

UFPA

PPGEC

Universidade Federal do Pará



Adauto Cezar Rosa do Nascimento

ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação Orientada pelo Professor Dr. Luís A. C. M. Veloso

Belém – Pará – Brasil

2015

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



ADAUTO CEZAR ROSA DO NASCIMENTO

**ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA
ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS DE
CONCRETO ARMADO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia civil na área de estruturas e construção civil.

Orientador: Prof. Dr. Luís Augusto Conte Mendes Veloso

Belém - PA
Setembro - 2015



ADAUTO CEZAR ROSA DO NASCIMENTO

**ESTUDO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DA INFLUÊNCIA DA
ALVENARIA DE VEDAÇÃO NA RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS DE
CONCRETO ARMADO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia civil na área de estruturas e construção civil.

Dissertação aprovada em: _____ / _____ / _____

Banca examinadora:

Prof. Dr. Luís Augusto Conte Mendes Veloso
(Orientador – UFPA)

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto
(Examinador interno – UFPA)

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
(Examinador Externo – UFPA)

Prof. Dr. Elói João Faria Figueiredo
(Examinador Externo – Universidade Lusófona de Lisboa)

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFPA

Nascimento, Adauto Cezar Rosa do, 1986-

Estudo numérico experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado / Adauto Cezar Rosa do Nascimento. - 2015.

Orientador: Luis Augusto Conte Mendes Veloso.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2015.

1. Edifícios altos. 2. Construção de concreto armado. 3. Alvenaria. I. Título.

CDD 23. ed. 720.483

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me guardado de todos os perigos e ter me concedido saúde durante todos esses anos.

Agradeço também a minha família pelo apoio e pelo carinho nas horas difíceis, sempre estando comigo nos momentos de angústia e tristeza.

Agradeço ao meu orientador, o Professor Dr. Luís Augusto Conte Mendes Veloso e ao Professor Dr. Sandoval José Rodrigues Junior por terem esclarecido todas as minhas dúvidas quando eu precisei e por sempre terem me tratado com muita atenção e dedicação.

Agradeço aos colegas do LABDID (Arthur, Gabriel, Jherbyson, Luciano, Marcos, Paulo e Renan) que contribuíram para que este trabalho fosse possível, me ajudando com as modelagens computacionais e com as instrumentações e monitorações dos edifícios.

Por fim, a todos os professores e funcionários, sem exceção, da UFPA por todo o conhecimento transmitido e auxílio nos momentos que precisei.

RESUMO

Na prática de projetos de engenharia, a presença de painéis de alvenaria em estruturas apertadas de edifícios de concreto armado é tomada apenas como um componente de vedação ou de divisão de um ambiente, ou seja, é um elemento sem finalidade estrutural. Embora considerada como um componente não-estrutural, as alvenarias estão conectadas diretamente ao sistema estrutural, portanto é de se esperar que exerçam alguma influência no comportamento da estrutura, sendo seus efeitos na rigidez lateral de edifícios normalmente ignorados pelos projetistas de estruturas. O foco dessa pesquisa é avaliar a influência das alvenarias na rigidez de edifícios altos de concreto armado na cidade de Belém (PA). Para esse propósito, foi realizado o monitoramento das vibrações de dois edifícios empregando-se acelerômetros para a determinação das frequências naturais. Além disso, foi feita a modelagem computacional dos edifícios para avaliar a influência da alvenaria através do método da biela diagonal equivalente e por meio da consideração da alvenaria como elementos de casca. As principais comparações entre os modelos numéricos e os resultados experimentais foram com base em modos de vibração e valores de frequências naturais dos edifícios. Contribuições significativas na rigidez global da estrutura com base nas frequências experimentais sugerem que o modelo mais realista é o modelo que considera a alvenaria como painéis maciços por meio de elementos de casca.

Palavra-Chave: Alvenaria de Vedação, Rigidez Lateral, Edifícios de Concreto Armado.

ABSTRACT

In the practice of engineering design, the presence of masonry infill in framed structures of reinforced concrete buildings is considered only as a infill component or partition of an ambiente, in other words, the masonry infill is considered as a non-structural purpose element. Although the masonry be treated as a non-structural component, they are connected to the structural system, therefore is expected that they exert some influence in the behavior of the structure still their stiffening effects in buildings have normally been ignored by design engineers. The focus of this research is assess the masonry infill influence in the lateral stiffness of reinforced concrete tall buildings located in Belém (PA). For this purpose, the ambient vibration of two buildings was measured with accelerometers in order to determine their natural frequency. In addition, computational models of the buildings were made to assess the influence of the infill panels using equivalent diagonal strut method and considering the infill panels as shell elements. The principal comparisons between the computational models and experimental results were based on mode of vibration and natural frequency of the buildings. Significant global stiffness of building based on experimental frequency suggest that model more realistic is the model with infill panels modelled as shell elements.

Keywords: Infill Panel, Lateral Stiffnnes, Reinforced Concrete Buildings.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	CENÁRIO DO TEMA E MOTIVAÇÃO	15
1.2	OBJETIVOS.....	16
1.3	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	17
2	REVISÃO DA LITERATURA	18
2.1	CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BLOCOS CERÂMICOS ISOLADOS, DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO E DE PRISMAS E PAREDES DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO.....	18
2.1.1	Resistência à Compressão de Blocos Cerâmicos de Vedação.	18
2.1.2	Resistência à Compressão das Argamassas de Assentamento.....	20
2.1.3	Resistência à Compressão dos Prismas de Alvenaria de Vedação.....	22
2.1.4	Módulo de Elasticidade da Alvenaria de Blocos Cerâmicos.	26
2.2	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DESLOCAMENTOS LATERAIS	29
2.2.1	Limites para o Deslocamento Lateral de Edifícios	29
2.3	CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PARA A RIGIDEZ DO PÓRTICO	31
2.3.1	Modelos para a Consideração da Alvenaria no Pórtico	34
2.3.2	Recomendações Normativas para a Consideração da Alvenaria	43
2.3.3	Comparação entre Alguns Modelos de Biela Diagonal para a Contribuição de Rigidez da Alvenaria em Pórticos Planos	44
2.4	ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS.....	47
2.4.1	Sistema com Um Grau de Liberdade	47
2.4.2	Sistema com Múltiplos Graus de Liberdade	53
2.4.3	Análise Modal	54
2.4.4	Fórmulas Normativas para a Estimativa do Período Natural de Edifícios.....	56
2.5	ALGUNS ESTUDOS SOBRE A INFLUÊNCIA DA ALVENARIA EM EDIFÍCIOS	58
3	INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL NUMÉRICA	65
3.1	BREVE DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	65
3.2	MODELOS NUMÉRICOS.....	71
3.2.1	Análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF).....	71
3.2.2	Características dos Modelos Numéricos Adotados.....	72
3.2.3	Propriedades dos Materiais Considerados nos Modelos	79
3.2.4	Ações Atuantes na Estrutura	80
4	INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL FÍSICA	84
4.1	INTRODUÇÃO.....	84
4.2	PLANEJAMENTO E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	85
4.3	MATERIAL UTILIZADO	90
4.4	PARÂMETROS DE MEDIÇÃO.....	92
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	93
5.1	RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL FÍSICA	93
5.2	RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL NUMÉRICA	100

5.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS FÍSICAS E NUMÉRICAS	103
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	107
6.1	CONCLUSÕES.....	107
6.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	108
7	REFERÊNCIAS	109

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - (a) bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal; (b) bloco cerâmico de vedação com furos na vertical	19
Figura 2.2 - Prismas de blocos cerâmicos de dois e três blocos respectivamente.....	22
Figura 2.3 - Esquema do deslocamento lateral de um edifício.....	30
Figura 2.4 - Bloco e alvenaria de tijolos cerâmicos	31
Figura 2.5 - Pórtico preenchido com alvenaria de vedação.....	32
Figura 2.6 - Comportamento do pórtico preenchido com alvenaria quando submetido a uma força lateral excessiva.....	33
Figura 2.7 - Esquema de referência e esquema equivalente de um pórtico simples.	39
Figura 2.8 - Relação largura – diagonal (w/d) da biela para diferentes pórticos preenchidos.	40
Figura 2.9 - Pórticos planos usados para o estudo paramétrico da contribuição da rigidez da alvenaria, dimensões em centímetros: (a), (b) e (c) mostram a geometria dos pórticos; (d), (e) e (f) são os modelos feitos no SAP2000.....	45
Figura 2.10 - Comparação da largura da biela diagonal equivalente para as formulações dos autores utilizados no modelo B.	46
Figura 2.11 - Variação das rigidezes dos pórticos com o aumento da largura do painel	46
Figura 2.12 - Sistema massa-mola amortecido	47
Figura 2.13 - Movimento harmônico simples de uma estrutura com vibração livre não-amortecida.	50
Figura 2.14 - Efeitos do amortecimento em estruturas com vibração livre.....	52
Figura 2.15 - Efeitos do amortecimento na frequência natural de vibração.....	52
Figura 2.16 - Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade	53
Figura 2.17 - Variação do período e frequência fundamental estimados pelas normas ASCE/SEI 7 (2010) e Eurocode 8 (2010) em função da altura da edificação.	57
Figura 3.1 - Disposição dos edifícios no terreno do residencial, vista da planta de forma do forro.	66
Figura 3.2 – Planta baixa do projeto arquitetônico para os pavimentos tipo.	67
Figura 3.3 - Planta de forma do pavimento tipo, dimensões em centímetros.	68
Figura 3.4 - Planta de forma destacando as alvenarias consideradas nos modelos numéricos.	69
Figura 3.5 - Corte vertical com o esquema dos pavimentos do edifício, dimensões em centímetros.	70
Figura 3.6 - Detalhe do núcleo rígido.....	72
Figura 3.7 - Forma da garagem do térreo destacando a junta de dilatação	73
Figura 3.8 - Modelo1: modelo numérico somente pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes.	75
Figura 3.9 - Modelo 2: modelo numérico constituído de pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes mais a consideração da alvenaria por meio das bielas diagonais.	76
Figura 3.10 - Vistas da disposição das bielas para o Modelo 2: (a) vista do plano XZ e (b) vista do plano YZ	77
Figura 3.11 - Modelo 3: modelo numérico constituído de pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes mais a consideração da alvenaria por meio de elementos de casca (shell).....	78
Figura 3.12 - Orientação para a ação do vento	82

Figura 4.1 - Acelerômetros utilizados nos testes experimentais: (a) acelerômetro piezoelétrico e (b) servo-acelerômetro.	84
Figura 4.2 - Disposição das torres A e B no terreno do residencial e posicionamento dos acelerômetros para cada torre.	86
Figura 4.3 - Esquema do arranjo da instrumentação feita nas torres A e B.	87
Figura 4.4 - Diagrama esquemático do sistema de aquisição de dados para testes em vibração ambiente.	88
Figura 4.5 - Sinal no domínio do tempo obtido experimentalmente com os acelerômetros. ..	89
Figura 4.6 - Sinal no domínio da frequência obtido experimentalmente com os acelerômetros.	89
Figura 4.7 - Materiais utilizados para a instrumentação (acelerômetro piezoelétrico): (a) acelerômetro, (b) cabos para acelerômetros, (c) ADS, (d) placa metálica	91
Figura 4.8 - Materiais utilizados para a instrumentação (servo-acelerômetro): (a) acelerômetro e (b) sistema de aquisição de dados (GMSplus).	91
Figura 5.1 - Primeiro modo de vibração obtido experimentalmente (Translação em Y).	93
Figura 5.2 - Segundo modo de vibração obtido experimentalmente (Translação em X).	94
Figura 5.3 - Terceiro modo de vibração obtido experimentalmente (Torção).	94
Figura 5.4 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para a torre A.	96
Figura 5.5 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para a torre B.	96
Figura 5.6 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para a torre A.	97
Figura 5.7 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para a torre B.	98
Figura 5.8 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de deslocamentos horizontais (direção X).	101
Figura 5.9 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de deslocamentos horizontais (direção Y).	101
Figura 5.10 - Comparação dos modos de vibração entre os modelos numéricos e os resultados experimentais para os três primeiros modos de vibração: translação em Y (a), translação em X (b) e torção (c).	103
Figura 5.11 - Comparação de frequências naturais entre os modelos numéricos e os resultados experimentais da torre A.	105
Figura 5.12 - Comparação de frequências naturais entre os modelos numéricos e os resultados experimentais da torre B.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características mecânicas dos blocos cerâmicos isolados.....	19
Tabela 2.2 - Resistência à compressão dos blocos cerâmicos isolados.....	20
Tabela 2.3 - Resistência à compressão dos traços testados aos 28 dias.	21
Tabela 2.4 - Valores médios de resistência à compressão e módulo de elasticidade de cada um dos três traços de argamassa para os corpos-de-prova de 5 x 10 cm.	21
Tabela 2.5 - Valores médios de resistência à compressão e resistência à tração na flexão de cada um dos três traços de argamassa para os corpos-de-prova de 4 x 4 x 16 cm.	22
Tabela 2.6 - Resistência à compressão dos prismas.	23
Tabela 2.7 - Valores médios das resistências à compressão para os prismas de dois blocos..	25
Tabela 2.8 - Valores médios das resistências à compressão para os prismas de três blocos..	25
Tabela 2.9 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmico com a utilização de argamassa industrial.	26
Tabela 2.10 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmico com a utilização de argamassa de traço 1:3:8.....	26
Tabela 2.11 - Propriedades de deformação da alvenaria	27
Tabela 2.12 - Módulos de deformação segundo algumas pesquisas nacionais, valores em MPa.....	28
Tabela 2.13 - Valores de C para alguns tipos de pórticos preenchidos com alvenaria.....	38
Tabela 2.14 - Rigidez lateral dos pórticos preenchidos: valores numéricos e experimentais.	41
Tabela 2.15 - Fórmulas para a largura da biela diagonal equivalente (w) e seus respectivos autores.....	42
Tabela 2.16 - Resultados dos testes experimentais.....	59
Tabela 2.17 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício SB.	59
Tabela 2.18 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício TTT.	60
Tabela 2.19 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício THB.	60
Tabela 2.20 - Comparação de rigidez entre o modelo de referência e o modelo calibrado.....	61
Tabela 2.21 - Comparativo entre os modelos não preenchido e preenchido com alvenaria de bloco cerâmico ($E = 2000$ MPa).....	63
Tabela 2.22 - Comparativo entre os modelos com diagonais corrigidas rígidas, corrigidas semi-rígidas e sem correção para blocos cerâmicos ($E = 2000$ MPa).	63
Tabela 3.1 - Cargas aplicadas nos pavimentos.	83
Tabela 5.1 - Frequências naturais e modos de vibração obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para as torres A e B.	95
Tabela 5.2 - Frequências naturais e modos de vibração obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para as torres A e B.	97
Tabela 5.3 - Comparação entre as frequências obtidas experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros.....	99
Tabela 5.4 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de frequências naturais e modos de vibração.	100
Tabela 5.5 - Comparação entre as frequências experimentais e as frequências normativas.	106

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Latinas

Maiúsculas

- A_b Área da seção transversal da viga
 A_c Área da seção transversal do pilar
 C matriz de amortecimento
 E módulo de elasticidade longitudinal
 E_b módulo de elasticidade longitudinal da viga
 E_c módulo de elasticidade longitudinal do pilar
 E_{con} módulo de elasticidade longitudinal do concreto
 E_f módulo de elasticidade longitudinal do pórtico
 E_m módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria
 E_{RC} módulo de elasticidade longitudinal do concreto armado
 E_s módulo de elasticidade longitudinal do aço
 F_h força lateral
 H altura do edifício
 I_b momento de inércia da viga
 I_c momento de inércia do pilar
 K matriz de rigidez
 M matriz de massa
 T período (seg)

Minúsculas

- c amortecimento
 d comprimento da diagonal do painel de alvenaria
 f frequência natural de vibração
 f_b resistência à compressão individual dos blocos da alvenaria
 f_{ck} resistência característica à compressão do concreto
 f_{mk} resistência característica à compressão da alvenaria

f_p	resistência à compressão do prisma
f_{pk}	resistência característica à compressão do prisma
h	altura do painel de alvenaria
h'	altura do pórtico
k	rigidez
l	largura do painel de alvenaria
l'	largura do pórtico
m	massa
\bar{p}	vetor de carga
t	tempo
t_m	espessura da alvenaria
\bar{v}	vetor de deslocamentos
w	largura da biela diagonal equivalente

Letras Gregas

a_b	comprimento de contato horizontal
a_c	comprimento de contato vertical
δ_h	deslocamento lateral do edifício
λ	parâmetro de rigidez relativa
ν	coeficiente de Poisson
θ	ângulo da diagonal da alvenaria com a horizontal
ω	frequência angular

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CENÁRIO DO TEMA E MOTIVAÇÃO

Um edifício é um conjunto complexo de elementos estruturais e não-estruturais, como exemplo desses últimos pode-se citar as alvenarias de vedação. Embora somente os elementos estruturais sejam considerados nas análises, os elementos não estruturais estão conectados diretamente ao sistema estrutural, portanto exercem influência no seu comportamento global.

De fato, as alvenarias influenciam no comportamento global da estrutura, pois contribuem para o enrijecimento lateral dos pórticos de edifícios (ASTERIS, 2003), principalmente naqueles em que há uma grande quantidade de painéis internos e externos que estão confinados em pórticos. Além disso, nem sempre esses painéis estão confinados em pórticos sendo que muitos deles dividem os vários compartimentos internos e compõe o núcleo rígido.

Ainda não há um método confiável e disseminado em normas de estruturas que computem essa contribuição de rigidez das alvenarias na fase de projeto, de modo que os projetistas de estruturas possam avaliar o comportamento global em situações de estado limite de serviço. Devido a isso os programas comerciais voltados para o cálculo de estruturas de concreto armado ignoram os painéis de alvenaria como elementos que integrem ao modelo matemático de edifícios, considerando-os apenas como carga.

Uma maneira de se investigar a influência das alvenarias em edifícios é através do comportamento dinâmico global da estrutura, o que pode ser feito de duas maneiras: numericamente e experimentalmente. Na literatura sobre o assunto há mais facilidade para se encontrar estudos sobre a primeira.

Neste trabalho foi realizado tanto estudos numéricos quanto experimentais. Os objetos de estudo foram dois edifícios iguais em projeto e que estão dispostos próximos um do outro. Para ambos se construiu modelos espaciais em elementos finitos e para cada um dos edifícios foi realizado testes experimentais com acelerômetros. Baseado nos resultados experimentais de frequências naturais e modos de vibração fez-se vários estudos com os modelos numéricos afim de investigar a influência da alvenaria na rigidez lateral daqueles edifícios. Os estudos mostram

que esses elementos não-estruturais exercem uma significativa influência no comportamento global da estrutura no que se refere à rigidez lateral.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo desse trabalho é avaliar a influência das alvenarias de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado em regime de serviço tomando-se como base simulações computacionais e ensaios de vibração ambiente para a obtenção das frequências naturais e modos de vibração da estrutura.

Os objetivos específicos são os seguintes:

- Realizar monitoramentos com acelerômetros em dois edifícios para obtenção das frequências naturais e modos de vibração;
- Fazer estudos comparativos a partir de modelos numéricos de edifícios empregando-se metodologias encontradas na literatura técnica afim de se investigar a influência das alvenarias em seu comportamento global em regime de serviço;
- Validação das frequências naturais obtidas experimentalmente com aquelas encontradas por meio dos modelos numéricos.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O texto da dissertação contém 6 capítulos e mais as referências bibliográficas. A seguir tem-se uma discussão sucinta de cada capítulo.

No capítulo 2 são mostradas as propriedades mecânicas dos blocos, prismas e alvenarias de estudos experimentais de vários autores e também são apresentadas algumas referências normativas com relação a estimativa dessas propriedades. A seguir é apresentado vários estudos de diferentes autores sobre a consideração da contribuição da alvenaria em pórticos, trata-se principalmente do método da biela diagonal equivalente, ainda sobre a alvenaria é investigado o comportamento de um pórtico plano com e sem a presença da alvenaria. Ainda no capítulo 2 se fala sobre o comportamento dinâmico de estruturas para sistemas com um grau e múltiplos graus de liberdade, sobre análise modal e por fim sobre fórmulas normativas para se estimar o período natural de edifícios. No final do capítulo 2 é mostrado estudos sobre a influência da alvenaria em edifícios de concreto armado.

No capítulo 3 é tratado sobre os modelos numéricos dos edifícios, onde é apresentado três modelos em elementos finitos e descrito suas características quanto a consideração da alvenaria. A seguir é citada as propriedades adotadas para os materiais e por fim é relatado sobre as ações atuantes nos modelos numéricos.

No capítulo 4 se fala sobre o programa experimental realizado com dois tipos de acelerômetros (piezoelétrico e servo-acelerômetro), o planejamento e realização dos ensaios sendo mostrado os arranjos dos acelerômetros para as torres A e B, os materiais utilizados e algumas características de cada sensor, além dos parâmetros de medição adotados.

O capítulo 5 trata dos resultados e discussões do estudo, onde se faz comparações entre os resultados experimentais com os dois tipos de acelerômetros, comparações entre os resultados dos modelos numérico e, por fim, a comparação entre os resultados experimentais e os resultados dos modelos numéricos.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões acerca do comportamento dos edifícios com base nos resultados numéricos e experimentais e algumas sugestões para futuros trabalhos.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS BLOCOS CERÂMICOS ISOLADOS, DA ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO E DE PRISMAS E PAREDES DE ALVENARIA DE VEDAÇÃO.

Os componentes básicos de uma alvenaria são os blocos e a argamassa. Na construção de edifícios é comum o uso de blocos de argila queimada e blocos de concreto, já quanto a argamassa que unem os blocos é comum o uso da argamassa de cimento Portland e areia.

A alvenaria é um material de comportamento complexo, baseado na interação entre blocos e argamassa, portanto a avaliação de suas propriedades mecânicas não é simples. Em particular, os parâmetros mais significativos em uma análise estrutural estão relacionados com a resistência e as propriedades elásticas.

Uma maneira simples de se obter informações sobre a resistência da alvenaria é o ensaio à compressão de blocos isolados, porém isso não é suficiente já que a informação é somente de um componente. Para uma melhor estimativa das propriedades de uma alvenaria pode-se ensaiar prismas formados por dois ou mais blocos unidos por argamassa ou até mesmo ensaiar uma parede com dimensões convencionais, contudo este último se torna mais oneroso devido os ensaios em laboratório necessitarem de várias amostras.

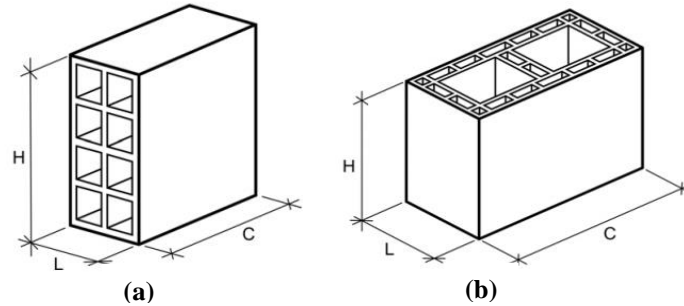
A seguir será mostrado as propriedades mecânicas para blocos de alvenaria, argamassa, prismas e paredes de alvenaria.

2.1.1 Resistência à Compressão de Blocos Cerâmicos de Vedação.

Segundo a ABNT NBR 15270-1:2005 (tabela 4), a resistência à compressão dos blocos cerâmicos de vedação (f_b) deve atender aos seguintes valores mínimos:

- Para blocos usados com furos na horizontal (figura 2.1.a): $f_b \geq 1,5 \text{ MPa}$;
- Para blocos usados com furos na vertical (figura 2.1.b): $f_b \geq 3,0 \text{ MPa}$.

Figura 2.1 - (a) bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal;
(b) bloco cerâmico de vedação com furos na vertical



Fonte: NBR 15270-1:2005

MOTA (2006) ensaiou blocos cerâmicos retangulares vazados com oito furos na horizontal próprios para vedação, de dimensões 9 cm x 18,9 cm x 19,5 cm (largura x altura x comprimento). Ele utilizou 15 unidades para determinação da resistência à compressão. Chegando ao valor médio de 2,85 MPa de resistência.

AZEVEDO (2010) ensaiou blocos cerâmicos retangulares de oito furos na horizontal de uso para vedação, de dimensões médias 9,1 cm x 19,1 cm x 19 cm (largura x altura x comprimento). Ele chegou a uma resistência média à compressão de 2,05 MPa, conforme tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Características mecânicas dos blocos cerâmicos isolados.

a) Resistência à Compressão Individual (f_b)	número dos corpos-de-prova													Média	Desvio padrão	Coeficiente de variação (%)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13			
Área L x C (cm ²)	177	173	176	171	172	175	173	172	174	176	175	167	175	174	X	X
Carga de ruptura (KN)	38,34	36,37	26,40	37,26	36,49	35,42	35,27	47,89	48,42	31,32	33,45	27,00	27,90	35,50	X	X
Tensão (MPa)	2,17	2,10	1,50	2,18	2,12	2,02	2,04	2,78	2,78	1,78	1,91	1,62	1,59	2,05	0,40	19
unidades não- conformes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	X	X	X

Fonte: AZEVEDO (2010)

FERRAZ (2011) ensaiou blocos cerâmicos retangulares vazados de doze furos na horizontal de dimensões 14 cm x 19 cm x 29 cm (largura x altura x comprimento) para a

obtenção da resistência à compressão desses corpos-de-prova. Os ensaios realizados apresentaram os resultados mostrados na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Resistência à compressão dos blocos cerâmicos isolados.

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)

A tabela 2.2 mostra que a média aritmética das resistências à compressão dos blocos foi de 0,9 MPa, o que não atende aos requisitos mínimos da norma NBR 15270-1:2005.

2.1.2 Resistência à Compressão das Argamassas de Assentamento.

MOTA (2006) ensaiou 15 corpos-de-prova de argamassa de assentamento com traço 1:1:6 (cimento:cal:areia). Ele chegou ao valor de resistência média à compressão de 9,08 MPa.

LIMA (2010) ensaiou corpos-de-prova de argamassa de assentamento com resistências em função da resistência média dos blocos cerâmicos. Estas resistências deveriam ser metade (50%), uma vez (100%) e uma vez e meia (150%) da resistência média adotada para os blocos. Como a resistência à compressão média dos blocos foi de 10,2 MPa, então as resistências para os três níveis de argamassa deveria ser respectiva e aproximadamente de 5,1 MPa (50%), 10,2 MPa (100%) e 15,3 MPa (150%). Os resultados dos ensaios de resistência à compressão estão resumidos na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Resistência à compressão dos traços testados aos 28 dias.

Traço (cim:cal:areia) em volume	Resistência à compressão média (MPa)	Resistência pela NBR 13279 (MPa)	Valores anômalos
1:0,5:6:1,68	2,1	1,8	Não
1:1:6:1,92	2,4	2,4	Não
1:2:9:2,55	1,3	1,3	Não
1:0,4:3,2:0,9	7,9	7,6	Não
1:0,5:4:1,1	3,1	3,4	Não
1:0,5:2:0,7	12,7	13,1	Não

Fonte: LIMA (2010)

LEÃO (2008) conduziu experimentos com três tipos de argamassa de diferentes traços. Ele ensaiou corpos-de-prova cilíndricos (5 x 10 cm) dos quais obteve a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, ensaiou também corpos-de-prova prismáticos (4 x 4 x 16 cm) dos quais extraiu a resistência à compressão e a resistência à tração. Os resultados médios para cada tipo de corpo-de-prova com seus respectivos traços de argamassa são apresentados na tabela 2.4 (corpo- de- prova cilíndrico) e tabela 2.5 (corpo-de-prova prismático), respectivamente.

Tabela 2.4 - Valores médios de resistência à compressão e módulo de elasticidade de cada um dos três traços de argamassa para os corpos-de-prova de 5 x 10 cm.

Argamassa	Resistência à compressão (MPa)			Módulo de elasticidade (GPa)		
	Média	Desvio	C.V	Média	Desvio	C.V
A1 (Pronta)	1,81	0,50	27,62%	2,13	0,29	13,64%
A2 (1:1:6)	4,77	0,71	14,96%	5,61	0,84	14,93%
A3 (1:0,5:4,5)	8,75	1,32	15,11%	8,55	0,47	5,45%

Fonte: LEÃO (2008)

Tabela 2.5 - Valores médios de resistência à compressão e resistência à tração na flexão de cada um dos três traços de argamassa para os corpos-de-prova de 4 x 4 x 16 cm.

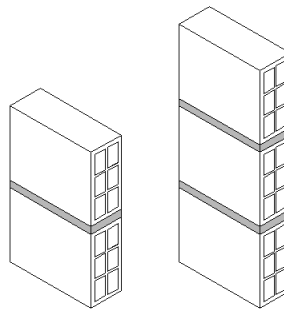
Argamassa	Resistência à compressão (MPa)			Resist. à tração na flexão (MPa)		
	Média	Desvio	C.V	Média	Desvio	C.V
A1 (Pronta)	1,2	0,21	17,16%	0,62	0,11	17,25%
A2 (1:1:6)	4,53	0,77	16,99%	1,29	0,19	14,65%
A3 (1:0,5:4,5)	7,47	0,66	8,78%	2,06	0,15	7,15%

Fonte: LEÃO (2008)

2.1.3 Resistência à Compressão dos Prismas de Alvenaria de Vedação.

O custo para se ensaiar paredes de alvenaria é oneroso, devido a grande quantidade de material envolvido e o número de protótipos a serem utilizados nos ensaios. Por conta disso é mais econômico o uso de prismas de alvenaria, que são dois ou mais blocos cerâmicos sobrepostos e ligados entre si por argamassa (figura 2.2).

Figura 2.2 - Prismas de blocos cerâmicos de dois e três blocos respectivamente.



Fonte: Autor

MOTA (2006) estudou a resistência à compressão de prismas revestidos com argamassa confeccionados com três blocos cerâmicos, esses últimos tendo dimensões médias de 9 cm x 18,9 cm x 19,5 cm (largura x altura x comprimento). Ele utilizou seis amostras de prismas, os traços usados para as argamassas foram medidos como a seguir: 1:3 (cimento: areia) para o chapisco; 1:2:9 (cimento: cal: areia) para o traço fraco; 1:1:6 (cimento: cal: areia) para o traço médio.

As seis amostras foram classificadas da seguinte maneira:

- P1: prismas nus;
- P2: prismas chapiscados nas duas faces;
- P3: prismas chapiscados e revestidos nas duas faces tendo espessura de 2 cm e sendo utilizado o traço fraco;
- P4: prismas chapiscados e revestidos nas duas faces tendo espessura de 2 cm e sendo utilizado o traço médio;
- P5: prismas chapiscados e revestidos nas duas faces tendo espessura de 3 cm e sendo utilizado o traço fraco;
- P6: prismas chapiscados e revestidos nas duas faces tendo espessura de 3 cm e sendo utilizado o traço médio.

A tabela 2.6 apresenta os resultados de resistência à compressão axial dos prismas ensaiados por MOTA (2006).

Tabela 2.6 - Resistência à compressão dos prismas.

Prisma	Resultados – Tensão MPa			Incrementos	
	Média (MPa)	D. Padrão (MPa)	COV (%)	No valor médio (%)	No valor característico (%)
P1*	1,96	0,18	9,18	-	-
P2*	2,23	0,22	9,87	13,78	12,65
P3*	3,38	0,25	7,42	72,45	78,92
P4*	4,53	0,39	8,69	131,12	134,34
P5*	3,51	0,36	10,26	79,08	75,90
P6*	4,66	0,61	13,1	137,76	120,48

Fonte: MOTA (2006)

AZEVEDO (2010) realizou experimentos para obter a resistência à compressão de prismas revestidos compostos por dois e três blocos, esses últimos com dimensões médias de

9,1 cm x 19,1 cm x 19 cm (largura x altura x comprimento). No total foram confeccionados e ensaiados 135 prismas compostos por três blocos e 60 prismas compostos por dois blocos.

As seguintes tipologias de prismas foram ensaiadas:

- Prismas não revestidos com 2 e 3 blocos (PNR.2 e PNR.3);
- Prismas chapiscados com 3 blocos (PC.3);
- Prismas revestidos com 3,0 cm de argamassa com traço 1:2:9 (fraco) com 2 e 3 blocos (PCRFr3.2 e PCRFr3.3);
- Prismas revestidos com 3,0 cm de argamassa com traço 1:1:6 (médio) com 2 e 3 blocos (PCRM3.2 e PCRM3.3);
- Prismas revestidos com 3,0 cm de argamassa com traço 1:0,5:4,5 (forte) 3 blocos (PCRf3.3);
- Prismas revestidos com 1,5 cm de argamassa com traço 1:2:9 (fraco) com 3 blocos (PCRFr1,5.3);
- Prismas revestidos com 3,0 cm de argamassa com traço 1:2:9 (fraco) com 3 blocos com capa de reforço adicional de argamassa armada com tela de aço nervuradas soldadas e conectores (PRFr3.3C);
- Prismas revestidos com 3,0 cm de argamassa com traço 1:1:6 (médio) com 2 e 3 blocos com capa de reforço adicional de argamassa armada com tela de aço nervuradas soldadas e conectores (PCRM3.2C e PRM3.3C);
- Prismas revestidos com 1,5 cm de argamassa com traço 1:2:9 (fraco) com 3 blocos com capa de reforço adicional de argamassa armada com tela de aço nervuradas soldadas e conectores (PCRFr1,5.3C);

Os valores médios dos resultados obtidos por AZEVEDO (2010) estão apresentados na tabela 2.7 (prismas de dois blocos) e na tabela 2.8 (prismas de três blocos), respectivamente.

Tabela 2.7 - Valores médios das resistências à compressão para os prismas de dois blocos.

Tipo	Identificação	Dimensão final do bloco (cm x cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima (KN)
Resultados dos prismas com 2 blocos	PNR.2	9 x 19	171	9,72
	PCRFr3.2	15 x 19	285	50,43
	PCRM3.2	15 x 19	285	45,47
	PCRM3.2C	21 x 19	399	120,74

Fonte: AZEVEDO (2010)

Tabela 2.8 - Valores médios das resistências à compressão para os prismas de três blocos.

Tipo	Identificação	Dimensão final do bloco (cm x cm)	Área (cm ²)	Carga Máxima (KN)
Resultados dos prismas com 3 blocos	PNR.3	9 X 19	171	9,49
	PC.3	10 X 19	190	18,05
	PCRFr1,5.3	12 X 19	228	39,56
	PCRFr3.3	15 X 19	285	45,03
	PCRM3.3	15 X 19	285	52,71
	PCRf3.3	15 X 19	285	59,02
	PCRFr1,5.3C	18 X 19	342	94,47
	PCRFr3.3C	21 X 19	399	100,25
	PCRM3.3C	21 X 19	399	109,12

Fonte: AZEVEDO (2010)

FERRAZ (2011) ensaiou prismas de blocos cerâmicos compostos por dois blocos de dimensões 14 cm x 19 cm x 29 cm (largura x altura x comprimento). Foi utilizado 11 prismas no ensaio de resistência à compressão. Os blocos foram unidos com argamassa industrial e argamassa de traço 1:3:8.

Os resultados dos ensaios são mostrados na tabela 2.9 (argamassa industrial) e tabela 2.10 (argamassa de traço 1:3:8), respectivamente.

Tabela 2.9 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmico com a utilização de argamassa industrial.

CP	Força (kN)	Área (mm ²)	Resistência (MPa)
1	13,6	39825	0,3
2	9,0	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)

Tabela 2.10 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmico com a utilização de argamassa de 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)

2.1.4 Módulo de Elasticidade da Alvenaria de Blocos Cerâmicos.

A norma brasileira NBR 15812-1 que trata de alvenaria estrutural recomenda em seu item 6.2.1 que os valores das propriedades elásticas da alvenaria podem ser adotados de acordo com a tabela 2.11.

Tabela 2.11 - Propriedades de deformação da alvenaria

Propriedades	Valor	Valor Máximo
Módulo de deformação longitudinal	$600f_{pk}$	12 Gpa
Coefficiente de Poisson	0,15	-

Fonte: NBR 15812-1 (2010)

No cálculo do módulo de deformação longitudinal (tabela 2.11) a grandeza f_{pk} representa a resistência característica de compressão simples do prisma.

A norma europeia Eurocode 6 (2005) recomenda que na falta de dados experimentais o módulo de elasticidade da alvenaria (E_m) para uso em análises estruturais pode ser calculado pela equação (2.1).

$$E_m = K_E \cdot f_{mk} \quad (2.1)$$

Onde,

K_E é um fator cujo valor recomendado é 1000;

f_{mk} é a resistência característica de compressão da alvenaria.

PARSEKIAN (2002) realizou extenso levantamento na literatura de ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade para diversos tipos de alvenaria. A tabela 2.12 apresenta algumas propriedades mecânicas de alvenaria de blocos cerâmicos de origem brasileira.

Tabela 2.12 - Módulos de deformação segundo algumas pesquisas nacionais, valores em MPa.

fonte	Tipo de bloco	f_p	E	E/f_p	média de E/f_p	observações
GOMES (1983)	bloco cerâmico vazado	2,40	3593	1497	1152	ensaios de parede (f_p e E)
		3,10	2775	895		
		2,60	2448	942		
		2,9	3692	1273		
FRANCO (1987)	bloco cerâmico perfurado	5,85	3661	626	529	ensaios de prisma (f_p) e parede (E)
		5,52	2900	525		
		5,57	2816	506		
		4,82	2204	457		
	sílico-calcário perfurado	5,67	4159	734	636	ensaios de parede (f_p e E)
		5,05	2723	539		
	sílico-calcário maciço	7,05	3523	500	500	
MULLER (1989)	bloco cerâmico vazado	5,95	3326	559	478	ensaios prisma (f_p) e parede (E)
		5,70	2523	443		
		5,37	2326	433		
ALY (1991)	blocos vazados de concreto	6,40	6846	1070	972	ensaios prisma (f_p) e parede (E)
		9,30	7434	799		
		9,80	10259	1047		
MEDEIROS (1993)	blocos vazados de concreto	4,28	3900	911	984	ensaios de parede (f_p e 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	ensaios de prisma (f_p e E) sem graute
		12,56	5249	418	1067	ensaios de prisma (f_p e E) graute de aprox. 50 MPa
		12,28	18065	1471		
		20,81	13804	663		
		14,66	15609	1065	811	ensaios de prisma (f_p e E) graute de aprox. 25 MPa
		19,53	10893	558	678	ensaios de prisma (f_p e E) graute de aprox. 12,5 MPa
		17,94	13557	756		
		21,33	12821	601		
MOHAMED (1998)	blocos vazados de concreto	10,56	9100	862	660	ensaios de prisma (f_p e E)
		8,60	6712	780		
		8,17	4499	551		
		7,54	3373	447		
		11,70	9167	784		
		10,80	5809	538		
		8,84	5848	662		
GARCIA (2000)	bloco cerâmico vazado	11,67	7044	604	682	ensaios prisma (f_p) e parede (E) 1/2 dos furos c/ graute
		11,43	8692	760		ensaios prisma (f_p) e parede (E) 3/4 dos furos c/ graute
	4,02	4829	1201	1201	ensaio de parede (f_p e E), sem graute	

Fonte: PARSEKIAN (2002)

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DESLOCAMENTOS LATERAIS

2.2.1 Limites para o Deslocamento Lateral de Edifícios

A NBR 6118:2014 recomenda que o limite de deslocamentos laterais de edifícios provocados pela ação do vento seja calculado de acordo com as equações (2.2) e (2.3).

- Deslocamento total do edifício:
$$\delta_{h,tot} \leq \frac{H}{1700} \quad (2.2)$$

- Deslocamento relativo entre pavimentos:
$$\delta_{hi+1} - \delta_{hi} \leq \frac{h_i}{850} \quad (2.3)$$

Onde $\delta_{h,tot}$ é o deslocamento total do edifício em metros, $\delta_{hi+1} - \delta_{hi}$ é a diferença entre os deslocamentos de dois pavimentos consecutivos em metros, H é a altura total do edifício em metros e h_i é o desnível entre dois pavimentos vizinhos em metros (ver figura 2.3).

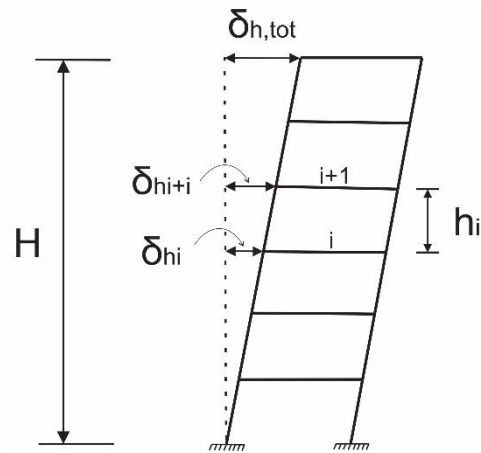
Esses deslocamentos são calculados por meio de uma combinação de estado-limite de serviço (*ELS*) que para este trabalho foi considerado como na equação (2.4).

$$F_{serv} = (F_{pp} + F_{perm}) + \psi_1 \cdot F_{vento} + \psi_2 \cdot F_{sc} \quad (2.4)$$

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para *ELS*.

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para *ELS*.

Figura 2.3 - Esquema do deslocamento lateral de um edifício



Fonte: NBR 6118:2014 – adaptada pelo autor

2.3 CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PARA A RIGIDEZ DO PÓRTICO

A utilização de alvenaria com a função de vedação, ou seja, com função não-estrutural é muito comum no Brasil. Esse tipo de alvenaria é bastante aplicado em edifícios apertados de concreto armado. Na região norte é comum o uso de alvenaria de blocos cerâmicos vazados (figura 2.4) ligados por argamassa de cimento Portland.

Figura 2.4 - Bloco e alvenaria de tijolos cerâmicos



Fonte: Autor

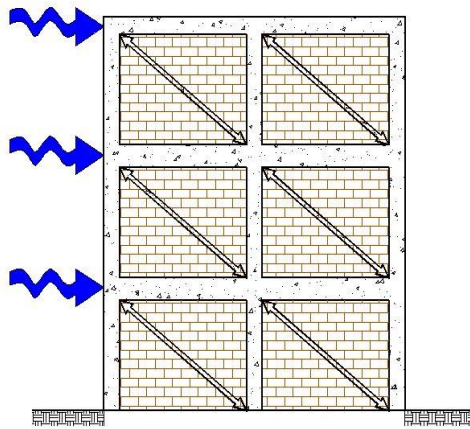
Embora a alvenaria de vedação seja usada com fins não estruturais, pesquisas indicam que quando associada à pórticos confere um acréscimo na resistência mecânica e em sua rigidez lateral. É nessa última propriedade mecânica que o presente trabalho está focado.

A interpretação do comportamento de estruturas com preenchimento em alvenaria não é fácil, devido a grande quantidade de parâmetros envolvidos na resposta da estrutura (propriedades mecânicas da alvenaria o que depende das propriedades dos blocos/tijolos e argamassas, modalidade de construção, presença de abertura, diferentes conexões entre pórtico e alvenaria, o comportamento no plano e fora do plano, efeitos de segunda ordem). A investigação experimental de cada parâmetro seria onerosa devido ao grande número de testes experimentais e conseqüentemente o esforço econômico para tais objetivos (FIORE et al, 2012).

Há diferentes procedimentos para analisar pórticos preenchidos com alvenaria, tais procedimentos podem ser agrupados em duas classes: micromodelos e macromodelos (CRISAFULLI et al, 2000). O primeiro é utilizado para reproduzir o comportamento local com grande detalhe e requer um grande esforço computacional. O segundo é útil para reproduzir o comportamento global de um elemento estrutural sendo os resultados dados em termos de resistência e rigidez (FIORE et al, 2012).

O interesse do presente trabalho está voltado para o comportamento global de edifícios apertados de concreto armado preenchidos com alvenaria de tijolos cerâmicos, portanto será utilizado os macromodelos para a consideração simplificada das alvenarias, mais precisamente será utilizado o modelo da biela diagonal equivalente, a qual é comumente aplicada nos estudos que consideram a influência da alvenaria devido esse modelo ser simples e prático. A figura 2.5 dá uma idéia de como a biela diagonal é considerada em pórticos.

Figura 2.5 - Pórtico preenchido com alvenaria de vedação



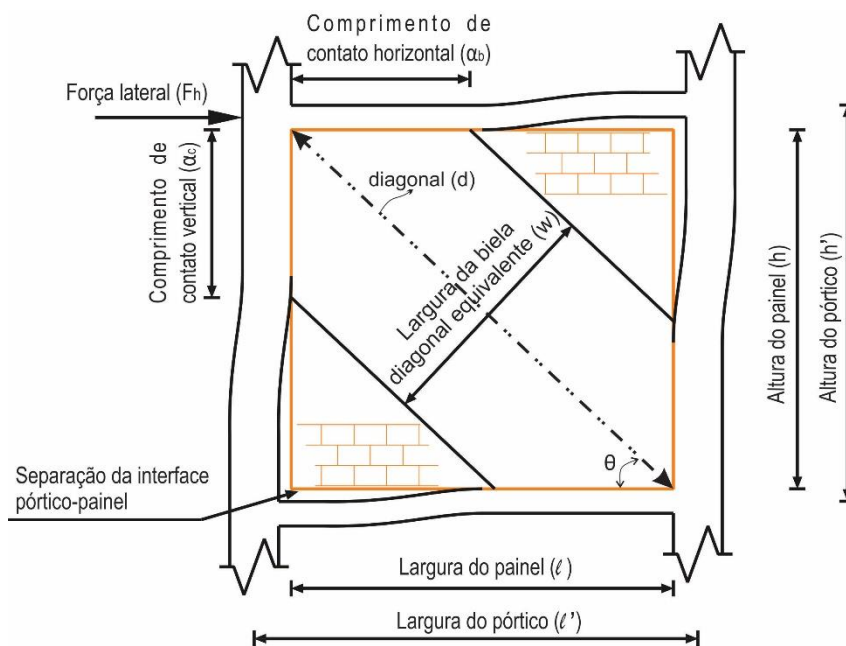
Fonte: Autor

Existem vários estudos sobre os benefícios ocasionados pela alvenaria quando em conjunto com pórticos, em todos esses estudos os autores demonstram que a alvenaria contribui significativamente na rigidez e resistência dos pórticos quando submetidos a esforços laterais.

Um dos primeiros estudiosos a descrever o comportamento de pórticos preenchidos foi POLYAKOV (1956) e POLYAKOV (1960) o qual diz que quando se aplica um esforço horizontal, como o vento, em um pórtico preenchido com alvenaria, este apresenta três estágios. No primeiro destes o comportamento da estrutura trabalha como se fosse uma unidade monolítica. No segundo estágio ocorre o descolamento entre pórtico e painel nas regiões tracionadas, porém o contato entre eles é mantido nas regiões comprimidas, estas regiões comprimidas são definidas pelo comprimento de contato. Quando começa a aparecer as primeiras fissuras no painel, encerra-se o segundo estágio e se inicia o terceiro. Nesse estágio há ocorrência de fissuras na diagonal do painel e, ainda assim, o conjunto pórtico-painel resiste

a incrementos de carga. O número de fissuras continua aumentando até que atinjam maiores dimensões o que caracteriza o limite de capacidade de carga do sistema. O pesquisador supracitado também foi um dos primeiros a sugerir uma analogia que substitui o painel por uma biela diagonal equivalente. A figura 2.6 ilustra como a biela diagonal é considerada no pórtico.

Figura 2.6 - Comportamento do pórtico preenchido com alvenaria quando submetido a uma força lateral excessiva



Fonte: Autor

2.3.1 Modelos para a Consideração da Alvenaria no Pórtico

Nesta seção será apresentado alguns autores e suas formulações para a largura da biela diagonal equivalente.

HOLMES (1961) continuou com a analogia da biela diagonal equivalente e realizou experimentos com protótipos de pórticos preenchidos com alvenaria. Ele recomendou uma largura efetiva (w) para a diagonal equivalente segundo a equação (2.5).

$$w = \frac{d}{3} \quad (2.5)$$

Onde d é o comprimento da diagonal do painel na sua configuração indeformada (figura 2.6).

STAFFORD-SMITH (1966) desenvolveu o método da diagonal equivalente para pórticos preenchidos com painel de formato quadrado através de investigação experimental de pórticos preenchidos carregados diagonalmente. Usando os resultados experimentais ele formulou equações para determinar o comprimento de contato, a largura efetiva da diagonal equivalente, a rigidez da diagonal e a resistência da diagonal como função de um parâmetro adimensional (λh). A formulação do parâmetro λh é mostrada na equação (2.6).

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_m t_m}{4 E_c I_c h}} \quad (2.6)$$

Onde h é a altura do painel, E_m é o módulo de elasticidade da alvenaria, t_m é a espessura do painel de alvenaria, E_c é o módulo de elasticidade do pilar do pórtico, I_c é o momento de inércia dos pilares do pórtico e h' é a altura medida entre os eixos da viga do pórtico. A figura 2.6 mostra a geometria do painel.

STAFFORD-SMITH e CARTER (1969) aperfeiçoaram o método para pórticos de formato quadrado proposto por STAFFORD-SMITH (1966). Eles mostraram que quando o pórtico preenchido for carregado lateralmente no topo, grandes porções do pórtico se separaram do painel exceto nos cantos localizados nas extremidades da diagonal comprimida (figura 2.6). O comprimento de contato com a coluna α_c (figura 2.6) é satisfeita de acordo com a equação (2.7).

$$\frac{\alpha_c}{h'} = \frac{\pi}{2\lambda h'} \quad (2.7)$$

O comprimento de contato com a viga a_b (figura 2.6) foi observado ser de aproximadamente a metade do vão.

Eles também modificaram o parâmetro que representa a rigidez relativa do pórtico preenchido (λ) a partir da fórmula anteriormente proposta, equação (2.6). A novidade foi o implemento do ângulo θ (figura 2.6), que é formado entre a diagonal do painel e a horizontal, com isso a aplicação da fórmula se estende à pórticos retangulares, ver equação (2.8).

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \cdot \text{sen} 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h}} \quad (2.8)$$

MAINSTONE (1971) realizou uma série de ensaios com pórticos preenchidos e a partir dos dados obtidos propôs algumas equações para o cálculo da largura da biela diagonal equivalente para pórticos com painel de alvenaria de concreto e alvenaria cerâmica. As equações propostas são expressas para a relação entre a largura da biela e o comprimento de sua diagonal (w/d), as equações (2.9) e (2.10) mostram a formulação do autor.

- Alvenaria cerâmica: $\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h')^{-0.4} \quad 4 \leq \lambda h' \leq 5$ (a)

(2.9)

$$\frac{w}{d} = 0.16(\lambda h')^{-0.3} \quad \lambda h' > 5$$
 (b)

- Alvenaria de concreto: $\frac{w}{d} = 0.115(\lambda h')^{-0.4} \quad 4 \leq \lambda h' \leq 5$ (a)

(2.10)

$$\frac{w}{d} = 0.11(\lambda h')^{-0.3} \quad \lambda h' > 5$$
 (b)

LIAUW e KWAN (1984) conduziram análises de pórticos preenchidos utilizando o método dos elementos finitos, nessas análises foi desprezado o atrito na interface pórtico-painel. Eles propuseram que a largura da biela diagonal equivalente deveria ser menor do que a resultante na equação (2.11).

$$w = \frac{0.86h \cos \theta}{\sqrt{\lambda h'}} \quad \text{ou} \quad 0.45h \cos \theta \quad (2.11)$$

DECANNI e FANTIN (1986) desenvolveram equações para painéis não-fissurados e painéis fissurados em termos do parâmetro de rigidez relativa $\lambda h'$. A proposta dos autores é mostrada nas equações (2.12).

$$w = \left(\frac{0.748}{\lambda h'} + 0.085 \right) d \quad \text{se} \quad \lambda h' \leq 7.85 \quad \text{não-fissurada} \quad (a)$$

$$w = \left(\frac{0.393}{\lambda h'} + 0.130 \right) d \quad \text{se} \quad \lambda h' > 7.85 \quad \text{não-fissurada} \quad (b)$$

(2.12)

$$w = \left(\frac{0.707}{\lambda h'} + 0.010 \right) d \quad \text{se} \quad \lambda h' \leq 7.85 \quad \text{fissurada} \quad (c)$$

$$w = \left(\frac{0.470}{\lambda h'} + 0.040 \right) d \quad \text{se} \quad \lambda h' > 7.85 \quad \text{fissurada} \quad (d)$$

PAULAY e PRIESTLEY (1992) sugeriram que a largura efetiva da diagonal equivalente deveria ser calculada pela equação (2.13). É considerado que a força atuante no plano do pórtico seja a metade da carga de ruptura do painel.

$$w = 0.25d \quad (2.13)$$

DURRANI e LUO (1994) analisaram o comportamento de pórticos de concreto armado sujeitos a carga lateral utilizando as equações de MAINSTONE (1971). Eles propuseram uma formulação para o cálculo da largura efetiva da diagonal equivalente (w) de acordo com a equação (2.14).

$$w = \gamma d \operatorname{sen} 2\theta \quad (2.14)$$

Onde γ , que é o fator de largura efetiva, é calculado como:

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\operatorname{sen} 2\theta} \left(\frac{h^4 E_m t_m}{m E_c I_c h} \right)^{-0.1}$$

E o parâmetro adimensional (m), que relaciona a rigidez da viga com a do pilar, é dado pela seguinte expressão:

$$m = 6 \left(1 + \frac{6 \tan^{-1} \left(\frac{E_b I_b h}{E_c I_c h} \right)}{\pi} \right)$$

Onde E_b e I_b são o módulo de elasticidade e o momento de inércia da viga, respectivamente.

FLANAGAN e BENNETT (2001) apresentaram métodos simplificados para a determinação da rigidez lateral e da resistência ao esmagamento dos cantos comprimidos de pórticos preenchidos com alvenaria. Os métodos foram desenvolvidos com uma grande variedade de testes baseados nos dados da literatura e são aplicáveis a pórticos de concreto e aço preenchidos por painéis de tijolos de blocos cerâmicos e de concreto.

Para a determinação da resistência ao esmagamento dos cantos comprimidos, eles fizeram uso da expressão proposta por FLANAGAN e BENNETT (1999), equação (2.15).

$$f_{ult} = K_{ult} \cdot t_m \cdot f_{pk} \quad (2.15)$$

Na qual f_{ult} é a resistência ao esmagamento do canto comprimido do painel, K_{ult} é uma constante empírica, t_m é a espessura do painel e f_{pk} é a resistência à compressão do prisma da alvenaria.

Os pórticos preenchidos com alvenaria podem ser modelados utilizando uma barra diagonal equivalente que considera a rigidez do painel. Com frequência a área da seção transversal da diagonal equivalente é expressa em função de um parâmetro de rigidez relativa ($\lambda h'$), equação (2.16).

$$\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \cdot \text{sen} 2\theta}{4 E_c I_c h}} \quad (2.16)$$

A equação (2.17), proposta inicialmente em FLANAGAN E BENNETT (1999), pode ser usada para calcular a área da seção transversal da diagonal equivalente.

$$A = \frac{\pi t_m}{C \lambda \cos \theta} \quad (2.17)$$

Na equação (2.17), C é uma constante empírica que varia de acordo com o deslocamento lateral (veja alguns valores de C na tabela 2.13).

Tabela 2.13 - Valores de C para alguns tipos de pórticos preenchidos com alvenaria.

Deslocamento lateral (mm)	C			Proposta	Falhas típicas da alvenaria
	Alvenaria de blocos de argila em pórtico de aço	Alvenaria de blocos de concreto em pórtico de aço	Alvenaria de blocos de concreto em pórtico de concreto armado		
0 a 4	7	5	4	5	Nenhuma
4 a 12	11	9	11	10	Fissuração diagonal da argamassa de assentamento
12 a 18	14	12	-	13	Esmagamento da argamassa de assentamento e fissuração dos blocos
18 a 25	18	17	-	17	Esmagamento dos blocos (principalmente na região dos cantos)

Fonte: FLANAGAN e BENNETT (2001)

AMATO et al. (2009) propuseram uma implementação na expressão que considera os efeitos da alvenaria no pórtico do modelo de diagonal equivalente. Eles mantiveram as hipóteses usuais, mas consideraram alguns aspectos relacionados ao problema da interação pórtico-painel. Tais problemas são reconhecidos na literatura, mas não estão inclusos nos modelos disponíveis. Dentre eles pode-se citar aqueles mais relevantes do estudo, como: rigidez

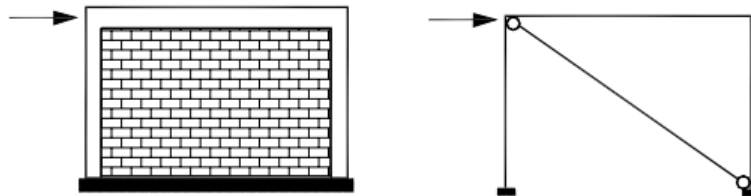
axial das colunas do pórtico, carregamento vertical que surge após a inserção da alvenaria e deformação transversal do material constituinte da alvenaria.

Os autores chamam a atenção para o fato de a norma europeia (Eurocode 8, 2004) e a americana (FEMA 356, 2000) reconhecerem a influência dos efeitos da alvenaria nas análises. A FEMA 356 (2000) sugere o uso da equação (2.18) que considera a contribuição da rigidez do painel, essa fórmula foi proposta por MAINSTONE (1971) e os autores utilizam-na como referência para justificar a contribuição da sua proposta na formulação da diagonal equivalente.

$$\frac{w}{d} = 0.175.(\lambda h)^{-0.4} \quad (2.18)$$

No estudo os autores partem da analogia entre um esquema de referência (pórtico preenchido) e um esquema equivalente (pórtico com diagonal equivalente) de um pórtico simples (figura 2.7). De acordo com esse sistema estrutural a seção da diagonal equivalente pode ser obtida impondo a condição de que a rigidez inicial do sistema de referência é igual a rigidez inicial do sistema com a diagonal equivalente.

Figura 2.7 - Esquema de referência e esquema equivalente de um pórtico simples.



Fonte: AMATO et al. (2009)

O valor da largura da biela w pode ser calculada impondo-se a condição anteriormente descrita, equação (2.19).

$$D_i(w) = \tilde{D}_i \quad (2.19)$$

Onde D_i representa a rigidez da biela equivalente e \tilde{D}_i é a rigidez do pórtico de referência.

Foi utilizado um parâmetro denotado como λ^* , equação (2.20), que depende somente de algumas características mecânicas e geométricas do pórtico e do painel de alvenaria. Esse parâmetro tem significado similar aquele introduzido por STAFORD-SMITH (1966), neste denominado como λ .

$$\lambda^* = \frac{E_m}{E_f} \cdot \frac{t_m \cdot h'}{A_c} \cdot \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{A_c}{A_b} \cdot \frac{l'}{h'} \right) \quad (2.20)$$

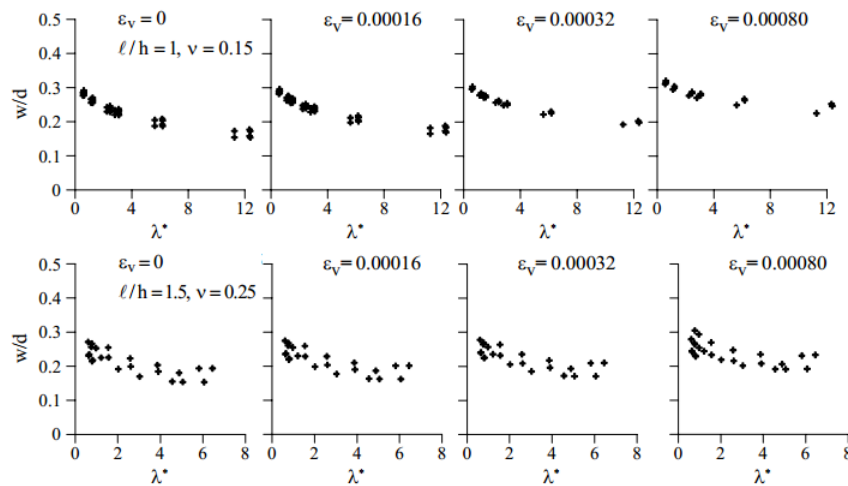
Onde E_f é o módulo de elasticidade do pórtico, l' é a largura do pórtico e A_c e A_b são a área da seção transversal do pilar e da viga, respectivamente.

A equação (2.21) representa a influência da carga vertical resultante do carregamento atuante no pórtico (F_v) e é expresso por um parâmetro adimensional (ε_v).

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2 \cdot A_c \cdot E_f} \quad (2.21)$$

Os experimentos numéricos conduziram a resultados mostrados na figura 2.8.

Figura 2.8 - Relação largura – diagonal (w/d) da biela para diferentes pórticos preenchidos.



Fonte: AMATO et al. (2009)

Os resultados apresentados na figura 2.8 destacam o efeito da carga vertical e do coeficiente de Poisson (ν) no comportamento do pórtico preenchido o que conduz a identificação da largura da seção transversal da diagonal equivalente.

O conjunto de pontos obtidos numericamente foram ajustados pela equação (2.22).

$$\frac{w}{d} = k \cdot \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta} \quad (2.22)$$

Onde c e β dependem do coeficiente de Poisson da alvenaria ao longo da direção da diagonal,

$$c = 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2 \quad (2.23)$$

$$\beta = 0.146 - 0.0073\nu + 0.126\nu^2 \quad (2.24)$$

O parâmetro z está em função da relação largura-altura do painel, equação (2.25) e

$$z = 1 + 0.25 \cdot \left(\frac{l}{h-1} \right), \quad 1 \leq \frac{l}{h} \leq 1.5 \quad (2.25)$$

Enquanto que k está em função de ε_v e λ^* , equação (2.26).

$$k = 1 + (18\lambda^* + 200) \cdot \varepsilon_v \quad (2.26)$$

Os autores fizeram testes experimentais para validar o modelo proposto em seu trabalho. Seis pórticos simples foram ensaiados para obtenção da rigidez lateral sendo dois pórticos para cada um dos três tipos de alvenaria escolhidos: calcarenito, argila e concreto leve (tabela 2.14). Cada protótipo foi sujeito a uma carga vertical constante de 400 kN e lateralmente por uma carga horizontal aumentada gradativamente.

Os resultados são mostrados na tabela 2.14 onde D_{is} é a rigidez obtida experimentalmente e D_i é a rigidez obtida pelo modelo proposto no trabalho.

Tabela 2.14 - Rigidez lateral dos pórticos preenchidos: valores numéricos e experimentais.

Tipos de Alvenaria	E_m (N/mm ²)	ν	λ^*	w/d	w (mm)	D_i (KN/mm)	Protótipo	D_{is} (KN/mm)
calcarenito	4292	0,30	1,55	0,27	610	110	1	125
							2	111
argila	5303	0,07	1,43	0,25	565	122	3	128
							4	125
concreto leve	1795	0	0,40	0,29	655	127,5	5	115
							6	125

Fonte: AMATO et al. (2009)

A tabela 2.15 mostra o resumo das fórmulas para o cálculo da largura da biela diagonal equivalente (w) e seus respectivos autores.

Tabela 2.15 - Fórmulas para a largura da biela diagonal equivalente (w) e seus respectivos autores

Autor	Ano	Fórmulas para a largura da biela diagonal equivalente (w)	
Holmes	1961	$w = \frac{d}{3}$	Onde,
Stafford-Smith & Carter	1969	$w = 0.58 \left(\frac{1}{h} \right)^{-0.445} (\lambda h')^{0.335d} \left(\frac{1}{h} \right)^{0.064}$ $\lambda h' = h' \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \text{sen } 2\theta}{4E_c I_c h}}$	t_m = espessura da alvenaria l = largura da alvenaria h = altura da alvenaria
Mainstone	1971	Alvenaria cerâmica $w = 0.175d (\lambda h')^{-0.4}$ para $4 \leq \lambda h' \leq 5$ $w = 0.160d (\lambda h')^{-0.3}$ para $\lambda h' > 5$	E_c = módulo de elasticidade da coluna do pórtico
Liaw & Kwan	1984	$w = \frac{0.86h \cos \theta}{\sqrt{\lambda h'}} \text{ ou } 0.45h \cos \theta$	E_m = módulo de elasticidade da alvenaria
Deccanini & Fantin	1986	Alvenaria não-fissurada $w = (0.085 + 0.748/\lambda h') d$ para $\lambda h' \leq 7.85$ $w = (0.130 + 0.393/\lambda h') d$ para $\lambda h' > 7.85$	I_c = momento de inércia da coluna
		Alvenaria fissurada $w = (0.010 + 0.707/\lambda h') d$ para $\lambda h' \leq 7.85$ $w = (0.040 + 0.470/\lambda h') d$ para $\lambda h' > 7.85$	I_b = momento de inércia da viga
Paulay & Priestley	1992	$w = 0.25d$	d = comprimento da diagonal da alvenaria
Durrani & Luo	1994	$w = \gamma d \text{ sen } 2\theta;$ $\gamma = 0.32 \sqrt{\text{sen } 2\theta} (h^4 E_m t_m / m E_c I_c h)^{-0.1}$ $m = 6 \left[1 + \frac{6 \tan^{-1} (E_b I_b h' / E_c I_c h)}{\pi} \right]$	θ = ângulo entre a diagonal da alvenaria e a horizontal
Flanagan & Bennet	1999/2001	$w = \frac{\pi}{C \lambda \cos \theta}$, C é uma constante empírica que depende do deslocamento lateral entre pisos de uma edificação.	β e λ_h são parâmetros adimensionais
Amato, G. et al.	2009	$\frac{w}{d} = k \cdot \frac{c}{z} \cdot \frac{1}{(\lambda^*)^\beta}$ $\lambda^* = \frac{E_m \cdot t_m \cdot h'}{E_f \cdot A_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{A_c}{A_b} \cdot \frac{l'}{h'} \right)$ $c = 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2$ $\beta = 0.146 - 0.0073\nu + 0.126\nu^2$ $z = 1 + 0.25 \cdot \left(\frac{l}{h-1} \right) \text{ para } 1 \leq \frac{l}{h} \leq 1.5$ $k = 1 + (18\lambda^* + 200) \cdot \varepsilon_\nu$	Para mais informações ver a seção 2.4

Fonte: Autor

2.3.2 Recomendações Normativas para a Consideração da Alvenaria

2.3.2.1 Eurocode 8

A norma europeia Eurocode 8 (2004) na seção voltada para análise estrutural recomenda o seguinte: paredes de preenchimento que contribuem significativamente para a rigidez lateral de edifícios. Apesar dessa norma reconhecer a importância da contribuição da alvenaria não é proposto nenhum modelo de cálculo que possa ser utilizado para aplicações práticas por projetistas, deixando-os livres para escolher o critério de modelagem da alvenaria.

2.3.2.2 FEMA 356

A Agência Federal de Gestão de Emergência (Federal Emergency Management Agency – FEMA) na sua FEMA 356 (2000) dos Estados Unidos da América, se estende um pouco mais do que a Eurocode 8, pois reconhece a importância da contribuição da alvenaria na rigidez e ainda recomenda que os efeitos ocasionados pelas paredes de preenchimento podem ser considerados através de uma análise pelo Método dos Elementos Finitos ou, alternativamente, por um modelo de biela diagonal equivalente que represente a alvenaria.

Para essa última propõe o uso da equação (2.27), desenvolvida por MAINSTONE (1971) para o cálculo da largura da biela equivalente.

$$\frac{w}{d} = 0.175.(\lambda h)^{-0.4} \quad (2.27)$$

Lembrando que a equação (2.27) já foi definida anteriormente.

2.3.3 Comparação entre Alguns Modelos de Biela Diagonal para a Contribuição de Rigidez da Alvenaria em Pórticos Planos

A título de comparação entre as formulações da largura da biela diagonal de alguns autores, fez-se um estudo paramétrico de pórticos planos (figura 2.9) modelados no *software* SAP2000. O estudo consistiu em comparar a influência da alvenaria na rigidez lateral do pórtico plano entre três modelos descritos a seguir:

- Modelo A: modelo constituído pelo pórtico plano sem a alvenaria (figura 2.9 (a) e (d));
- Modelo B: modelo que considera a influência da alvenaria através de uma biela diagonal equivalente conectada por ligação tipo rótula ao pórtico plano (figura 2.9 (b) e (e)). Para este modelo foi utilizado sete formulações de diferentes autores para o cálculo da largura da biela diagonal (w): HOLMES (1971), SMITH & CARTER (1969), MAINSTONE (1961), LIAW & KWAN (1984), DECCANI & FANTIN (1986), FLANAGAN & BENNET (1999-2001) E AMATO et al. (2009);
- Modelo C: modelo que considera a alvenaria como elemento de casca (*shell*). Nesse modelo a ligação parede-pórtico é considerada como ligação rígida (figura 2.9 (c) e (f)).

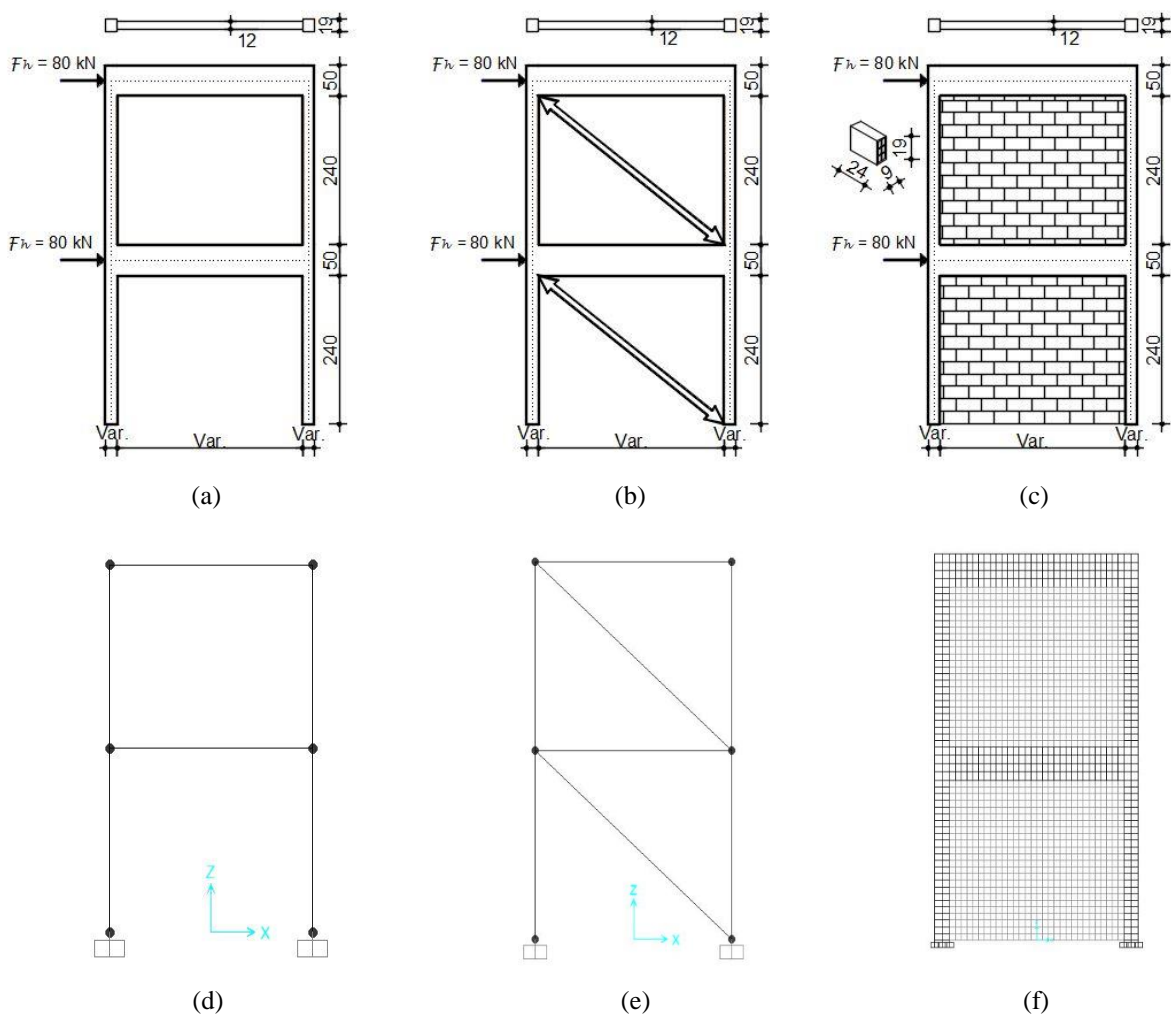
O pórtico foi considerado sendo de concreto armado e a alvenaria de blocos de tijolos cerâmicos. A geometria dos pórticos é mostrada na figura (figura 2.9) juntamente com a espessura da alvenaria que foi de 9 cm e a carga horizontal aplicada ao pórtico que foi de 80kN.

As propriedades adotadas para os materiais são descritas a seguir:

- Módulo de elasticidade do concreto do pórtico: 30672,5 MPa;
- Coeficiente de Poisson do concreto do pórtico: 0,20;
- Módulo de elasticidade da alvenaria: 5303 MPa;
- Coeficiente de Poisson da alvenaria: 0,15.

A metodologia adotada para se comparar as rigidezes dos pórticos foi a de variar a largura do pilar juntamente com a largura do painel mantendo-se as demais variáveis (altura do painel, força lateral, dimensões da viga, espessura da parede, etc.) constantes.

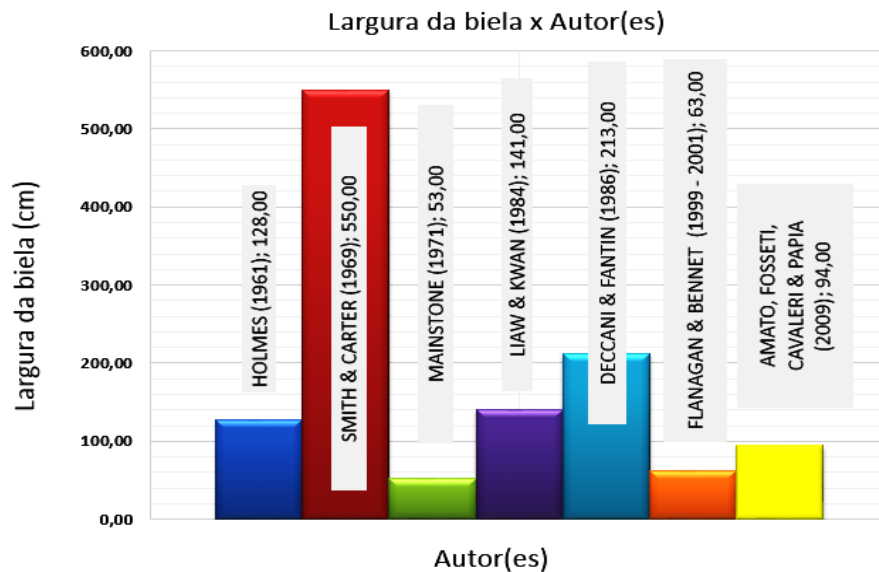
Figura 2.9 - Pórticos planos usados para o estudo paramétrico da contribuição da rigidez da alvenaria, dimensões em centímetros: (a), (b) e (c) mostram a geometria dos pórticos; (d), (e) e (f) são os modelos feitos no SAP2000



Fonte: Autor

A figura 2.10 faz uma comparação da largura da biela diagonal equivalente entre as formulações dos autores utilizados no modelo B.

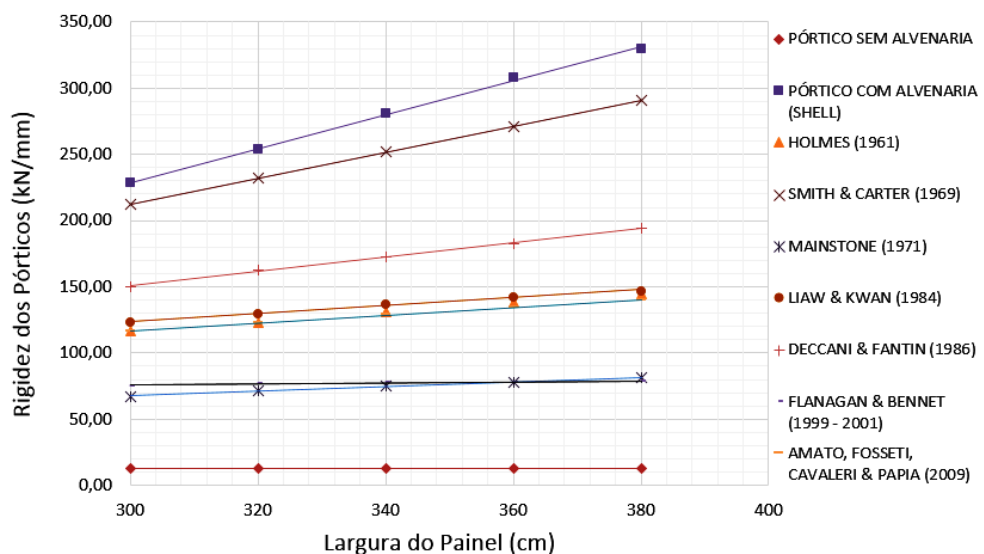
Figura 2.10 - Comparação da largura da biela diagonal equivalente para as formulações dos autores utilizados no modelo B.



Fonte: Autor

A figura 2.11 mostra a variação da rigidez com o aumento da largura do painel dos pórticos da figura 2.9, é interessante notar que o comportamento dos pórticos para os quais utilizou-se a biela como representação da alvenaria (modelo B), ficaram entre dois limites, isto é, entre o modelo do pórtico sem qualquer consideração da alvenaria, modelo sem alvenaria (modelo A) e o modelo para o qual a alvenaria é considerada como elemento de casca (*shell*), modelo com alvenaria (modelo C).

Figura 2.11 - Variação das rigidezes dos pórticos com o aumento da largura do painel



Fonte: Autor

2.4 ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS

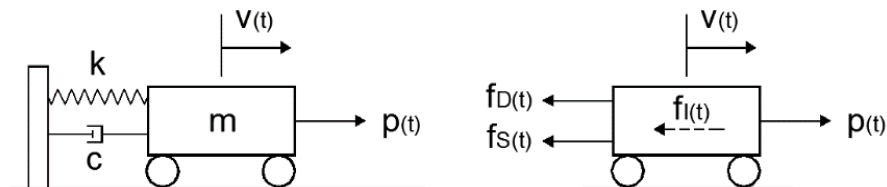
2.4.1 Sistema com Um Grau de Liberdade

O sistema mais simples de ser estudado para uma análise dinâmica de estruturas é o sistema com um grau de liberdade (figura 2.12), 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 2.12 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.

Figura 2.12 - Sistema massa-mola amortecido



Fonte: CLOUGH e PENZIEN (2003) – adaptada pelo autor

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 2.12, a equação do movimento pode ser escrita a partir do equilíbrio dinâmico das forças atuantes no sistema, equação (2.28).

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (2.28)$$

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 (2.28) 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 (2.28) 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:

$f_i(t) = m\ddot{v}(t)$ (2.29): é o produto entre a massa (m) e a segunda derivada do deslocamento ($\ddot{v}(t)$), ou seja, a aceleração;

$f_D(t) = c\dot{v}(t)$ (2.30): é o produto entre a constante de amortecimento (c) e a primeira derivada do deslocamento ($\dot{v}(t)$), ou seja, a velocidade;

$f_s(t) = kv(t)$ (2.31): é o produto entre a constante de rigidez (k) e o deslocamento ($v(t)$).

Quando as equações (2.29) a (2.31) são substituídas na equação (2.28), chega-se a uma forma da equação do movimento que é bastante difundida na literatura, equação (2.32). Para o caso em questão essa expressão representa a equação do movimento para o sistema massa-mola amortecido (figura 2.12) com um grau de liberdade.

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = p(t) \quad (2.32)$$

2.4.1.1 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 (2.32). Assim, a equação resultante dessa operação é a equação (2.33).

$$m\ddot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (2.33)$$

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

$$v(t) = A \text{sen}(\omega t) - B \cos(\omega t) \quad (2.34)$$

Onde,

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.35)$$

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

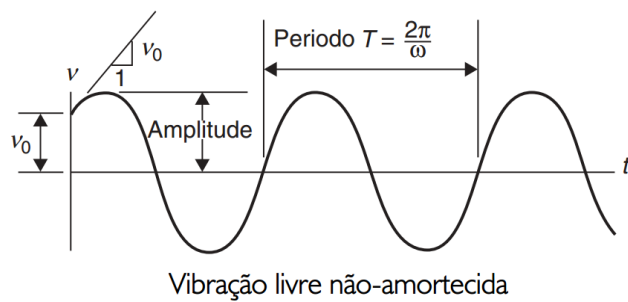
$$v(0) = v_0 = B \quad \text{e} \quad \dot{v}(0) = \dot{v}_0 = A\omega \quad (2.36)$$

Sendo assim a solução geral toma a forma da equação (2.37).

$$v(t) = \frac{\dot{v}(0)}{\omega} \text{sen}(\omega t) + v(0) \cos(\omega t) \quad (2.37)$$

A solução mostrada na equação (2.37) representa o movimento harmônico simples e é representada graficamente na figura 2.13. A quantidade ω é chamada de frequência angular de vibração (medida em radianos por unidade de tempo).

Figura 2.13 - Movimento harmônico simples de uma estrutura com vibração livre não-amortecida.



Fonte: ANDERSON e NAEIM (2012) – adaptada pelo autor

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

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{1}{f} \quad (2.38)$$

A frequência natural de vibração é dada pela equação (2.39).

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (2.39)$$

A frequência natural de vibração também pode ser representada na forma da equação (2.40).

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.40)$$

2.4.1.2 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 (2.41).

$$m\ddot{v}(t) + c\dot{v}(t) + kv(t) = 0 \quad (2.41)$$

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

$$\ddot{v}(t) + 2\xi\omega \dot{v}(t) + \omega^2 v(t) = 0 \quad (2.42)$$

Onde,

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} = \frac{c}{c_{cr}} \quad \text{e} \quad (2.43)$$

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

A equação (2.43) 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 $c = c_{cr}$;

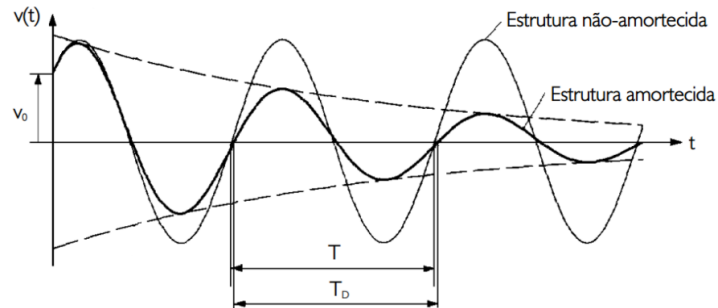
Caso 3. Sistema superamortecido: $\xi > 1$ ou $c > c_{cr}$.

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 2.14). Esse comportamento abrange estruturas de interesse como: edifícios, pontes, barragens, centrais de energia nuclear, estruturas offshore, etc. (CHOPRA, 1995).

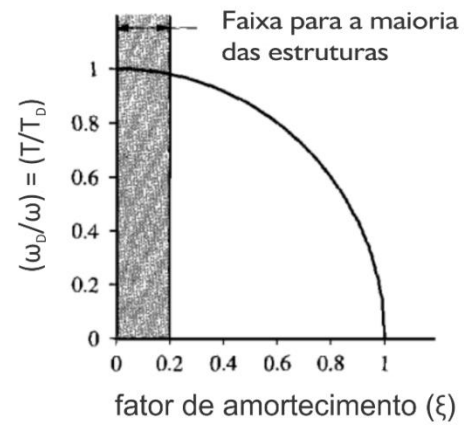
O amortecimento tem o efeito de reduzir a frequência natural de ω para ω_D , em que ω_D é a frequência natural amortecida; e de alongar o período natural de T para T_D (figura 2.14), onde T_D é o período natural amortecido. Esses efeitos são desprezados quando o fator de amortecimento (ξ) tiver valores abaixo de 20%, esta faixa compreende a maioria das estruturas (CHOPRA, 1995). A figura 2.15 mostra a relação entre $\omega/\omega_D = T/T_D$ e o fator de amortecimento (ξ).

Figura 2.14 - Efeitos do amortecimento em estruturas com vibração livre.



Fonte: CHOPRA (1995) – adaptada pelo autor

Figura 2.15 - Efeitos do amortecimento na frequência natural de vibração.

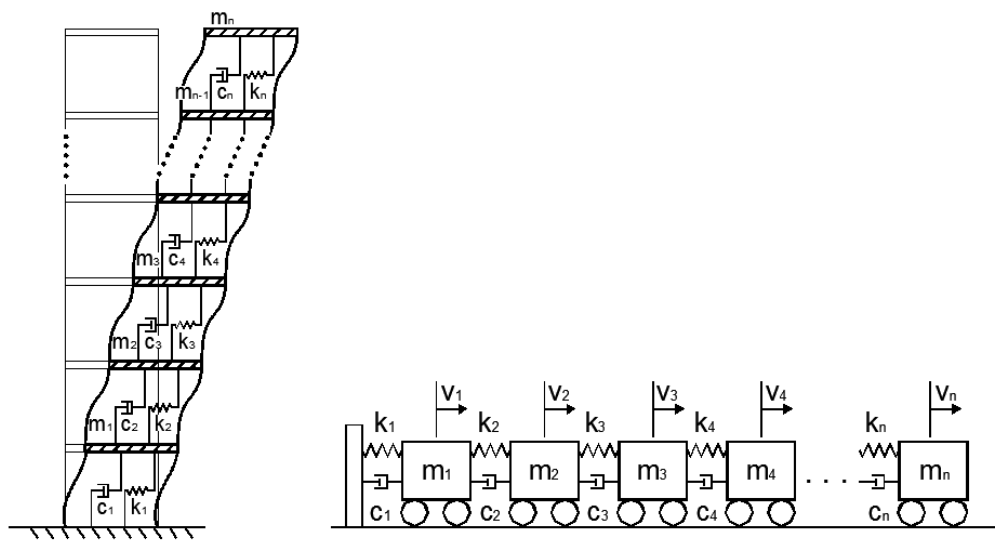


Fonte: CHOPRA (1995) – adaptada pelo autor

2.4.2 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 2.16.

Figura 2.16 - Sistema massa-mola amortecido com múltiplos graus de liberdade



Fonte: Autor

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 (2.32), só que na forma matricial.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{v}(t) = \bar{\mathbf{p}}(t) \quad (2.44)$$

Onde,

- \mathbf{M} é a matriz de massa;
- \mathbf{C} é a matriz de amortecimento;
- \mathbf{K} é a matriz de rigidez;
- $\bar{\mathbf{v}}$ é o vetor de deslocamentos;
- $\bar{\mathbf{p}}$ é o vetor de cargas externas.

A equação do movimento para vibrações livres não-amortecidas pode ser obtida omitindo a matriz de amortecimento e o vetor de cargas externas da equação (2.44), fazendo isso tem-se como resultado a equação (2.45).

$$\mathbf{M}\ddot{\bar{\mathbf{v}}}(t) + \mathbf{K}\bar{\mathbf{v}}(t) = 0 \quad (2.45)$$

2.4.3 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 (SILVA & MAIA, 1998).

Com base na equação (2.45) 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 (2.46), onde os autovalores (ω^2) estão relacionados com as frequências naturais de vibração e os autovetores ($\bar{\mathbf{q}}$) correspondem aos respectivos modos de vibração.

$$\left[\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} \right] \bar{\mathbf{q}} = 0 \quad (2.46)$$

Onde,

ω são as frequências naturais angulares de vibração;

$\bar{\mathbf{q}}$ são os modos de vibração correspondentes a cada frequência natural.

Pode ser demonstrado que pela regra de Cramer que a solução simultânea do conjunto de equações (2.46) conduz a equação (2.47).

$$\bar{q} = \frac{0}{\|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}\|} \quad (2.47)$$

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):

$$\|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}\| = 0 \quad (2.48)$$

A equação (2.48) 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 $\bar{\omega}$:

$$\bar{\omega} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \vdots \\ \omega_n \end{Bmatrix} \quad (2.49)$$

Lembrando que $f = \omega / 2\pi$ (equação (2.39)), 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 (2.49) por 2π , tem-se:

$$\bar{f} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_3 \\ \vdots \\ f_n \end{Bmatrix} \quad (2.50)$$

O vetor (2.50) representa as frequências naturais do sistema medidas em ciclos de oscilação por segundo (Hz).

2.4.4 Fórmulas Normativas para a Estimativa do Período Natural de Edifícios

A norma norte-americana ASCE/SEI 7 (2010) recomenda o uso da equação (2.51) para o cálculo aproximado do período fundamental da estrutura de edifícios.

$$T_a = C_t H_n^x \quad (2.51)$$

onde,

T_a é o período fundamental aproximado;

C_t é um coeficiente tabelado;

H_n é a altura do edifício em metros;

x é um coeficiente tabelado.

Para edifícios de concreto armado adota-se o valor de C_t igual a 0,0466 e o valor de x igual a 0,9.

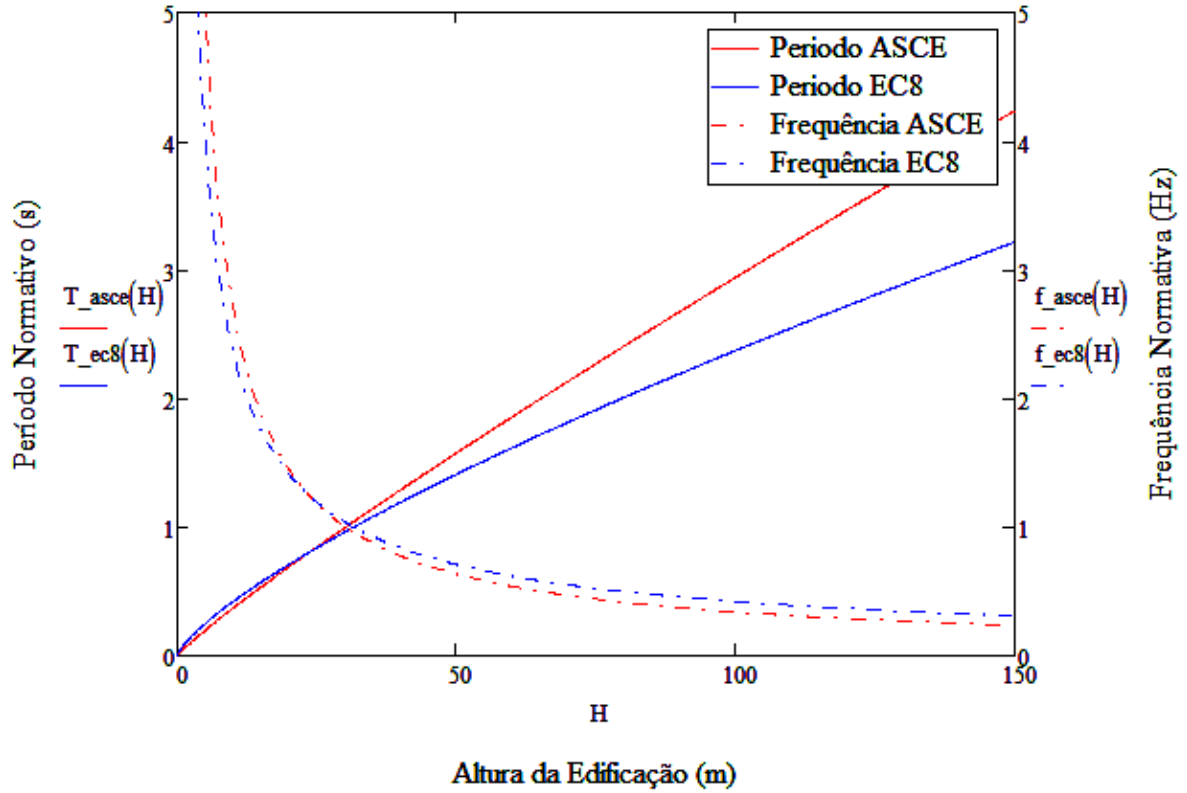
A norma europeia Eurocode 8 (2010) disponibiliza a equação (2.52) para o cálculo aproximado do período fundamental (T_1) para edifícios de concreto armado. Essa expressão é válida para edifícios com altura de até 40 m.

$$T_1 = 0.075 H^{3/4} \quad (2.52)$$

onde H é a altura do edifício em metros.

A figura 2.17 mostra a variação do período (T) e da frequência fundamental ($1/T$) calculadas usando as equações (2.51) e (2.52) em função da altura da edificação.

Figura 2.17 - Variação do período e frequência fundamental estimados pelas normas ASCE/SEI 7 (2010) e Eurocode 8 (2010) em função da altura da edificação.



Fonte: Autor

A figura 2.17 mostra que a frequência diminui conforme o aumento da altura da edificação e a partir de alturas acima de aproximadamente 32 metros a frequência apresenta valores abaixo de 1 Hz para ambas as normas.

2.5 ALGUNS ESTUDOS SOBRE A INFLUÊNCIA DA ALVENARIA EM EDIFÍCIOS

SU et al. (2005) realizaram estudos teórico-experimentais em três edifícios de concreto localizados em Hong Kong (China). O objetivo desses estudos foi o de investigar a contribuição de componentes não-estruturais (paredes internas e externas, caixa do elevador, caixa da escadaria e outros) na rigidez lateral daqueles edifícios. Para isso os pesquisadores utilizaram modelos numéricos feitos no *software* ETABS e fizeram testes experimentais com acelerômetros nas estruturas reais.

Algumas características de cada edifício estudado por SU et al. (2005) são descritos a seguir:

- Swire Building (SB): edifício aporticado em concreto armado com dimensões em planta de 32,6 m x 47,5 m e altura em projeto de 51,30 m. A resistência característica do concreto é de 30 MPa;
- T. T. Tsui Building (TTT): edifício aporticado em concreto armado com dimensões em planta de 23,3 m x 28,4 m e altura em projeto de 52,8 m. A resistência característica do concreto é de 30 MPa;
- Typical Harmony Blocks (THB): edifício em alvenaria estrutural de concreto com dimensões em planta de 48 m x 53 m e altura em projeto de 112,7 m. A resistência do concreto é de 30 MPa.

Os modelos analíticos utilizados por SU et al. (2005) foram classificados como a seguir:

- (a) Modelo de referência;
- (b) Modelo de referência com modificação do módulo de elasticidade;
- (c) Modelo de referência com a contribuição dos componentes não-estruturais (paredes internas e externas, caixa do elevador, caixa da escadaria e outros);
- (d) Modelo de referência considerando as vigas secundárias;

- (e) Modelo de referência considerando a contribuição das lajes (flexibilização das lajes);
- (f) Modelo calibrado (as frequências desse modelo estão próximas dos dados experimentais e ele engloba todas as mudanças acima mencionadas).

Alguns dos resultados obtidos por SU et al. (2005) são mostrados da tabela 2.16 a tabela 2.20 a seguir.

Tabela 2.16 - Resultados dos testes experimentais.

Edifício	Nº do Modo	Frequência (Hz)	Modo de Vibração
Swire Building (SB)	1	1,667	Translação em X
	2	1,754	Translação em Y
	3	2,381	Torção
T.T.Tsui Building (TTT)	1	1,724	Translação em Y
	2	1,786	Translação em X
	3	2,631	Torção
Typical Harmony Block Building (THB)	1	0,649	Torção
	2	0,719	Translação em Y
	3	0,781	Translação em X

Fonte: SU et al. (2005)

Tabela 2.17 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício SB.

Modelo do Edifício	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Participação Modal de Massa (%)	Contribuição de Rigidez (% da rigidez total)
Modelo de Referência (Modelo a)	Translação em X	0,820	51,2	21,6
	Translação em Y	0,629	53,0	10,5
Modificação do valor de E (Modelo b)	Translação em X	0,943	51,0	6,9
	Translação em Y	0,730	53,0	3,6
Comp. Não-Estruturais (Modelo c)	Translação em X	1,639	52,0	61,1
	Translação em Y	1,754	62,9	81,9
Vigas Secundárias (Modelo d)	Translação em X	0,961	51,2	1,6
	Translação em Y	0,730	53,1	0,2
Flexibilização das Lajes (Modelo e)	Translação em X	1,064	51,7	8,8
	Translação em Y	0,813	54,3	3,8
Modelo Calibrado (Modelo f)	Translação em X	1,724	52,0	100,0
	Translação em Y	1,786	62,8	100,0

Fonte: SU et al. (2005)

Tabela 2.18 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício TTT.

Modelo do Edifício	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Participação Modal de Massa (%)	Contribuição de Rigidez (% da rigidez total)
Modelo de Referência (Modelo a)	Translação em X	0,532	68,5	9,0
	Translação em Y	0,662	53,1	11,1
Modificação do valor de E (Modelo b)	Translação em X	0,613	67,8	2,8
	Translação em Y	0,757	49,2	2,4
Comp. Não-Estruturais (Modelo c)	Translação em X	1,754	69,4	86,8
	Translação em Y	1,695	70,8	82,8
Vigas Secundárias (Modelo d)	Translação em X	0,671	67,8	0,1
	Translação em Y	0,806	48,5	0,2
Flexibilização das Lajes (Modelo e)	Translação em X	0,637	70,2	1,3
	Translação em Y	0,800	55,6	3,5
Modelo Calibrado (Modelo f)	Translação em X	1,818	71,1	100,0
	Translação em Y	1,695	70,8	100,0

Fonte: SU et al. (2005)

Tabela 2.19 - Resultados de frequência e rigidez dos modelos analíticos para o edifício THB.

Modelo do Edifício	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Participação Modal de Massa (%)	Contribuição de Rigidez (% da rigidez total)
Modelo de Referência (Modelo a)	Translação em X	0,383	67,7	24,0
	Translação em Y	0,361	66,7	25,0
Modificação do valor de E (Modelo b)	Translação em X	0,429	67,8	6,2
	Translação em Y	0,405	66,8	6,5
Comp. Não-Estruturais (Modelo c)	Translação em X	0,637	53,7	22,4
	Translação em Y	0,599	52,1	22,5
Vigas Secundárias (Modelo d)	Translação em X	0,497	63,3	7,7
	Translação em Y	0,433	62,3	6,4
Flexibilização das Lajes (Modelo e)	Translação em X	0,658	66,6	39,6
	Translação em Y	0,617	64,9	39,7
Modelo Calibrado (Modelo f)	Translação em X	0,800	58,8	100,0
	Translação em Y	0,645	57,1	100,0

Fonte: SU et al. (2005)

Tabela 2.20 - Comparação de rigidez entre o modelo de referência e o modelo calibrado.

Modelo do Edifício	Modo de Vibração	Relação de Rigidez (Calibrado/Referência)
Swire Building (SB)	Translação em X	4,6
	Translação em Y	9,5
T.T.Tsui Building (TTT)	Translação em X	11,1
	Translação em Y	9,0
Typical Harmony Block Building (THB)	Translação em X	4,2
	Translação em Y	4,0

Fonte: SU et al. (2005)

Os estudos de SU et al. (2005) mostram a contribuição significativa dos componentes não-estruturais (alvenarias), isso pode ser observado através dos resultados obtidos com os edifícios SB e TTT (tabela 2.17 e tabela 2.18) onde, respectivamente, a contribuição dos componentes não estruturais em termos de rigidez chega a 81,9% e 86,8% da rigidez do modelo calibrado com os dados experimentais de frequência (tabela 2.16). A tabela 2.20 faz uma comparação entre as rigidezes do modelo de referência e do modelo calibrado, para todos os edifícios o modelo calibrado com os dados experimentais supera a rigidez do modelo de referência mostrando que o modelo numérico convencional de projeto subestima a rigidez real do edifício. É interessante notar que edifícios mais altos tendem a ter menores frequências, o edifício THB de alvenaria estrutural e altura 112,7 m tem frequências experimentais (tabela 2.16) menores do que os edifícios SB (51,3 m) e TTT (52,8 m).

SOUSA (2014) conduziu estudos numéricos em dois edifícios de concreto armado. Seu objetivo foi estudar os efeitos dos painéis de alvenaria de vedação de blocos cerâmicos e de blocos de concreto nas suas características dinâmicas. Para esse estudo utilizou modelos numéricos feitos no *software* SAP2000. Os painéis de alvenaria foram considerados em alguns desses modelos como elementos de casca e em outros como biela diagonal equivalente. O pesquisador também levou em consideração três tipos de ligação entre a interface pórtico-painel: ligação rígida, ligação semi-rígida e sem ligação no topo das alvenarias.

Algumas características dos edifícios estudados por SOUSA (2014) são descritas a seguir:

- Edifício (a): edifício aporticado de concreto armado com dimensões em planta de 16 m x 31,32 m e altura em projeto de 40 metros.
- Edifício (b): edifício aporticado de concreto armado com altura em projeto de 26 metros.

Os modelos numéricos considerados por SOUSA (2014) foram:

- Modelo 1: Painéis de alvenaria considerados apenas como massas concentradas nos quatro nós de canto dos painéis;
- Modelo 2A: painéis de alvenaria modelados como elementos de casca e ligação rígida;
- Modelo 3A: painéis de alvenaria modelados por diagonais equivalentes corrigidas para ligações rígidas;
- Modelo 3B: painéis de alvenaria modelados por diagonais corrigidas para ligação semi-rígida;
- Modelo 3C: painéis de alvenaria modelados por diagonais sem correção.

Somente será mostrado os resultados obtidos por SOUSA (2014) referentes ao edifício (a) com alvenaria de bloco cerâmico (tabela 2.21 e tabela 2.22).

Tabela 2.21 - Comparativo entre os modelos não preenchido e preenchido com alvenaria de bloco cerâmico ($E = 2000$ MPa).

Modelo 1			Modelo 2A		
N*	Descrição da forma modal	f1(Hz)	N*	Descrição da forma modal	f2A(Hz)
1	Flexão longitudinal	0,52	1	Flexão transversal	1,20
2	Torção	0,64	2	Torção	1,56
3	Flexão transversal	0,79	3	Flexão longitudinal	1,60
4	2ª Flexão longitudinal	1,66	4	2ª Flexão transversal	3,72
5	2ª Torção	2,07	5	2ª Flexão longitudinal	5,09
6	2ª Flexão transversal	2,56	6	2ª Torção	5,47

Fonte: SOUSA (2014)

Tabela 2.22 - Comparativo entre os modelos com diagonais corrigidas rígidas, corrigidas semi-rígidas e sem correção para blocos cerâmicos ($E = 2000$ MPa).

Modelo 3A			Modelo 3B			Modelo 3C		
N*	Descrição da forma modal	f3A(Hz)	N*	Descrição da forma modal	f3B(Hz)	N*	Descrição da forma modal	f3C(Hz)
1	Flexão transversal	1,16	1	Flexão transversal	1,01	1	Flexão transversal	1,02
2	Torção	1,44	2	Flexão longitudinal	1,16	2	Flexão longitudinal	1,22
3	Flexão longitudinal	1,52	3	Torção	1,19	3	Torção	1,27
4	2ª Flexão transversal	3,62	4	2ª Flexão transversal	3,16	4	2ª Flexão transversal	3,19
5	2ª Flexão longitudinal	4,67	5	2ª Flexão longitudinal	3,61	5	2ª Flexão longitudinal	3,89
6	2ª Torção	4,92	6	2ª Torção	3,85	6	2ª Torção	3,99

Fonte: SOUSA (2014)

Os estudos de SOUSA (2014) mostram que a presença dos painéis de alvenaria influencia significativamente na rigidez da estrutura, isso pode ser visto com base nos resultados de frequência da tabela 2.21 que faz comparações entre o modelo que considera as alvenarias apenas como massa (modelo 1) e o modelo que considera as alvenarias como elementos de casca (modelo 2A). A tabela 2.22 mostra resultados de frequências para os modelos que consideram a alvenaria como uma biela diagonal equivalente e observa-se que esses resultados de frequência ficam entre o modelo 1 e o modelo 2A. Também é importante notar que as frequências do modelo 3A (ligação rígida) se aproximam das frequências do modelo 2A (elementos de casca). Observando a descrição da forma modal do 1º modo de vibração dos modelos 1 e 2A (tabela 2.21), nota-se que a consideração da alvenaria na modelagem global da estrutura pode mudar as suas formas modais sendo que neste caso isso foi possível devido a grande contribuição da alvenaria na direção longitudinal. Com base nos resultados percebe-se que a não consideração das alvenarias no modelo global da estrutura subestima de maneira considerável as suas frequências naturais.

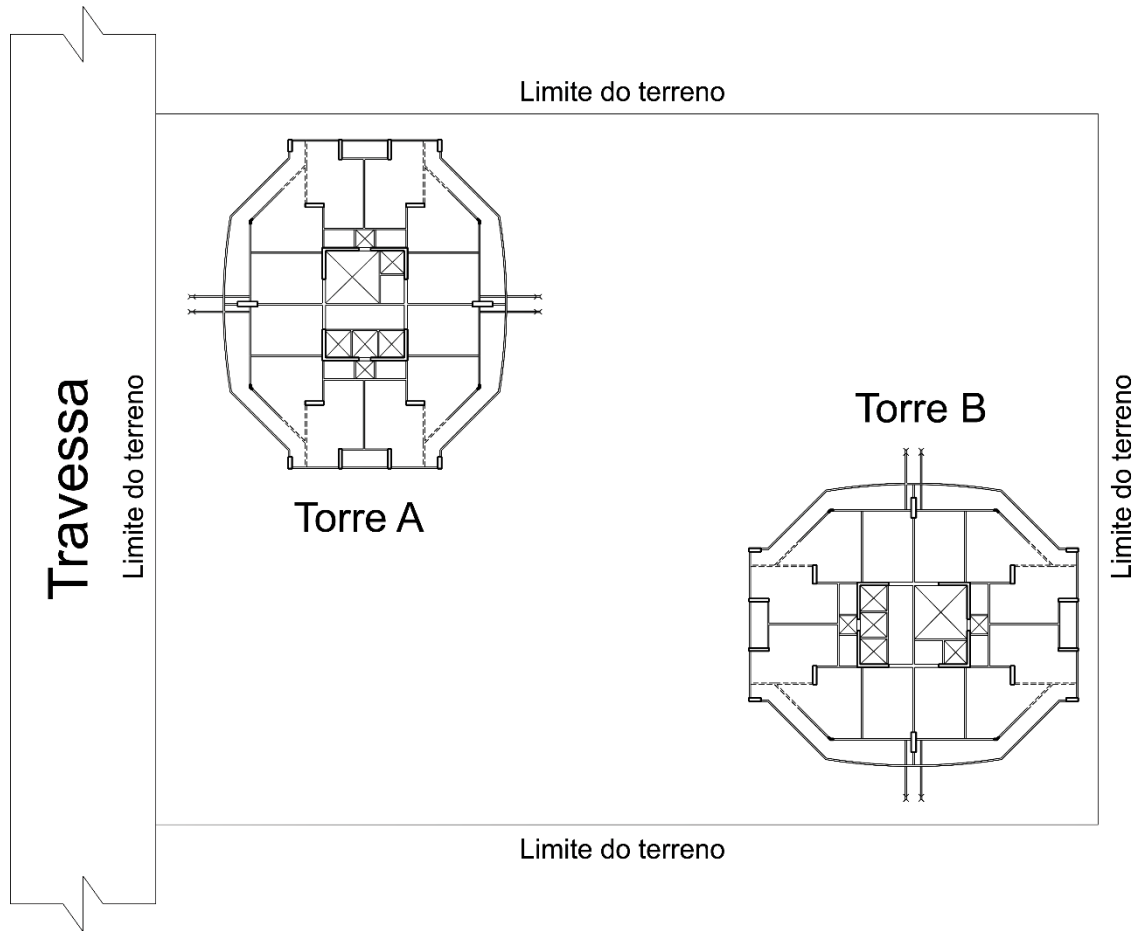
CAPÍTULO 3

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL NUMÉRICA

3.1 BREVE DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

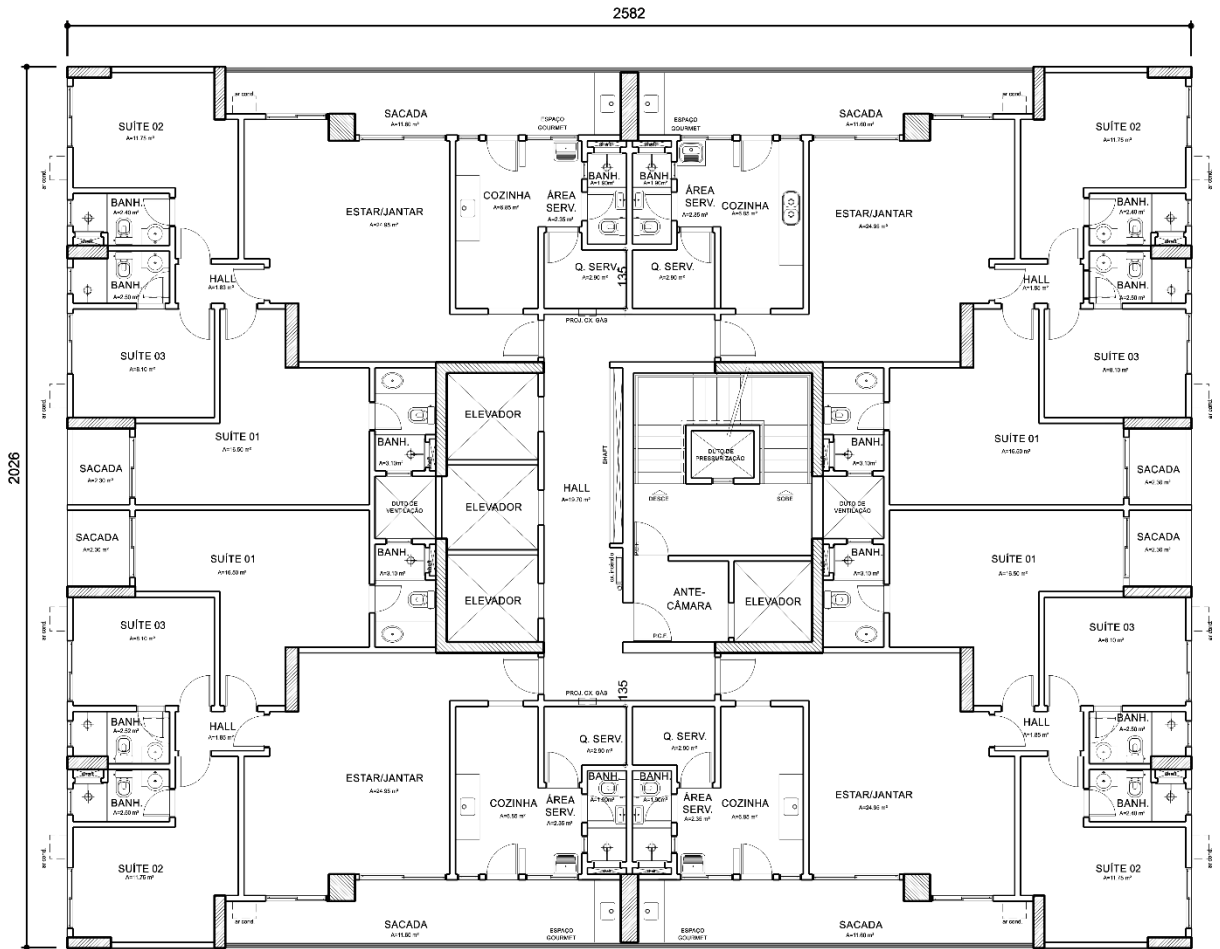
Os objetos de estudo deste trabalho são as torres A e B de um residencial localizado na cidade de Belém (PA). Esses edifícios estão posicionados próximos um do outro (figura 3.1) e são idênticos em projeto, portanto as descrições a seguir valem para as duas torres. Cada edifício tem estrutura aporricada de concreto armado, possui 104,98 metros de altura a partir do nível do terreno e é composto de subsolo 1, subsolo 2, térreo, pilotis, mezanino, 30 pavimentos tipo, cobertura, forro, caixa d'água e tampa (figura 3.5) sendo que a garagem está contida nos quatro primeiros pavimentos. Suas dimensões em planta são de 20,26 x 25,82 metros quadrados (figura 3.2 e figura 3.3). O sistema estrutural responsável por resistir aos esforços laterais é constituído dos pórticos de concreto armado, lajes e o núcleo central rígido. Os pavimentos tipo têm 4 apartamentos por andar, em cada apartamento há alvenarias dispostas sobre lajes (figura 3.2 e figura 3.3). Todas as lajes da torre são maciças e no centro da estrutura existe um núcleo de rigidez formado por pilares em “L” no qual está alocado o poço dos elevadores e as escadas de emergência conforme é mostrado na planta de forma (figura 3.3). As paredes externas e internas são constituídas por blocos de tijolos cerâmicos e a resistência característica em projeto do concreto das vigas, lajes e pilares é de 30 MPa. A figura 3.4 destaca os painéis de alvenaria considerados nas análises para se computar a contribuição de rigidez desse componente do edifício considerado como não-estrutural na fase de projeto.

Figura 3.1 - Disposição dos edifícios no terreno do residencial, vista da planta de forma do forro.



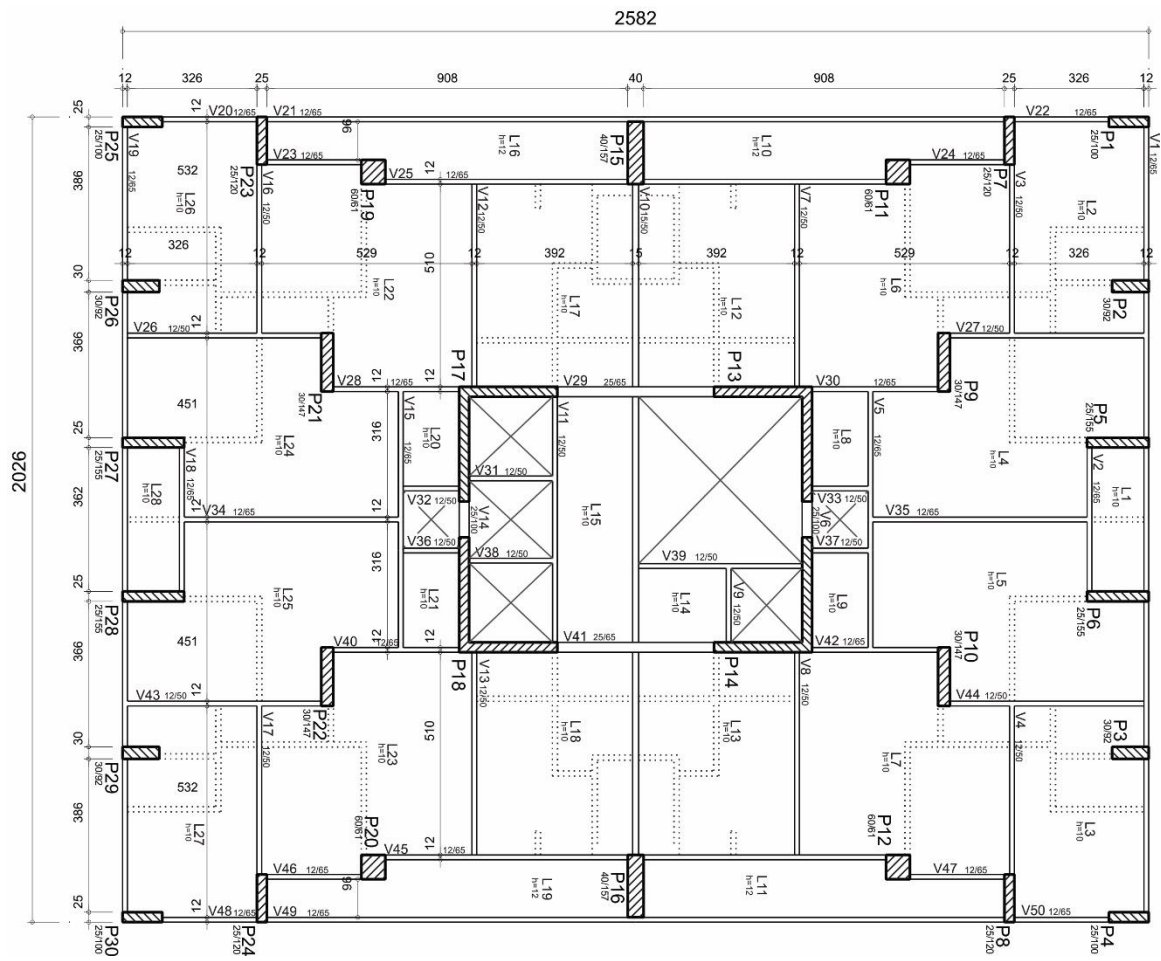
Fonte: Autor

Figura 3.2 – Planta baixa do projeto arquitetônico para os pavimentos tipo.



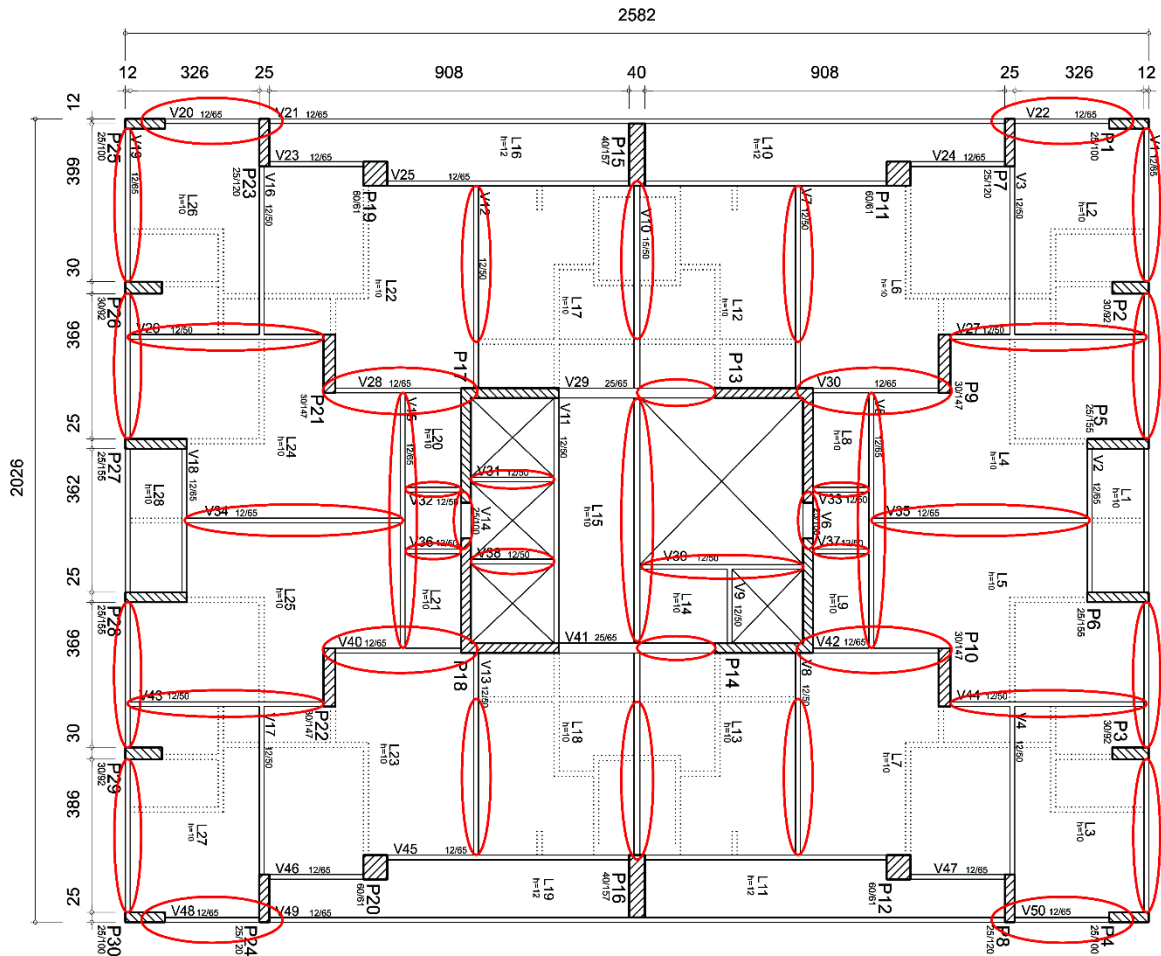
Fonte: Autor

Figura 3.3 - Planta de forma do pavimento tipo, dimensões em centímetros.



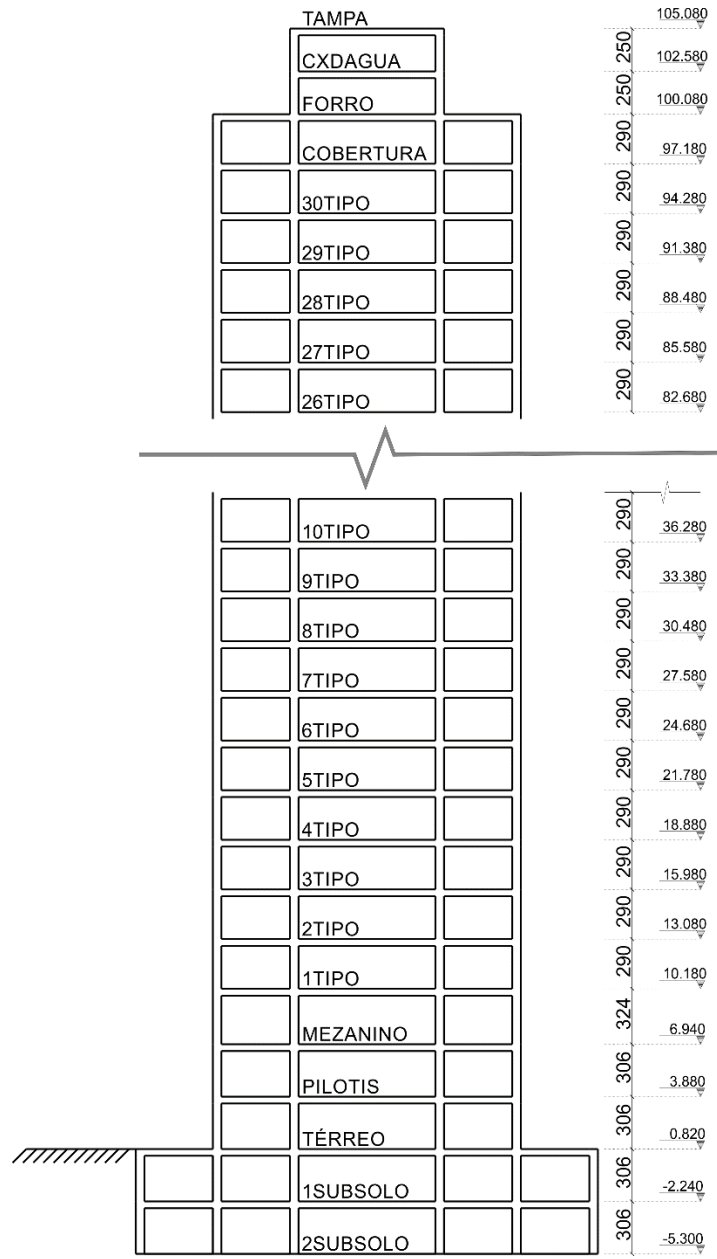
Fonte: Autor

Figura 3.4 - Planta de forma destacando as alvenarias consideradas nos modelos numéricos.



Fonte: Autor

Figura 3.5 - Corte vertical com o esquema dos pavimentos do edifício, dimensões em centímetros.



Fonte: Autor

3.2 MODELOS NUMÉRICOS

3.2.1 Análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF)

A análise da estrutura do edifício foi realizada pelo Método dos Elementos Finitos (*MEF*) que é um método numérico para a solução de problemas em ciência e engenharia sendo a idéia básica desse método a discretização de um meio contínuo em pequenos elementos para os quais é mantida as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos têm seu comportamento descrito por equações diferenciais que são resolvidas através de métodos numéricos aproximados. Do ponto de vista da engenharia o *MEF* é um método muito útil para a solução de problemas em análise estrutural, transferência de calor, problemas envolvendo fluidos, campos elétricos e magnéticos.

Como dito anteriormente, o Método dos Elementos Finitos trabalha com a discretização de um meio contínuo, ou seja, um corpo é dividido em várias partes pequenas que recebem o nome de elementos. Esses elementos podem ser unidimensionais, bidimensionais ou tridimensionais e são conectados entre si por meio de nós.

Os elementos utilizados nas análises foram elementos unidimensionais, chamados de barra (*frame*) que são úteis para representar estruturas lineares como pilares e vigas. Foram usados ainda elementos bidimensionais, chamados elementos de casca (*shell*) os quais são úteis para representar o comportamento de estruturas de superfície, como é o caso das lajes.

Existem muitos programas comerciais de análise por elementos finitos disponíveis no mercado. O programa utilizado nas análises da estrutura do edifício, objeto de estudo do presente trabalho, foi o SAP2000 versão 16. Este *software* é voltado principalmente para análise estrutural de estruturas como edifícios, ginásios, reservatórios de água, pontes, barragens, estruturas industriais, entre outros.

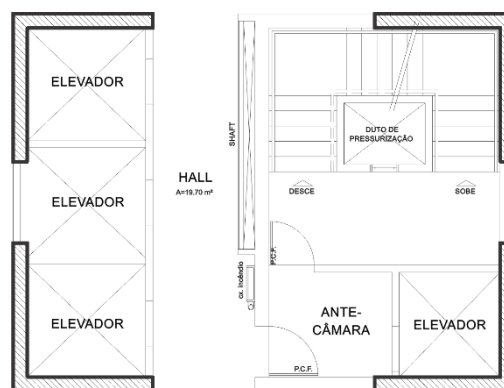
3.2.2 Características dos Modelos Numéricos Adotados

Como o estudo está voltado para a influência da alvenaria em edifícios de concreto armado, principalmente no que diz respeito a contribuição de rigidez conferida por esses elementos, que na prática de projetos são considerados como não-estruturais, e tendo em vista que na etapa de projetos tais elementos não são considerados nos cálculos, procurou-se adotar uma forma prática de computar no modelo numérico essa contribuição de rigidez. Para isso foi adotado o método da biela diagonal equivalente que é uma maneira simples de representar o comportamento da alvenaria em pórticos, conforme explicado na seção 2.3. Além disso as alvenarias também foram consideradas como elementos de casca. A seguir será apresentado e descrito os três modelos numéricos adotados no estudo:

- **MODELO 1**

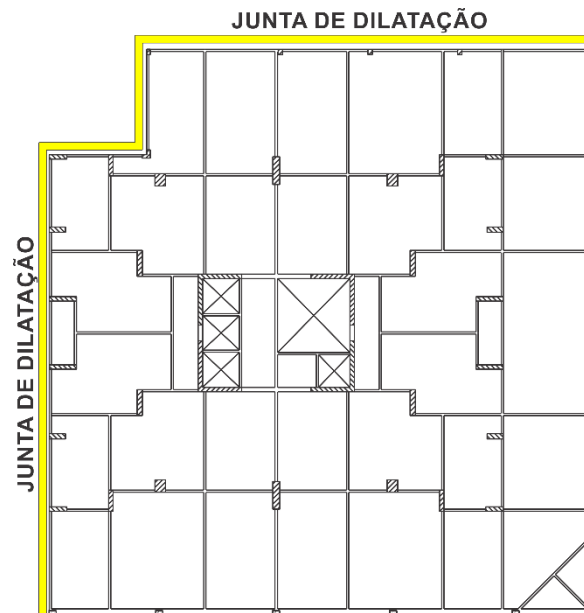
O Modelo 1 (figura 3.8) é o de referência sendo o modelo convencional da estrutura em concreto armado, ou seja, a parte estrutural desse modelo é formado apenas pelo pórtico espacial constituído por vigas e pilares modelados como elementos de barra, com exceção dos quatro pilares em “L” que fazem parte do núcleo rígido que foram modelados como elementos de casca (figura 3.6). Também as lajes e as escadas foram modeladas como elementos de casca. O modelo é perfeitamente engastado na base e sua movimentação horizontal foi impedida nos arredores das garagens onde está localizada a junta de dilatação (figura 3.7). Nesse modelo a alvenaria é considerada somente como carregamento distribuído em vigas e lajes sendo que sua participação é somente na massa do modelo não tendo nenhuma influência na rigidez da estrutura.

Figura 3.6 - Detalhe do núcleo rígido.



Fonte: Autor

Figura 3.7 - Forma da garagem do térreo destacando a junta de dilatação



Fonte: Autor

- **MODELO 2**

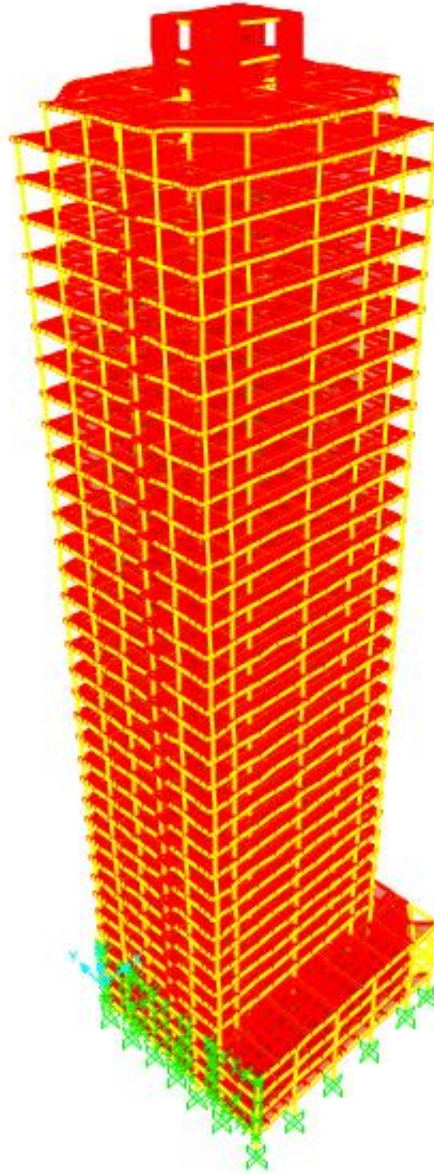
O Modelo 2 (figura 3.9) tem as mesmas características do Modelo 1 com a diferença de que a ele é considerada a influência da alvenaria através da biela diagonal equivalente, isso significa que a contribuição de rigidez dos painéis é computada na análise da estrutura do modelo. A massa das bielas é desprezada no modelo, pois sua finalidade é apenas a simulação da rigidez da alvenaria e pelo fato das massas das alvenarias já estarem consideradas no Modelo 1. A figura 3.4, mostrada anteriormente, destaca os painéis que foram considerados e a figura 3.10 (a) e (b) mostram a disposição das bielas no modelo 2. A ligação entre biela e pórtico é rotulada e sua largura (w) foi calculada de acordo com a expressão desenvolvida por MAINSTONE (1971) e recomendada pela FEMA 356 (equação (3.1)).

$$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h')^{-0.4} \quad (3.1)$$

- **MODELO 3**

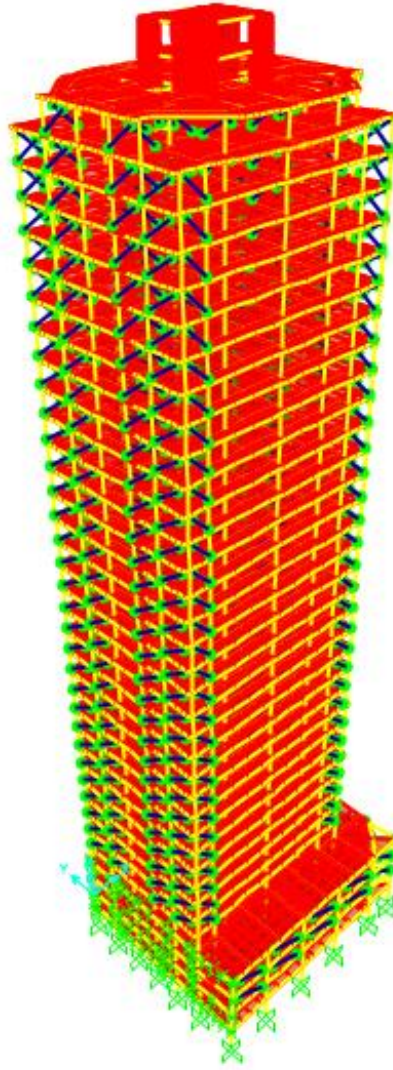
O Modelo 3 (figura 3.11) também tem as mesmas características do Modelo 1 e é análogo ao Modelo 2, com a diferença de que as alvenarias são consideradas como elementos de casca (shell) para se computar a contribuição de rigidez dos painéis de alvenaria. Nesse modelo a ligação parede-pórtico é considerada como ligação rígida. Além disso as aberturas de portas e janelas foram desprezadas para todos os painéis modelados como elementos de casca.

Figura 3.8 - Modelo1: modelo numérico somente pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes.



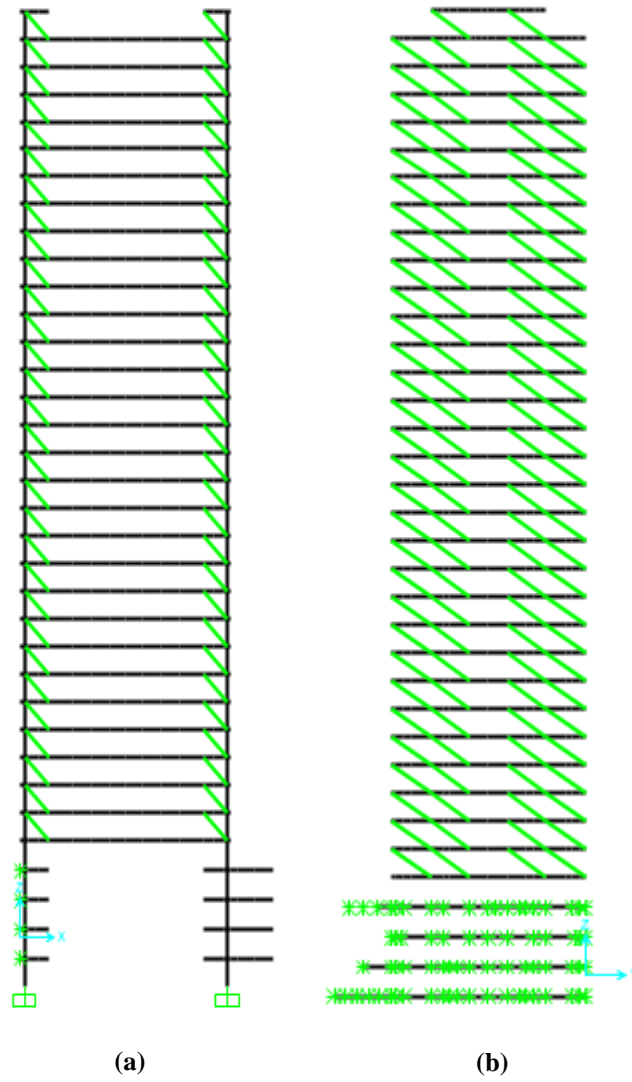
Fonte: Autor

Figura 3.9 - Modelo 2: modelo numérico constituído de pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes mais a consideração da alvenaria por meio das bielas diagonais.



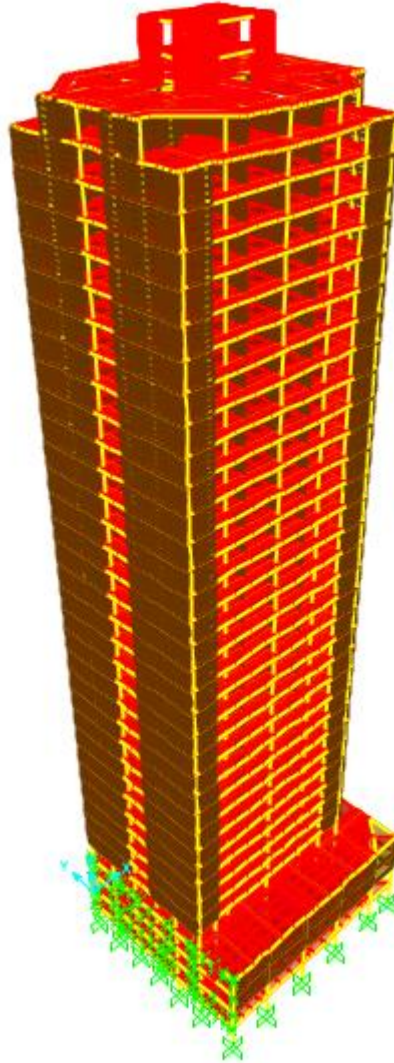
Fonte: Autor

Figura 3.10 - Vistas da disposição das bielas para o Modelo 2: (a) vista do plano XZ e (b) vista do plano YZ



Fonte: Autor

Figura 3.11 - Modelo 3: modelo numérico constituído de pórtico espacial formado por vigas, pilares e lajes mais a consideração da alvenaria por meio de elementos de casca (shell).



Fonte: Autor

3.2.3 Propriedades dos Materiais Considerados nos Modelos

Para todos os modelos foram considerados as mesmas propriedades dos materiais e a mesma geometria do pórtico espacial. A seguir são listadas as propriedades adotadas para os modelos:

- Resistência característica à compressão do concreto em projeto (f_{ck}): 30 MPa;
- Peso específico do concreto armado: 25 kN/m³;
- Módulo de elasticidade do concreto armado em GPa (E_{RC}) *apud* SU et al. (2005):
 - $E_{RC} = E_{con}(1 - \rho) + E_s\rho$, onde
 - E_{con} é o módulo do concreto adotado igual a $\alpha_E 5600\sqrt{f_{ck}}$, com $\alpha_E = 1$ (NBR 6118:2014);
 - E_s é o módulo de elasticidade do aço adotado igual a 200 GPa;
 - ρ é a taxa de armadura adotada igual a 4%;
- Coeficiente de Poisson do concreto: 0,20;
- Módulo de elasticidade da alvenaria de bloco cerâmico: 5303 MPa (tabela 2.14);
- Coeficiente de Poisson da alvenaria de bloco cerâmico: 0,15 (tabela 2.11);
- Módulo de elasticidade da alvenaria de bloco de concreto: 10259 MPa (tabela 2.12). Observação: somente há um painel de bloco de concreto por pavimento localizado no núcleo rígido, os demais painéis são de blocos cerâmicos;
- Coeficiente de Poisson do bloco de concreto: 0,20;

3.2.4 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.

3.2.4.1 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 (3.2). 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.

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3.2)$$

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 6123:1988 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 (3.3).

$$S_2 = 0,84 \times 0,95 \times \left(\frac{z}{10} \right)^{0,135} \quad (3.3)$$

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 (3.4).

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (3.4)$$

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 (3.5).

$$q = 0,613.V_k^2 \quad (3.5)$$

Dessa forma obtém-se a força de arrasto (F_a), equação (3.6), que é a componente da força global do vento sobre a edificação.

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (3.6)$$

Onde,

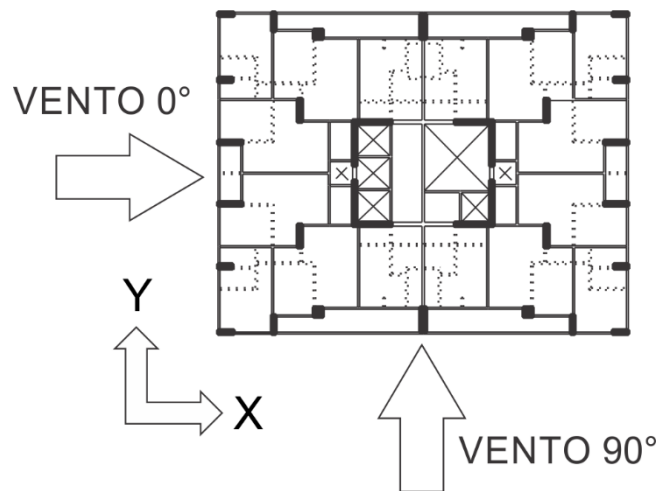
C_a é o coeficiente de arrasto;

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. Para a determinação da ação do vento nos modelos numéricos considerou-se o vento como sendo de baixa turbulência e os coeficientes de arrasto encontrados tiveram os seguintes valores: $C_{a0^\circ} = 1,32$; $C_{a90^\circ} = 1,41$. A figura 3.12 mostra a orientação do vento para os modelos.

Figura 3.12 - Orientação para a ação do vento



Fonte: Autor

3.2.4.2 Ações Verticais

Para o cálculo das cargas verticais tomou-se como base a NBR 6120:1980. A partir da qual foi determinada os valores de cargas verticais permanentes e acidentais, esses valores são mostrados na tabela 3.1.

A carga devida ao peso próprio da estrutura foi calculada internamente pelo programa a partir do peso próprio do concreto armado $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

O peso das alvenarias já considerando seus revestimentos foi de 2 kN/m^2 e para as escadas foi lançada uma carga permanente de $2,5 \text{ kN/m}^2$ e acidental de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Tabela 3.1 - Cargas aplicadas nos pavimentos.

Pavimento	Carga Permanente (KN/m²)	Carga Acidental (KN/m²)
Subsolo 1	0,48	3,00
Subsolo 2	0,48	3,00
Térreo	0,48	3,00
Pilotis	0,48	3,00
Mezanino	0,48	3,00
Tipo	1,00	1,50
Cobertura	1,00	1,50
Forro	1,00	1,00

Fonte: Autor

CAPÍTULO 4

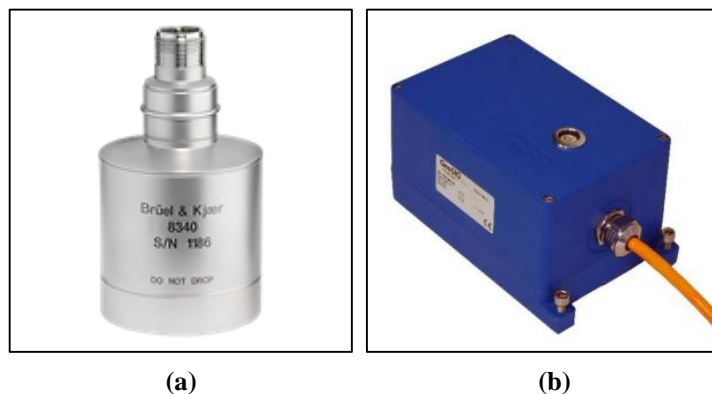
INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL FÍSICA

4.1 INTRODUÇÃO

Além do estudo com modelos numéricos das torres A e B, também foram realizados testes dinâmicos em vibração ambiente por meio de instrumentação e monitoração dos edifícios com acelerômetros e sistemas de aquisição de dados (ADS) afim de se obter algumas características dinâmicas como frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Esses dados experimentais serviram como um parâmetro para se comparar as frequências e modos de vibração dos modelos numéricos com as frequências e modos de vibração obtidos experimentalmente.

Os testes dinâmicos foram realizados com dois tipos de acelerômetros: piezoelétrico e servo-acelerômetro (figura 4.1). No início dos testes foi utilizado apenas os acelerômetros piezoelétricos, contudo posteriormente houve necessidade de se utilizar os servo-acelerômetros como forma de confirmar os dados obtidos anteriormente.

Figura 4.1 - Acelerômetros utilizados nos testes experimentais: (a) acelerômetro piezoelétrico e (b) servo-acelerômetro.



Fontes: (a) <http://www.bksv.com/> (2015); (b) <http://www.geosig.com/> (2015)

4.2 PLANEJAMENTO E REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

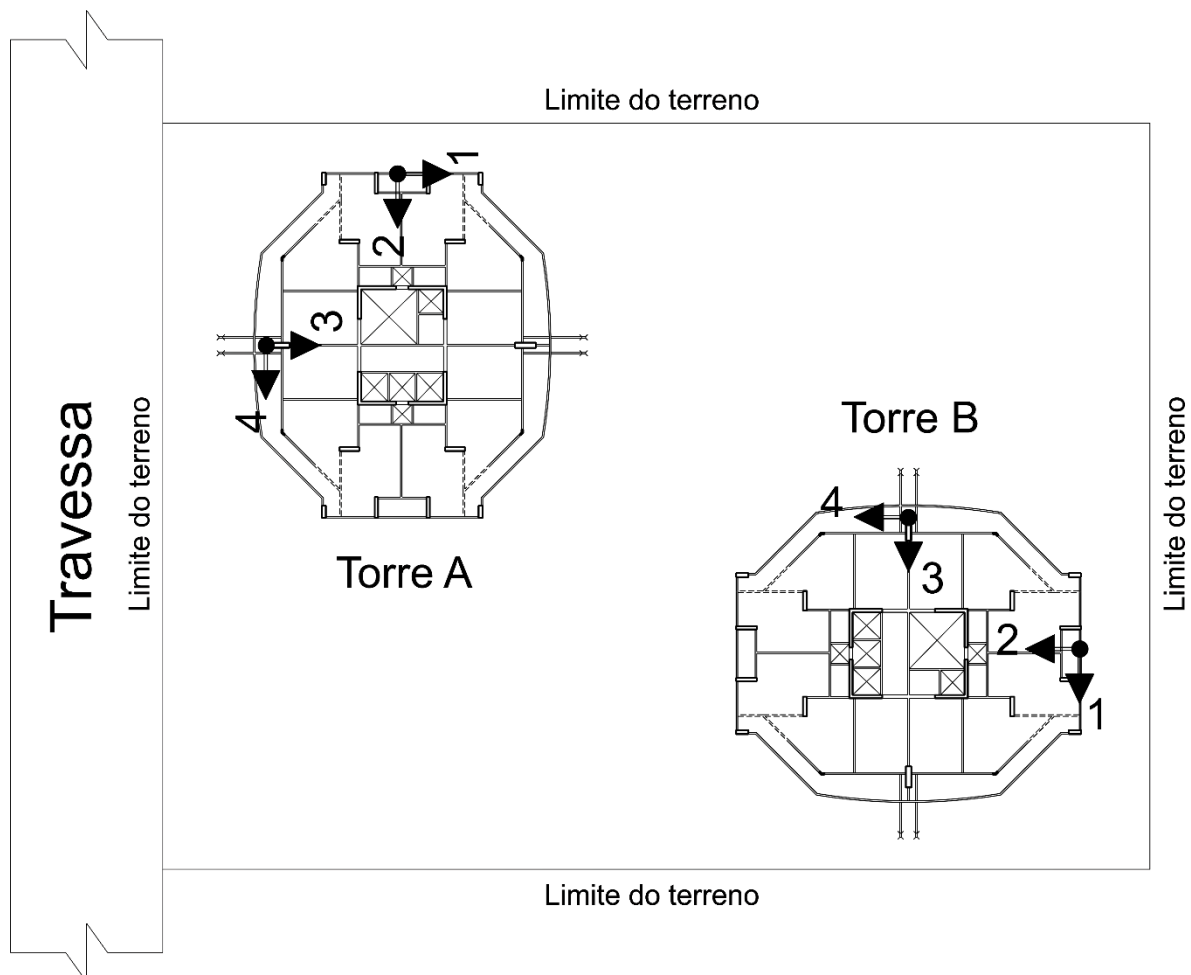
Os ensaios dinâmicos foram planejados de modo a saber a posição em que os acelerômetros teriam que ficar. Para isso, os modelos numéricos foram previamente estudados e neles observados os modos de vibração que se pretendia analisar. Depois de selecionado os locais a serem instrumentados, foi efetuada uma visita aos edifícios com o objetivo de garantir que esses locais fossem adequados.

O arranjo dos acelerômetros nos pontos escolhidos para as torres A e B é mostrado na figura 4.2. É importante observar que as torres estão dispostas de maneira diferente uma em relação a outra, porém os acelerômetros instalados na torre A estão na mesma localização daqueles instalados na torre B, lembrando que ambos são iguais em projeto.

Para cada torre foi instalado quatro acelerômetros no pavimento forro e nomeados de 1 a 4 como mostra a figura 4.3. Eles foram conectados através de cabos aos sistemas de aquisição de dados.

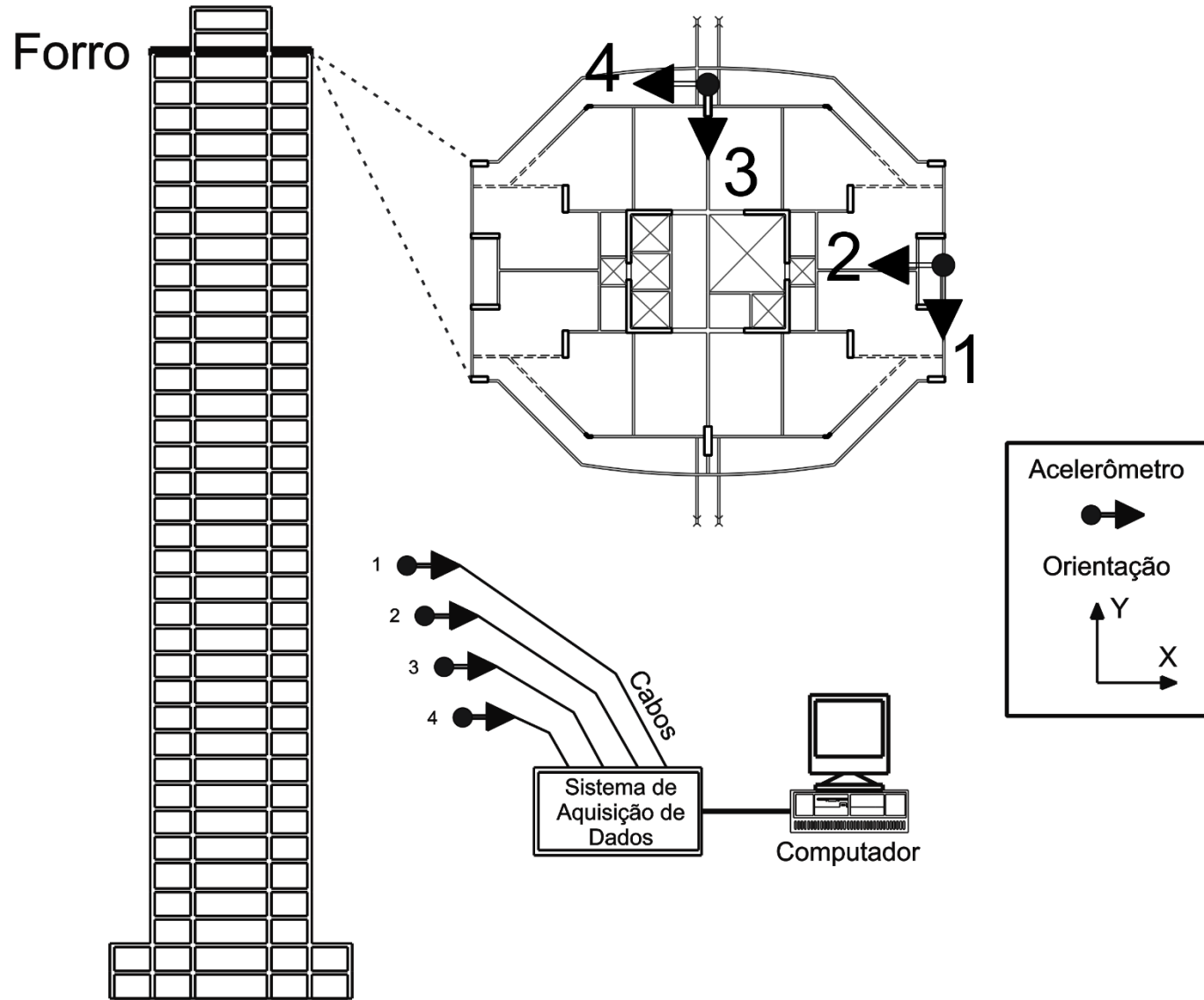
Os acelerômetros convertem a energia cinética do movimento do edifício em sinais elétricos de saída pelos cabos. Esses sinais passam por um condicionamento de sinal no qual são amplificados de acordo com cada acelerômetro sendo em seguida ajustados como saída analógica. Por último esse sinal analógico é convertido em uma série de dados discretos por um conversor A/D (analógico/digital) (SU et al., 2005), ver figura 4.4. A figura 4.5 mostra a série temporal (domínio do tempo) com duração de 60 minutos obtida experimentalmente para a torre B e a figura 4.6 mostra a mesma série no domínio da frequência.

Figura 4.2 - Disposição das torres A e B no terreno do residencial e posicionamento dos acelerômetros para cada torre.



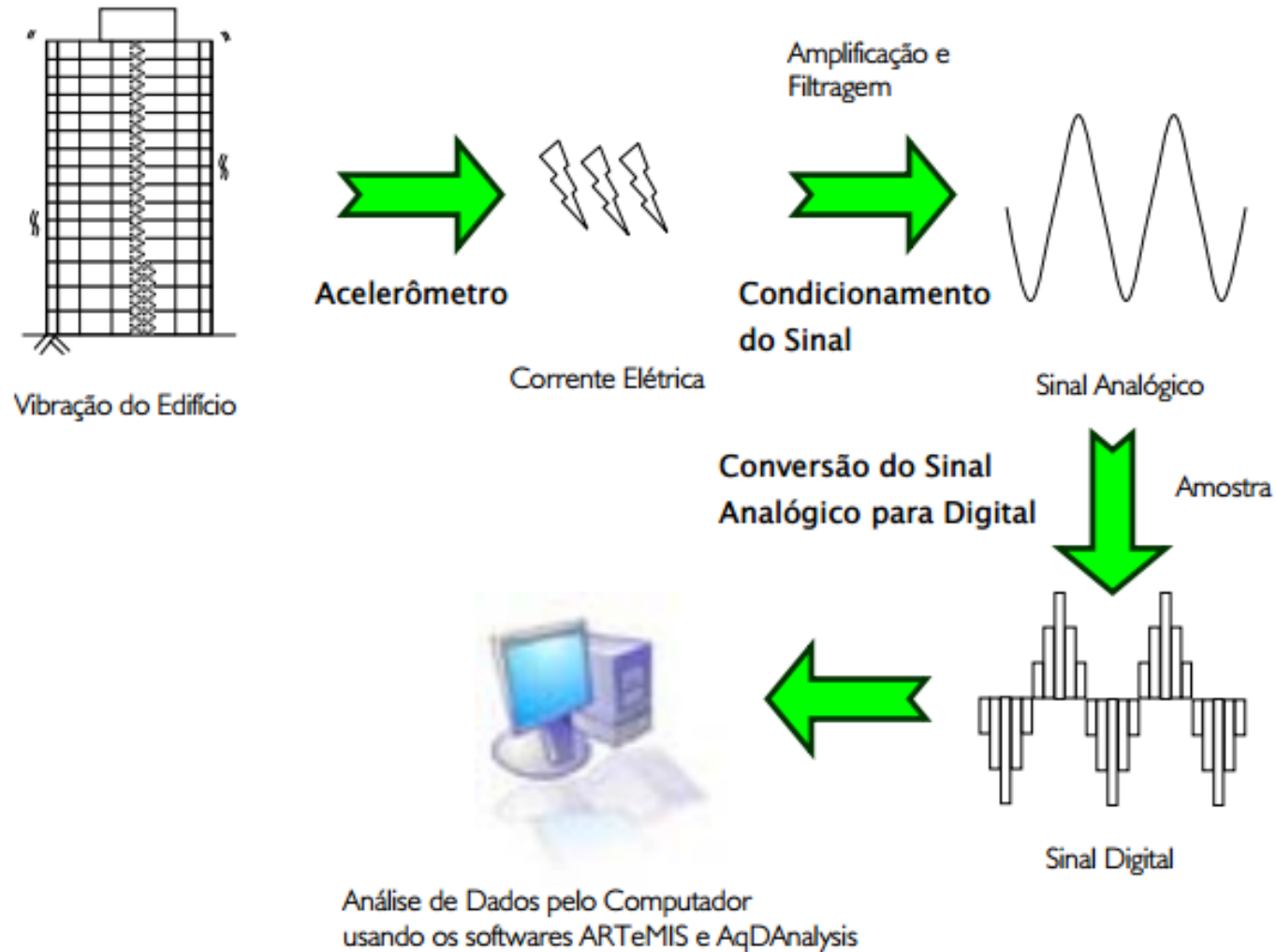
Fonte: Autor

Figura 4.3 - Esquema do arranjo da instrumentação feita nas torres A e B.



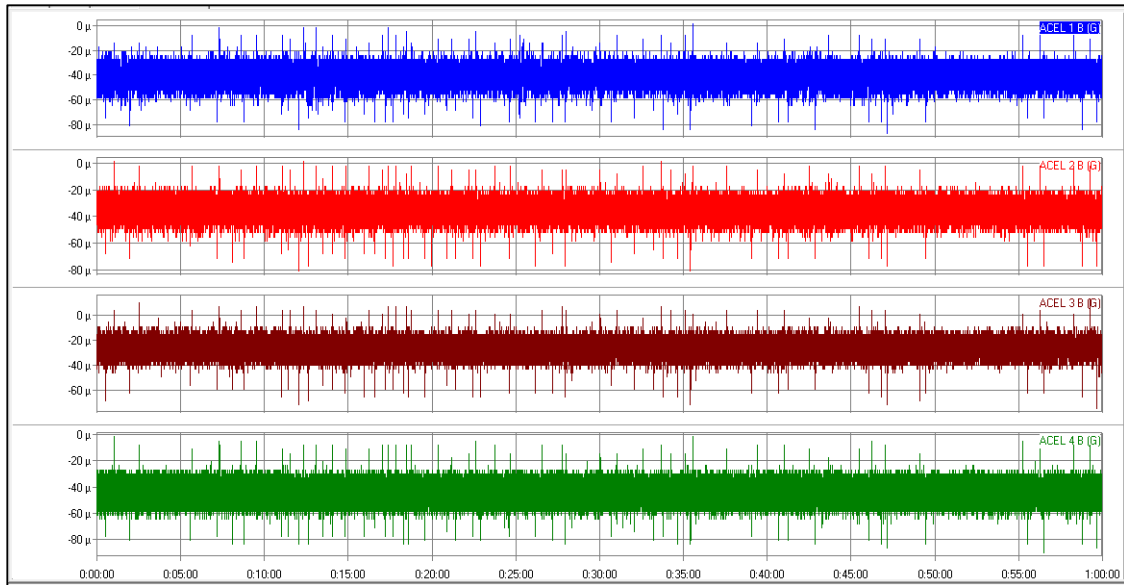
Fonte: Autor

Figura 4.4 - Diagrama esquemático do sistema de aquisição de dados para testes em vibração ambiente.



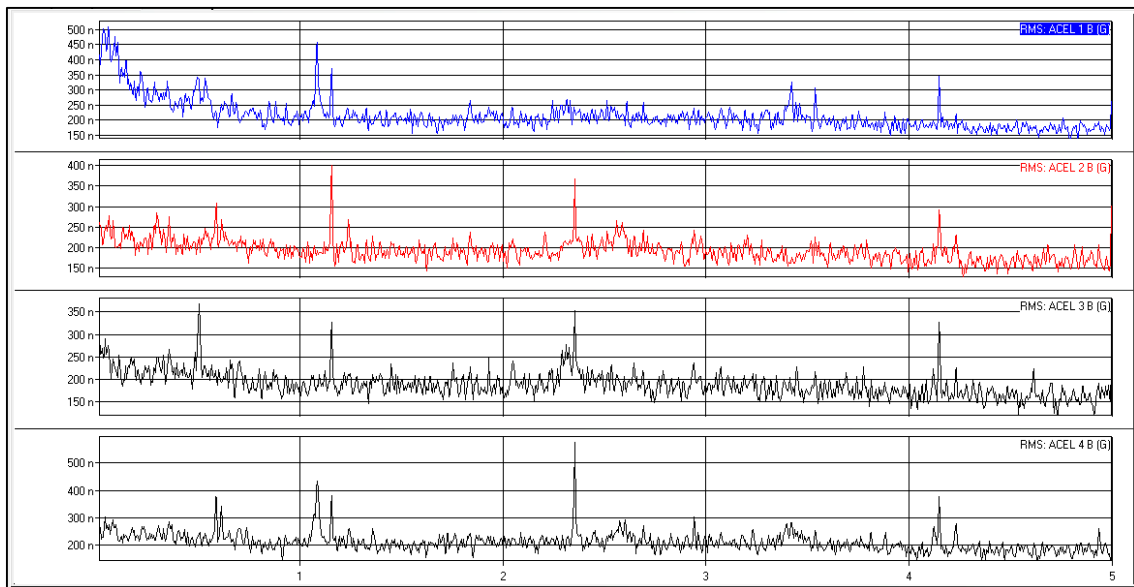
Fonte: SU et al. (2005) – adaptada pelo autor

Figura 4.5 - Sinal no domínio do tempo obtido experimentalmente com os acelerômetros.



Fonte: Autor

Figura 4.6 - Sinal no domínio da frequência obtido experimentalmente com os acelerômetros.



Fonte: Autor

4.3 MATERIAL UTILIZADO

A seguir são listados os materiais e equipamentos utilizados durante a instrumentação e monitoração das torres A e B do residencial:

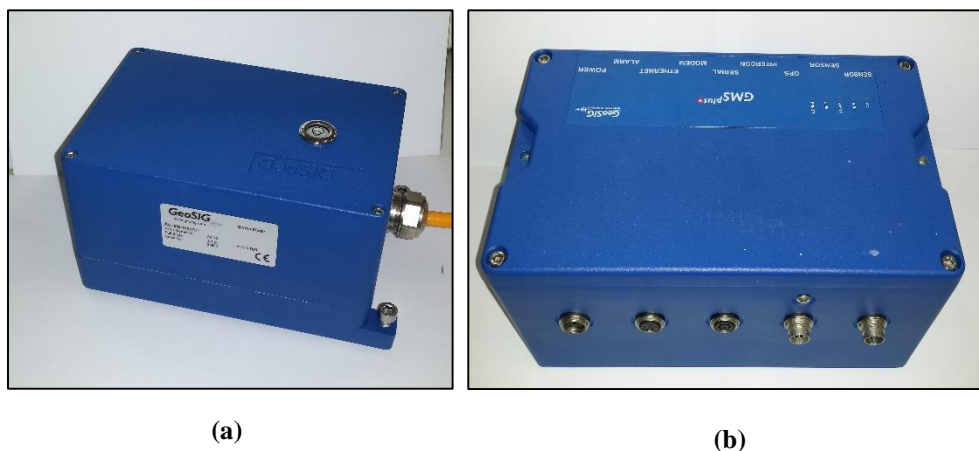
- 4 Acelerômetros uniaxiais do tipo piezoelétrico (acelerômetro sísmico: modelo 8340, marca Brüel & Kjær), com uma sensibilidade de 10 volt/g e uma faixa de frequência de 0,1 a 1500 Hz (figura 4.7(a));
- 2 Acelerômetros triaxiais do tipo servo-acelerômetro (modelo AC-73, marca GeoSIG), com uma sensibilidade de 2,5 volt/g e uma faixa de frequência de CC a 200 Hz (figura 4.8 (a));
- 2 Sistemas de Aquisição de Dados (ADS 2000 e ADS 2002) da marca Lynx (figura 4.7(c));
- 2 Sistemas de Aquisição de Dados (GMSplus) da marca GeoSIG (figura 4.8 (b));
- 2 cabos de acelerômetro (50 metros) (figura 4.7(b));
- 2 cabos de acelerômetro (15 metros).
- 4 Placas Metálicas (15 cm x 15 cm) (figura 4.7(d));
- 2 Computadores portáteis para a aquisição e armazenamento das medições;
- 2 Cabos de rede (100 cm);
- No-Break ;
- Massa adesiva;
- Espátula de pedreiro.

Figura 4.7 - Materiais utilizados para a instrumentação (acelerômetro piezoelétrico): (a) acelerômetro, (b) cabos para acelerômetros, (c) ADS, (d) placa metálica



Fonte: Autor

Figura 4.8 - Materiais utilizados para a instrumentação (servo-acelerômetro): (a) acelerômetro e (b) sistema de aquisição de dados (GMSplus).



(a)

(b)

Fonte: Autor

4.4 PARÂMETROS DE MEDIÇÃO

A frequência de aquisição do *ADS* foi configurada para 100 Hz, o filtro passa baixa utilizado foi o de 5 Hz, a sensibilidade do acelerômetro é de 10 volt/g (acelerômetro piezo elétrico) e 2 volt/g (servo-acelerômetro), os limites superior e inferior da amplitude de leitura ficaram configurados para trabalhar entre -1 a 1 e o ganho utilizado foi de 1.

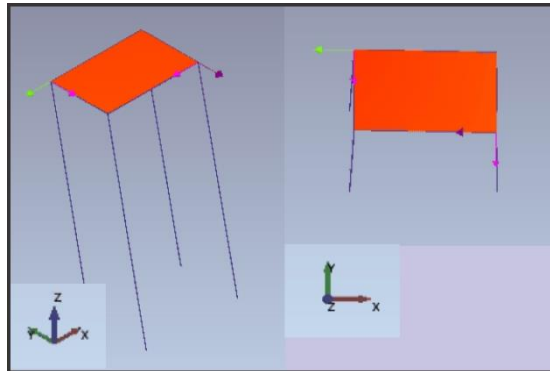
CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL FÍSICA

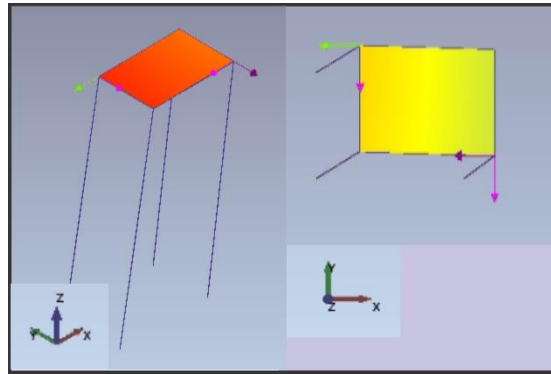
A identificação modal foi realizada utilizando o método SSI-UPC (*Stochastic Subspace Identification - Unweighted Principal Component*) por meio do *software* ARTeMIS. Foram considerados apenas os três primeiros modos de vibração dos dados experimentais obtidos com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros. A seguir são mostradas as configurações modais obtidas com o ARTeMIS (figura 5.1 a figura 5.3).

Figura 5.1 - Primeiro modo de vibração obtido experimentalmente (Translação em Y).



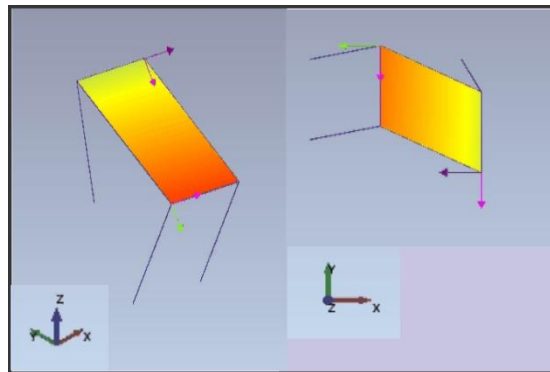
Fonte: Autor

Figura 5.2 - Segundo modo de vibração obtido experimentalmente (Translação em X).



Fonte: Autor

Figura 5.3 - Terceiro modo de vibração obtido experimentalmente (Torção).



Fonte: Autor

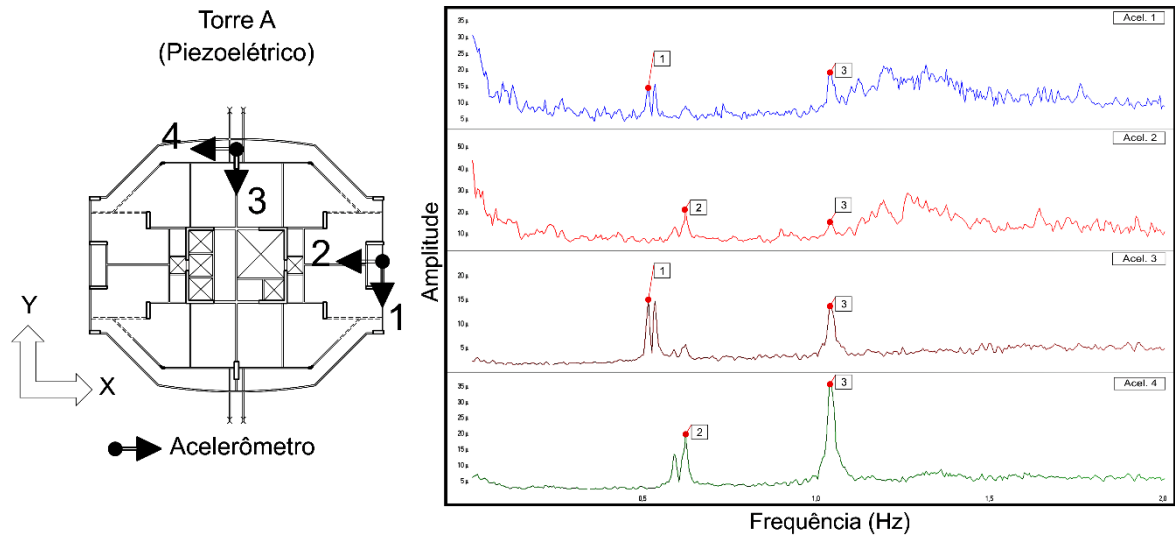
Os resultados apresentados na tabela 5.1 e tabela 5.2 correspondem às frequências naturais e seus respectivos modos de vibração obtidos através dos testes experimentais com acelerômetros nas torres A e B. Nessas tabelas há uma coluna indicando o número do pico, isso está relacionado com as figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7 e as tabelas 5.1 e 5.2. Essas figuras contêm os sinais no domínio da frequência captados pelos acelerômetros. Além disso, elas contêm a disposição e a numeração dos acelerômetros no pavimento instrumentado. O número do pico, indicado tanto nas figuras quanto nas tabelas, é útil para evidenciar o sinal de uma amplitude acentuada que foi captada pelos acelerômetros numerados de 1 a 4.

Tabela 5.1 - Frequências naturais e modos de vibração obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para as torres A e B.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Acelerômetro	Nº do Pico
Torre A	Translação em Y	0,524	1 e 3	1
	Translação em X	0,621	2 e 4	2
	Torção	1,043	1, 2, 3 e 4	3
Torre B	Translação em Y	0,501	1 e 3	1
	Translação em X	0,595	2 e 4	2
	Torção	1,087	1,2 e 4	3

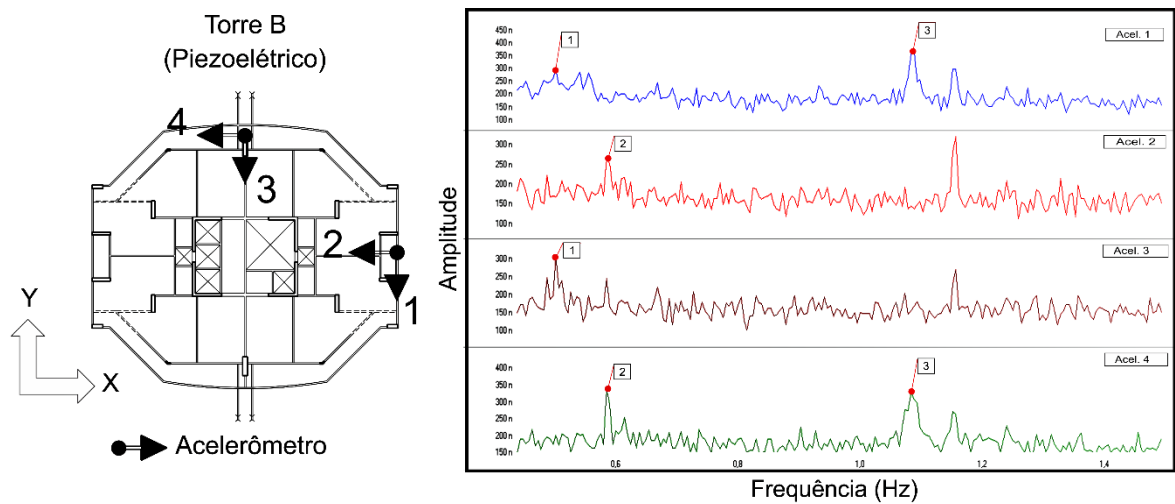
Fonte: Autor

Figura 5.4 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para a torre A.



Fonte: Autor

Figura 5.5 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos para a torre B.



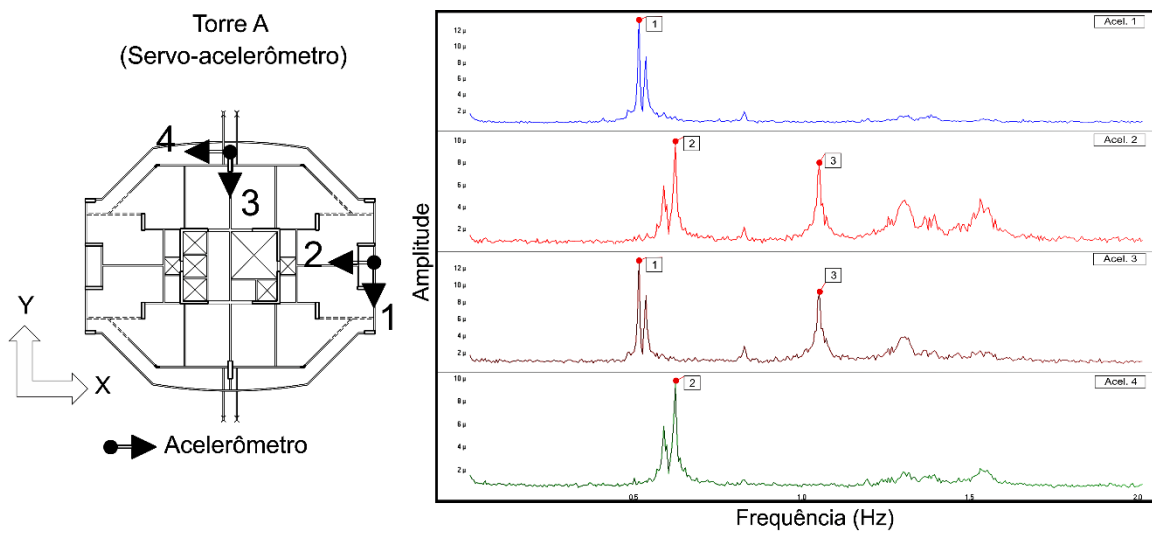
Fonte: Autor

Tabela 5.2 - Frequências naturais e modos de vibração obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para as torres A e B.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Acelerômetro	Nº do Pico
Torre A	Translação em Y	0,518	1 e 3	1
	Translação em X	0,625	2 e 4	2
	Torção	1,055	2 e 3	3
Torre B	Translação em Y	0,500	1 e 3	1
	Translação em X	0,580	2 e 4	2
	Torção	1,090	2 e 3	3

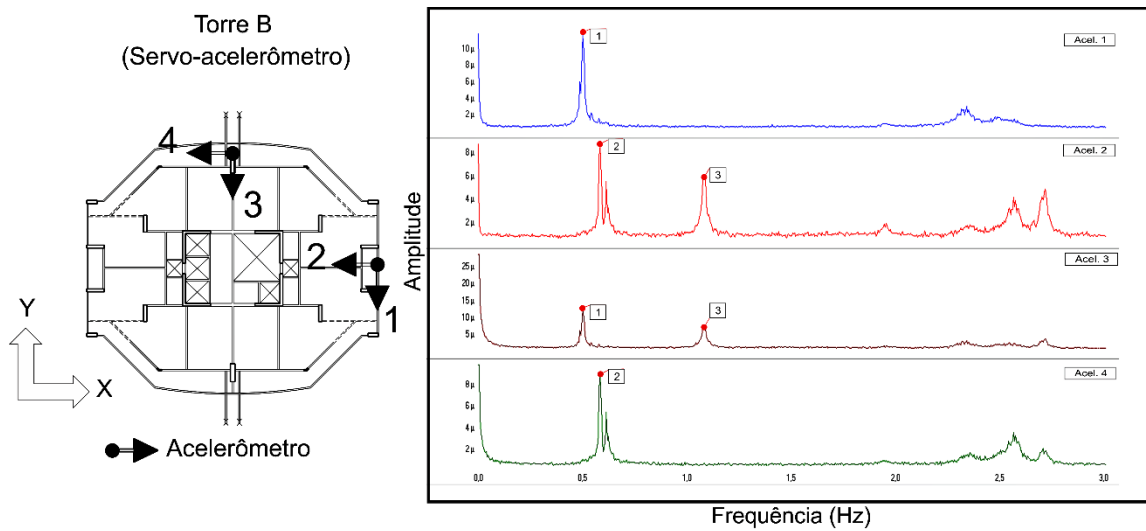
Fonte: Autor

Figura 5.6 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para a torre A.



Fonte: Autor

Figura 5.7 - Sinais no domínio da frequência obtidos experimentalmente com os servo-acelerômetros para a torre B.



Fonte: Autor

Na tabela 5.3 é apresentado uma comparação entre os resultados experimentais de frequências obtidos com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros, nela pode-se observar que a maior diferença em porcentagem em valor absoluto entre as frequências dos acelerômetros para a torre A foi de 1,15%, enquanto que a menor foi de 0,64%. Ao passo que para a torre B a maior diferença em porcentagem em valor absoluto foi de 2,52%, enquanto que a menor foi de 0,20%. Essa diferença pode ser atribuída ao fato de que as monitorações foram realizadas em momentos diferentes e, portanto, podem ter sido influenciadas por outros fatores tais como diferença de temperatura e de massa dos edifícios durante as monitorações. Entretanto os resultados são interessantes para demonstrar que os acelerômetros piezoelétricos empregados, que apresentam custo bastante inferior que aos servo-acelerômetros, possuem sensibilidade suficiente para realizar monitorações dessa natureza. Ainda na tabela 5.3 foi calculado a média entre as frequências experimentais.

Tabela 5.3 - Comparação entre as frequências obtidas experimentalmente com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros.

Edifício	Modo de Vibração	Frequência Piezoelétrico (Hz)	Frequência Servo (Hz)	Diferença (%)	Média entre as frequências experimentais
Torre A	Translação em Y	0,524	0,518	-1,15%	0,521
	Translação em X	0,621	0,625	0,64%	0,623
	Torção	1,043	1,055	1,15%	1,049
Torre B	Translação em Y	0,501	0,500	-0,20%	0,501
	Translação em X	0,595	0,580	-2,52%	0,588
	Torção	1,087	1,090	0,28%	1,089

Fonte: Autor

5.2 RESULTADOS DA INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL NUMÉRICA

A tabela 5.4 compara os valores de frequências naturais e modos de vibração entre os modelos numéricos. Nela percebe-se que o modelo com maiores frequências é o modelo 3 (*shell*), portanto é o que apresenta a maior rigidez dentre os modelos. O modelo 2 (biela) possui frequências intermediárias que estão compreendidas entre o modelo 1 (referência) e o modelo 3 (*shell*). A diferença em porcentagem entre o modelo 1 (referência) e o modelo 3 (*shell*) para o primeiro modo de vibração (translação em Y) é de 61,70%. Essa diferença entre o modelo 1 (referência) e o modelo 2 (biela) para o primeiro modo de vibração (translação em Y) é de 19,50%.

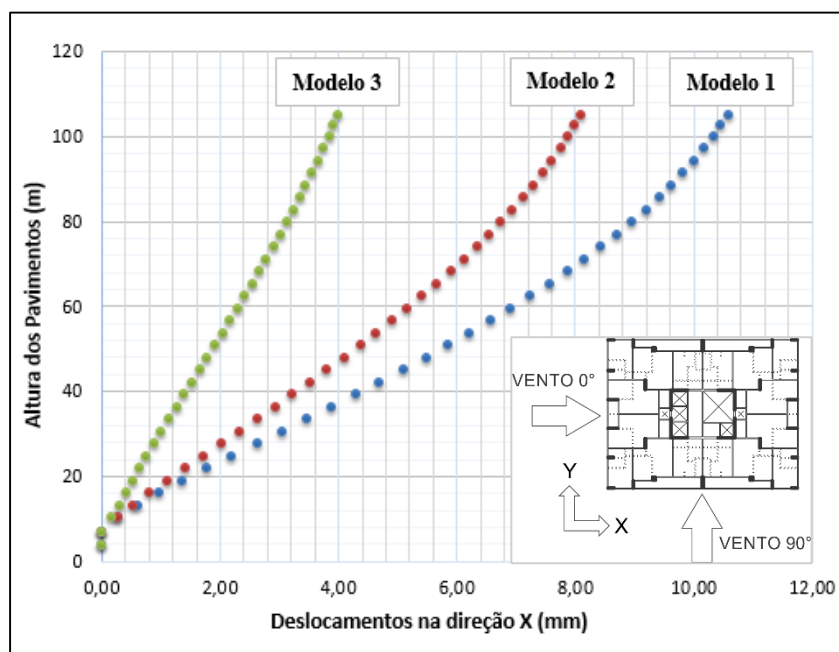
Tabela 5.4 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de frequências naturais e modos de vibração.

Ordem	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	Modo de Vibração	Frequência (Hz)
1°	Translação em Y	0,282	Translação em Y	0,337	Translação em Y	0,456
2°	Translação em X	0,294	Translação em X	0,339	Translação em X	0,496
3°	Torção	0,328	Torção	0,394	Torção	0,633

Fonte: Autor

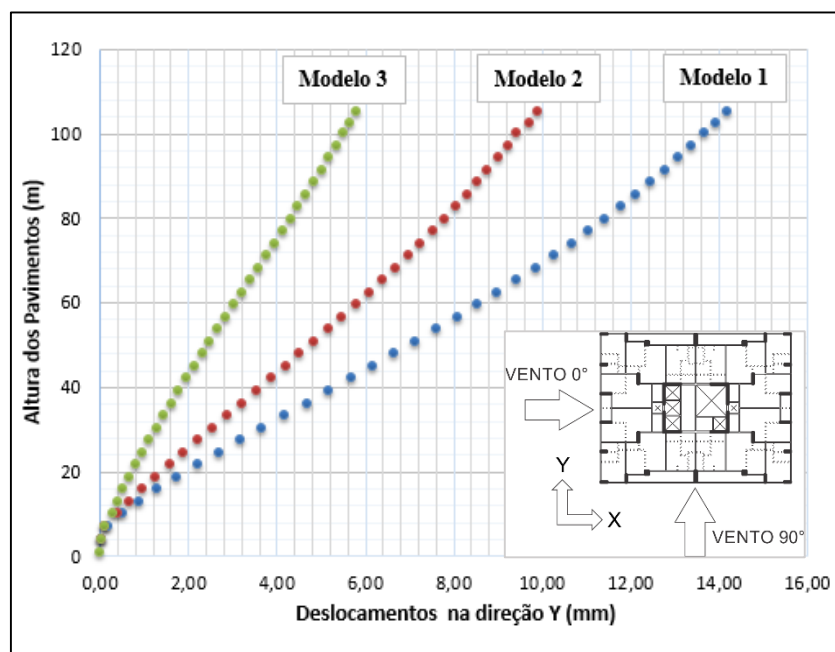
A figura 5.8 e figura 5.9 mostram resultados em termos de deslocamentos horizontais por pavimento entre os modelos numéricos para uma combinação em estado limite de serviço (equação (2.4)). Somente serão apresentados valores de deslocamentos para as direções a 0° (direção X) e a 90° (direção Y) uma vez que o prédio é simétrico. Para todos os modelos, os maiores deslocamentos ocorrem sempre na direção Y, para a qual os deslocamentos do topo para os modelos 1, 2 e 3 são respectivamente de 14,18 mm, 9,90 mm e 5,70 mm e as diferenças em porcentagem em valor absoluto entre o modelo 1 e os modelo 2 e 3 são respectivamente de 30,18% e 59,80%. Ao passo que para a direção X os deslocamentos para os modelos 1,2 e 3 são respectivamente de 10,60 mm, 8,09 mm e 4,00 mm e as diferenças em porcentagem em valor absoluto entre o modelo 1 e os modelos 2 e 3 são respectivamente de 23,68% e 62,26%.

Figura 5.8 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de deslocamentos horizontais (direção X).



Fonte: Autor

Figura 5.9 - Comparação entre os modelos numéricos em termos de deslocamentos horizontais (direção Y).



Fonte: Autor

A NBR 6118:2014 recomenda valores de deslocamentos limites para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. O valor recomendado de deslocamento limite para o movimento lateral de edifícios em razão da ação do vento é de $H/1700$, onde H é a altura total da edificação em metros, isso vale para o deslocamento máximo no topo do edifício. Além disso, é recomendado também que o limite de deslocamento relativo entre pavimentos seja no máximo $h_i/850$, onde h_i é o desnível em metros entre pavimentos vizinhos.

A altura das torres A e B é de 104,26 m e o desnível entre pavimentos tipo é de 2,90 m. Portanto segundo a NBR 6118:2014 o deslocamento máximo para o topo da edificação é de 0,06133 m ou 61,33 mm. Enquanto que o deslocamento relativo máximo entre pavimentos vizinhos é de 0,00341 m ou 3,41 mm.

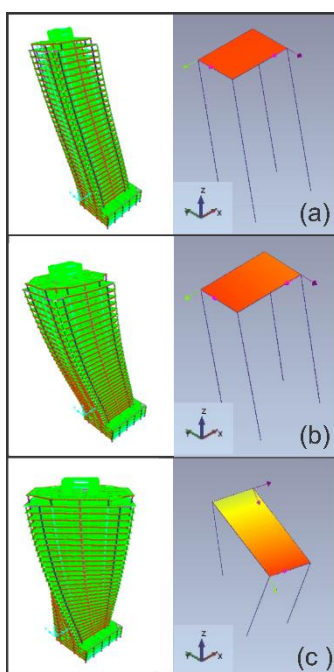
Nas figuras 5.8 e 5.9 foi visto que os maiores valores de deslocamentos no topo dos modelos ocorrem para a direção Y e são, respectivamente, para os modelos 1, 2 e 3 de 14,18 mm, 9,90 mm e 5,70 mm. Portanto percebe-se que esses deslocamentos estão abaixo do limite recomendado pela norma sendo que o valor de deslocamento que mais se afasta do limite normativo é o do modelo 3 (*shell*).

Por sua vez, os maiores valores encontrados de deslocamentos relativos entre pavimentos vizinhos também ocorrem na direção Y dos modelos numéricos e são, respectivamente, para os modelos 1, 2 e 3 de 0,5 mm, 0,33mm e 0,18 mm. Portanto esses valores também estão abaixo do limite de deslocamentos entre pavimentos recomendados pela NBR 6118:2014. Percebe-se também que o menor valor entre os modelos, logo o que mais se afasta do limite normativo, é para o modelo 3 (*shell*).

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DAS INVESTIGAÇÕES EXPERIMENTAIS FÍSICAS E NUMÉRICAS

Apenas os três primeiros modos de vibração foram escolhidos para se fazer as comparações entre os modelos numéricos e os resultados experimentais. Embora os três modelos numéricos considerados no estudo sejam distintos entre si com relação a consideração da alvenaria, eles estão em concordância quanto aos modos de vibração. O mesmo ocorre com os modos de vibração identificados com os resultados experimentais obtidos com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros. A figura 5.10 mostra a concordância dos modos de vibração entre o modelo 1 (referência) e os resultados experimentais, os quais são comparados para os três primeiros modos de vibração: translação em X, translação em Y e torção. O modelo 2 (biela) e modelo 3 (*shell*) apresentam a mesma concordância com os modos de vibração dos resultados experimentais dos acelerômetros.

Figura 5.10 - Comparação dos modos de vibração entre os modelos numéricos e os resultados experimentais para os três primeiros modos de vibração: translação em Y (a), translação em X (b) e torção (c).



Fonte: Autor

As torres A e B são o objeto de estudo desse trabalho, para ambas foram realizados testes experimentais com dois tipos de acelerômetros: acelerômetro piezoelétrico e servo-acelerômetro. Também foram construídos três modelos numéricos: modelo 1 (referência), modelo 2 (biela) e modelo 3 (*shell*). Esses três modelos são válidos para as duas torres, pois elas são iguais em projeto. Dito isso, foram feitas comparações em termos de frequências naturais entre os resultados dos testes experimentais e os resultados dos modelos numéricos. Essa comparação é mostrada para a torre A e torre B, respectivamente, na figura 5.11 e figura 5.12. A título de simplificação, as frequências experimentais utilizadas na comparação com os modelos numéricos são a média das frequências obtidas entre os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros, essas médias podem ser vistas na tabela 5.3.

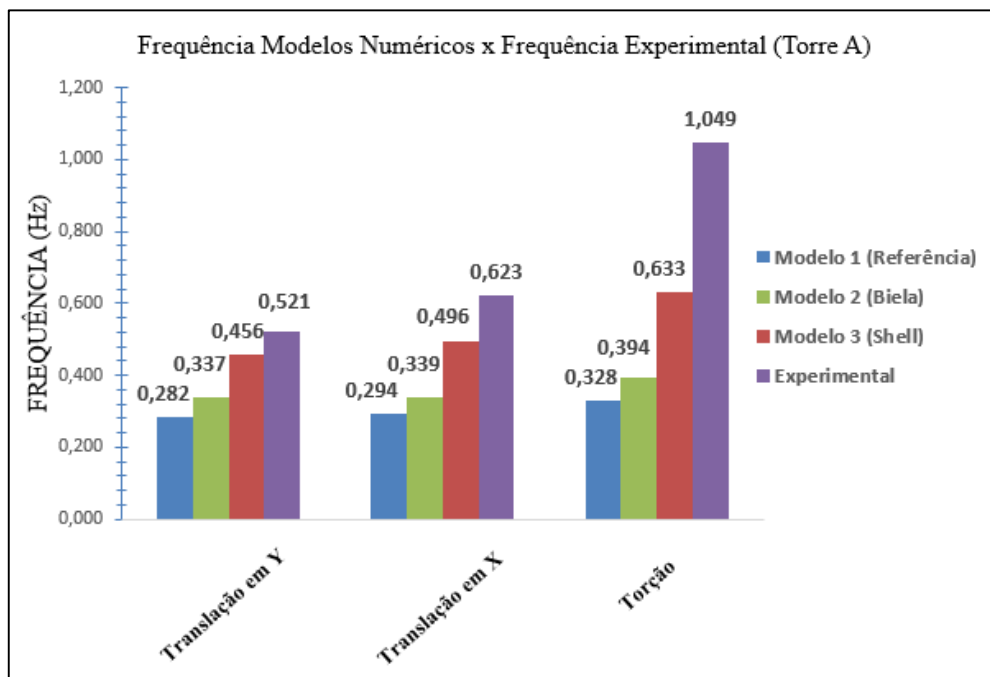
Com base na figura 5.11 pode-se constatar que a diferença em porcentagem em valor absoluto para as três primeiras frequências entre os resultados experimentais da torre A e o modelo 1 (referência) são respectivamente de 45,87 % (translação em Y), 52,81 % (translação em X) e 68,73 % (torção). A mesma comparação, só que feita com o modelo 3 (*shell*), é respectivamente de 12,48 % (translação em Y), 20,38 % (translação em X) e 39,66 % (torção).

Os mesmos passos foram seguidos para os resultados experimentais da torre B (figura 5.12) que quando comparados com o modelo 1 (referência) tem as diferenças em porcentagem em valor absoluto respectivamente de 43,71 % (translação em Y), 50,00 % (translação em X) e 69,88 % (torção), enquanto que para uma comparação com o modelo 3 (*shell*) tem-se as diferenças respectivamente de 8,98 % (translação em Y), 15,65 % (translação em X) e 41,87 % (torção).

A diferença em porcentagem entre os resultados experimentais das duas torres e o modelo 2 (biela) apresentam resultados intermediários que ficam entre as comparações com o modelo 1 (referência) e o modelo 3 (*shell*), com a observação de que esses resultados estão mais próximos dos valores encontrados para a comparação entre os resultados experimentais e o modelo 1 (referência).

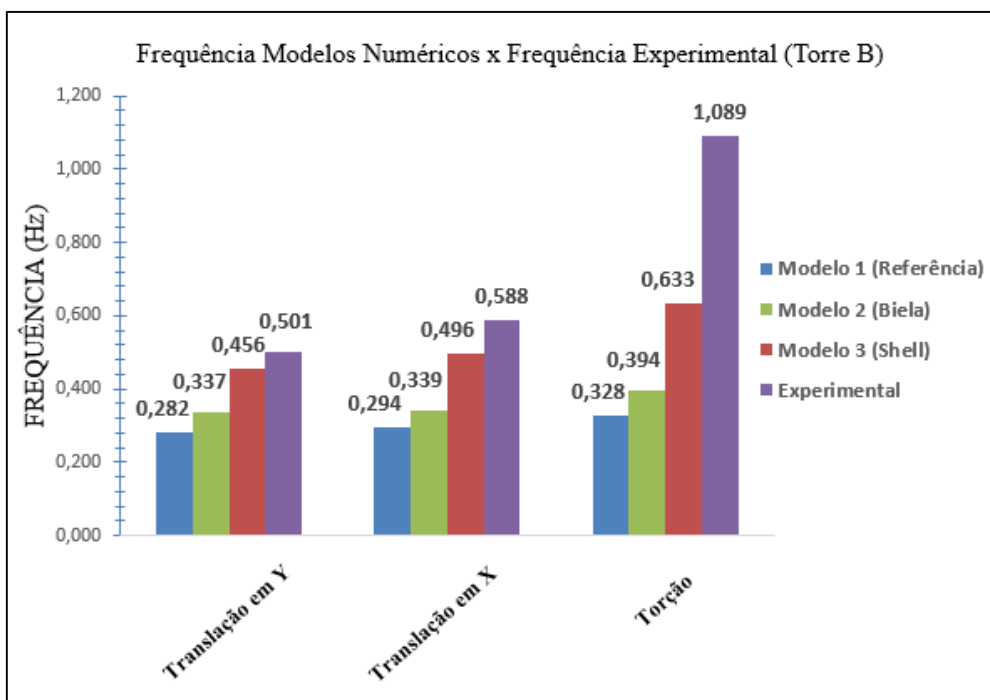
As comparações feitas anteriormente mostram que o modelo que mais se aproxima dos resultados experimentais de frequência é o modelo 3 (*shell*), isso vale para ambas as torres.

Figura 5.11 - Comparação de frequências naturais entre os modelos numéricos e os resultados experimentais da torre A.



Fonte: Autor

Figura 5.12 - Comparação de frequências naturais entre os modelos numéricos e os resultados experimentais da torre B.



Fonte: Autor

A tabela 5.5 compara os resultados experimentais de frequência natural com valores estimados de frequência pelas normas ASCE/SEI 7 (2010) e Eurocode 8 (2010). Essas comparações se utilizaram de valores obtidos com os acelerômetros piezoelétricos e os servo-acelerômetros para as torres A e B. A altura de 104,26 metros é considerada a partir do nível do térreo.

Tabela 5.5 - Comparação entre as frequências experimentais e as frequências normativas.

Acelerômetro	Edifício	Altura (m)	Frequência (Hz) (Resultados experimentais)	ASCE/SEI 7 (2010)	EC8 (2010)
				$f_{ASCE} = \frac{1}{0,0466H_n^{0,9}}$	$f_{EC8} = \frac{1}{0,075H^{3/4}}$
Piezoelétrico	Torre A	104,26	0,524 (Translação em Y)	0,328	0,409
	Torre B		0,501 (Translação em Y)		
Servo-acelerômetro	Torre A	104,26	0,518 (Translação em Y)	0,328	0,409
	Torre B		0,500 (Translação em Y)		

Fonte: Autor

Apesar da norma Eurocode 8 (2010) limitar a aplicação da fórmula para edifícios de até 40 metros, os resultados experimentais de frequência ficaram mais próximos da formulação dessa norma, para a qual a maior diferença em porcentagem em valor absoluto entre a frequência experimental (0,524 Hz) e a frequência normativa (0,409 Hz) obteve um valor de 21,95 %. Ao passo que essa mesma comparação com a frequência normativa da ASCE/SEI 7 (2010), que tem o valor de 0,328 Hz, obteve a diferença em porcentagem em valor absoluto de 37,40 %. Isso mostra que as frequências dos edifícios se encontram consideravelmente acima das frequências estimadas pelas fórmulas empíricas das normas Eurocode 8 (2010) e ASCE/SEI 7 (2010).

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

6.1 CONCLUSÕES

a) Utilizando metodologias para a representação das alvenarias nos modelos numéricos verificou-se uma significativa contribuição na rigidez lateral do edifício em regime de serviço e, conseqüentemente, aumento das frequências naturais. Isso pode ser constatado no modelo 2, que é o modelo no qual a alvenaria é simulada através da biela diagonal equivalente com base na formulação da FEMA 356, nesse modelo percebe-se que a diminuição dos deslocamentos em relação ao modelo de referência (modelo 1) foi de 30,18% para a direção Y, enquanto que a frequência natural do primeiro modo de vibração (translação em Y) aumentou na ordem de 19,50%. Por sua vez, quando se faz comparações com o modelo 3, no qual a alvenaria é um painel maciço simulada por elementos de casca, foi verificado que a diminuição dos deslocamentos em relação ao modelo de referência (modelo 1) foi de 59,80%, enquanto que a frequência natural do primeiro modo (translação em Y) aumentou na ordem de 61,70%.

b) Apesar das baixas amplitudes de vibração medidas durante as monitorações dos edifícios, os acelerômetros piezoelétricos utilizados foram capazes de medir as frequências naturais dos edifícios de maneira satisfatória.

c) A comparação entre as frequências naturais medidas experimentalmente e as obtidas teoricamente sugere que o modelo mais realista para a representação da estrutura do edifício em serviço, no que se refere aos valores de deslocamentos e os valores das frequências naturais, é o modelo que representa as alvenarias com painéis maciços por meio de elementos de casca.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

a) Ampliar a pesquisa para outros edifícios que apresentam outras configurações estruturais e outras disposições das alvenarias.

b) Considerando a grande dificuldade na calibração de modelos numéricos recomenda-se a monitoração de edifícios durante a sua construção para que sejam monitorados a sua estrutura ainda sem os painéis de alvenaria e, por conseguinte, sejam monitorados após a presença das alvenarias com o intuito de se comparar os resultados em termos de frequências naturais e, portanto, da rigidez da estrutura.

c) Fazer monitorações em vários edifícios de diversas alturas para a obtenção das frequências naturais afim de se calibrar expressões para a estimativa das frequências naturais em função da altura dos mesmos.

REFERÊNCIAS

AMATO, G.; FOSSETTI, M.; CAVALERI, L.; PAPIA, M. An update model of equivalente diagonal strut for infill panels. **Eurocode 8 Perspectives from Italian Standpoint Workshop**. Napoli, Itália. p. 119-128, jul. 2009.

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

ASCE/SEI 7. **Minimum design loads for buildings and other structures**. American Society of Civil Engineers, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1**: componentes cerâmicos, parte 1: blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – terminologia e requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.l.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1**: alvenaria estrutural – blocos cerâmicos, parte 1: projetos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASTERIS, P. G. Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. **Journal of Structural Engineering**. ASCE. Reston (Virginia), v. 129, n. 8, p. 1071-1079, Aug. 2003.

AZEVEDO, A. A. C. **Avaliação comparativa da influência do revestimento simples e armado no comportamento compressivo de prismas e paredinhas de blocos cerâmicos de vedação**. 2010. p. 109. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife (PE).

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

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

CRISAFULLI, F. J. et al. Analytical modelling of infilled frame structures – a general review. **New Zealand Society for Earthquake Engineering Inc**. Wellington (New Zealand), v. 33, n. 1, p. 30-47, mar. 2000.

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.

EUROCODE 6. **Design of masonry structures** – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2005.

EUROCODE 8. **Design of structures for earthquake resistance** – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, 2004.

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. p. 97. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte (MG).

FLANAGAN, R. D.; BENNETT, R. M. In-plane analysis of infill materials. **Journal of Structural Engineering**, ASCE. Reston (Virginia), v. 6, n. 4, p. 176-182, nov. 2001.

FLANAGAN, R. D.; BENNETT, R. M. In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. **Journal of Structural Engineering**, ASCE. Reston (Virginia), v. 125, n. 6, p. 590-599, jun. 1999.

FIORE, A. et al. The influence of masonry infill on the seismic behaviour of RC frame building. **Engineering Structures Journal**. ELSEVIER, v. 44, p. 133-145, jul. 2012.

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

HOLMES, M. **Steel frames with brickwork and concrete infilling**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v. 19, p. 473-478, 1961.

LEÃO, C. T. **Resistência de prismas de blocos estruturais cerâmicos submetidos a esforços de compressão e tração na flexão**. 2008. p. 169. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis (SC).

LIAW, T. C; KWAN, K. H. Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength. **Proceedings of the Institute of Civil Engineers**, London (UK), v. 75, n. 4, p. 230, dec. 198.

LIMA, A. N. **Análise experimental da influência da resistência e espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos cerâmicos**. 2010. p. 128. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió (AL).

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.

MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. **Building Research Station**, CP 13/74, Building Research Establishment (UK), 1974.

MOTA, J. M. F. **Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão axial em prismas de alvenaria resistente de blocos cerâmicos**. 2006. p. 129. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife (PE).

NBCC. **Canadian Commission on Building and Fire Codes National Research Council of Canada**, National Building Code of Canada, vol. 1, 12^a ed., 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).

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

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

POLYAKOV, S. V. **On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall**. Earthquake Engineering. Earthquake Engineering

Research Institute, Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco (CA), pp. 36-42, 1960.

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

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

SOUSA, P. V. A. **Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado**. 2014. p. 92. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro (RJ).

STAFFORD-SMITH, B. Lateral stiffness of infilled frames. **Journal of Structural Engineering**, ASCE. Reston (Virginia), v. 92, n. 6, p. 183-199, jun. 1966.

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

SU, R. K. L. et al. Influence of non-structural components on lateral stiffness of tall buildings. **Journal of Structural Design of Tall and Special Buildings**. John Wiley & Sons Ltd, v.14, n.2, p. 143-164, 2005.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton (USA): CRC Press, 2010.

ZHAO, J.; ZHANG, L. Structural damage identification on the modal data change. **International Journal of Engineering and Manufacturing**, v2, n. 4, p. 59-66, ago. 2012.