (q) como mostra a equação 45.

$$q = 0,613.V_k^2 \quad (45)$$

Dessa forma obtém-se a força de arrasto (F_a), equação 46, que é a componente da força global do vento sobre a edificação.

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (46)$$

Onde,

C_a é o coeficiente de arrasto;

A_e é a área efetiva, que é a área da projeção ortogonal da edificação, sobre um plano perpendicular à direção do vento.

De acordo com a NBR 6123:1988, para edificações de múltiplos andares e planta retangular o coeficiente de arrasto (C_a) é obtido pelas tabelas 4 ou 5 da referida norma, o que depende principalmente das condições de vento serem de alta ou baixa turbulência (ABNT 1998).

4.2.4 Configuração da modelagem base para as análises

A figura 21 apresenta o plano de corte BB no qual foram aplicadas forças laterais com valores variados em decorrência da altura da edificação, as forças de arrasto foram calculadas utilizando como base a NBR 6128: 2014 (ABNT 2014).

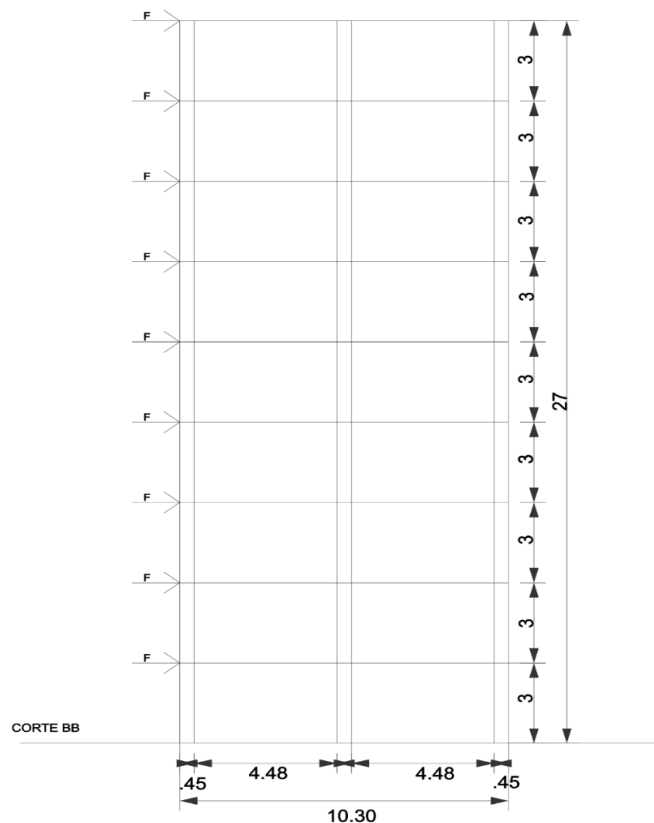


FIGURA 21: Corte BB estrutura analisada
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

As considerações para o cálculo foram para o estado do Tocantins, a tabela 16 apresenta os valores de força de arrasto para as alturas de três em três metros desta forma quanto maior a alturas maiores são as cargas de força.

TABELA 16: Valores para força de arrasto

Altura (m)	S2	VK (m/s)	q (KN/m ²)	Fa (KN)
3,00	0,74	22,20	0,30	4,00
6,00	0,81	24,30	0,36	9,62
9,00	0,85	25,50	0,40	16,03
12,00	0,88	26,40	0,43	22,98
15,00	0,90	27,00	0,45	30,06
18,00	0,92	27,60	0,47	37,68
21,00	0,94	28,60	0,49	45,83
24,00	0,96	28,80	0,51	54,50
27,00	0,97	29,10	0,52	31,25

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.2.5 Características para pórticos planos com biela diagonal

A modelagem para pórticos analisadas com uso de biela diagonal equivalente apresenta os valores na tabe 17 de acordo cada método em que cada autor considerou, como na face analisada os pórticos têm mesma extensão os valores servem para os dois painéis por pavimento a largura da biela diagonal é apresentada em metros.

TABELA 17: Largura biela diagonal de acordo autores

HOLMES 1961 (m)	SMITH 1962 (m)	MAINSTONE 1971 (m)	LIAW E KAWAN 1984 (m)	DECCANINI E FANTIN 1986 (m)
1,92	1,44	0,89	1,32	4,29

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.2.6 Características dos pórticos planos com elementos de casca

A malha de elementos finitos é constituída por pequenas áreas de dimensões aproximadamente de 100 mm x 100 mm. Por vez os elementos de casca contêm as mesmas propriedades da alvenaria, para estes casos considerou-se as ligações sendo somente rígidas.

A construção do estudo neste ponto considerou apenas duas formas para fechamento em shell, sendo a primeira considerando o pórtico preenchido totalmente sem nenhuma abertura e o segundo onde ocorre o preenchimento, mas agora apresenta a abertura de portas e janelas. A tabela 18 mostra as dimensões para estas aberturas sendo que as portas tem altura de 2,10 m e largura de 1,00 e 1,50 m e a janela considerada tem 0,60 x 0,50 m

TABELA 18: Tipos de aberturas consideradas em shell

Porta (m)	Porta (m)	Janela (m)
2,10 x 1,00	2,10 x 1,5	0,6 x 0,5

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

4.2.7 Determinação do coeficiente gama-Z para os pórticos planos

Para a finalidade de encontrar os valores de gama z para todas as modelagens deste prédio residencial executada a partir da equação 47, a qual é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e é efetuada a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, adotando-se os valores de rigidez dados no item 15.7.3 da norma NBR 6118:2014 (ABNT 2014). Na mesma norma, item 15.5.3, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação (47).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot, d}}{M_{1, tot, d}}} \quad (47)$$

Na tabela 19 os valores utilizados para o momento de tombamento para toda estrutura em estudo, estes valores são adquiridos por meio das formulações presentes no item 4.2.3.1 deste trabalho.

TABELA 19: Valores para momento de tombamento

Altura (m)	S2	VK (m/s)	qv (KN/m ²)	Fa (KN)	M1 tot,d (KN*m)
3,00	0,74	22,20	0,30	4,00	12,00
6,00	0,81	24,30	0,36	9,62	57,72
9,00	0,85	25,50	0,40	16,03	144,27
12,00	0,88	26,40	0,43	22,98	275,76
15,00	0,90	27,00	0,45	30,06	450,90
18,00	0,92	27,60	0,47	37,68	678,24
21,00	0,94	28,60	0,49	45,83	962,43
24,00	0,96	28,80	0,51	54,50	1308,00
27,00	0,97	29,10	0,52	31,25	843,75
				Σ	4733,07

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

Os valores de $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem para este ocorreu a consideração de um valora para cada tipo de modelagem conforme a tabela 20.

TABELA 20: Valores de momento para cada modelagem

Modelagens	$\Delta M_{tot,d}$ (KN.mm)
Pórtico concreto	53972,58
Biela Holmes	2958,72
Biela Mainstone	4032,93
Biela Deccanini e Fantin	2562,20
Shell fechado	1697,52
Shell com abertura	2430,78

Fonte: Elaborado pelos autores (2017).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 ANÁLISE PRELIMINAR DOS PÓRTICOS PLANOS EM CONCRETO ARMADO

5.1.1 Análise dos pórticos em concreto armado sem painel de alvenaria

Com base nestas informações de entrada, a forma do modelo para verificações dos deslocamentos em função da força aplicada na sua extremidade, para primeira etapa das análises ocorreu a utilização somente dos pórticos planos de concreto armado, com ausência de alvenaria conforme a figura 22.

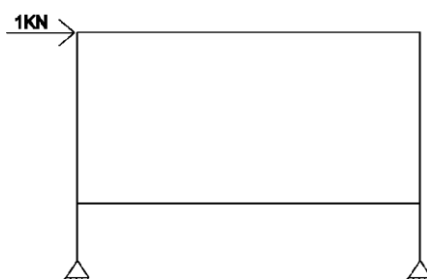


FIGURA 22: Pórtico concreto armado
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

Os resultados em função do deslocamento são apresentados na figura 23 onde a rigidez está na relação largura por altura do pórtico, desta forma fica visível que os valores para rigidez lateral neste experimento variam de 5,0 a 12,87 kN/mm.

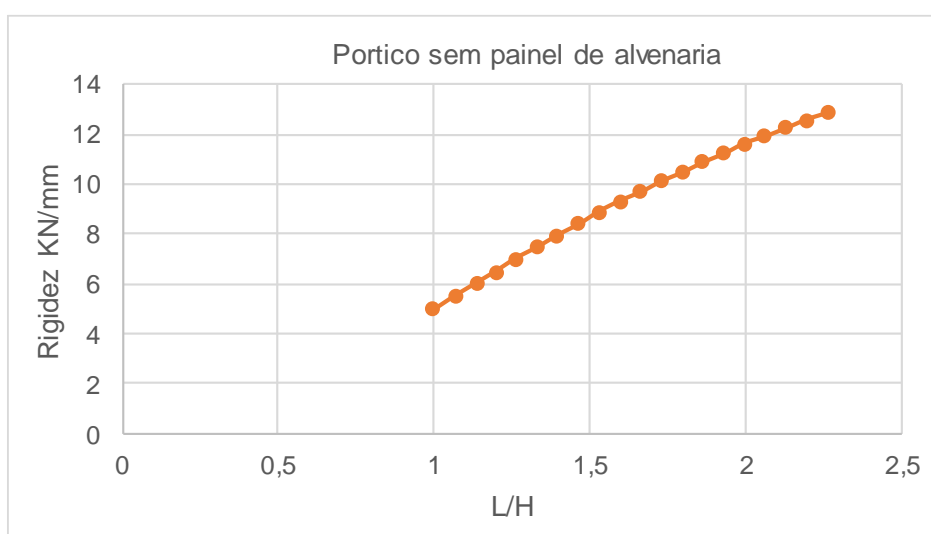


FIGURA 23: Rigidez lateral pórticos sem fechamento
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.1.2 Análise dos pórticos planos em concreto armado com adição da biela diagonal

Nesta etapa o modelo adotado foi relacionado aos autores responsáveis pela criação das formulações para largura da biela diagonal conforme a figura 24, para esta consideramos os valores a partir das formulações de Holmes (1961), Smith (1962), Mainstone (1971), Liaw e Kawan (1984), Deccanini e Fatin (1986). As larguras aqui analisadas são de acordo a tabela 13 presente no item 4.1.3 deste trabalho.

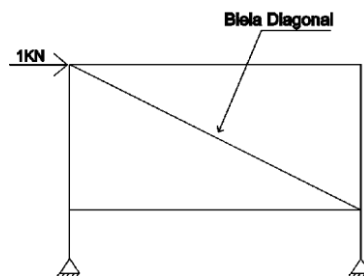


FIGURA 24: Pórtico com biela diagonal
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

Os seguintes resultados referentes a rigidez lateral são apresentados na figura 25. Observando os resultados se percebe que a biela considerada através do método de Deccanini e Fantin (1986) apresenta maiores valores de rigidez lateral com 127,35 a 307,69 KN/mm, já os valores de rigidez lateral obtidos pelo método de Mainstone varia 49,54 a 95,23 KN/mm sendo assim os menores valores dentre as cinco formulações dos autores comparados. A formulação considerando as equações de Smith apresentou valor intermediário sendo sua maior rigidez com 141,2 KN/mm.

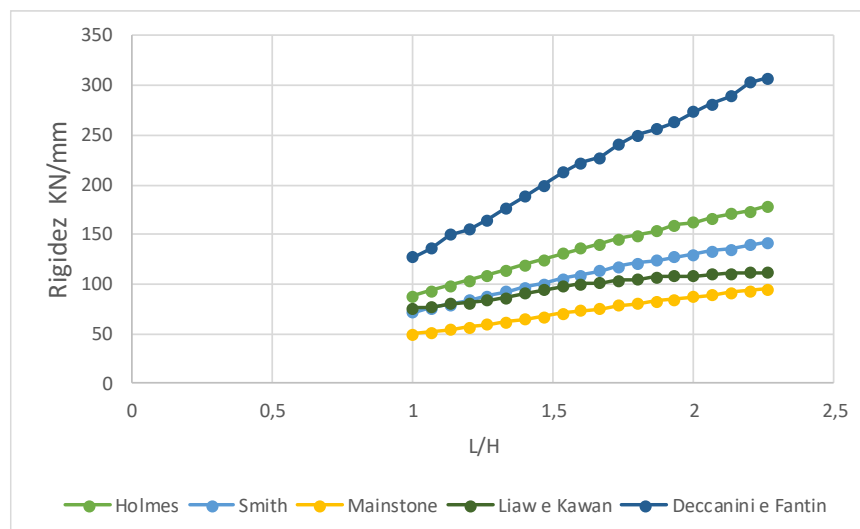


FIGURA 25: Rigidez lateral método biela diagonal
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.1.3 Pórticos com elementos de casca sem abertura

Nesta análise se percebe a utilização de elementos finitos de casca para o preenchimento do pórtico plano em concreto armado, não considerando qualquer abertura conforme observado na figura 26.

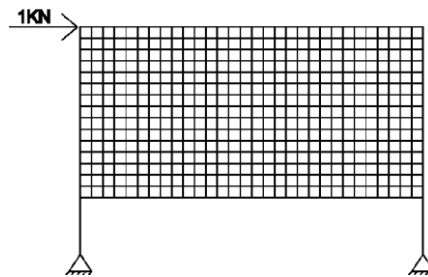


FIGURA 26: Modelagem pórtico com shell
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

Os resultados para esta configuração de pórtico são descritos na figura 27 sendo os valores de rigidez lateral variando de 162,60 a 444,44 KN/mm.

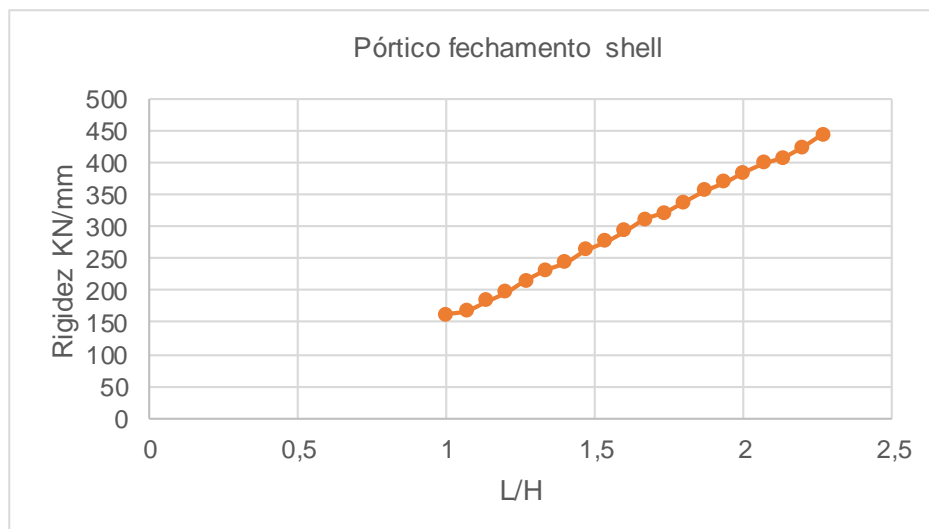


FIGURA 27: Rigidez lateral pórticos com fechamento shell
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.1.4 Pórticos com elementos de casca considerando abertura tipo janela

A figura 28 apresenta esquematicamente o pórtico em concreto armado preenchido por elementos finitos de casca onde possui uma abertura simulando o emprego de uma janela. As aberturas utilizadas neste podem ser verificadas nas tabelas 14 e 15 presentes no item 4.1.4, nestas análises foram consideradas os vãos de 3,4,5 e 6 m.

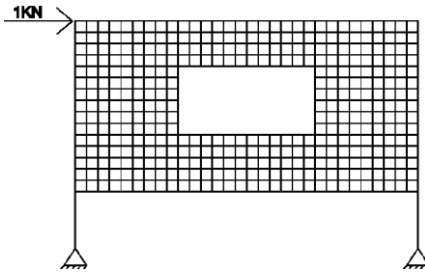


FIGURA 28: Pórtico com abertura de janela
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

A figura 29 apresenta os valores de rigidez lateral obtida pelos pórticos com elementos de casca, com valores variando de 110 a 182 KN/mm.

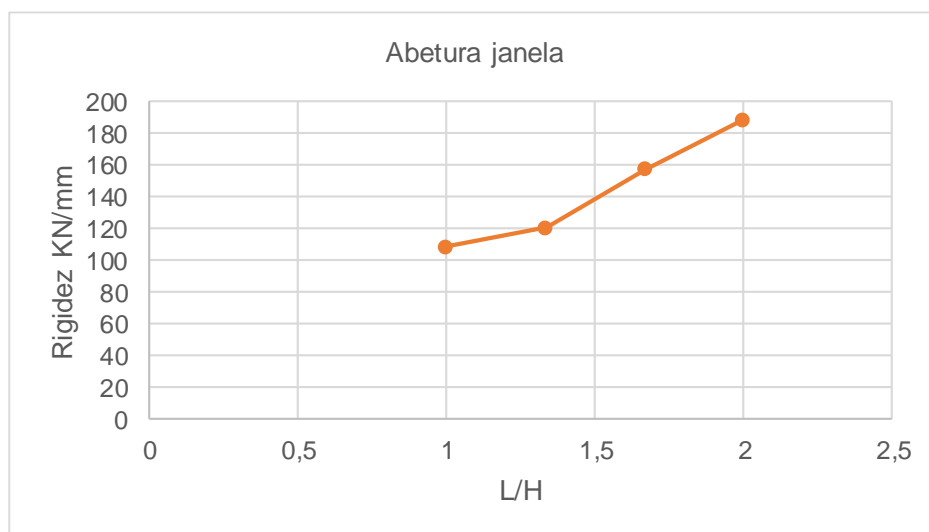


FIGURA 29: Rigidez lateral pórticos em shell com abertura de janela
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.1.5 Pórticos com elementos de casca considerando abertura tipo porta

A figura 30 apresenta esquematicamente o pórtico em concreto armado preenchido por elementos finitos de casca onde possui uma abertura simulando o emprego de uma porta.

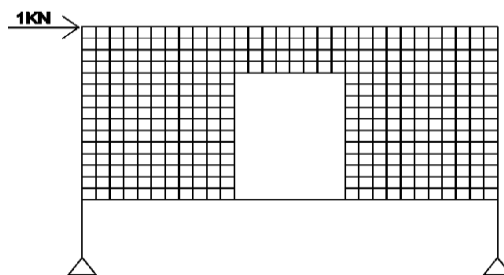


FIGURA 30: Pórtico abertura de porta
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

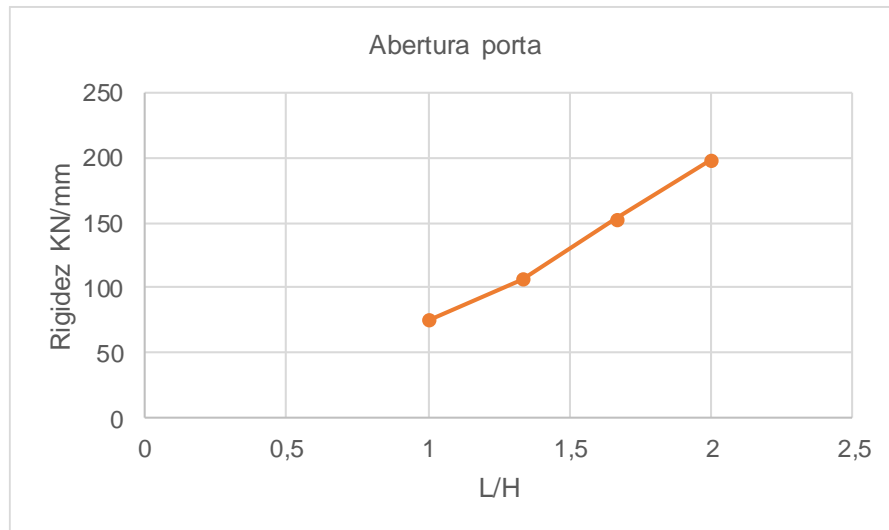


FIGURA 31: Rigidez lateral pórticos em shell abertura de porta
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

Os valores para rigidez lateral figura 31 relacionado aos pórticos planos em concreto armado considerando a situação de uma abertura de porta os valores são crescentes variando de 75,18 a 198,00 KN/mm.

5.1.6 Comparação entre os pórticos planos em concreto armado analisados

A fim de se analisar os ganhos de rigidez com cada configuração de pórtico diferente variando ora com ou sem presença de alvenaria de vedação e com ou sem aberturas, neste item ocorre as comparações entre estes pórticos.

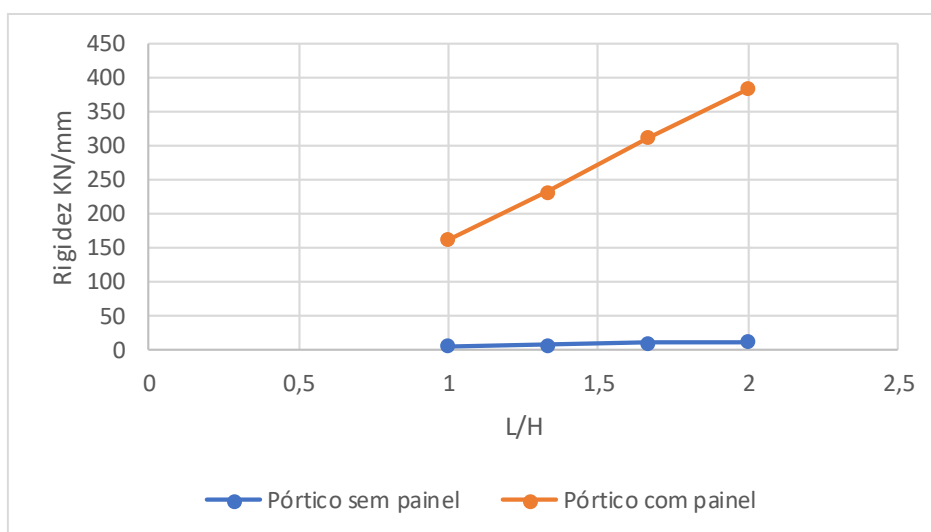


FIGURA 32: Comparativo rigidez lateral entre duas configurações
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

A comparação em termos de rigidez lateral (figura 32) entre o pórtico em concreto armado sem alvenaria e o pórtico em concreto armado com alvenaria simulada por elementos de casca, mostra que o pórtico sem alvenaria apresenta rigidez lateral variando entre 5 kN/mm e 11,62kN/mm, ao passo que o modelo com alvenaria apresenta rigidez variando entre 162,60 kN/mm e 384,61 kN/mm. Com isso verifica-se que o painel de alvenaria contribuiu significativamente para o aumento da rigidez lateral do pórtico.

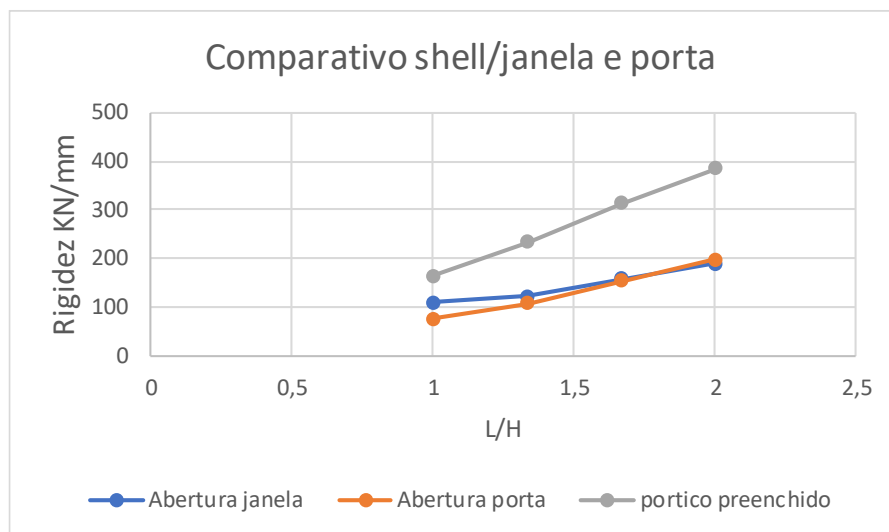


FIGURA 33: Comparativo rigidez lateral com três configurações
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

O comparativo de pórticos com elementos finitos de casca totalmente vedado e elementos de casca com aberturas simulando janelas e portas conforme figura 33. Neste é possível verificar que os pórticos com aberturas se encontram com valores bastante próximos cerca de 100 a 200 KN/mm de rigidez lateral, já quando comparados com pórtico totalmente preenchidos ficam com valores bem abaixo, devido a rigidez lateral deste estar no intervalo de 162,00 a 384,61 KN/mm.

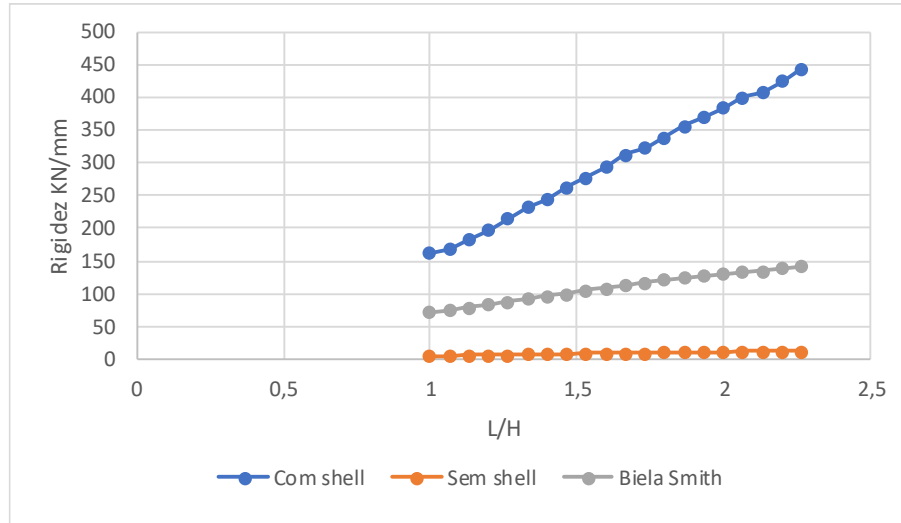


FIGURA 34: Comparação da rigidez lateral entre os pórticos sem alvenaria, com biela simulando a alvenaria e com elementos de casca simulando a alvenaria.
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

O comparativo utilizando a biela diagonal Smith foi tomada como base a partir da figura 25 em que o seu valor ficou intermediário quando comparados com as demais bielas analisadas no item 5.1.2.

A comparação entre três situações sendo elas pórtico com Shell, sem Shell e uso de biela diagonal conforme consideração de Smith (1962) dentre estes em uma escala crescente descrita de acordo a figura 34, os valores começam com pórtico em concreto armado passando para o pórtico com adoção de biela diagonal por consideração da formulação de Smith e termina em pórticos totalmente vedados com uso de elementos finitos tipo Shell. Logo, evidencia-se que os pórticos preenchidos por elemento finitos Shell apresenta elevada rigidez lateral quando comparado com pórticos sem nenhum preenchimento, sendo este o resultado almejado satisfatoriamente para esta pesquisa.

5.2 RESULTADO PARA AS ANÁLISES DO ESTUDO DE CASO DO EDIFÍCIO COM OITO PAVIMENTOS

5.2.1 Deslocamentos obtidos por pavimento para as modelagens em estudo

A figura 35 que trata dos deslocamentos obtidos em cada pavimento a partir de força aplicadas.

Nesta os maiores deslocamentos ocorrem no forro na parte superior da edificação e os menores ocorrem no térreo. Verificando na figura 35 se percebe que as análises realizadas sem considerar a alvenaria de vedação (pórtico aberto) apresentam os maiores deslocamentos laterais em todas as modelagens analisadas por pavimento. Os menores deslocamentos laterais ficam com as modelagens utilizando elementos finitos de casca com abertura e sem abertura.

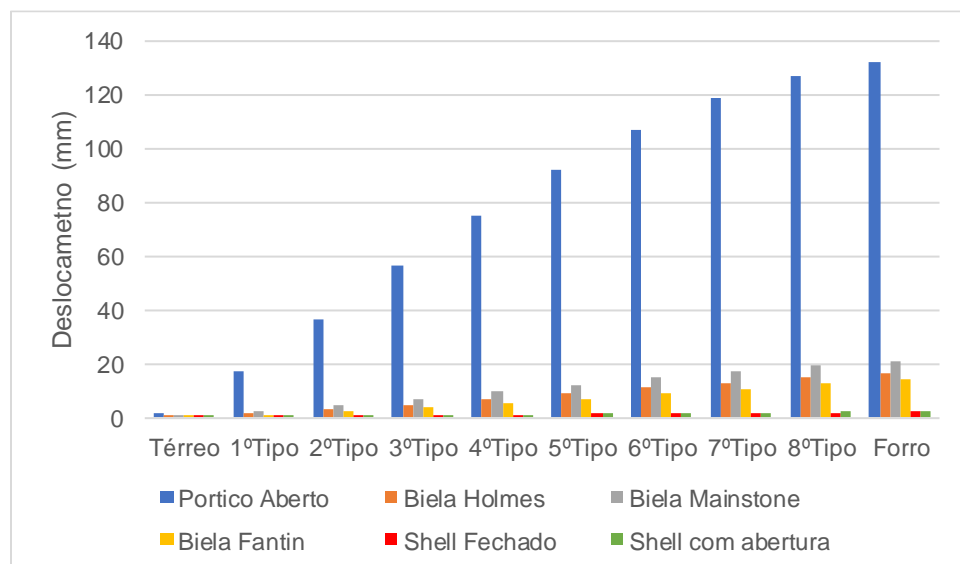


FIGURA 35: Deslocamento a partir da força do vento em cada pavimento considerando as modelagens

Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.2.2 Gama z

Os valores na figura 36 de forma que o valor mais expressivo ficou com o pórtico aberto no qual a alvenaria não é considerada como parte resistente. As diferenças entre os dados aqui analisados são mínimas de forma que isso já expressa uma vantagem quando se emprega a alvenaria de vedação não só como carga e sim com capacidade resistente.

Os modelos em estudo apresentado que se fez uso da alvenaria de vedação como capacidade resistente obtiveram os valores de yz bem abaixo do modelo sem alvenaria como capacidade resistente (pórtico aberto).

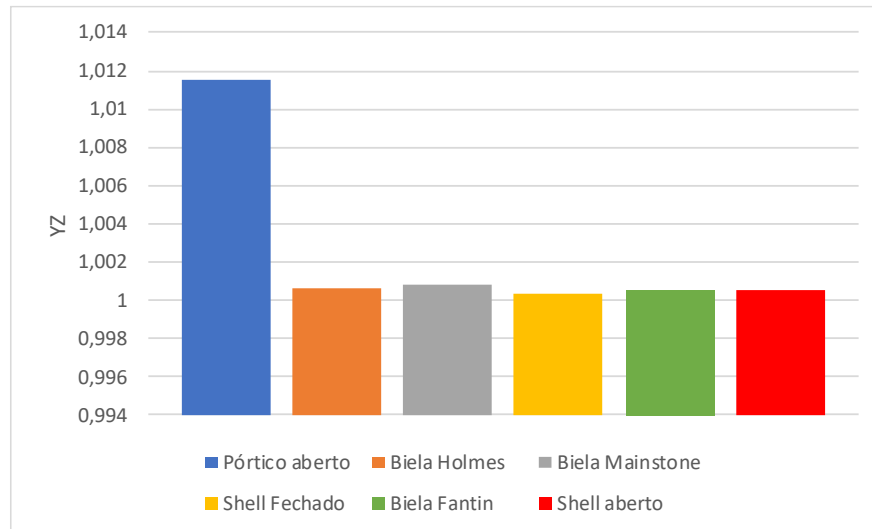


FIGURA 36: Coeficiente yz referente a cada modelagem
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

5.2.3 Análises para Frequências Naturais

Os valores para estas frequências são apresentas em dois modos de vibração sendo o primeiro apresentado na figura 37 e o segundo modo de vibração dado na figura 38. Assim, sabe-se que quanto maior a frequência mais rígido a estrutura se apresenta.

Para tanto a maior frequência encontrada para primeiro modo de vibração se deu por modelagem do pórtico preenchido por elemento de casca sem presença de abertura com valor de 0,036 hertz, os menores valores se consiste para o pórtico aberto onde não se considera alvenaria como parte resistente e a modelagem considerando a biela diagonal pelas considerações de Deccanni e Fantin (1986) ambos os valores se coincidiram com 0,026 hertz.

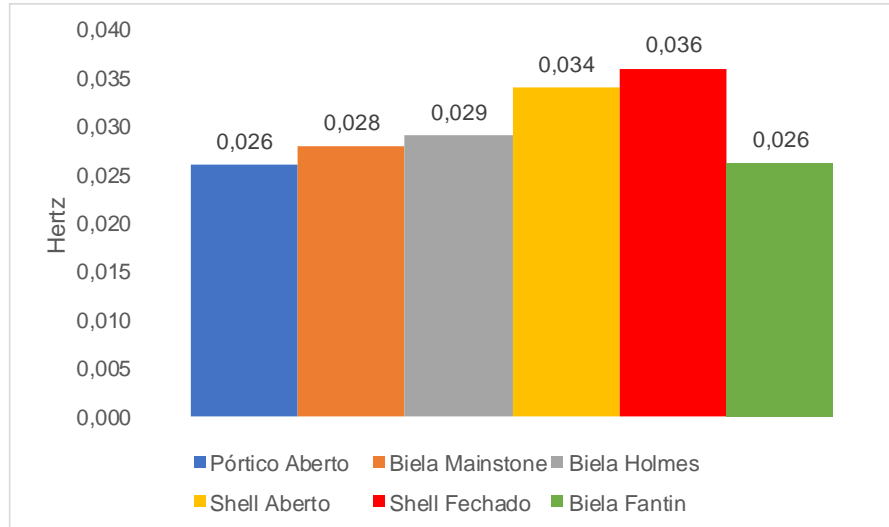


FIGURA 37: Frequência para o primeiro modo de vibração
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

O segundo modo de vibração adquirido pelas análises os dois maiores valores se encontra para modelagem em shell fechado e com abertura com valores respectivos de 0,231 e 0,217 hertz, já as modelagens que apresentaram menores valores são o pórtico sem consideração de alvenaria resistente e modelagem pela biela diagonal a partir de Deccanini e Fantin (1986) com 0,161 hertz.

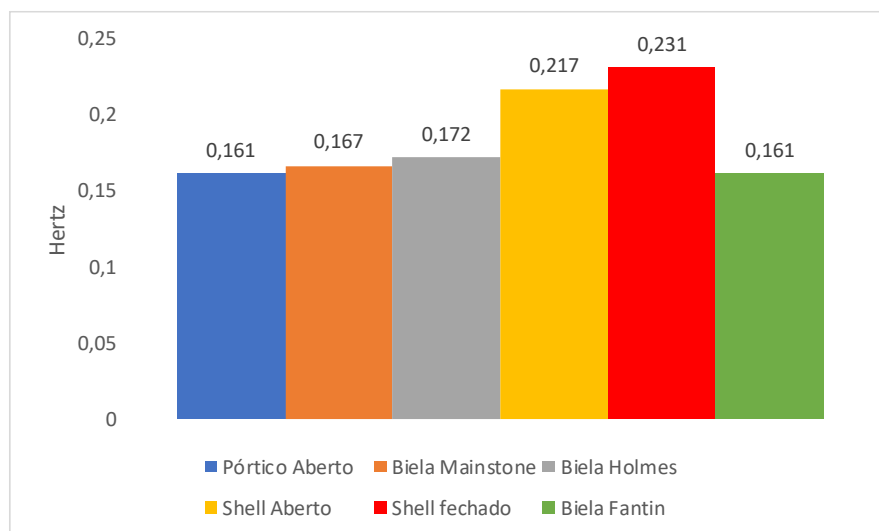


FIGURA 38: Frequências para o segundo modo de vibração
Fonte: Elaborada pelos autores (2017).

A partir das figuras 36 e 37 se verifica que os menores valores para a frequência foram para a modelagem considerando a biela o qual esta é a mais conservadora dentre as três utilizadas para a análise sendo a largura da biela bem maior que as demais.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A alvenaria de vedação cerâmica utilizada em várias edificações é bastante disseminada no mercado brasileiro abordada neste trabalho objetivando mostrar se a mesma poderia trazer algum ganho de rigidez a estruturas aporticadas em concreto armado.

A partir de variadas análises realizadas utilizando quatro configurações principais e várias dimensões de pórticos e também o estudo de caso do edifício residencial com vinte e sete metros de altura, tudo isso para dar o embasamento necessário e podermos afirmar os ganhos obtidos considerando a alvenaria de vedação não somente como carga, mas também como mecanismo influenciador no ganho de rigidez.

Com base nos vários estudos realizados no trabalho verificou-se que o painel de alvenaria contribui significativamente para o aumento da rigidez lateral de pórticos planos. Mesmo com aberturas de portas e janelas o painel de alvenaria ainda influencia na rigidez lateral dos pórticos planos.

Os resultados foram bastante satisfatórios quando se verifica a parte de deslocamentos aplicados a partir de força lateral, as modelagens que se apresentaram como capacidade resistente tais como com elementos finitos de casca e as considerando os modelos de biela diagonal apresenta deslocamentos bem abaixo quando se comparada com estruturas habituais em que a alvenaria de vedação é considerada como carga e não como placa resistente.

Os pórticos planos nos quais foram aplicados o método da biela diagonal equivalente se apresentaram com valores intermediários em termos de deslocamento lateral, ou seja, valores compreendidos entre aqueles obtidos com o pórtico sem alvenaria e o pórtico com alvenaria simulada por elementos de casca.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, J. C.; NAEIM, F. **Basic structural dynamics**. New Jersey (USA): John Wiley & Sons Inc, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – Normas Técnicas. Alvenaria Estrutural - Blocos de Concreto – Parte 2: Execução e Controles de Obras - 1º PROJETO. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6460 - Ensaio à compressão de tijolos maciços de barros cozido para alvenaria. Rio de Janeiro, 1945.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7170 - Tijolo maciço cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7171 – Bloco cerâmico para a alvenaria. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8445: Bucha para transformadores sem conservador de óleo. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8798 - Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13279: 2005 – Argamassas para assentamento e revestimento de parede e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13281:2005-Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270 (1) - Componentes cerâmicos. Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação - Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270 (3) - Componentes cerâmicos. Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação - Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2005.

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**.

2002. 332 f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2002.

ASTERIS *et al.* **Modeling of Infilled Frames With Openings**. The Open Construction and Building Technology Journal, 2012, 6, (Suppl 1-M6) 81-91.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O edifício até sua cobertura**. São Paulo – SP, Edgar Blucher, 1997. 2ª edição.

Benjamim, J.R., Williams, H.A., The Behavior of One-Storey Brick Shear Walls, Proc. Soc.Civ. *Eng.*, pp. 1-30 (1958).

Catherin Jeselia M., Jayalekshmi B.R., KattaVenkataramana. **Modeling of Masonry infills-A review**. Department of Civil Engineering, National Institute of Technology Karnataka, India. American Journal of Engineering Research (AJER). Volume-2 pp-59-63.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures**: theory and applications to earthquake engineering. New Jersey (USA): Prentice Hall Inc, 1995.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. 3ed. Berkeley (USA): Computers & Structures Inc, 2003.

DECANINI, L; FANTIN, G. Modelos simplificados de la mamposteria incluida en porticos, características de rigides y resistencia lateral en estado limite. **Jornadas Argentinas de Ingenieria Estructural**, Buenos Aires (AR), n. 2, p. 817-836, 1986.

DURRANI, R. G.; LUO, Y. H. **Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills**. Proceedings of the 5th US national conference on earthquake engineering, v. 3, p. 627-636, 1994.

FEMA 356. **Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings**. Washington, DC, 2000.

FERRAZ, F. C. **Comparação dos Sistemas de Alvenaria de Vedação: Bloco de Concreto Celular Autoclavado X Bloco Cerâmico**. 2011, 97 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Construção Civil. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG 2011.

FONSECA, G. M; LOURENÇO, P. B; SILVA, R. M. **ASPECTOS RELATIVOS À CONTRIBUIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA EM EDIFÍCIOS ALTOS**. 1997, p. 17-28. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Practical assessment of second order effects in tal buildings**. Colloquium on the CEB-FIP Model Code, Rio de Janeiro, p. 307-24, ago. 1991.

GARCIA. P. D; RAMALHO. M. A. **Contribuição ao Estudo da Resistência à Compressão de Paredes de Alvenaria Estrutural com Blocos Cerâmicos**.

Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 2000.

HOLMES, M., Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling, Proc. Instn. Civ. Engrs.,19, pp. 473-478 (1961).

L.A. FALCÃO BAUER LTDA. RELATÓRIO DE ENSAIO Nº CCC/270.582/13 MASSA PRONTA PARA ASSENTAMENTO ENSAIOS DIVERSOS. Centro Tecnológico de Controle da Qualidade. São Paulo, 28 de outubro de 2013.

MAINSTONE, R. J. On the stiffness and strengths of infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, London (UK), v. 49, n. 2, p. 230, jun. 1971.

MEKBEKIAN, G; SOUZA, R. **Qualidade na aquisição de materiais e execução de obras.** Centro de Tecnologias de Edificações (CTE), São Paulo - SP. PINI: 1996.

MILITO, José Antônio de. Técnicas de construção civil. 2009. Cap. 4 – Alvenaria (p. 63).

MOLITERNO, A. **Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples.** 5º reimpressão- 2011, São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda.2011. 373 p.

NASCIMENTO, Otávio Luiz do. **Manual de construção em aço – Alvenarias.** 2ª edição. Rio de Janeiro, 2004.

NASCIMENTO, R. C. A. **ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO.** 2015, 112 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Pará, Belém, PA 2015.

NORMA REGULAMENTADORA DO MINISTÉRIO DO TRABALHO – NR 18 (Condições e meio ambiente do trabalho na indústria da construção). Rio de Janeiro, 2005.

PARSEKIAN, G. A. **Tecnologia de produção de alvenaria estrutural protendida.** 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP).

POLYAKOV, S. V. **Masonry in framed buildings** (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston, 1956.

POLYAKOV, Sergey. **A interação entre as paredes de alvenaria de enchimento e o plano da parede.** Engenharia Civil. Instituto de Pesquisa de Engenharia Sísmica, San Francisco, 1960, p. 36-42.

RAO, S. S. **Vibrações mecânicas.** 4 ed. São Paulo (SP): Pearson Prentice Hall, 2008.

SILVA, R. L. **Avaliação de pórticos planos de aço considerando a contribuição da alvenaria pelo modelo de bielas e tirantes.** 2011. 149 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa Minas Gerais – Brasil 2011.

SILVA, J. M. M.; MAIA, N. M. M. **Modal analysis and testing.** Dordrecht (NL): Kluwer Academic Publishers, series E, v. 363, 1999.

SMITH, B.S. **Lateral Stiffness of Infilled Frames**, J. Struc. Div., ASCE, 6, pp. 183-199 (1962).

SMITH, B.S., Behavior of Square Infilled Frames, J. Struc. Div., ASCE, 1, pp. 381-403 (1966).

STAFFORD-SMITH, B.; CARTER, C. (1969). **A method of analysis for infilled frames**. Proceedings, the Institution of Civil Engineers, v. 44, p. 31-48.

SOUSA, P. V. A. **Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado**. 2014. 88 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

STAFFORD SMITH, B., CARTER, C., *A Method of Analysis for Infill Frames*, Proc. Instn. of Civ. Engrs., London, Vol.44, pp 31-48, 1969.

THOMAZ, E. *et al.* **Código de Práticas nº 01: Alvenaria de vedação em Blocos Cerâmicos**. São Paulo: IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2009.

T.Paulay and M.J.N. Priestley, *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, USA, 1992.

WHITNEY, C.S., Anderson, B.G., Cohen, E., **Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions**, J. ACI, pp 655-673 (1955). Wood, R.H., **The Stability of Tall Buildings**, Proc. Soc. Civ. Engrg., 11, pp. 60-101 (1958).