Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Rodrigo César Oliveira Drummond

Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo-estrutura

Rio de Janeiro
2017

Rodrigo César Oliveira Drummond

Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo-estrutura

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva
Profa. Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares

Rio de Janeiro
2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

D795 Drummond, Rodrigo César Oliveira.
Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo - estrutura / Rodrigo César Oliveira Drummond. – 2017.
151f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva e Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Edifícios - Teses. 3. Engenharia de estruturas - Teses. 4. Conforto humano - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Tavares, Maria Elizabeth da Nóbrega. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.04

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Rodrigo César Oliveira Drummond

Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo-estrutura

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

_____

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)

Faculdade de Engenharia - UERJ

_____

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos

Faculdade de Engenharia - UERJ

_____

Profª. Dra. Tereza Denyse Pereira de Araújo

Universidade Federal do Ceará - UFC

Rio de Janeiro

2017

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais uma conquista. À minha família, pelo apoio, incentivo, paciência e carinho.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo companheirismo e apoio incondicional nesse período de estudos, em especial à minha esposa Letícia Drummond, que sempre me incentivou.

Aos meus pais, Claudiano e Ana Paula, pela excelente educação que proporcionaram a mim ao longo da vida, pelo apoio, amor e carinho dedicados.

Ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela amizade, paciência e conhecimentos adquiridos durante os últimos anos de pesquisa.

Aos meu professores, Prof. Francisco José Cunha Soeiro e Profª. Dra. Maria Elizabeth Tavares, pelas excelentes aulas e ensinamentos no decorrer do curso de mestrado.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV - UERJ), pelos conhecimentos e pela atenção dispensada.

A todos os colegas do mestrado pelo companheirismo e momentos de descontração durante todo o curso.

Aos meus amigos Leonardo Bastos e Felipe Aguiar, por todos momentos de amizade e pelos conhecimentos compartilhados.

Aos meus amigos, pela confiança, paciência, força e gratidão.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão desta dissertação de mestrado

A FAPERJ pelo apoio financeiro.

Se o dinheiro for a sua esperança de independência,
você jamais a terá. A única segurança verdadeira
consiste numa reserva de sabedoria,
de experiência e de competência.

Henry Ford

RESUMO

DRUMMOND, Rodrigo C. O. *Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo-estrutura.* 2017. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

Os significativos avanços tecnológicos das ciências dos materiais e dos sistemas e processos construtivos tem proporcionado um crescimento significativo de projetos arquitetônicos arrojados e com isto acarretando em sistemas estruturais de edifícios cada vez mais altos e esbeltos. Este estilo arquitetônico têm conduzido o projeto estrutural dessas edificações a soluções compostas por sistemas mais flexíveis e, desta forma, estes edifícios têm apresentado baixos valores de frequências naturais, tornando-se mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas. Assim sendo, este trabalho de pesquisa objetiva a investigação da resposta estrutural dinâmica e posterior avaliação do conforto humano de edifícios, quando submetidos à ação não determinística das cargas de vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura e da contribuição das alvenarias dos modelos. Deste modo, investiga-se a resposta estrutural dinâmica de um edifício de concreto armado composto por 22 pavimentos e apresentando uma altura total de 63,8 m. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas, em termos dos valores dos deslocamentos máximos e das acelerações de pico, são comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações internacionais de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano do edifício em estudo, no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Palavras-chave: Edifícios; Ação não determinística do vento; Conforto humano; Modelagem em elementos finitos; Comportamento estrutural.

ABSTRACT

DRUMMOND, Rodrigo C. O. *Modeling of the structural behavior of buildings subjected to the random wind actions considering the effect of the soil-structure interaction.* 2017.151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

Significant technological advances in materials and building processes systems have provided a substantial growth of the architectural designs, resulting in increasingly tall and slender structural building systems. This architectural style has led the structural design of these buildings to structural solutions composed of more flexible systems and, consequently, these buildings have presented values of low natural frequencies, becoming more susceptible to excessive vibrations problems. Therefore, this research work aims to investigate the dynamic structural response and subsequent evaluation of the human comfort of buildings, when subjected to the non-deterministic action of wind loads, based on the consideration of the soil-structure interaction effect and also the contribution of the effect of the masonry of the models. In this context, the dynamic structural response of a reinforced concrete building, composed by 22 floors, with a height of 63.8 m was investigated. The results obtained from the numerical analyses, in terms of maximum displacement values and peak accelerations, can be compared to the limit values established by technical codes and international design recommendations in order to critically evaluate the levels of human comfort of the studied building, considering current design situations.

Keywords: Buildings; Nondeterministic wind actions; Human comfort; Finite element modelling; Structural behaviour.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988). 31
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988). 32
Figura 3 - Fator topográfico S1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)]. 33
Figura 4 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo. 38
Figura 5 - Espectros de potência do vento (adaptada de Blessmann, 2013). 41
Figura 6 - Planta estrutural do pavimento tipo para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI (medidas em centímetro). 44
Figura 7 - Perspectiva do pavimento tipo para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI 45
Figura 8 - Corte AA para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI (medidas em centímetro) 46
Figura 9 – Detalhe estrutural dos blocos de duas estacas (medidas em centímetro) 50
Figura 10 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas (medidas em centímetro) 50
Figura 11 – Planta estrutural de fundação dos blocos sobre estacas (medidas em centímetro) 51
Figura 12 - Planta estrutural de fundação dos blocos sobre estacas com vigas de travamento (medidas em centímetro). 52
Figura 13 – Resumo do perfil geotécnico do solo 56
Figura 14 - Painel elementar com uma diagonal [Moreira (2002)]. 57
Figura 15 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento [Moreira (2002)]. 58
Figura 16 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) [Moreira (2002)] 58
Figura 17 – Arquitetura da edificação em estudo 60
Figura 18 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-I e ME-II 64
Figura 19 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-III e ME-IV 65
Figura 20 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-V e ME-VI 66
Figura 21 – Perspectiva dos blocos e vigas de travamento da fundação 67
Figura 22 - Elemento finito tridimensional BEAM44. 69
Figura 23 - Elemento finito SHELL63 69

Figura 24 – Elemento finito de treliça espacial LINK8 70
Figura 25 – Elemento finito SOLID45 70
Figura 26 - Excentricidade entre os elementos de laje e vigas. 70
Figura 27 - Perspectiva e corte para o modelo computacional ME-I 71
Figura 28 - Perspectiva do pavimento tipo para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI 72
Figura 29 - Corte ampliado para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI 72
Figura 30 – Planta Pavimento Tipo para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI 73
Figura 31 - Planta e perspectiva do bloco de fundação sobre quatro estacas para os modelos computacionais ME-III ao ME-VI 74
Figura 32 - Planta e perspectiva do bloco de fundação sobre duas estacas para os modelos computacionais ME-III ao ME-VI 74
Figura 33 – Perspectiva do bloco de fundação com vigas de travamento para os modelos computacionais ME-V e ME-VI 75
Figura 34 - Perspectiva com diagonais equivalentes que simulam alvenarias para os modelos computacionais ME-II, ME-IV e ME VI 75
Figura 35 - Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito dos apoios 79
Figura 36 – Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito das alvenarias 80
Figura 37 – Carregamento do vento atuante na direção do eixo X 82
Figura 38 – Deformação da estrutura: modelo estrutural ME-VI 84
Figura 39 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 1: efeito dos apoios 85
Figura 40 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 2: efeito dos apoios 85
Figura 41 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 1: efeito das alvenarias 87
Figura 42 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 2: efeito das alvenarias 87
Figura 43 – Comparação das frequências fundamentais entre os modelos estruturais: efeito dos apoios 90

Figura 44 – Comparação das frequências fundamentais dos modelos: efeito das alvenarias 91
Figura 45 – Modelo estrutural (ME-I): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 93
Figura 46 – Modelo estrutural (ME-II): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 94
Figura 47 – Modelo estrutural (ME-III): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 95
Figura 48 – Modelo estrutural (ME-IV): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 96
Figura 49 – Modelo estrutural (ME-V): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 97
Figura 50 – Modelo estrutural (ME-VI): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura 98
Figura 51- Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica dos modelos estruturais 100
Figura 52 - Percepção humana às vibrações em edifícios devidas ao vento (Bachmann, 1995) 102
Figura 53 – Força de vento no domínio do tempo aplicado ao nó 8769 do modelo (ME-I) 105
Figura 54 – Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-I) 105
Figura 55 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-I). 106
Figura 56 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-I) 106
Figura 57- Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-I) 107
Figura 58 – Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-VI) 109
Figura 59 - Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-VI) 109
Figura 60 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-VI) 110
Figura 61 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-VI) 110
Figura 62 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-VI) 111

Figura 63 –Valores de deslocamento horizontal no topo dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8769: comparativo da variação dos apoios estruturais ...113
Figura 64 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8769: comparativo da rigidez das alvenarias 114
Figura 65 – Valores de aceleração de pico dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8359 116
Figura 66 - Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural ME-VI para resposta dinâmica no nó 8769 para as 10º séries de carregamento de vento. 119
Figura 67 - Valores de aceleração de pico do modelo estrutural ME-VI para resposta dinâmica no nó 8359 para as 10 séries de carregamento de vento. 119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988). 35
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).....36
Tabela 3 - Fator estatístico S3 - NBR 6123 (1988). 36
Tabela 4 - Propriedades geométricas dos pilares. 45
Tabela 5 – Perfil do terreno e capacidade de carga da estaca 48
Tabela 6 – Reações de apoio e tipo de bloco sobre estacas 49
Tabela 7 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012) 54
Tabela 8 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012) 54
Tabela 9 - Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (Terzaghi, 1955).....55
Tabela 10 - Valores típicos de n_h em kN/m³ (Terzaghi, 1955).....55
Tabela 11 - Coeficiente de rigidez das molas em kN/m².....56
Tabela 12 - Áreas das diagonais equivalentes.....61
Tabela 13 - Características de cada modelo. 63
Tabela 14 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo. 76
Tabela 15 - Amortecimento estrutural NBR 6123 (1988) 78
Tabela 16 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada.....78
Tabela 17 – Combinações de cargas estáticas.....83
Tabela 18 - Frequências naturais dos modelos estruturais. 90
Tabela 19 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais. 90
Tabela 20 – Fenômeno físico dos modelos estruturais. 99
Tabela 21 - Valores limites de aceleração para percepção humana (Bachmann, 1995) 102
Tabela 22 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento....104
Tabela 23 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-I) 108
Tabela 24 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-I) 108
Tabela 25 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-VI).....112

Tabela 26 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-VI)..... 112
Tabela 27 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento dos modelos estruturais 116
Tabela 28 – Deslocamentos e acelerações médios do modelo (ME-VI)..... 118

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing and Materials
ISSO	International Organization for Standardization
MATLAB	MATHWORKS Inc.
MEF	Método dos elementos finitos
NBR	Norma brasileira
RMS	Valor quadrático médio (*root mean square*)
SSD	Unidade de estado sólido (*solid-state drive*)

LISTA DE SÍMBOLOS

a_i	amplitude das séries temporais
a_j	amplitude máxima da aceleração correspondente ao modo j
$a_{máx}$	aceleração máxima
b	parâmetro meteorológico
c	amortecimento estrutural
C_a	coeficiente de arrasto
C_{cr}	amortecimento crítico
d_c	largura da coluna
d_e	diâmetro da estaca
$d_{H,máx}$	deslocamento horizontal máximo
e	distância entre os eixos da laje e viga
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
f	frequência em Hz
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_j	frequência correspondente ao modo j
f_y	resistência característica do aço
F(t)	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
h_{TOT}	altura do edifício
k	constante de Kármán (k = 0,4)
K	matriz de rigidez do sistema
k_0	parâmetro de rigidez da fundação
k_h	coeficiente de reação horizontal
k_{s1}	módulo da placa horizontal de 1 ft (0,3048 m)
k_v	coeficiente de reação vertical
K_x	coeficiente de rigidez da mola na direção x
K_y	coeficiente de rigidez da mola na direção y
K_z	coeficiente de rigidez da mola na direção z
L	largura perpendicular à direção do vento

m	massa da estrutura
M	matriz de massa do sistema
M_j	massa modal referente ao modo j
n	número de divisões do espectro de potência do vento
n_h	parâmetro de rigidez para solos não coesivos
p	coeficiente exponencial
q	pressão necessária para provocar um deslocamento unitário
q_u	resistência à compressão da argila não drenada
Q	pressão dinâmica do vento
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
S^v	densidade expectral
t	Tempo
u	deslocamento na cota z
u^*	velocidade de fricção
V_{10}	velocidade do vento na cota de 10 metros acima do terreno
$V(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
$V_T(t)$	velocidade do vento
$\overline{V}_0$	velocidade básica do vento
$\overline{V}_p$	velocidade de projeto (vento)
$\overline{V}(z)$	parcela média da velocidade do vento
X	frequência adimensional
y	deslocamento unitário
z	altura do edifício
z_0	comprimento de rugosidade
z_e	profundidade da estaca
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
Δf	incremento de frequência
Δt	incremento de tempo
γ_c	peso específico do concreto

ν	coeficiente de Poisson
θ_i	ângulo de fase aleatório
ρ	média da amostra
σ	desvio padrão da amostra
ω_{0i}	frequência natural circular da estrutura em rad/s
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **20**
1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988) **30**
1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento **30**
2 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO **38**
2.1 Modelagem não determinística das cargas de vento **38**
2.2 Espectros de potência investigados **41**
2.2.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal 41
3 MODELOS ESTRUTURAIS **43**
3.1 Descrição dos modelos **43**
3.2 Interação solo - estrutura **47**
3.3 Modelagem das alvenarias **57**
3.4 Resumo dos modelos estruturais **62**
4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS **68**
4.1 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados **68**
4.2 Modelagem do amortecimento estrutural **76**
5 ANÁLISE ESTÁTICA **79**
5.1 Rigidez global dos modelos estruturais **79**
5.2 Descrição dos carregamentos **81**
5.3 Deslocamentos **83**
6 ANÁLISES DE AUTOVALORES E AUTOVETORES **89**
6.1 Frequências naturais (autovalores) **89**
6.2 Modos de vibração (autovetores) **92**
7 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO FORÇADA **100**
7.1 Carregamento de vento aplicado nos modelos estruturais **100**
7.2 Limites e recomendações de projeto **101**
7.2.1 Deslocamento lateral máximo dos edifícios 101
7.2.2 Critérios para avaliação do conforto humano 101
7.3 Modelagem de cargas não determinísticas do vento **103**
7.4 Respostas dinâmicas dos modelos estruturais **103**
7.4.1 Modelo estrutural (ME-I): 105
7.4.2 Modelo estrutural (ME-VI): 109

7.5 Análise comparativa dos resultados das análises dinâmicas 113
7.6 Tratamento estatístico do resultados do modelo estrutural (ME-VI) 117
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS 121
8.1 Conclusões 121
8.1.1 Análise estática 121
8.1.2 Análise das frequências naturais e dos modos de vibração 124
8.1.3 Análises dinâmicas não determinísticas (vibração forçada) 125
8.1.4 Diagonais equivalentes simulando a rigidez das alvenarias 127
8.1.5 Vigas de travamentos dos blocos sobre estacas (vigas de equilíbrio) 127
8.2 Sugestões para trabalhos futuros 128
REFERÊNCIAS 129
APENDICE A – FÓRMULAS DE CAPACIDADE DE CARGA - AOKI-VELOSO ... 135
APENDICE B – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-II) 137
APENDICE C – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-III) 141
APENDICE D – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-IV) 145
APENDICE E – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-V) 149

INTRODUÇÃO

O avanço tecnológico da Engenharia Civil tem proporcionado o surgimento de edifícios altos e esbeltos, principalmente nas últimas décadas. A utilização de materiais de alto desempenho estrutural, a utilização de novas tecnologias e programas computacionais avançados, utilizando-se de técnicas de elementos finitos, tem dado mais liberdade para o arquiteto buscar limites que antes eram improváveis de alcançar, criando um novo estilo arquitetônico.

Este novo estilo arquitetônico, onde as formas são mais arrojadas e há uma busca por maiores alturas, tem conduzido o projeto de estruturas a soluções de sistemas estruturais esbeltos, resultando em edifícios que apresentam valores de frequências naturais muito baixos e, consequentemente, mais suscetíveis a problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis, desconforto humano e, em casos mais graves, fadiga e colapso estrutural.

As cargas de vento, usualmente aplicadas em projetos estruturais, são de natureza puramente estática. Tal consideração é questionável uma vez que se trata de uma excitação essencialmente de caráter dinâmico. Deste modo, as ações dinâmicas oriundas das cargas de vento apresentam uma característica relevante, associada à sua natureza não determinística ou randômica e, desta maneira, a modelagem deve considerar um tratamento probabilístico adequado para representar de forma mais realística possível a ação do vento.

Assim sendo, neste trabalho de pesquisa foram investigados seis modelos estruturais de um edifício alto, com base no estudo da variação dos apoios no terreno existentes, simulando a interação solo-estrutura em cada modelo, objetivando-se verificar quais os efeitos que tais variações podem vir a gerar sobre a estabilidade global e o conforto humano dos sistemas estruturais. A modelagem numérica dos modelos estudados foi realizada através do emprego do programa ANSYS (2007) e, para tal, foram utilizadas técnicas básicas de discretização por meio do método dos elementos finitos. As conclusões alcançadas ao longo da investigação retratam as variações dos valores de acelerações máximas e dos valores dos deslocamentos translacionais horizontais, bem como dos níveis de conforto humano de cada modelo estrutural investigado.

Revisão Bibliográfica

Edifícios altos e a ação dinâmica do vento

Alan G. Davenport (1963) foi o pioneiro nos estudos relacionados à engenharia de ventos, contribuindo também para o campo da meteorologia, da dinâmica estrutural e da engenharia de terremotos. Davenport investigou os turbilhões de vento, desenvolvendo teorias sobre o assunto; introduziu o método do fator de rajada, que determina a magnitude de pico da resposta dinâmica, incluindo os efeitos provocados pela ressonância. Davenport também fez grandes contribuições no âmbito da estatística aplicada à engenharia, desenvolvendo métodos probabilísticos sobre a previsão do carregamento e da resposta dinâmica, baseando-se em conceitos de admitância mecânica e do espectro de energia. Em 1965, Davenport fundou um laboratório de testes de túnel de vento, o Boundary Layer Wind Tunel Laboratory, realizando as primeiras simulações de túnel de ventos para edifícios e estruturas.

Em 1985, Blessmann (1985) analisou as solicitações do vento em edifícios vizinhos de mesma altura. Simulações em túnel de vento foram realizadas no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Segundo Blessmann (1985), os resultados dos testes preliminares serviram de base para a definição das posições relativas dos modelos a fim de avaliar os efeitos dinâmicos.

Para Davenport (1995), a complexidade dos carregamentos de ventos provém de suas variações no espaço e no tempo. Visando investigar o assunto, o autor apresenta em seu trabalho discussões sobre três funções que controlam a magnitude das respostas, que são: as linhas de influência, os modos de vibração e as distribuições da pressão.

Franco (1993) desenvolveu o método do vento sintético, baseado na simulação de Monte Carlo para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento, por meio da geração de séries históricas de carregamento. Este método considera as características aleatórias e as propriedades instáveis da carga de vento, sendo amplamente utilizado em trabalhos de pesquisa e na engenharia estrutural.

Obata (2009) apresentou uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Este sugere uma metodologia

com base no método do vento sintético através da simulação de Monte Carlo para o cálculo das cargas aleatórias do vento.

Chen (2008) apresenta, em sua investigação, um método analítico no domínio da frequência para quantificar a resposta do vento longitudinal em edifícios altos quando submetido a ventos não-estacionários.

Borges (2009), em sua tese de doutorado, analisou o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, cuidadosamente estudado de forma a apresentar um comportamento estrutural eficiente. Foram apresentados os resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, de análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para ações dinâmicas, incluindo a interação solo-estrutura. Utilizou, para isso, diversos parâmetros de sensibilidade para análise da estabilidade global, tais como índice de esbeltez de corpo rígido, índice de esbeltez efetiva global, rigidez efetiva global, coeficiente γ_z. Determinou as frequências naturais dos modelos em estudo e verificou o conforto humano induzido pelas vibrações devido ao vento de acordo com os critérios de avaliação propostos pela NBR 6123 (1988) e por Chang (1967). Como resultados, concluiu que edifícios esbeltos devem merecer tratamento especial desde a concepção arquitetônica, tendo seu comportamento verificado por métodos completos incluindo análises estáticas e dinâmicas.

Huang et al. (2009) apresentaram uma estrutura para a análise dinâmica da resposta de torção lateral induzida pelo vento de edifícios altos. Para tal é utilizado um edifício assimétrico misto (aço e concreto) de 60 andares para ilustrar a resposta dinâmica do modelo de análise proposto.

Franco e Medeiros (2011) apresentaram novas considerações para o método do vento sintético, com a possibilidade de emprego de um grande número de harmônicos e de combinações de ângulos de fase, sem a perda de precisão da resposta estrutural; portanto, a correção que existia no método original torna-se desnecessária.

Em sua dissertação de mestrado, Barboza (2012) investigou o comportamento estrutural de um edifício com 20 pavimentos quando submetido a ações estáticas e dinâmicas lineares e não lineares de serviço, além das cargas dinâmicas induzidas pelos ventos. Verificou-se que há a necessidade de garantir cuidados extras na concepção do projeto estrutural em prédios com altos índices de esbeltez e de analisar

o seu comportamento, através do auxílio de metodologias completas que englobem análises estáticas e dinâmicas.

Silva Filho (2012) investigou o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de vinte pavimentos quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas. Neste trabalho foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2007). Os resultados de análises não lineares geométricas para as ações de serviço foram apresentados e discutidos. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado foi obtida e comparada aos valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Segundo Brasil & Silva (2013), as excitações como as decorrentes de ventos, ondas do mar, sismos e outras desse gênero são, naturalmente, aleatórias. No nível atual do conhecimento sua descrição só pode ser realizada no sentido estatístico, por meio de valores médios, desvios desses valores e distribuições de probabilidade. O autor salienta que atualmente existem modelos capazes de realizar a análise estocástica de estruturas de comportamento linear sob esforços de vento de maneira bastante satisfatória. Uma rotina para análise estocástica da resposta dinâmica das estruturas é denominada “vento sintético” (Franco, 2011). Esse método pode ser encarado como algoritmo de simulação tipo Monte Carlo.

Morais (2014), assim como Silva Filho (2012), investigaram o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos, submetido às ações de cargas de vento não determinísticas. No núcleo interno da edificação três tipos de contraventamentos foram empregados e analisados. De forma semelhante, no desenvolvimento do modelo computacional foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2007). Assim, a resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e das acelerações, foi obtida e comparada aos valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Blessmann (2013) enfatiza que além da solicitação estática do vento, que depende de sua velocidade média, as estruturas são submetidas a solicitações dinâmicas, que dependem da energia cinética contida nas flutuações e de como esta energia se distribui pelas diversas frequências. A resposta da estrutura depende muito mais da energia contida em uma sequência de rajadas do que da intensidade de uma

única rajada. E, nesta sequência, serão mais importantes as componentes em ressonância com a estrutura.

Oliveira (2014), em sua dissertação de mestrado, apresenta uma série de conceitos fundamentais relacionados à ação do vento em edifícios altos, estabelecendo algumas considerações acerca da circulação do vento na camada limite atmosférica e da sua interação com as estruturas. Assim, é obtida a resposta dinâmica ao longo do tempo em termos de vários parâmetros, comparando a resposta dinâmica e estática.

Barboza & Santos (2015) investigaram o comportamento estrutural de um edifício alto submetido à ação não determinística do vento considerando a interação solo-estrutura. A carga devido ao vento foi simulada através do método sintético (Franco, 2011), que confere um elevado grau de semelhança com o vento real. O edifício simulado apresenta 123,9 m de altura, com 42 andares, podendo ser considerado uma construção esbelta. A análise de vibração livre mostrou que o modelo tem frequências muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,22 Hz. O deslocamento máximo da estrutura à ação não determinística da carga de vento foi superior ao limite da norma brasileira NBR 6118 (2014), bem como os valores de aceleração obtidos foram superiores ao estabelecido pela norma brasileira NBR 6123 (1988), concluindo-se que as acelerações de pico são incômodas aos ocupantes da edificação estudada.

Barboza (2016), em sua tese de doutorado, investigou o comportamento dinâmico, a avaliação do conforto humano e, ainda, o estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre as edificações em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, foram comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto.

Conforto humano

Em seu estudo sobre a resposta humana a vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos, Boggs (1995) apresentou medições de valores de pico e valores

quadráticos médios (RMS) das acelerações durante um período de tempo de 20 a 60 minutos e propôs valores limites para a verificação do conforto humano.

Koss (2006) realizou um estudo comparativo de diferentes normas europeias quanto aos critérios para o cálculo da velocidade do vento sobre as estruturas. Além disso, apresentou uma formulação genérica para avaliação do conforto humano através de um estudo de caso.

Tamura *et al*. (2006) realizaram um estudo com base em testes de percepção de vibração para uma ampla gama de frequências para vários edifícios desde residências de pouca elevação até edifícios de grandes alturas.

Willemsen e Wisse (2007), com base na norma holandesa sobre os critérios para avaliação do conforto humano, estudaram edifícios submetidos ao carregamento de vento.

Kwok *et al*. (2009) estudaram a percepção e a tolerância humana às vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos. Este estudo revisa trabalhos de pesquisa anteriores quanto aos critérios de aceitabilidade às vibrações e de conforto dos ocupantes destas estruturas.

Huang *et al*. (2011) apresentaram um estudo de otimização de um edifício de 60 andares com base em diferentes critérios de conforto humano e limites de serviços. Os resultados mostraram que a utilização de vários critérios de aceleração têm diferentes implicações e, consequentemente, diferentes soluções de projetos. A técnica de otimização fornece uma poderosa ferramenta para a verificação do conforto humano em edifícios altos.

Lamb *et al*. (2013) realizaram uma pesquisa sobre o movimento de edifícios altos induzidos pelo vento quanto à percepção das vibrações, frequência e os efeitos provocados nos trabalhadores da cidade de Wellington, Nova Zelândia. Os resultados mostraram que os ocupantes dos edifícios quase nunca se queixaram formalmente sobre as vibrações, contradizendo a norma, que diz que a reclamação é um critério eficaz para o desempenho da construção.

No que se diz respeito ao conforto humano em edifícios, Burton et al. (2015) avaliaram a viabilidade comercial de estruturas submetidas ao carregamento do vento quanto ao conforto dos ocupantes em intervalos de recorrência de 5 e 10 anos. Os autores concluíram que tempos de recorrência mais curtos tendem a ser mais interessantes no que se refere ao conforto dos ocupantes de edifícios.

Ferrareto et al. (2015) apresentaram um estudo referente aos critérios de diferentes autores e códigos normativos relativos à avaliação do conforto humano em estruturas induzidas pelo vento, como pico e valor eficaz da aceleração, influência da forma da onda da excitação e avaliação da percepção humana às vibrações.

Interação solo-estrutura

Em sua tese, Mota (2009) estudou estruturas de concreto para edifícios de múltiplos andares, com fundação profunda, levando-se em conta a consideração solo-estrutura, sendo que esta interação foi analisada por meio de um método numérico em que a superestrutura (vigas, lajes e pilares) e os elementos de fundação (blocos e estacas) são considerados uma única estrutura, modelada pelo método dos elementos finitos.

Lou *et al*. (2011) apresentaram um estudo sobre os principais programas computacionais relativos à interação solo-estrutura, discutindo as principais vantagens, desvantagens e a aplicabilidade destes programas em problemas existentes.

Mendonça (2012) investigou um edifício de 4 pavimentos de estrutura mista (aço-concreto), considerando o efeito da interação solo-estrutura. As análises foram conduzidas com o programa ANSYS, de elementos finitos, substituindo-se os apoios indeslocáveis por molas discretas, lineares e elásticas, com rigidez equivalente ao solo, conforme hipótese de Winkler.

Zou et al. (2012) investigaram a influência da interação solo-estrutura no controle de vibração de edifícios adjacentes com fundações profundas. Os resultados comprovaram a influência da interação solo-estrutura nas respostas dos edifícios, porém não houve alterações significativas nas forças do sistema de controle de vibração.

Em sua dissertação, Gonçalves (2012), expressou que o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas depende de características como a massa, a rigidez dos vários elementos e a capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura apoiada num solo depende das propriedades dinâmicas dos dois sistemas. A resposta do sistema é influenciada pelos efeitos de interação solo-estrutura. Como resultado de vários ensaios, Gonçalves (2012) descreve que foi notório o aumento do período fundamental nas estruturas pesquisadas.

Em sua dissertação, Barbosa Paulo (2013) analisou a influência na resposta estrutural de um pórtico espacial projetado para o suporte de equipamentos vibratórios, que encontra-se sob ação de excitações dinâmicas de grande magnitude. A fundação deste pórtico é composta por estacas tipo hélice-contínua ligada à superestrutura por um único bloco de coroamento. Para a avaliação de sua resposta estrutural foram considerados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF), adotando-se o comportamento reológico do solo conforme o modelo de Winkler.

Mendes (2015) descreve que a consideração do maciço de solo na elaboração do projeto estrutural de um edifício em concreto armado é algo relevante, haja visto que toda estrutura se apoia sobre ele. Desta forma, em seu trabalho de pesquisa, é apresentado o comparativo entre dois modelos estruturais. No primeiro, é desprezada a presença do solo e considera-se a estrutura sobre apoios indeslocáveis. No segundo, o maciço de solo é parte integrante do modelo estrutural. Através da análise estrutural pode-se comprovar que, quando há interação solo-estrutura, o modelo apresenta maiores deslocamentos horizontais, maior grau de instabilidade e uma migração dos carregamentos verticais que atuam nos pilares centrais para os pilares de periferia.

Em seu artigo para o IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Fidelis (2016) apresenta soluções clássicas de problemas de interação solo-estrutura, comparadas a soluções numéricas obtidas com modelos de elementos finitos desenvolvidos para solo estratificado, sujeito a solicitações dinâmicas, de forma a validá-las. Observou-se que uma adequada modelagem em elementos finitos pode apresentar resultados apropriados para a obtenção de coeficientes de rigidez e de amortecimento do solo, e que a simplificação considerada nas normas de projeto, de uniformização do solo, para analisá-lo como homogêneo equivalente, pode conduzir a deslocamentos inferiores aos reais.

Lu *et al*. (2016) realizaram um estudo paramétrico para investigar o comportamento sísmico de edifícios de múltiplos andares, considerando a interação solo-estrutura. Os resultados indicaram que, em geral, a interação solo-estrutura pode reduzir em até 60% a resistência de edifícios de vários andares, especialmente aqueles com índice de esbeltez baixo.

Motivação e objetivos

Os significativos avanços tecnológicos dos materiais e dos processos construtivos têm proporcionado o crescimento de objetos arquitetônicos com formas arrojadas, acarretando edificações mais altas e esbeltas. Este estilo arquitetônico tem conduzido o projeto dessas edificações a soluções compostas por sistemas estruturais mais flexíveis que resultam em edifícios com valores de frequências naturais baixas, ou seja, mais suscetíveis aos problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis e desconforto aos ocupantes.

Considerando-se os níveis de esbeltez apresentados pelos sistemas estruturais dos edifícios mais novos no Brasil, estes necessitam ter o seu comportamento estrutural dinâmico investigado de maneira apropriada, de modo que seja evitado, por exemplo, o desconforto dos ocupantes. Por outro lado, a ação das cargas de vento passa a ter uma importância bastante relevante na medida em que estas edificações deixam de ser mais baixas e pesadas, portanto rígidas, e passam a ser mais altas e com índices de esbeltez elevados.

Deste modo, este trabalho de pesquisa objetiva a investigação da resposta estrutural dinâmica e posterior avaliação do conforto humano de edifícios, quando submetidos à ação não determinística das cargas de vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura e da contribuição das alvenarias dos modelos. Assim sendo, investiga-se a resposta estrutural dinâmica de um edifício de concreto armado composto por 22 pavimentos e apresentando uma altura total de 63,8 m.

Finalmente, os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre o edifício em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, são comparados aos valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano do edifício, no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Estrutura da dissertação

O primeiro capítulo apresenta o método para determinar as cargas horizontais devido ao vento, utilizadas na análise estática, de acordo com a NBR 6123 (1988).

O capítulo dois exibe a modelagem da ação não determinística do vento que atua sobre os modelos estruturais e as principais características associadas à carga de vento, como critérios de norma e espectros de potência do vento.

O capítulo três expõe os sistemas estruturais investigados no presente estudo, apresentando as características físicas e geométricas das edificações, interação solo-estrutura e a rigidez das alvenarias.

O capítulo quatro aborda a modelagem numérica com base no método dos elementos finitos das estruturas analisadas neste trabalho de pesquisa, determinando as propriedades dos elementos utilizados. Este capítulo aborda também a modelagem do amortecimento estrutural.

O quinto capítulo analisa cada modelo estrutural estaticamente, considerando a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta o estado limite de serviço (ELS).

O capítulo seis aborda as análises de vibração livre de cada modelo estrutural investigado. São apresentadas as frequências naturais e os modos de vibração dos seis modelos estruturais.

O sétimo capítulo explicita as análises de vibração forçada para a avaliação do comportamento dinâmico das estruturas descritas no capítulo três. Além de demonstrar uma análise crítica dos resultados, quanto aos estados limites de utilização, obtidos nas análises dinâmicas dos modelos estruturais investigados. Neste capítulo também é apresentado um tratamento estatístico dos resultados do modelo número seis para uma melhor confiabilidade.

Finalmente, o capítulo oito, expõe as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do presente trabalho, além de considerações e sugestões para a continuação deste estudo.

1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988)

O presente capítulo demonstra, de acordo com a NBR 6123 (1988), como determinar o carregamento horizontal, devido ao vento que incide na fachada da edificação, utilizado para a análise estática dos modelos estruturais estudados neste trabalho de pesquisa.

1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

De acordo com a NBR 6123 (1988), a força de arrasto aplicada sobre a edificação ou parte dela é obtida pela Equação (1) :

$$F_a = C_a \, q_e \, A_e \qquad (1)$$

Onde :

C_a – Coeficiente de arrasto

A_e – Área frontal efetiva sobre a qual o vento incide

q_e – Pressão dinâmica do vento

O coeficiente de arrasto C_a , utilizado na Equação (1), é aplicável a corpos de seção constante ou fracamente variável. Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, o coeficiente de arrasto deve ser obtido utilizando o gráfico da Figura 1. Nesta figura, o vento é considerado vento de baixa turbulência. Para o caso excepcional de vento de alta turbulência, satisfazendo as exigências apresentadas na NBR 6123 (1988), os coeficientes de arrasto apresentam valores menores e podem ser obtidos por um outro gráfico apresentado pela mesma norma. Como sugestão, é sempre aconselhável adotar o vento de baixa turbulência, por apresentar coeficientes de arrasto a favor da segurança. Os coeficientes devem ser determinados separadamente para cada direção do vento estudada, através das relações h/l_1 e l_1/l_2. O valor de h é definido pela altura da edificação.

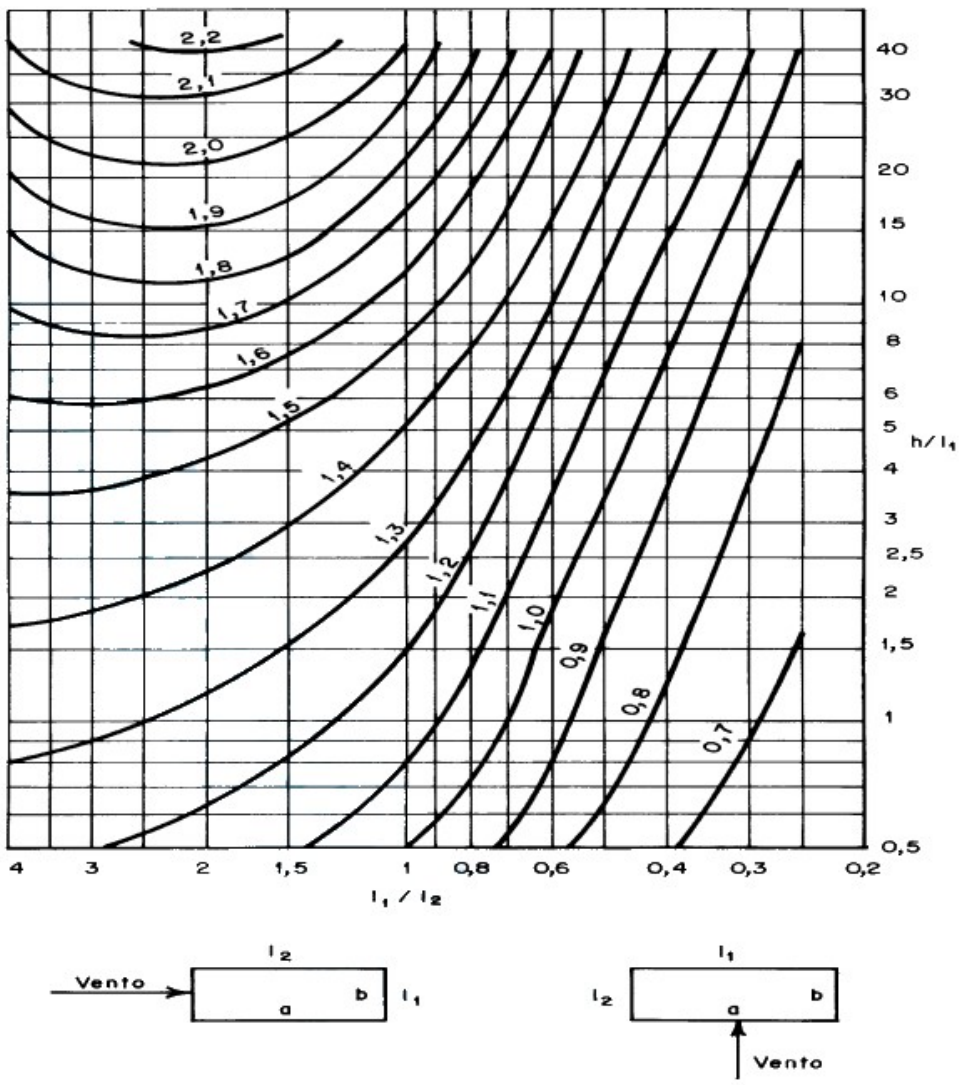


Figura 1 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).

A pressão dinâmica do vento q_e é calculada através da Equação (2), conforme apresentado a seguir:

$$q_e = 0{,}613.V_k^2 \qquad (2)$$

Sendo (unidades SI): q_e em N / m^2 e V_k em m / s

Onde V_k é a velocidade característica do vento. Essa velocidade é variável, em função da altura em relação à superfície do terreno, aumentando de valor conforme a aproximação do topo da edificação. A expressão que define V_k é :

$$V_k = V_0 \; S_1 \; S_2 \; S_3 \qquad (3)$$

Onde:

V_0- é a velocidade básica do vento em m/s;

S_1 : Fator topográfico

S_2 : Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 : Fator estatístico

V_o representa a velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade equivale a uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A NBR 6123 (1988) apresenta um gráfico de isopletas da velocidade básica no Brasil.

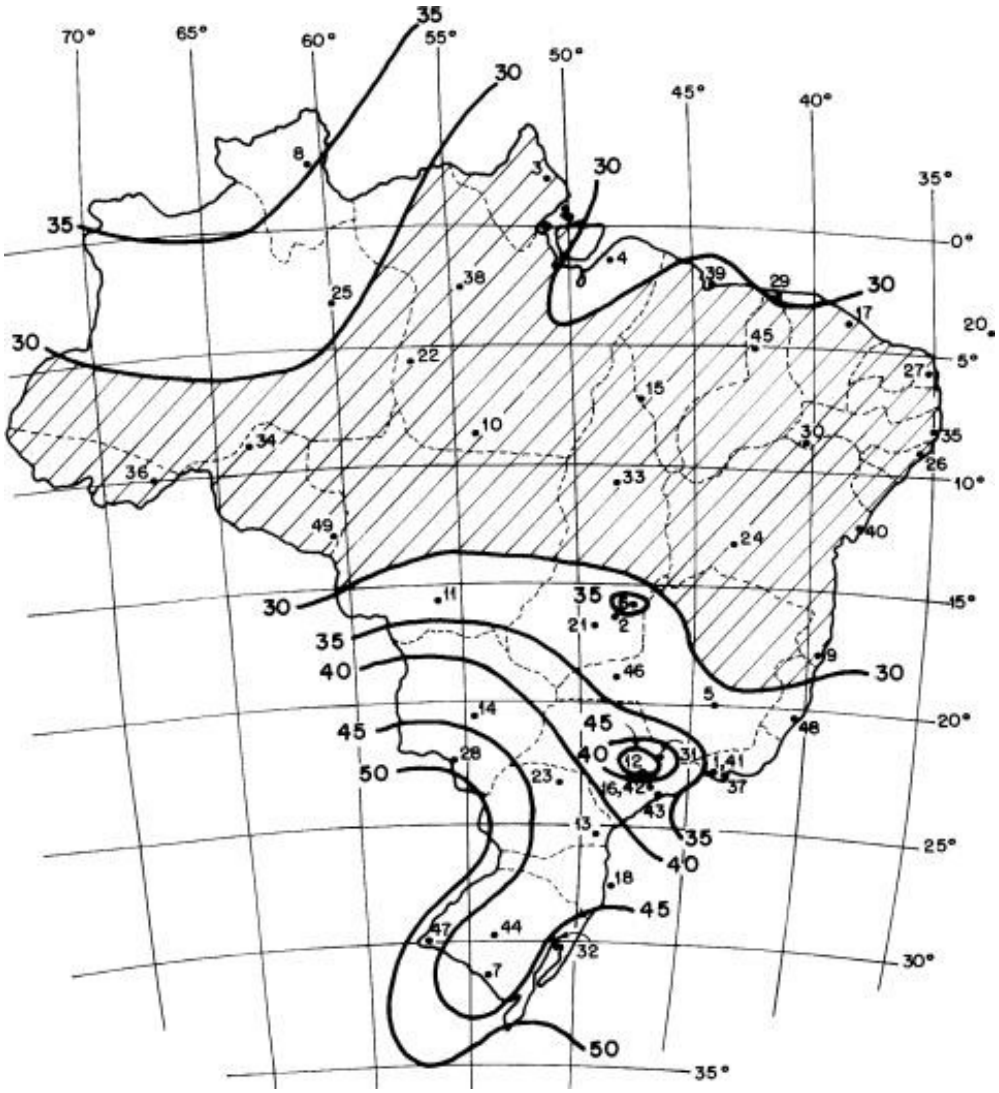


Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).

O fator topográfico S_1 é determinado em função do tipo de relevo onde a edificação encontra-se. Três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado (S_1=1), vales protegidos de ventos em qualquer direção (S_1=0,9) e taludes ou morros (S_1 é uma função de z). Neste último caso descrito, quando a edificação estiver em terrenos em talude ou morros, S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura 3, extraída da NBR 6123 (1988).

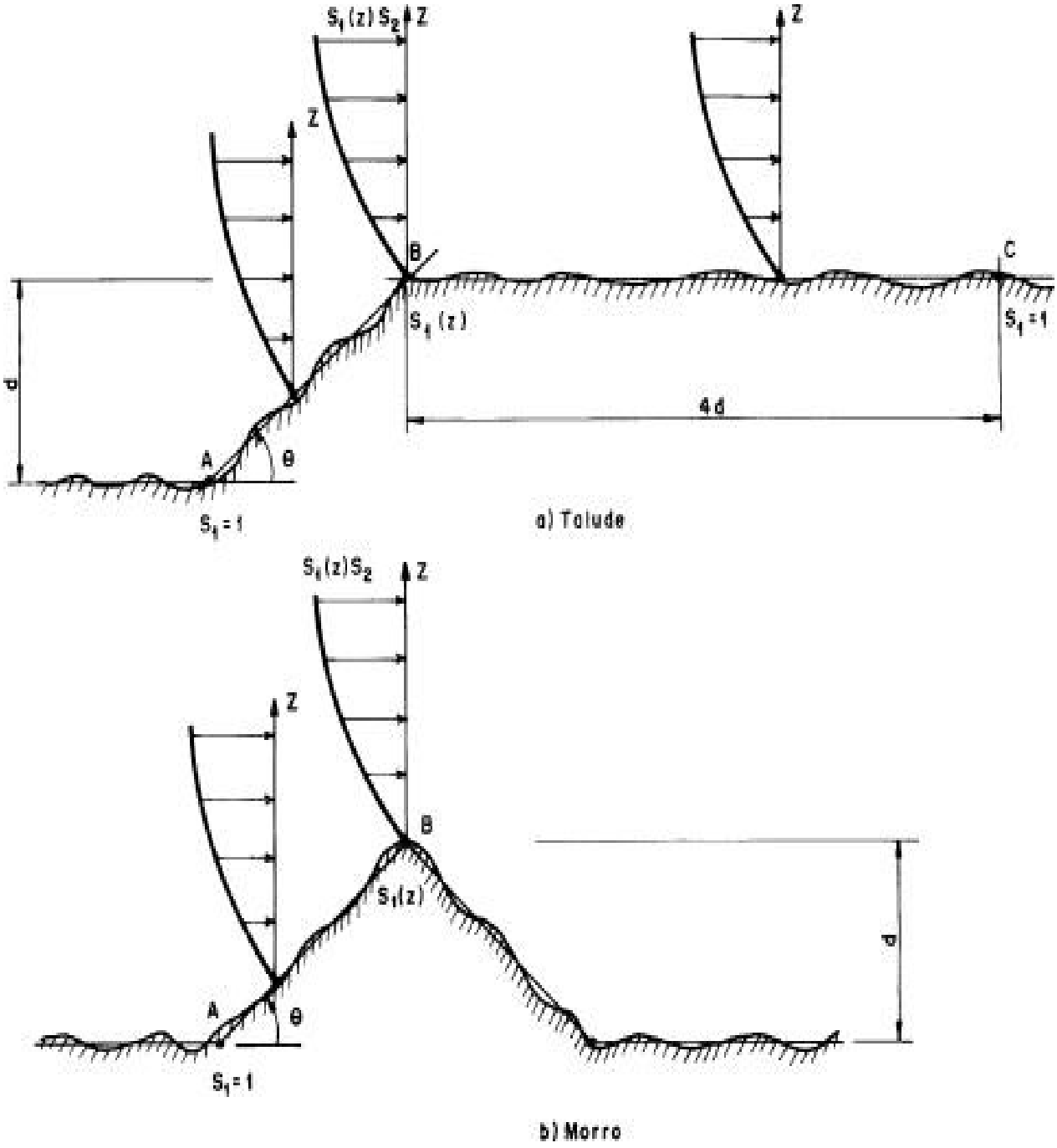


Figura 3 - Fator topográfico S1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)].

Conforme observado na Figura 3, as edificações podem estar localizadas nos pontos A, B ou C. Para cada ponto S_1 assume um valor determinado pela NBR 6123 (1988). Se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, da Figura 3, S_1=1, caso a edificação conste no ponto B, da Figura 3, S_1 será determinado através das seguintes equações:

$$S_1 = 1,0 \qquad \text{para } \theta < 3^0 \qquad (4)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right).\text{tg}(\theta - 3^0) \geq 1 \qquad \text{para } 6^0 \leq \theta \leq 17^0 \qquad (5)$$

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right).0,31 \geq 1 \qquad \text{para } \theta \geq 45^0 \qquad (6)$$

Onde:

z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d é a diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro;

Θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para taludes ou morros com a declividade θ diferente das faixas de ângulos apresentados para as Equações (4), (5) e (6), deverá ser feito uma interpolação linear. Para edificações posicionadas entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, o fator S_1 deve ser igualmente obtido através de interpolação linear.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação considerada. O fator S_2, é uma função de z, calculado através da Equação (7):

$$S_2 = b\ F_r\ \left(\frac{z}{10}\right)^p \qquad (7)$$

Onde:

b : parâmetro meteorológico

F_r : fator de rajada

p : expoente da lei potencial de variação de S_2

z : cota da edificação

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	B	1,1	1,11	1,12
		P	0,06	0,065	0,07
II	300	B	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		P	0,085	0,09	0,10
III	350	B	0,94	0,94	0,93
		P	0,10	0,105	0,115
IV	420	B	0,86	0,85	0,84
		P	0,12	0,125	0,135
V	500	B	0,74	0,73	0,71
		P	0,15	0,16	0,175

Parâmetros considerando uma rajada de 3 s.

Os três parâmetros usados na Equação (7) são obtidos após classificação do terreno quanto à rugosidade (Categorias de I a V) e de acordo com as dimensões da edificação (Classes A, B ou C). Após a classificação do terreno, deve ser utilizada a Tabela 1 para determinar esses parâmetros. O parâmetro F_r é igual para todas as categorias de terreno, alterando de valor somente entre as classes de edificações e pode ser obtido na Tabela 1.

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de a velocidade V_0 ser igualada ou excedida neste período é de 63%. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela 2, com valores mínimos do fator estatístico S_3. Para determinação deste fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em cinco grupos diferentes.

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

De acordo com a Tabela 2, em edificações com uso residencial (objeto de estudo neste trabalho), o valor para o fator S_3, para um período de recorrência médio de 50 anos com probabilidade 63%, é constante e igual a 1,00. Para outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela 3 apresenta valores típicos do fator S_3, cuja expressão matemática é:

$$S_3 = 0{,}54\left[-\frac{\ln(1-P_m)}{m}\right]^{-0{,}157} \qquad (8)$$

Tabela 3 - Fator estatístico S3 - NBR 6123 (1988).

m (anos)	Valores de S_3 para P_m (probabilidades)					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

Em nenhum caso pode ser adotado um fator S_3 menor que o indicado na Tabela 2

Neste capítulo foi apresentado a metodologia para obtenção do carregamento estático horizontal do vento, que atua sobre os modelos estruturais investigados, segundo a norma vigente. O capítulo cinco explicitará as cargas estáticas de vento incidentes nos modelos estruturais estudados neste trabalho de pesquisa, considerando a metodologia proposta na NBR 6123 (1988).

2 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO

O presente capítulo esclarece o modelo de carregamento horizontal não determinístico do vento, que incide sobre os seis modelos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa, considerando a característica randômica e aleatória deste tipo de excitação.

Uma das ações de grande importância a ser considerada na análise dinâmica de estruturas flexíveis, tais como edifícios altos, relaciona-se com as forças do vento. Na prática, o vento tem propriedades instáveis e características aleatórias, que impedem a consideração determinística do seu carregamento (Barboza e Silva, 2016).

2.1 Modelagem não determinística das cargas de vento

A velocidade do vento pode ser expressa como sendo uma função temporal [$V_T(t)$], formada por uma parcela média [$\overline{V}(z)$], obtida por meio de expressões matemáticas da norma brasileira de vento NBR 6123 (1988) e uma parcela flutuante [V(t)], conforme apresentado na Equação (9). A Figura 4 ilustra um exemplo de cunho genérico acerca da variação da velocidade do vento ao longo do tempo, em função de uma parcela média e de outra parcela flutuante.

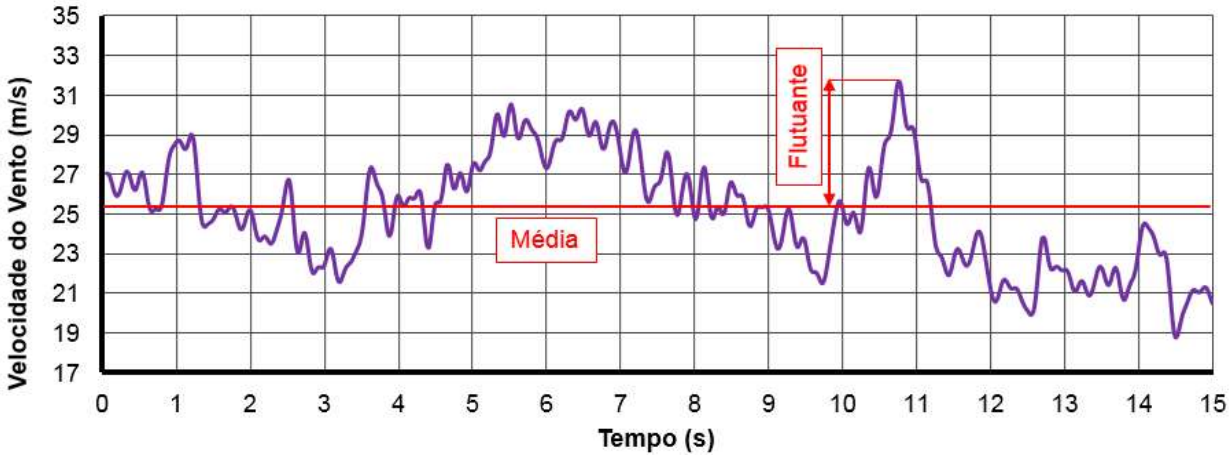


Figura 4 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.

$$V_T(t) = \overline{V}(z) + V(t) \tag{9}$$

A parcela média da velocidade do vento [$\overline{V}(z)$], em função da altura da edificação (z), é calculada com base no emprego da Equação (10), onde $\overline{V}_0$ refere-se à velocidade básica do vento, z_0 representa o comprimento de rugosidade, p diz respeito ao coeficiente exponencial e b refere-se ao parâmetro meteorológico.

$$\overline{V}(z) = \overline{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p \tag{10}$$

$$\overline{V}_0 = b\overline{V}_P \tag{11}$$

A velocidade de projeto ($\overline{V}_P$), em m/s, que corresponde à velocidade média em 10 min a 10 m de altura do solo é dada pela Equação (12), onde V_0 está associado à velocidade básica do vento, S_1 refere-se ao fator topográfico e S_3 diz respeito ao fator estatístico. A velocidade básica do vento (V_0) é obtida através do emprego do mapa de isopletas conforme NBR 6123 (1988), como mostrado na Figura 2, já apresentado no primeiro capítulo.

$$\overline{V}_P = 0{,}69\, V_0\, S_1\, S_3 \tag{12}$$

Deste modo, a componente flutuante da velocidade do vento [V(t)] pode ser representada, por exemplo, de maneira simplificada, com base no emprego de uma única função harmônica, dada pela Equação (13), onde V_0 representa a velocidade básica do vento em m/s e f representa a frequência em Hz.

$$V(t) = V_0 \cos(2\pi f t) \tag{13}$$

Neste trabalho de pesquisa, a formulação matemática desenvolvida para a modelagem numérica da parcela flutuante da velocidade do vento [V(t)], considera que esta pode ser simulada com base em um processo aleatório fracamente estacionário de segunda ordem, ergódigo e gaussiano, podendo ser representada por uma integral de Fourier. A formulação pode ser obtida pela superposição de ondas

harmônicas (Shinozuka e Jan, 1972), de acordo com a Equação (14), onde n corresponde ao número de divisões do espectro de potência utilizado na análise, S^v é a densidade espectral, f_i representa a frequência em Hz, Δf o incremento da frequência em Hz e θ_i o ângulo de fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π. A amplitude das séries temporais a_i é dada pela Equação (15):

$$V(t) = \sum_{i=1}^{n} a_i \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \tag{14}$$

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \tag{15}$$

Posteriormente, a partir da Equação (16) a seguir, calcula-se a pressão horizontal dinâmica do vento (Q), como sendo uma função de tempo, onde $V_T(t)$ representa a soma das parcelas média e flutuante da velocidade do vento e dada pela Equação (9).

$$Q(t) = 0{,}613\, V_T^2(t) \tag{16}$$

Finalmente, a carga dinâmica de vento [F(t)] pode ser calculada pela Equação (17), onde C_a corresponde à média entre os coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulência, L representa a largura da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento e Q(t) refere-se à pressão dinâmica do vento que incide nas estruturas.

$$F(t) = C_a L Q(t) \tag{17}$$

A Equação (17) pode ser reescrita, com base nas equações anteriores descritas anteriormente, da seguinte forma:

$$F(t) = 0{,}613\, C_a L \left[\overline{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^{n} \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \tag{18}$$

2.2 Espectros de potência investigados

Para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento é necessária a determinação das funções temporais, estabelecidas de acordo com os espectros de potência do vento. Na literatura técnica disponível sobre o tema existem diversos espectros de potência associados ao efeito do vento em normas de projeto, guias e recomendações internacionais, como ASCE 7, AS1170.2, NBC, RLB-AIJ e Eurocode (Zhou *et al*, 2002).

Nesta investigação é adotado o espectro de potência de vento proposto por Kaimal, que considera a influência da altura da estrutura em sua formulação. Em seguida, a Figura 5 mostra as curvas de espectros de potência do vento de vários autores.

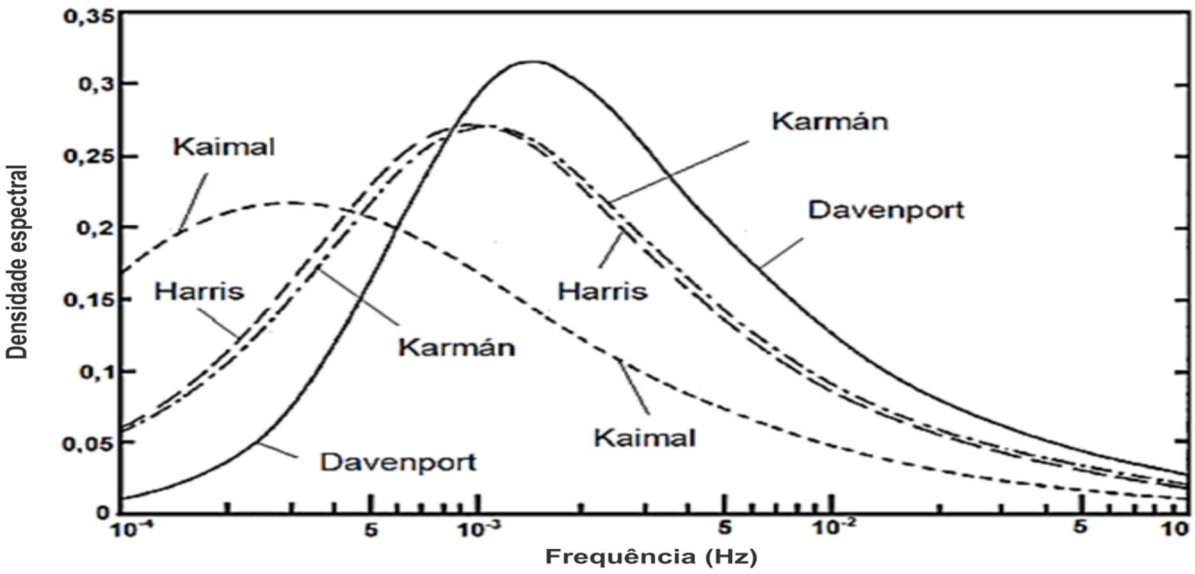


Figura 5 - Espectros de potência do vento (adaptada de Blessmann, 2013).

2.2.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal

O espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 2013) é dado pelas Equações (19) e (20), onde f é a frequência em Hz, S^v corresponde à densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência (f), X é a frequência

adimensional, u_* é a velocidade de fricção, V_{10} representa a velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno e z corresponde à altura da estrutura.

$$\frac{f S^{V}(f,z)}{u_*^{2}} = \frac{200X}{(1+50X)^{5/3}} \tag{19}$$

$$X(f,z) = \frac{fz}{V_{10}} \tag{20}$$

A velocidade de fricção (u_*) associada aos espectros de potência, dada em m/s, é determinada pela Equação (21), onde k corresponde à constante de Kármán igual a 0,4 e z_0 refere-se ao comprimento de rugosidade.

$$u_* = \frac{k\,\overline{V}_Z}{\ln(z/z_0)} \tag{21}$$

Neste capítulo foi revelada a metodologia para obtenção das séries de carregamento aleatório do vento que atuam sobre os modelos estruturais investigados. No capítulo sete serão explicitadas as cargas de vento nos domínios do tempo e de frequência, respectivamente aplicados nos modelos estruturais estudados, considerando o espectro de potência de Kaimal para a geração das séries históricas da carga aleatória do vento.

3 MODELOS ESTRUTURAIS

O capítulo exibe as principais características referentes aos modelos estruturais em estudo. O objeto de pesquisa é um edifício em concreto armado de uso residencial que possui 22 pavimentos com 63,8 m de altura total. A geometria da edificação em questão foi retirada de (Wordell, 2003). Neste capítulo são exibidas as informações relacionadas às geometrias das estruturas, propriedades das seções utilizadas, as características físicas dos materiais e os parâmetros de projeto adotados.

3.1 Descrição dos modelos

A edificação em estudo corresponde a um prédio cuja estrutura é aporticada, sendo constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O edifício possui 22 pavimentos, com pé-direito de 2,9 m, totalizando 63,8 m de altura. As dimensões em planta da edificação são: 32,2 m de comprimento por 10,7 m de largura. Observa-se então que o edifício estudado possui uma de suas dimensões significativamente superior a outra, tornando o lado maior, o comprimento, o pior caso para as análises estáticas e dinâmicas, pois há uma maior incidência do carregamento do vento. Para este estudo, nos seis modelos, foram adotados um concreto estrutural com resistência à compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) igual a 28,16 GPa, coeficiente de Poisson (n) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Para o cálculo das cargas de alvenaria, considerou-se o usual de projeto, aplicando-se cargas lineares em todas as vigas. Em seguida, para as lajes de todos os pavimentos, foram aplicadas cargas permanentes e acidentais apropriadas ao uso residencial.

Com relação às variações nos modelos estruturais, foram estudadas seis situações distintas de projeto, alternando-o em três tipos de apoio da estrutura: apoio simples (indeslocáveis), bloco sobre estacas e bloco sobre estacas com vigas de travamento. Para cada tipo de apoio foram consideradas duas opções, com ou sem a modelagem computacional simplificada da rigidez das alvenarias, totalizando seis modelos estruturais (ME-I ao ME-VI). Como houve alteração apenas dos tipos de apoio, o pavimento tipo mantém-se inalterado para todos os modelos. A seguir, a Figura 6 exibe a planta estrutural do pavimento tipo dos modelos estruturais (ME-I ao ME-VI). Em seguida, a Figura 7 exibe uma perspectiva deste pavimento.

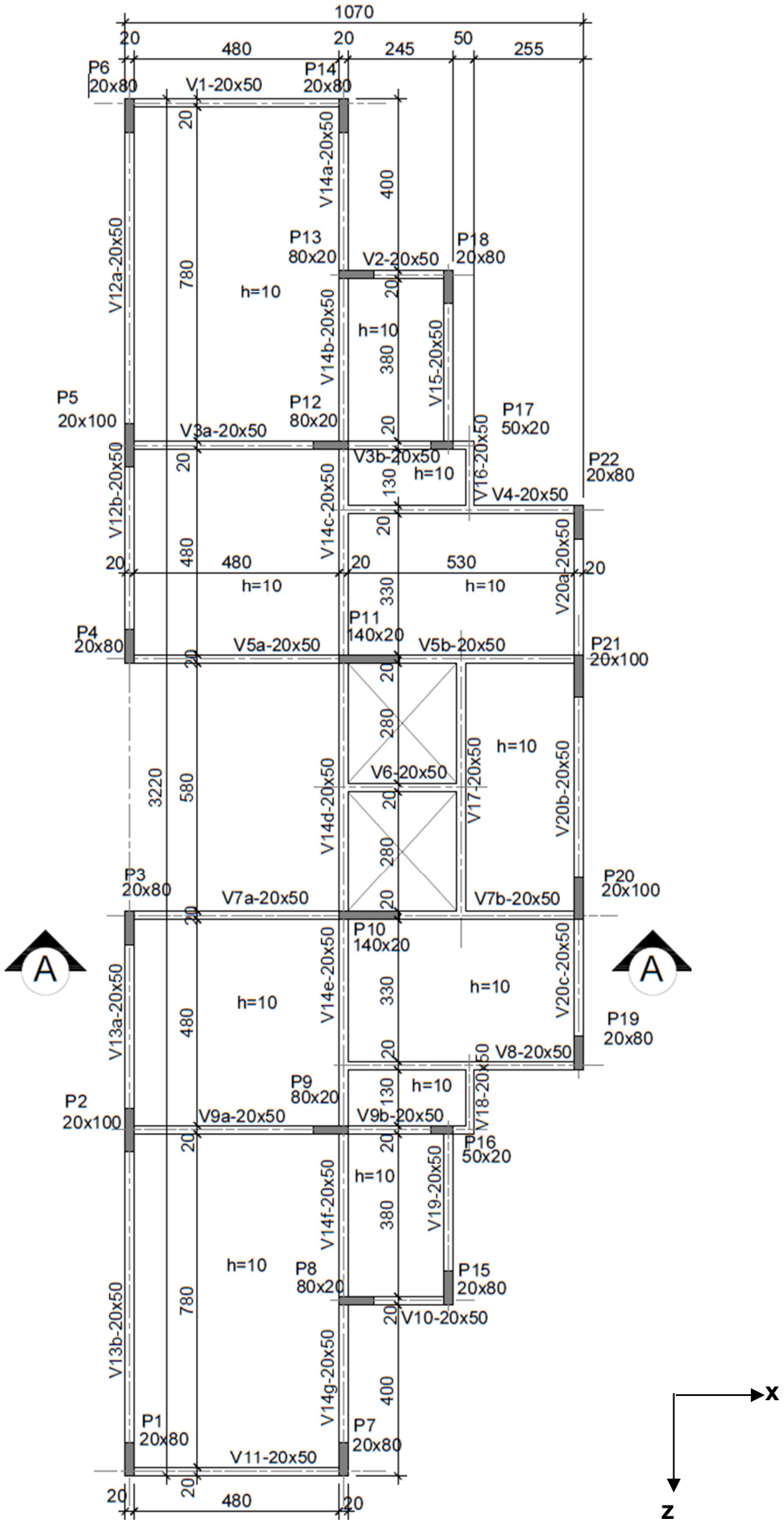


Figura 6 - Planta estrutural do pavimento tipo para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI (medidas em centímetro) (Wordell, 2004)

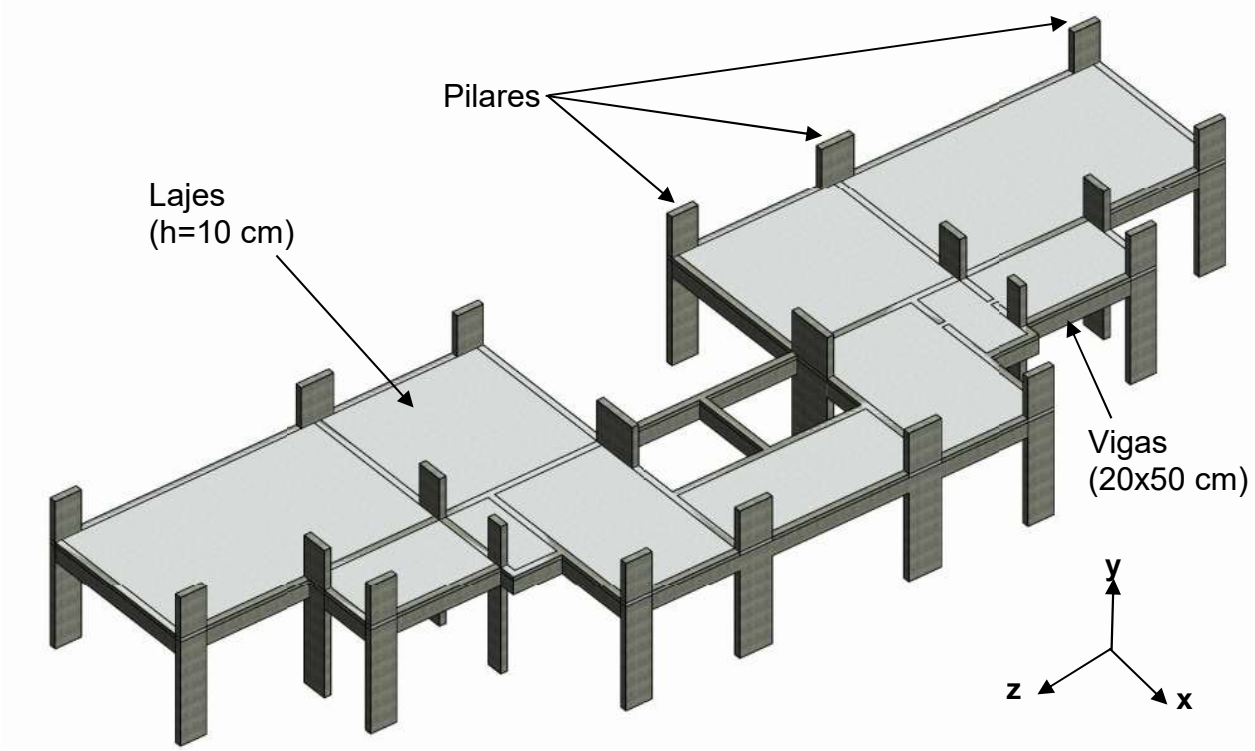


Figura 7 - Perspectiva do pavimento tipo para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI

Conforme observado na Figura 7, a estrutura é aporticada, composta por vigas de dimensões de 20 cm de largura e 50 cm de altura. Todas as lajes do edifício apresentam altura de 10 cm. A Tabela 4 aponta as propriedades geométricas dos pilares. A Figura 8 ilustra o corte do modelo estrutural ainda sem a variação dos apoios da fundação.

Tabela 4 - Propriedades geométricas dos pilares.

Pilares	Dimensão (cm)	
	X	Z
P1 ; P3 ; P4 ; P6 ; P7 ; P14 ; P15 ; P18 ; P19 ; P20 ;P21 ; P22 ;	20	80
P2 ; P5	20	100
P8 ; P9 ; P12 ; P13	80	20
P10 ; P11	140	20
P16 ; P17	50	20

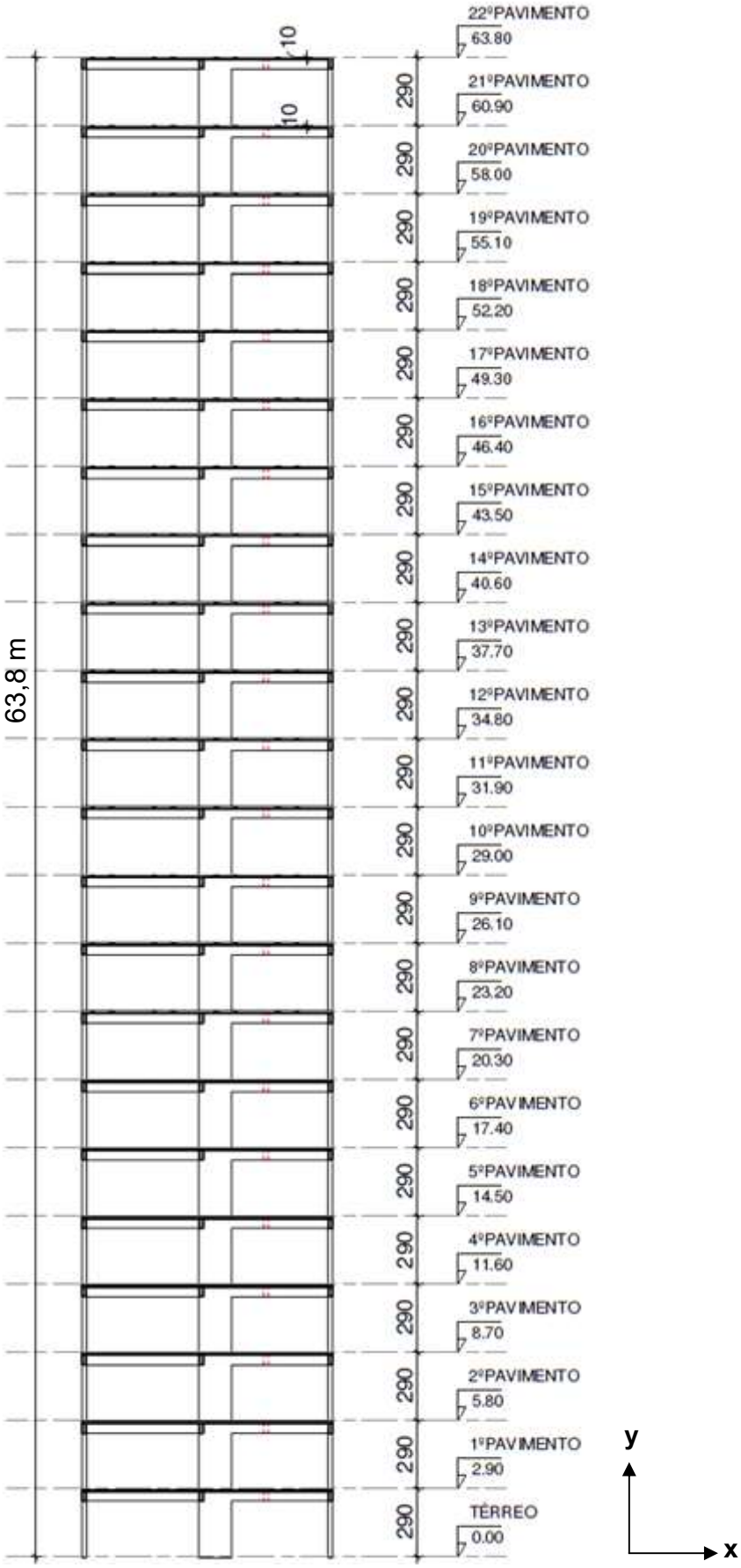


Figura 8 - Corte AA para os modelos estruturais ME-I ao ME-VI (medidas em centímetro)

3.2 Interação solo - estrutura

Os escritórios de cálculo estrutural, no Brasil e no mundo, normalmente desconsideram a interação solo-estrutura na obtenção dos esforços atuantes nos elementos estruturais, ou seja, o cálculo é baseado na hipótese de que os apoios são indeslocáveis, o que na realidade não ocorre.

A partir da afirmação acima é possível constatar que os recalques são estimados isoladamente para cada elemento de fundação, através da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de forma independente dos demais. Assim sendo, essa metodologia estabelece uma independência fictícia entre o solo de fundação e a estrutura, desprezando os efeitos provocados nesta última, em razão da deformação do solo (Borges, 2009).

Em virtude da real dependência existente, discute-se a modelagem numérica desse problema. A estrutura e os elementos de fundação têm solução, embora seja de complexidade elevada. Isso se explica devido ao solo ser um elemento complexo, em razão da variabilidade de características em que é encontrado na natureza, a exemplo da heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além dos efeitos da variação da quantidade de água presente em sua constituição. Portanto, o conhecimento da resposta do solo quando submetido a forças externas constitui um fator de fundamental importância na análise de problemas de interação solo-estrutura. Essa avaliação da resposta é feita da mesma forma que a estrutura, com base nas relações tensão-deformação, que constituem a descrição matemática das propriedades mecânicas dos materiais (Borges, 2009).

Além do modelo de apoios usuais, indeslocáveis, também serão realizados modelos para simular a interação solo-estrutura. Para tal, neste trabalho de pesquisa, será implantada uma fundação com blocos sobre estacas raíz em concreto armado. A estaca possui diâmetro de 41 cm, com o concreto estrutural de resistência à compressão (f_{ck}) igual a 35 MPa, módulo de elasticidade secante (E_{cs}) igual a 28,1 GPa, coeficiente de Poisson (n) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. A Tabela 5 representa a capacidade de carga das estacas pelo método de Aoki-Velloso (1975), de acordo com a dimensão da estaca e o perfil do terreno. As fórmulas e as metodologias utilizadas para o cálculo da capacidade de carga das estacas encontram-se no APÊNDICE A.

Tabela 5 – Perfil do terreno e capacidade de carga da estaca

Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	$\frac{Qtotal}{F.S.}$ (kN)
1	8	Argila	200	6,0	96	0	96	48
2	8	Argila	200	6,0	96	52	148	74
3	8	Argila	200	6,0	96	103	199	100
4	8	Argila	200	6,0	96	155	251	125
5	10	Argila	200	6,0	120	219	339	169
6	13	Argila	200	6,0	156	303	459	229
7	15	Argila	200	6,0	180	399	579	290
8	16	Argila	200	6,0	192	502	694	347
9	17	Argila	200	6,0	204	612	816	408
10	20	Argila	200	6,0	240	741	981	490
11	21	Argila	200	6,0	252	876	1128	564
12	23	Argila	200	6,0	276	1024	1300	650
13	26	Argila	200	6,0	312	1191	1504	752
14	31	Argila	200	6,0	372	1391	1763	882
15	33	Argila	200	6,0	396	1604	2000	1000
16	42	Argila	200	6,0	504	1874	2378	1189
17	47	Argila	200	6,0	564	2177	2741	1370
18	52	Argila	200	6,0	624	2512	3136	1568
19	58	Argila	200	6,0	696	2885	3581	1791
20	60	Argila	200	6,0	720	3272	3992	1996

A partir da Tabela 5, que ilustra o perfil do terreno de acordo com a sondagem do solo adotada didaticamente pelo autor, foi verificado que a profundidade ideal para cada estaca é de 20m, devido às características do terreno. Após encontrada a profundidade ideal, utilizou-se a metodologia de Aoki-Velloso (1975) para calcular a capacidade de carga para cada estaca que é de 1996kN, conforme também observa-se na Tabela 5.

A seguir, são apresentadas as duas piores combinações de estado limite de serviço para o cálculo das reações de apoio em cada pilar, da edificação em estudo. O cálculo das cargas estáticas de vento, das cargas permanentes e da sobrecarga, serão abordados detalhadamente no capítulo cinco.

- Combinação 1: 1,0 Peso Próprio (PP) + 1,0 Carga Permanente (CP) + 1,0 Sobrecarga (SC) + 1,0 Vento incidindo na direção do eixo X+
- Combinação 2: 1,0 Peso Próprio (PP) + 1,0 Carga Permanente (CP) + 1,0 Sobrecarga (SC) + 1,0 Vento incidindo na direção do eixo X-

A Tabela 6 exibe as reações de apoio para cada pilar, nas duas combinações, e o tipo de bloco sobre estacas a ser utilizado. O tipo de bloco será definido em razão da capacidade de carga de cada estaca e da maior carga dentre as duas combinações. Ressaltando que a carga para cada estaca não pode ultrapassar 1996kN, conforme citado anteriormente.

Tabela 6 – Reações de apoio e tipo de bloco sobre estacas

Pilar	Reações de Apoio (kN)		Tipo de Bloco
	Combinação 1	Combinação 2	
P6	1862	3368	Bloco com 2 estacas
P14	2398	1863	Bloco com 2 Estacas
P5	2534	5216	Bloco com 4 Estacas
P18	3534	724	Bloco com 2 Estacas
P22	3070	956	Bloco com 2 Estacas
P4	1522	3596	Bloco com 2 Estacas
P21	3910	1608	Bloco com 2 Estacas
P20	3910	1608	Bloco com 2 Estacas
P3	1522	3596	Bloco com 2 Estacas
P19	3070	956	Bloco com 2 Estacas
P2	2534	5216	Bloco com 4 Estacas
P15	3534	724	Bloco com 2 Estacas
P1	1862	3369	Bloco com 2 Estacas
P7	2398	1862	Bloco com 2 Estacas
P13	1212	2691	Bloco com 2 Estacas
P12	1583	3303	Bloco com 2 Estacas
P17	3395	1154	Bloco com 2 Estacas
P11	3827	4466	Bloco com 4 Estacas
P10	3827	4466	Bloco com 4 Estacas
P9	1583	3304	Bloco com 2 Estacas
P16	3395	1154	Bloco com 2 Estacas
P8	1212	2691	Bloco com 2 Estacas

As Figuras 9 e 10, a seguir, expressam os detalhes dos blocos para duas e quatro estacas, respectivamente. A Figura 11 representa a planta de fundação da edificação com os tipos de blocos definidos conforme a Tabela 6. Além disso, foi elaborado outro desenho com as vigas de travamento (vigas de equilíbrio), Figura 12. Isso significa que serão analisados seis modelos estruturais para edificação: com apoio simples, com bloco sobre estacas e com bloco sobre estacas com vigas de travamento; todos os modelos com ou sem a modelagem computacional da rigidez das alvenarias.

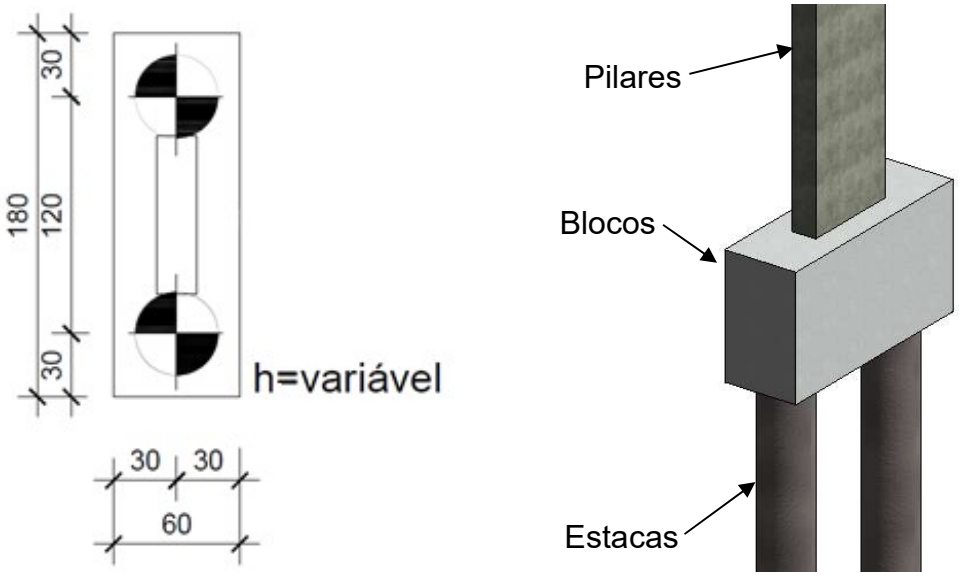


Figura 9 – Detalhe estrutural dos blocos de duas estacas (medidas em centímetro)

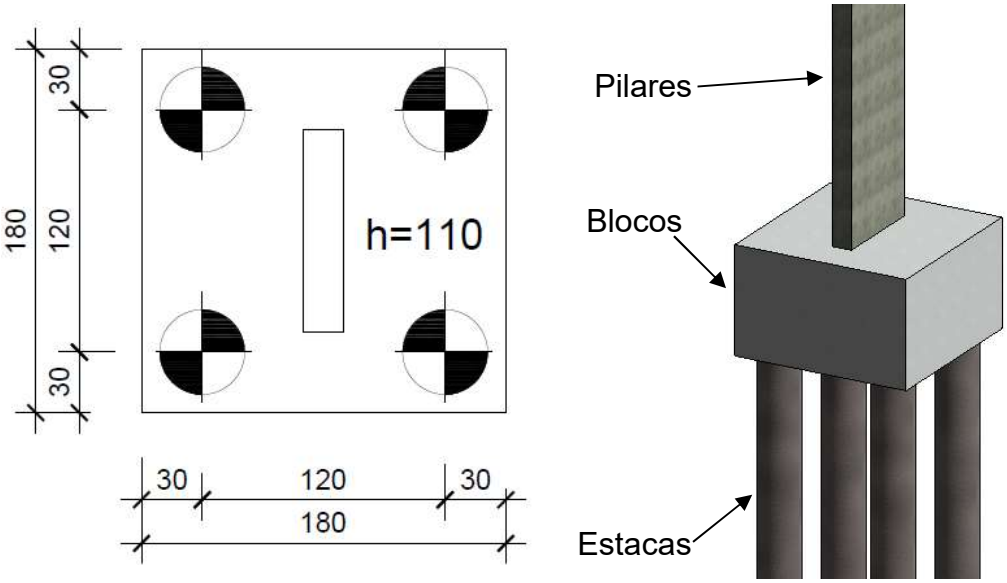


Figura 10 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas (medidas em centímetro)

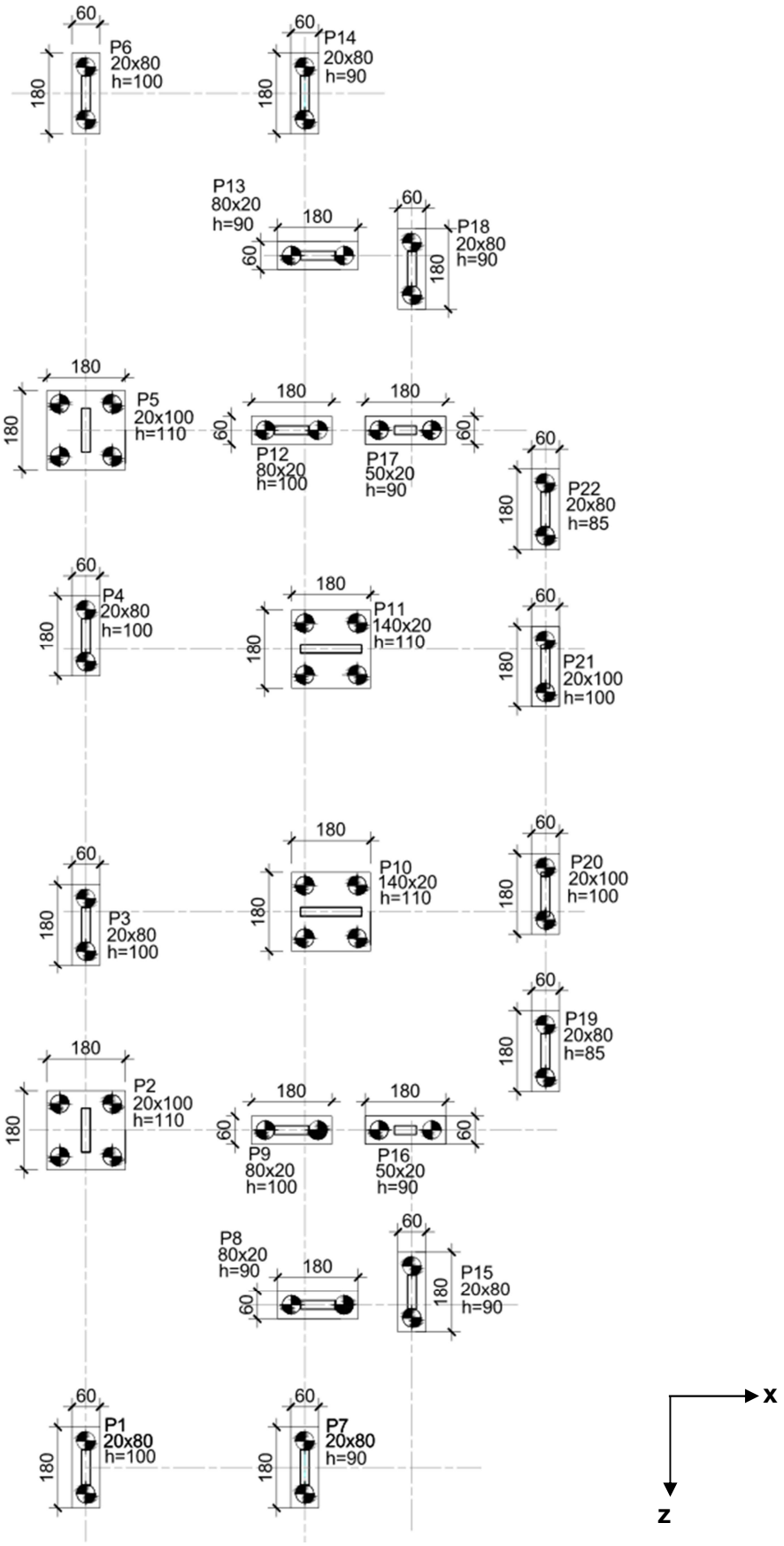


Figura 11 – Planta estrutural de fundação dos blocos sobre estacas (medidas em centímetro)

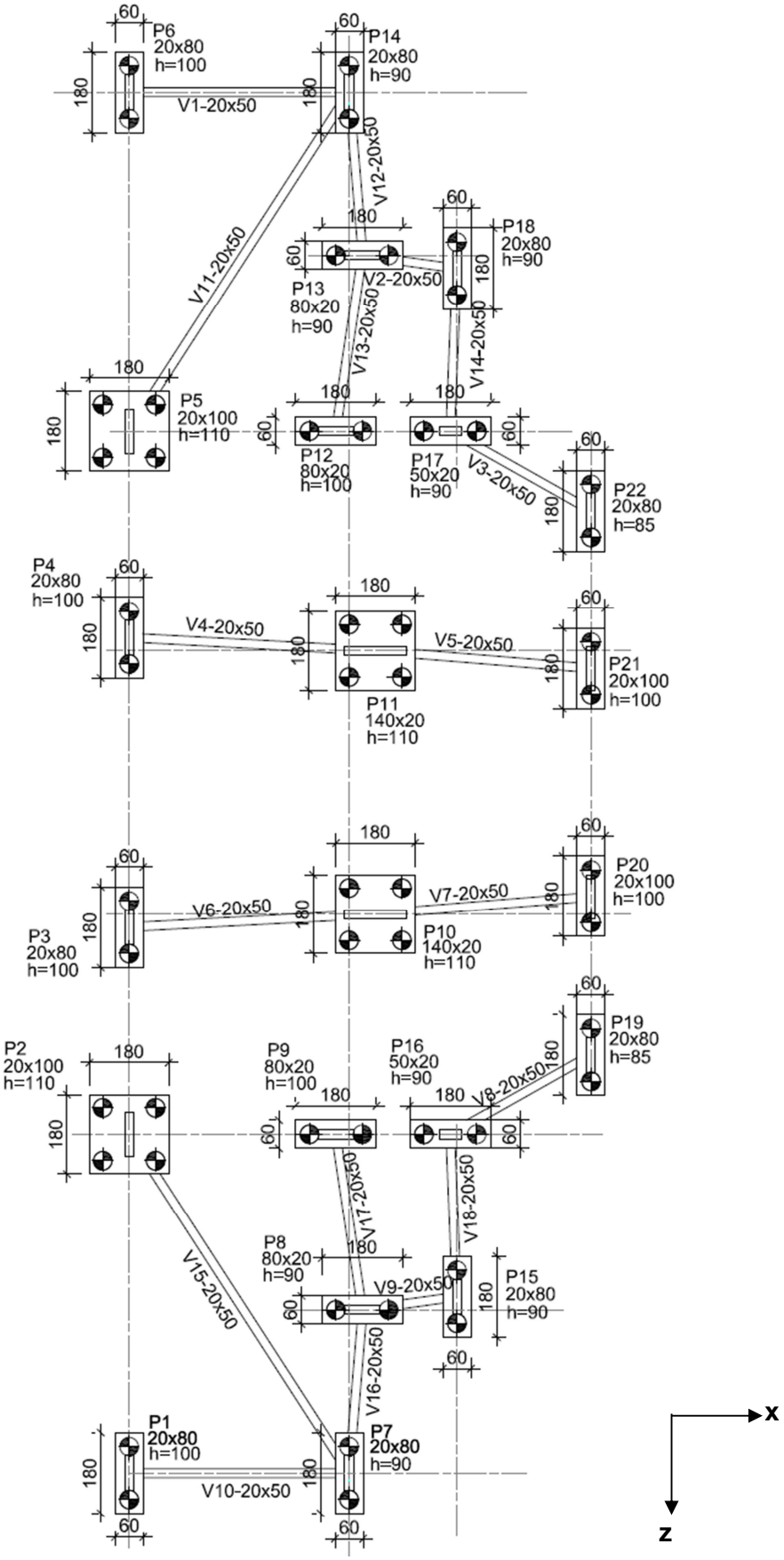


Figura 12 - Planta estrutural de fundação dos blocos sobre estacas com vigas de travamento (medidas em centímetro)

Para o dimensionamento da mola sobre as estacas, é utilizado o método mais usual para a consideração da interação solo-estrutura, que baseia-se nas hipóteses do modelo desenvolvido por Winkler em 1867. Nesta hipótese, o solo é simulado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear, admitindo que as cargas aplicadas na superfície geram deslocamentos somente no ponto de aplicação, ou seja, o efeito da continuidade do meio não é considerado. A rigidez das molas, designada pelo coeficiente de reação (k_v), apresentado na Equação 22, é definida como sendo a pressão (q) necessária para provocar um deslocamento unitário (y) (Mendonça, 2012).

$$k_v = \frac{q}{y} \tag{22}$$

O coeficiente de reação (k_v) não constitui uma propriedade do solo, mas está atrelado a diversos fatores como forma e dimensões da fundação, o tipo de construção e flutuações de carregamento. É possível determinar o coeficiente de reação (k_v) através de tabelas típicas, por meio de ensaios de placa e correlações com as propriedades elásticas do maciço de solo, ou ainda pelo recalque vertical estimado. A estrutura permanece apoiada sobre apoios elásticos capazes de transmitir translações nos eixos cartesianos proporcionais ao carregamento aplicado (Mendonça, 2012).

O modelo de Winkler é o mais utilizado para a simulação da interação solo-estrutura, embora não represente, na totalidade, a realidade física do problema. Uma desvantagem da hipótese de Winkler é que os deslocamentos de um ponto não são influenciados pelas tensões e forças de outros pontos no interior do solo. Além disso, o coeficiente de reação (k_v) depende das dimensões da fundação. Entretanto, ao contrário disso, o método tem sido muito empregado por ser relativamente simples e possuir correlações empíricas para a estimativa do módulo (Mendonça, 2012). A Tabela 7, a seguir, apresenta faixas de valores padronizadas para o coeficiente de reação vertical (k_v), para argilas e areias, onde (q_u) corresponde à resistência à compressão não drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata. A Tabela 8 apresenta os valores de coeficiente de reação vertical (k_v) para vários tipos de solo.

Segundo Terzaghi (1955), o coeficiente de reação horizontal (k_h) para estacas em solos coesivos (argilas) independe da profundidade da estaca, podendo ser determinado pela Equação 23, onde k_{s1} é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado e d_c representa a largura da coluna em metros. A Tabela 9 apresenta os valores típicos de k_{s1} para argilas pré-adensadas.

Tabela 7 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Tabela 8 - Valores de k_v em kN/m^3 (Mendonça, 2012)

Tipo de solo	k_v (kN.m^3)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila saturada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactada com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com areia compactada	200.000 a 250.000

$$k_h = \left(\frac{0{,}3048}{1{,}5 d_c} \right) k_{s1} \tag{23}$$

Tabela 9 - Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Consistência da argila	k_{s1}
Argila Rija	26486
Argila Muito Rija	52972
Argila Dura	105944

Para estacas em solos não coesivos (areia), admite-se que o coeficiente de reação horizontal (k_h) varia linearmente com a profundidade de acordo com a Equação 24, onde n_h é um parâmetro de rigidez para solos não coesivos, z_e é a profundidade da estaca e d_e a largura da estaca. A Tabela 10 mostra valores típicos de n_h obtidos por Terzaghi (1955), em função da densidade relativa do solo arenoso, sob condição seca e submersa.

$$k_h = n_h \frac{z_e}{d_e} \tag{24}$$

Tabela 10 - Valores típicos de n_h em kN/m³ (Terzaghi, 1955)

Densidade relativa	n_h (seca)	n_h (submersa)
Areia Fofa	2500	1500
Areia Média	7000	4500
Areia Densa	18000	11000

A partir dos valores do módulo de reação da base elástica (k_h) e da largura da coluna (d_c), determina-se o parâmetro de rigidez da fundação (k_0), que é definido pela Equação 25:

$$k_0 = k_h d_c \tag{25}$$

Borges (2009), em sua tese, apresenta uma metodologia para a avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado, considerando análises elásticas lineares e não lineares (físicas e geométricas), análises dinâmicas e a interação solo-estrutura.

A Figura 13 ilustra o perfil geotécnico do solo da fundação original referente ao edifício analisado. Como o objeto em estudo é de deslocamento horizontal da edificação, só será calculado o coeficiente de mola horizontalmente (k_h). A Tabela 11 apresenta os valores dos coeficientes de rigidez das molas que serão aplicadas nas estacas nas direções horizontais X e Z, representando assim o efeito da interação solo-estrutura.

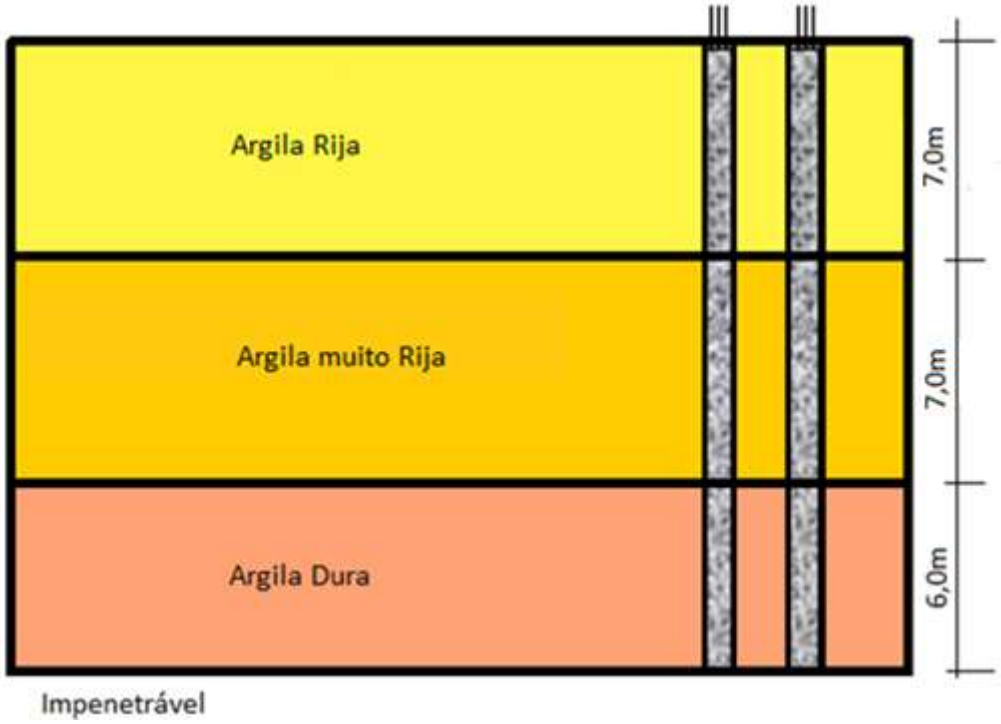


Figura 13 – Resumo do perfil geotécnico do solo

Tabela 11 - Coeficiente de rigidez das molas aplicadas nas estacas em kN/m²

Profundidade das estacas.(m)	K_x (MN/m²)	K_z (MN/m²)
0 m até 7 m	12,88	12,88
7 m até 14 m	25,77	25,77
14 m até 20 m	51,54	51,54

3.3 Modelagem das alvenarias

Os modelos numéricos desenvolvidos neste trabalho de pesquisa consideram os painéis de alvenaria como componentes estruturais, visto que contribuem para o enrijecimento global do edifício, o que pode influenciar diretamente no comportamento estrutural do edifício em análise.

Diferentemente de materiais como aço e concreto, a parede de alvenaria constitui-se de material não homogêneo, tornando complexa a análise do seu comportamento quando submetida a esforços, principalmente, no seu próprio plano. Com o objetivo de facilitar a compreensão desse comportamento, pesquisadores buscam determinar, através de técnicas de homogeneização, modelos numéricos com propriedades ortotrópicas equivalentes. As técnicas se resumem em desenvolver procedimentos que visam estabelecer o módulo de elasticidade equivalente da alvenaria e utilizá-los em modelos contínuos de elementos planos, Moreira (2002).

Em 2002, Moreira (2002) estudou a contribuição das alvenarias no que diz respeito ao enrijecimento global da estrutura, através de modelo simplificado para representar as características estáticas e dinâmicas das alvenarias por meio de diagonais equivalentes. Moreira (2002) deduziu um modelo analítico em que a rigidez imposta por diagonais produza efeito de travejamento ao que seria imposto pelo painel de alvenaria, conforme ilustrado na Figura 14.

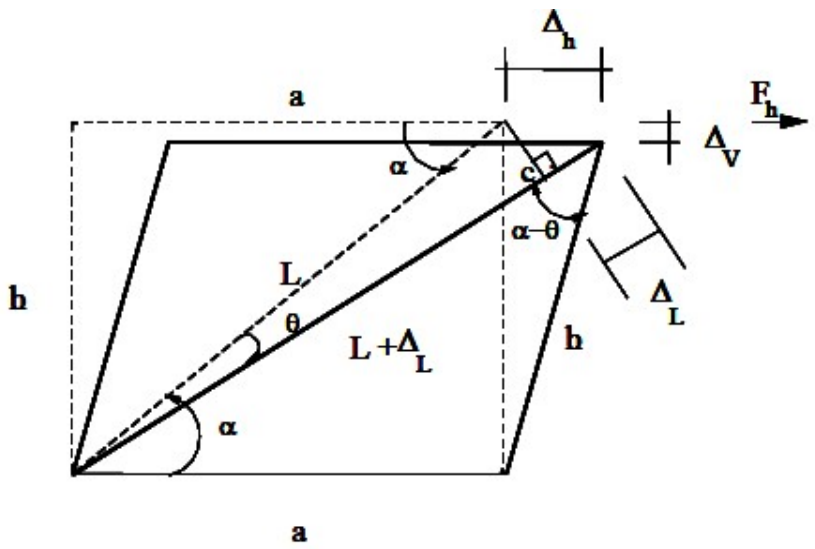


Figura 14 - Painel elementar com uma diagonal [Moreira (2002)]

Moreira (2002) desenvolveu dois modelos numéricos de painéis de alvenaria constituídos por lajotas cerâmicas: um painel sem abertura (porta) e outro com abertura, sujeitos às condições de vinculação e carregamento, conforme Figura 15. Adotou-se altura 3,0 m (h = 3,0 m), espessura da alvenaria de 0,15 m (e = 0,15 m) e comprimento do painel (a) variável. Moreira (2002) construiu, a partir de dez modelos em elementos finitos de casca, as curvas de módulo de elasticidade transversal (G) para os painéis com e sem abertura, de acordo com a Figura 16.

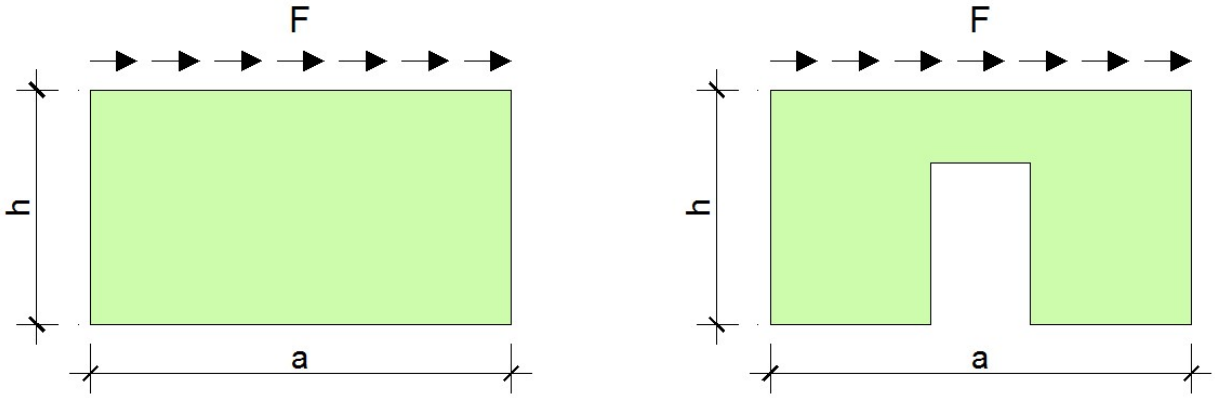


Figura 15 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento [Moreira (2002)].

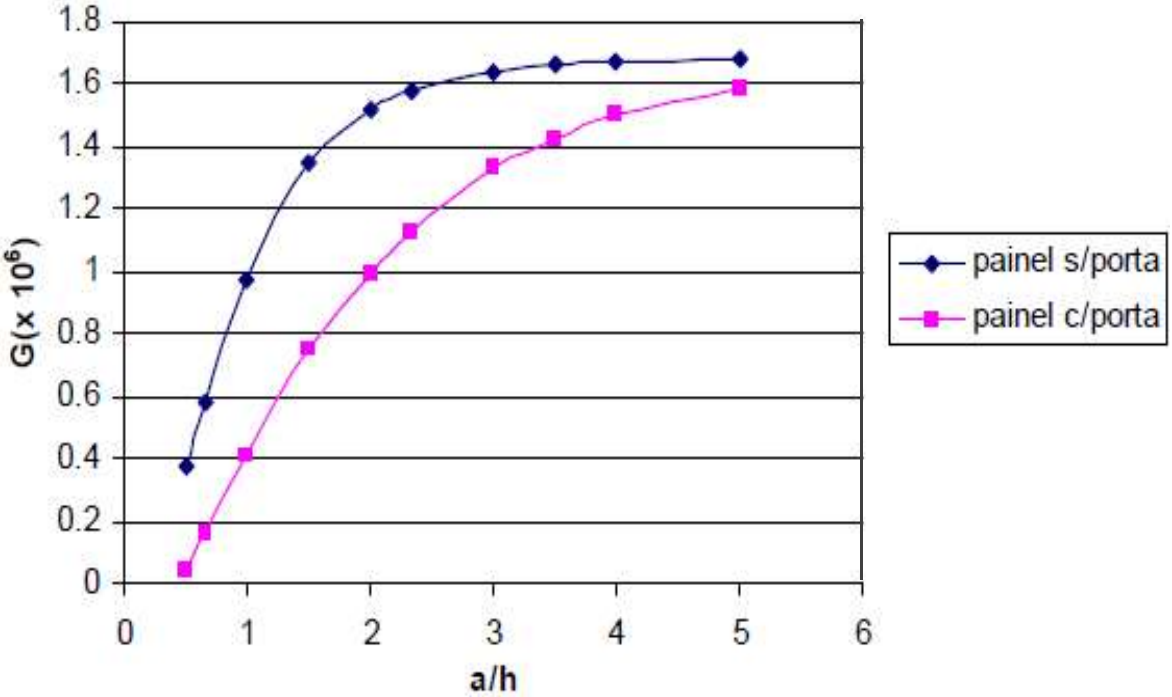


Figura 16 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) [Moreira (2002)]

Um modelo simplificado é utilizado para a determinação das propriedades da diagonal equivalente, no que diz respeito às diagonais representativas dos painéis de alvenaria, em função da geometria dos mesmos. Assim sendo, a área da seção transversal das diagonais equivalentes, representativa dos painéis de alvenaria do edifício, é expressa pela equação:

$$A_a = \frac{k_{diag}}{E_{conc}} \frac{L}{\cos^2\left(\alpha - \frac{sen\alpha}{L + \cos\alpha}\right)} \tag{26}$$

A rigidez das diagonais equivalentes (k_{diag}) é definida por:

$$k_{diag} = G\frac{a\,e}{h} \tag{27}$$

Onde E_{conc} representa o módulo de elasticidade do concreto. As grandezas a, e, h representam, respectivamente, a largura, a espessura e a altura do painel de alvenaria e G é o módulo de elasticidade transversal. Os valores do módulo de elasticidade transversal (G) são obtidos de acordo com a Figura 16.

Através da Teoria da Elasticidade, pode-se obter o módulo de elasticidade transversal (G) em função do módulo de elasticidade longitudinal (E) e do coeficiente de Poisson (υ), conforme a equação:

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{28}$$

Ao considerar a pesquisa de Moreira (2002) sobre alvenaria citada anteriormente, na qual adota de forma simplificada que a alvenaria é um material isotrópico, são obtidas as áreas das diagonais equivalentes para os painéis de alvenaria referentes aos modelos estruturais propostos neste estudo.

A Figura 17 ilustra a planta de arquitetura do edifício em análise, com a representação gráfica de portas e janelas para o dimensionamento da rigidez equivalente das alvenarias. A Tabela 12 apresenta os valores obtidos das áreas das diagonais equivalentes calculadas seguindo os dados coletados na planta de arquitetura e a partir da pesquisa de Moreira (2002).

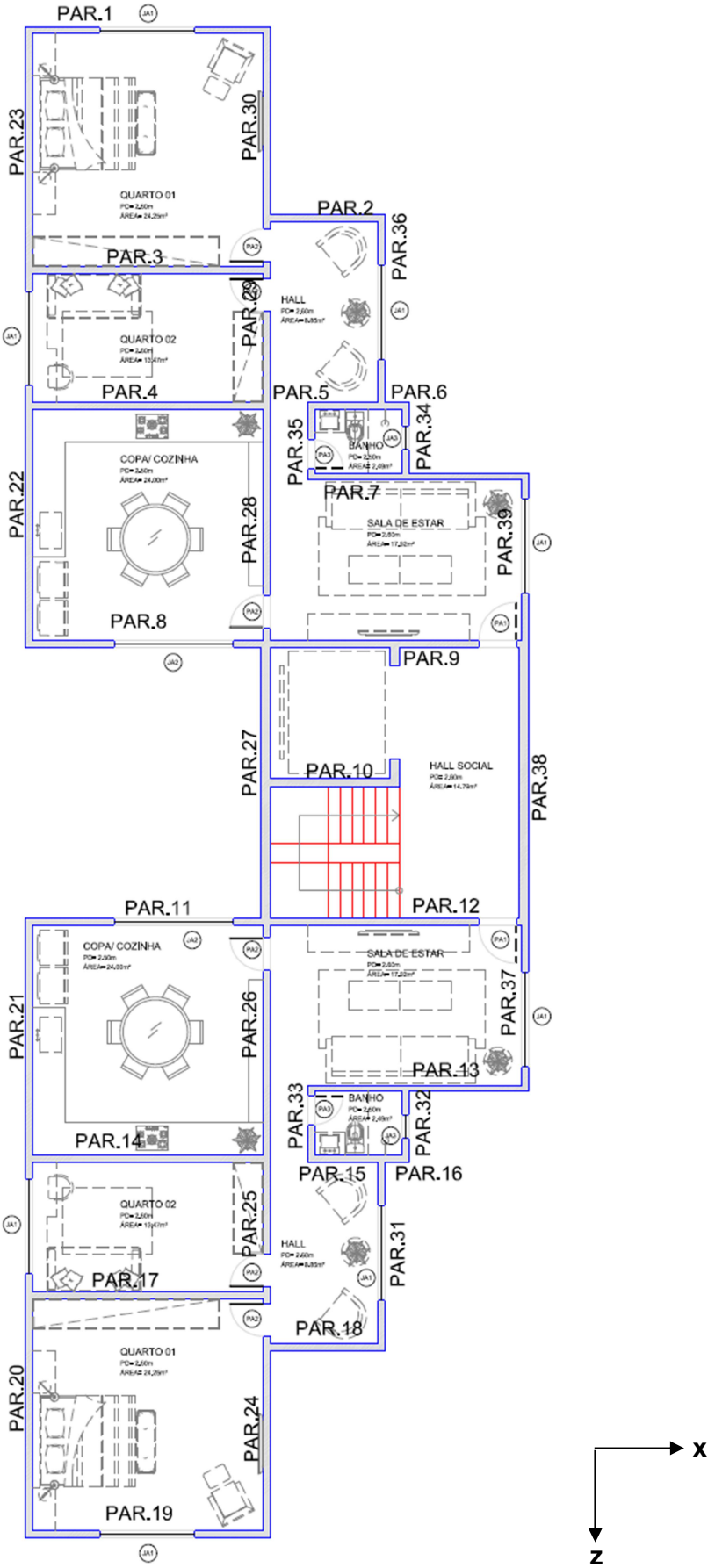


Figura 17 – Arquitetura da edificação em estudo

Tabela 12 - Áreas das diagonais equivalentes

Parede	Tipo de painel	h (m)	a (m)	a/h	e (m)	E_{conc} (kN/m²) x10^7	G (kN/m²) x10^6	Área Equivalente (m²)
Par.1=PaR.19	c/ porta	2,4	4,8	2,00	0,15	2,81	1,00	0,067
Par.2=PaR.18	s/ porta	2,4	1,65	0,68	0,15	2,81	0,74	0,014
Par3=Par17	s/ porta	2,4	4,20	1,75	0,15	2,81	1,45	0,080
Par4=Par14	s/ porta	2,4	4,20	1,75	0,15	2,81	1,45	0,080
Par5=Par15	s/ porta	2,4	1,95	0,81	0,15	2,81	1,45	0,032
Par6=Par16	s/ porta	2,4	0,50	0,20	0,15	2,81	0,00	0,000
Par7=Par13	s/ porta	2,4	5,30	2,20	0,15	2,81	1,55	0,122
Par8=Par11	s/ porta	2,4	4,80	2,00	0,15	2,81	1,52	0,102
Par9=Par12	c/ porta	2,4	4,10	1,70	0,15	2,81	0,85	0,045
Par10	s/ porta	2,4	2,55	1,06	0,15	2,81	1,05	0,030
Par20=Par23	c/ porta	2,4	6,80	2,83	0,15	2,81	1,25	0,150
Par21=Par22	c/ porta	2,4	3,80	1,58	0,15	2,81	0,80	0,038
Par24=Par30	s/ porta	2,4	3,20	1,33	0,15	2,81	1,25	0,047
Par25=Par29	s/ porta	2,4	3,80	1,58	0,15	2,81	0,80	0,038
Par26=Par28	c/ porta	2,4	4,80	2,00	0,15	2,81	1,00	0,067
Par27	s/ porta	2,4	5,80	2,41	0,15	2,81	1,60	0,146
Par31=Par36	c/ porta	2,4	3,20	1,33	0,15	2,81	0,65	0,025
Par32=Par34	c/ porta	2,4	1,35	0,56	0,15	2,81	0,15	0,003
Par33=Par35	c/ porta	2,4	1,35	0,56	0,15	2,81	0,15	0,003
Par37=Par39	c/ porta	2,4	2,70	1,12	0,15	2,81	0,45	0,014
Par38	s/ porta	2,4	4,20	1,75	0,15	2,81	1,45	0,080

3.4 Resumo dos modelos estruturais

A Tabela 13 representa as descrições dos resumos dos modelos estruturais em estudo. Os modelos estruturais ME-I e ME-II possuem apoios simples, indeslocáveis, diferenciados apenas pelo emprego da rigidez das alvenarias. ME-III e ME-IV, possuem fundações com blocos sobre estacas, simulando a interação solo-estrutura e divergem quanto a aplicação, ou não, da rigidez das alvenarias. Por fim, os modelos estruturais ME-V e ME-VI, além de terem apoios sobre estacas, apresentam também vigas de travamento entre os blocos. Estas vigas de travamento são uma pratica usal de projeto quando temos blocos de duas estacas, pois as estacas quando cravadas podem ficar excêntricas e criar momentos não previstos. Para isto usa-se as vigas de travamento, simulando a realidade de projeto. Nestes modelos será possível analisar também se as vigas de travamento irão influenciar na rigidez global da estrutura. Assim como os demais modelos descritos, ME-V e ME-VI, diferenciam-se pela utilização ou não da rigidez das alvenarias.

As Figuras 18, 19 e 20 exibem as perspectivas e cortes de cada modelo estudado para comparação dos diferentes tipos de apoio analisados. Em seguida a Figura 21 exibe, de forma ampliada, um detalhe em perspectiva do bloco sobre as estacas e as vigas de travamento da fundação.

Tabela 13 - Características de cada modelo.

Modelos	Alvenaria	Tipo de apoio da estrutura	Pé direito (m)	Altura total (m)
ME-I	Sem rigidez das alvenarias	Apoio simples	2,9m	63,8m
ME-II	Com rigidez das alvenarias			
ME-III	Sem rigidez das alvenarias	Apoio com blocos sobre estacas	2,9m	63,8m
ME-IV	Com rigidez das alvenarias			
ME-V	Sem rigidez das alvenarias	Apoio com blocos sobre estacas e vigas de travamento	2,9m	63,8m
ME-VI	Com rigidez das alvenarias			

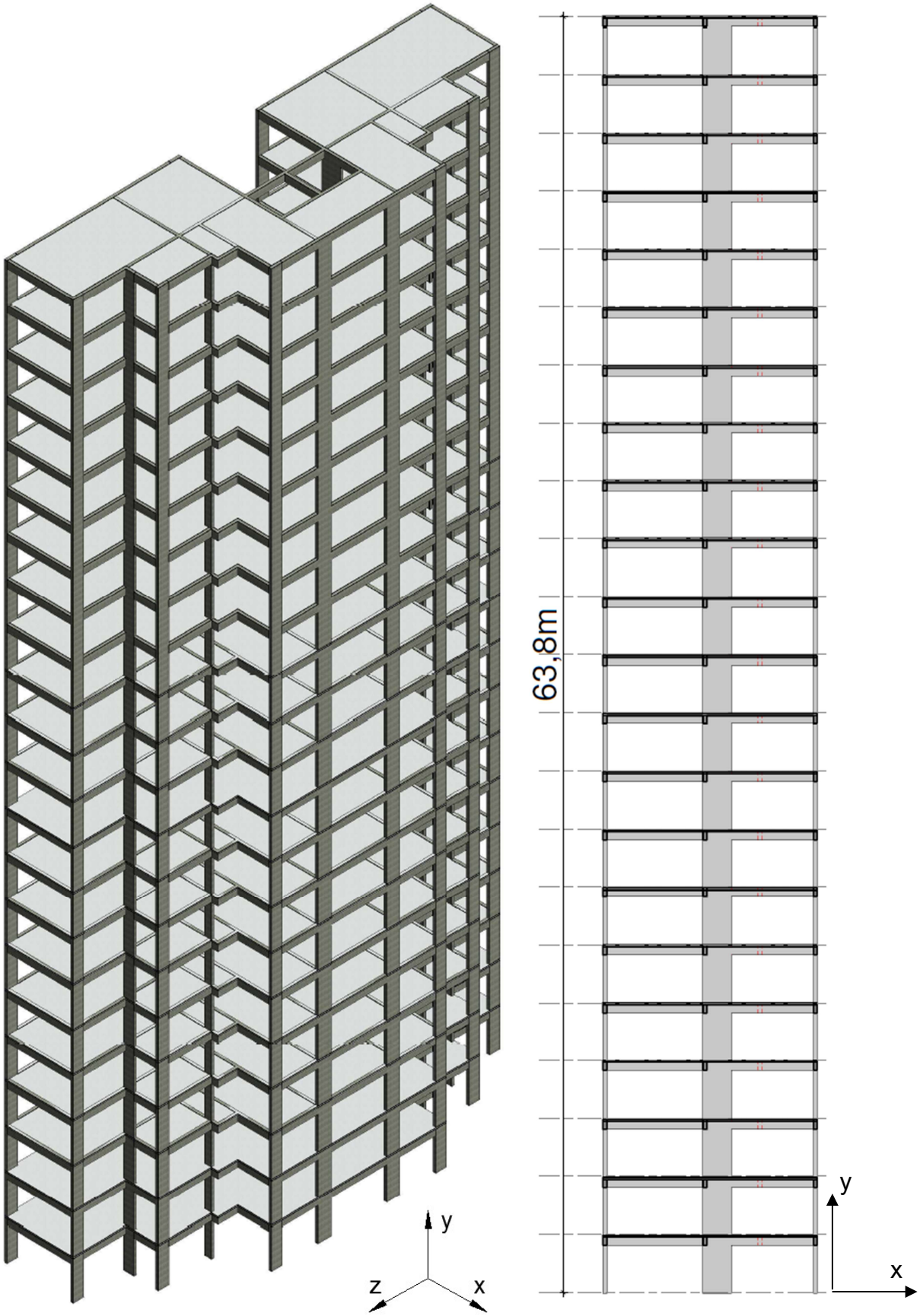


Figura 18 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-I e ME-II

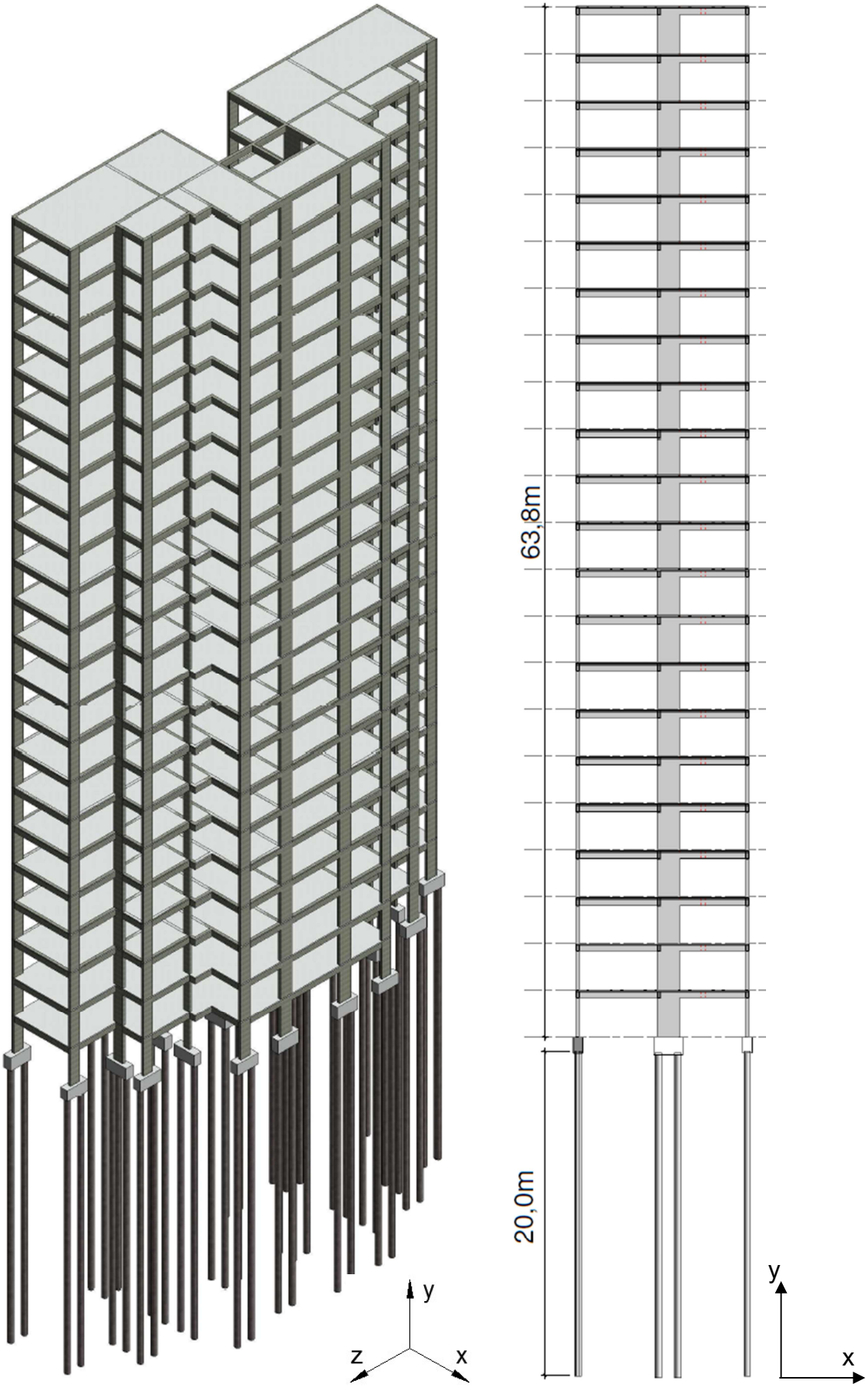


Figura 19 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-III e ME-IV

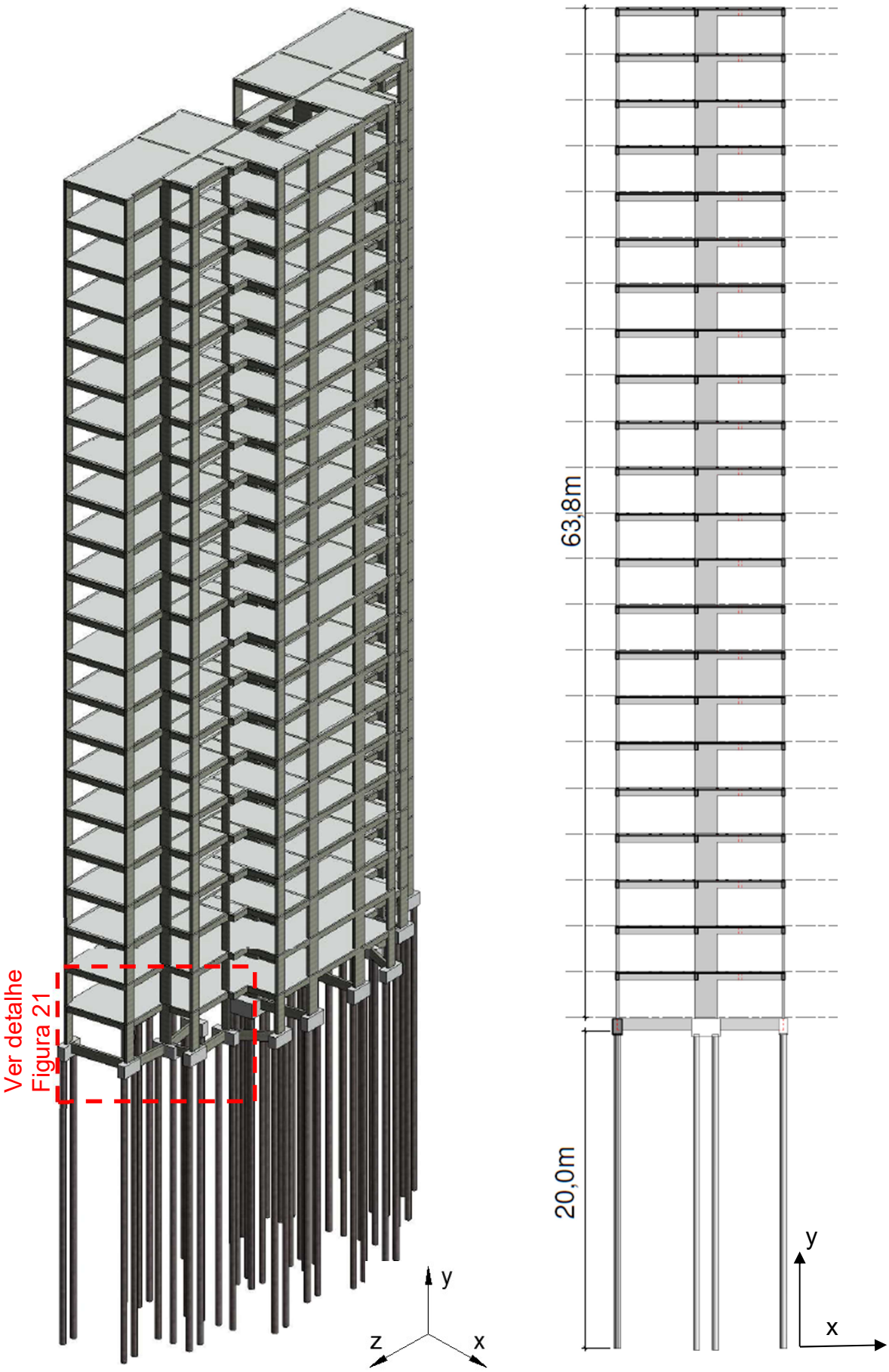


Figura 20 – Perspectiva e corte para os modelos estruturais ME-V e ME-VI

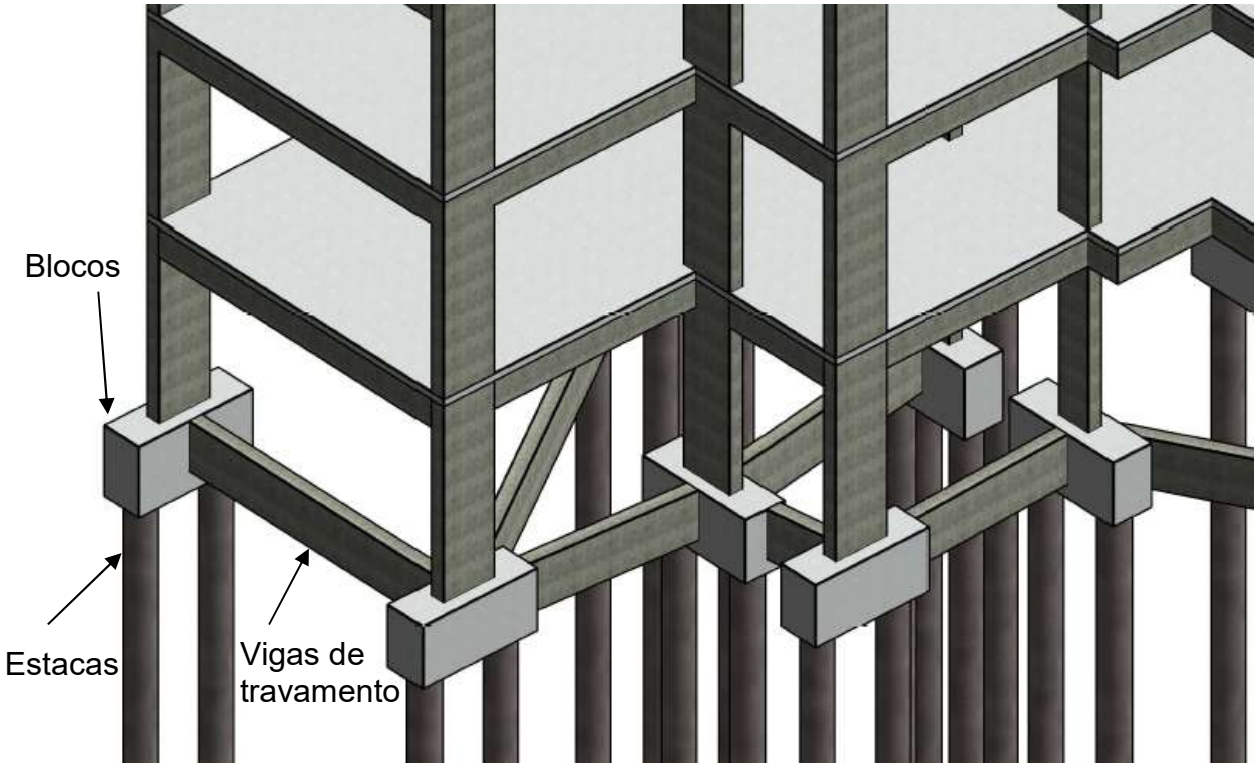


Figura 21 – Perspectiva dos blocos e vigas de travamento da fundação

Neste capítulo foram descritos os modelos estruturais investigados no presente estudo, explicando suas principais características e os materiais empregados. Também foram definidos os coeficientes de mola que simulam o efeito da interação solo-estrutura e o dimensionamento das diagonais equivalentes que servirá para simular a rigidez das alvenarias nestes sistemas estruturais. O capítulo quatro revelará a modelagem numérica das estruturas investigadas neste estudo, utilizando o método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional ANSYS (2007). Os modelos numéricos são necessários para a avaliação da resposta dinâmica dos edifícios.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo é apresentado o processo de modelagem numérico-computacional dos sistemas estruturais abordados no capítulo anterior. Os modelos computacionais são necessários para a avaliação do comportamento estrutural dos edifícios investigados no presente trabalho de pesquisa. São abordadas a discretização em elementos finitos das estruturas investigadas e as condições de contorno.

4.1 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados

Na atualidade, tem se tornado cada vez mais comum a representação de modelos estruturais reais por meio de modelos numérico computacionais. O emprego de métodos numéricos, associado à ferramenta computacional, tem permitido a solução de problemas complexos de engenharia que envolvem um elevado número de variáveis, bem como uma grande quantidade de dados, em tempo reduzido.

Em razão disso, o método dos elementos finitos deixou de ser apenas mais um método numérico restrito ao uso acadêmico para se tornar uma metodologia corrente de análise e projeto, empregado em diversas áreas de conhecimento, respaldado pelo emprego de programas computacionais, como o ANSYS (2007). Hoje em dia, o programa ANSYS (2007) é utilizado correntemente nas diversas áreas da engenharia, em análises estruturais, de tensões, campos eletromagnéticos, transmissão de calor, mecânica dos solos, escoamento de fluidos, acústica e biomecânica.

No presente capítulo são abordadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, através do emprego desse programa computacional. As técnicas de discretização utilizadas tiveram a intenção de modelar fielmente o sistema estrutural composto por elementos em concreto armado.

As vigas, colunas e estacas em concreto são representadas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. Para tal, usa-se o elemento finito BEAM44, que possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nas direções x, y e z. Este elemento permite a utilização de diferentes geometrias nas extremidades opostas da barra. A orientação

do elemento vai do nó I para o nó J, sendo esse eixo o x. Os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal. A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centroide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo. Essa excentricidade deve ser considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais da estrutura.

A laje em concreto é simulada por meio de elementos finitos de casca. Para tal simulação foi usado o elemento finito SHELL63, que é definido por quatro nós. O elemento tem seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x, y e z. As Figuras 22 e 23 ilustram os elementos finitos de BEAM44 e SHELL 63, respectivamente.

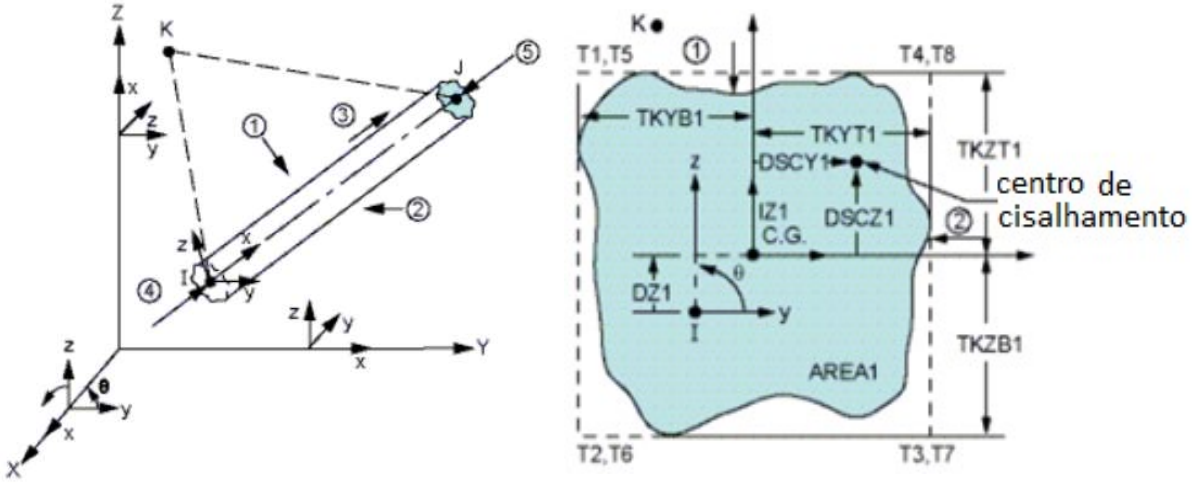


Figura 22 - Elemento finito tridimensional BEAM44.

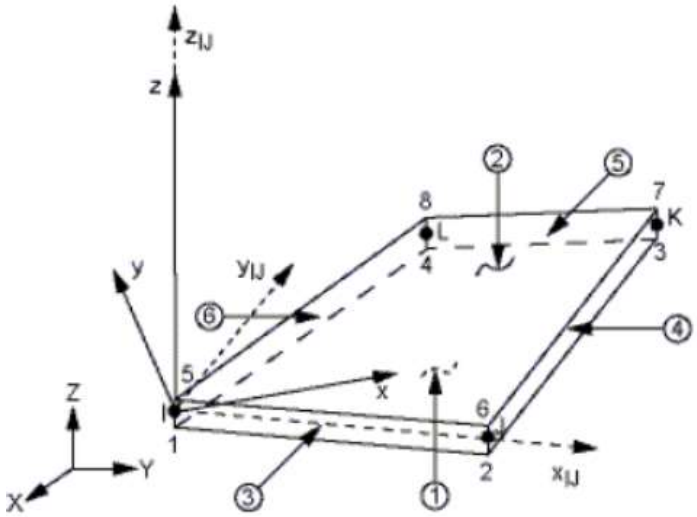


Figura 23 - Elemento finito SHELL63

A Figura 24, apresenta o elemento LINK8, o qual simulará as diagonais equivalentes das alvenarias. Este elemento é definido por dois nós e três graus de

liberdade por nó. Em seguida para simulação do bloco sobre estacas em concreto foi usado o elemento finito SOLID45, que é definido por oito nós. O elemento tem três graus de liberdade por nó, sendo eles de translação nas direções x, y e z. A Figura 25 apresenta o elemento finito SOLID45.

Considera-se que, na modelagem, os materiais trabalham no regime linear-elástico e que as seções permanecem planas no estado deformado. A compatibilidade de deformação entre os nós dos elementos de viga e os elementos de placa são empregadas por conexões do tipo “off-set” na ligação entre as lajes e vigas de concreto armado. Para o correto funcionamento da conexão do tipo “off-set” é necessária a consideração da excentricidade (e), de acordo com a Figura 26.

Figura 24 – Elemento finito de treliça espacial LINK8

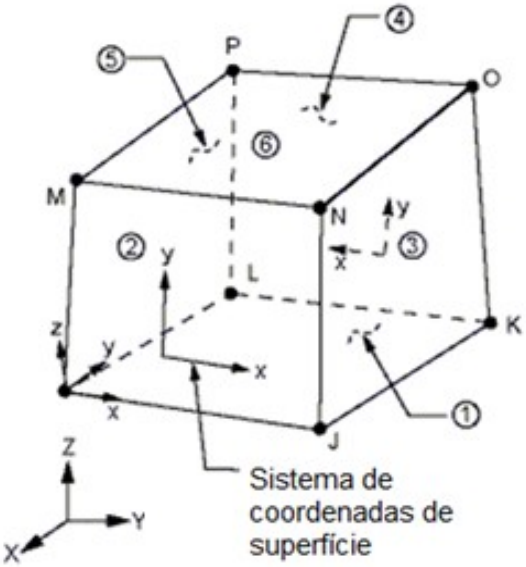


Figura 25 – Elemento finito SOLID45

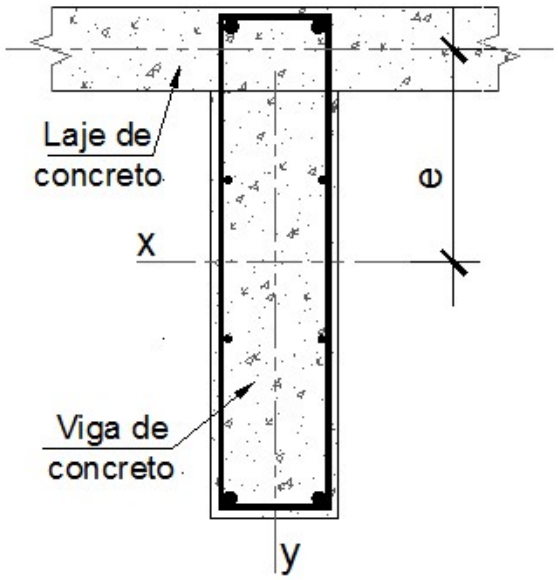
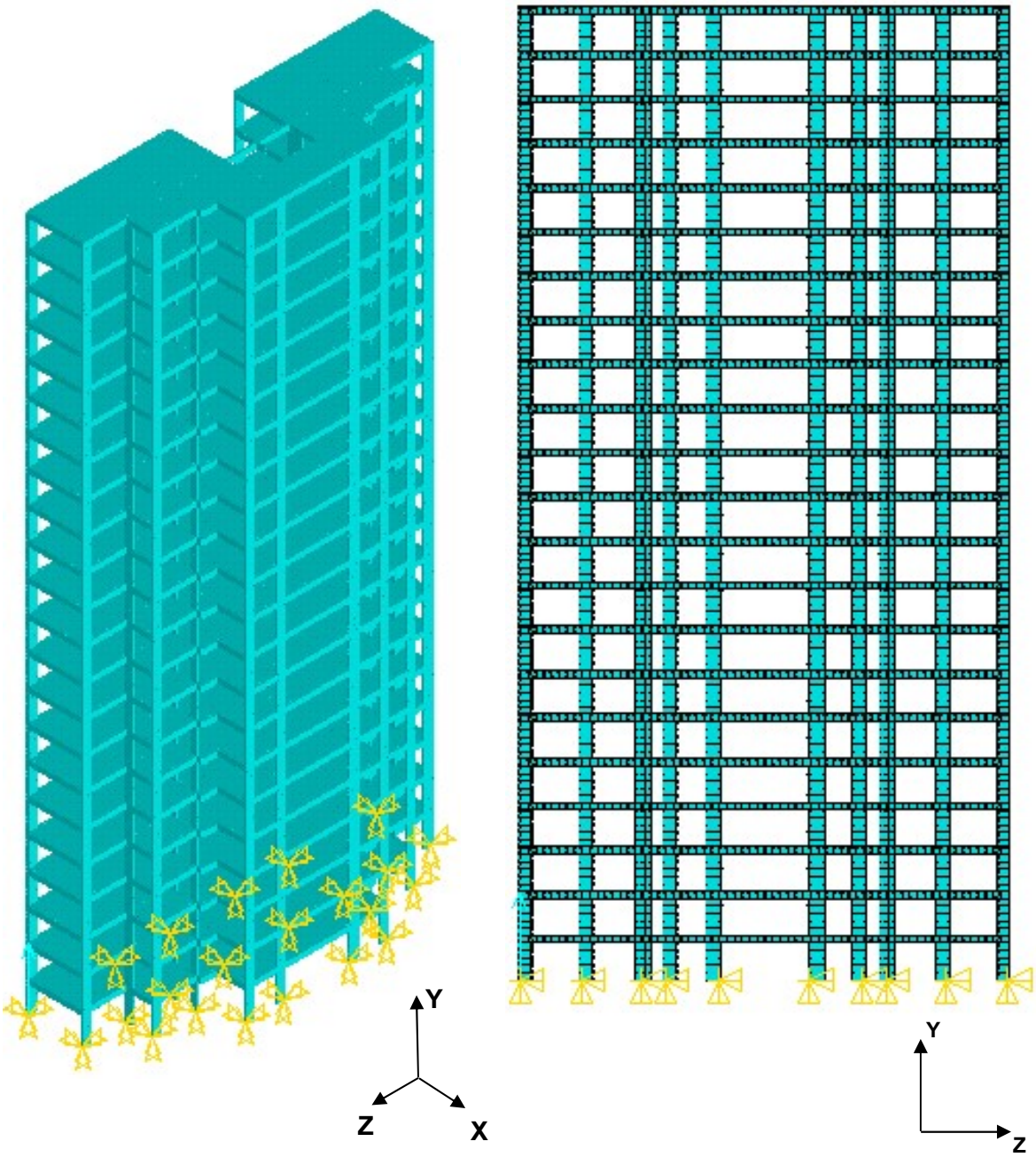


Figura 26 - Excentricidade entre os elementos de laje e vigas.

A Figura 27 ilustra a perspectiva e o corte do modelo estrutural ME-I, discretizado utilizando o programa computacional ANSYS (2007). Em seguida, as

Figuras 28, 29 e 30 ilustram a perspectiva do pavimento tipo, corte e planta baixa, ambos discretizados, utilizando o programa computacional ANSYS (2007). A modelagem estrutural deste pavimento tipo, perspectiva, corte e planta são utilizados nos seis modelos estudados neste trabalho de pesquisa.



a) Perspectiva do modelo computacional em elementos finitos

b) Vista frontal

Figura 27 - Perspectiva e corte para o modelo computacional ME-I

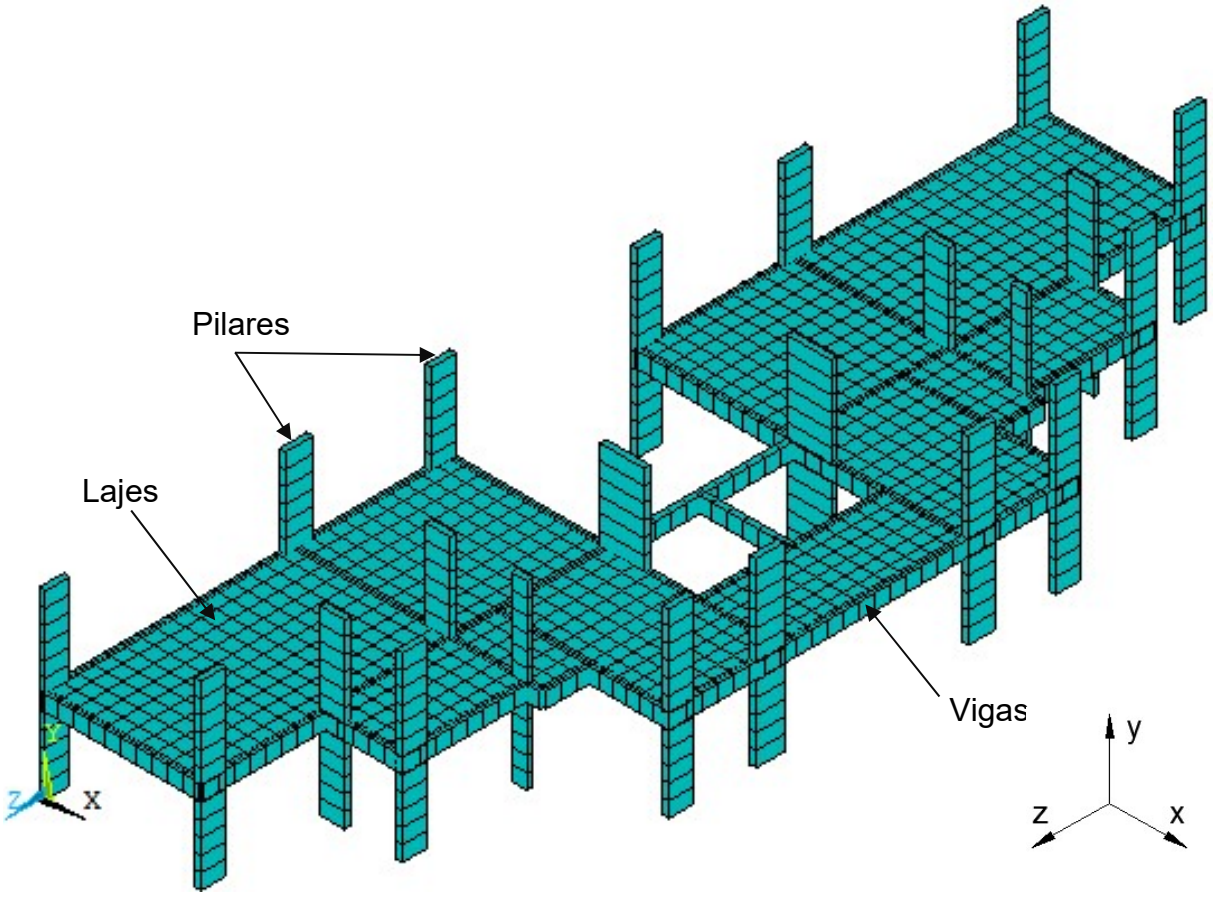


Figura 28 - Perspectiva do pavimento tipo para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI

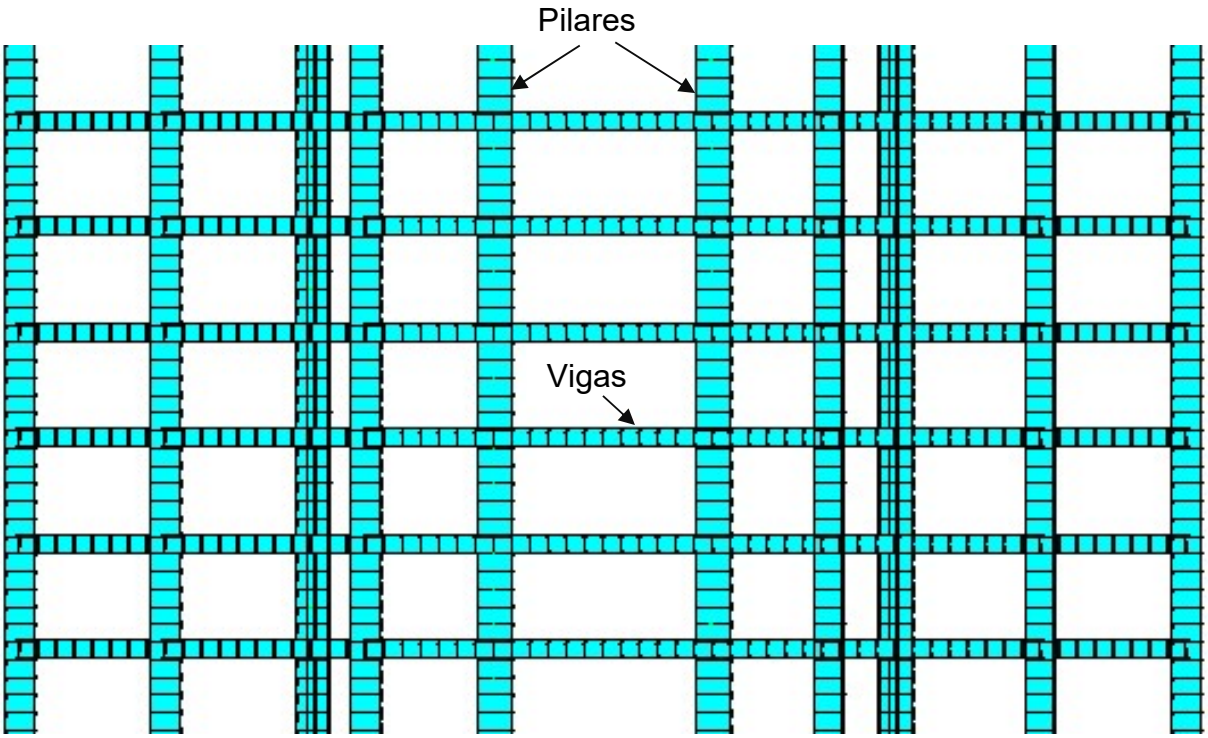


Figura 29 - Corte ampliado para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI

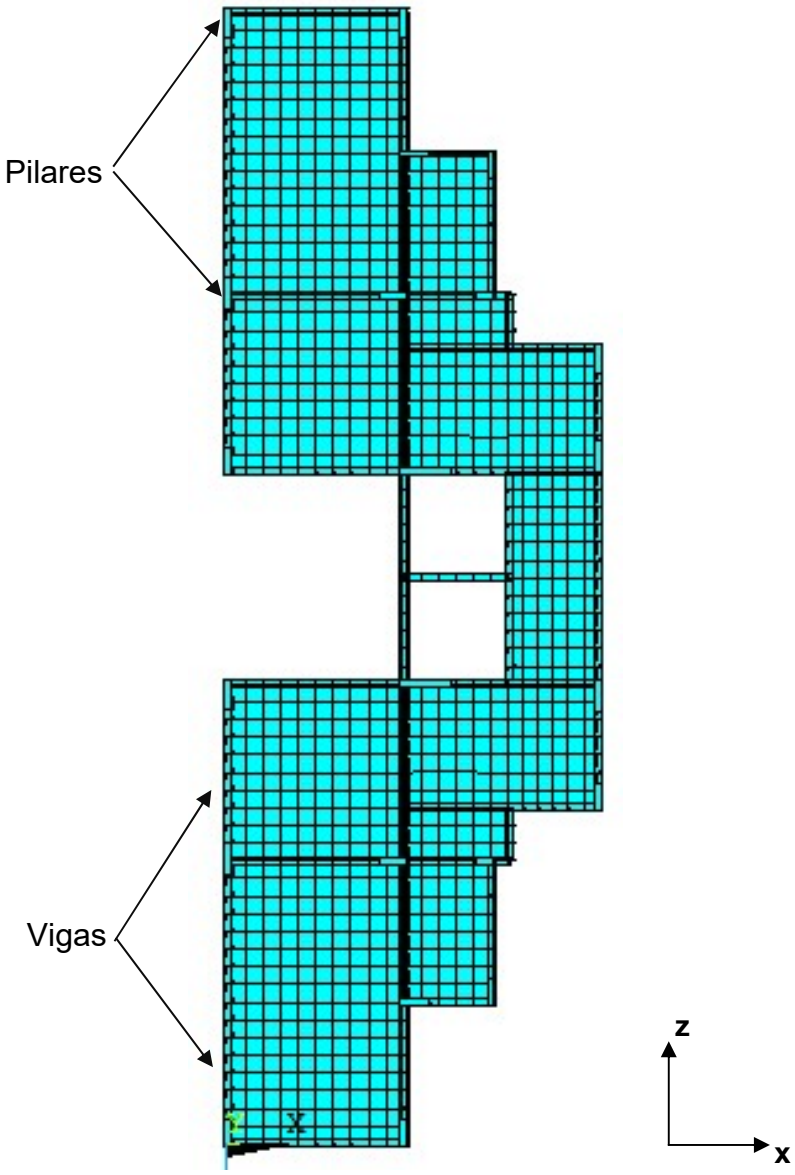


Figura 30 – Planta Pavimento Tipo para os modelos computacionais ME-I ao ME-VI

As Figuras 31 e 32 exibem, de forma ampliada, a modelagem computacional dos blocos de fundação para quatro e duas estacas, respectivamente. Estes blocos de fundação serão utilizados para modelagem numérica dos modelos ME-III ao ME-VI. Em seguida, a Figura 33 evidencia a modelagem computacional dos blocos de fundação com a aplicação da viga de travamento, utilizadas nos modelos numéricos ME-V e ME-VI. Por fim, a Figura 34 ilustra a modelagem computacional dos tirantes, que simulam a rigidez das alvenarias na edificação, utilizados nos modelos numéricos ME-II, ME-IV e ME-VI. Todas as modelagens computacionais foram discretizadas, utilizando o programa computacional ANSYS (2007). Em seguida, a Tabela 14 apresenta o número de nós, elementos e graus de liberdade de todos os modelos.

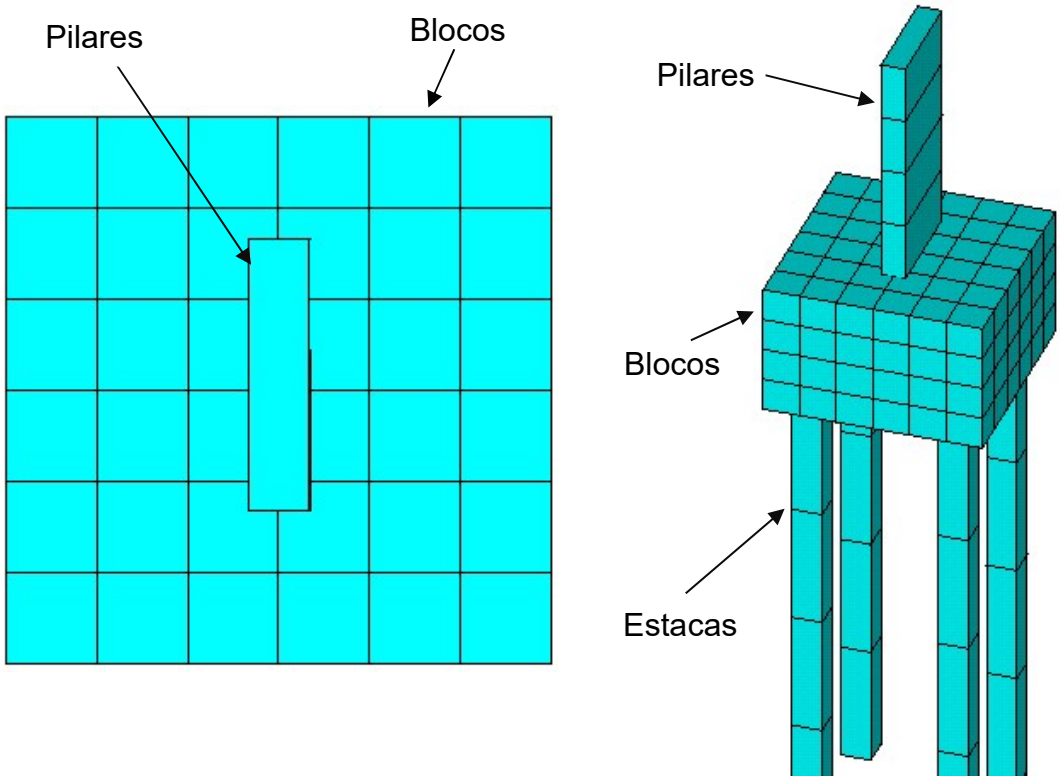


Figura 31 - Planta e perspectiva do bloco de fundação sobre quatro estacas para os modelos computacionais ME-III ao ME-VI

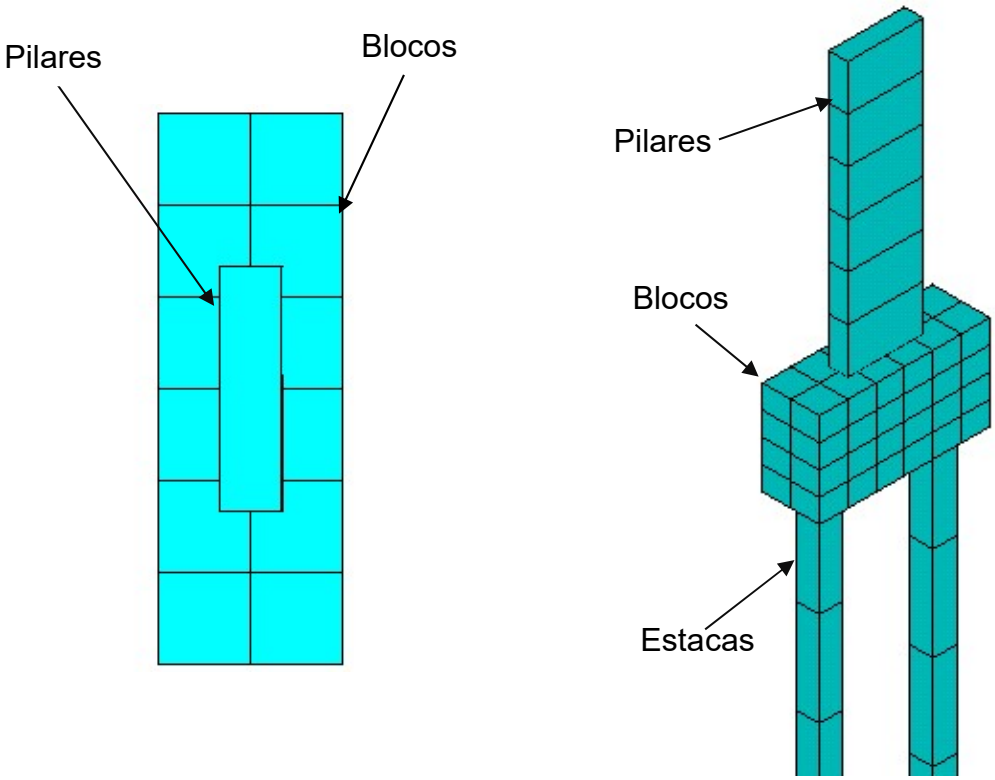


Figura 32 - Planta e perspectiva do bloco de fundação sobre duas estacas para os modelos computacionais ME-III ao ME-VI

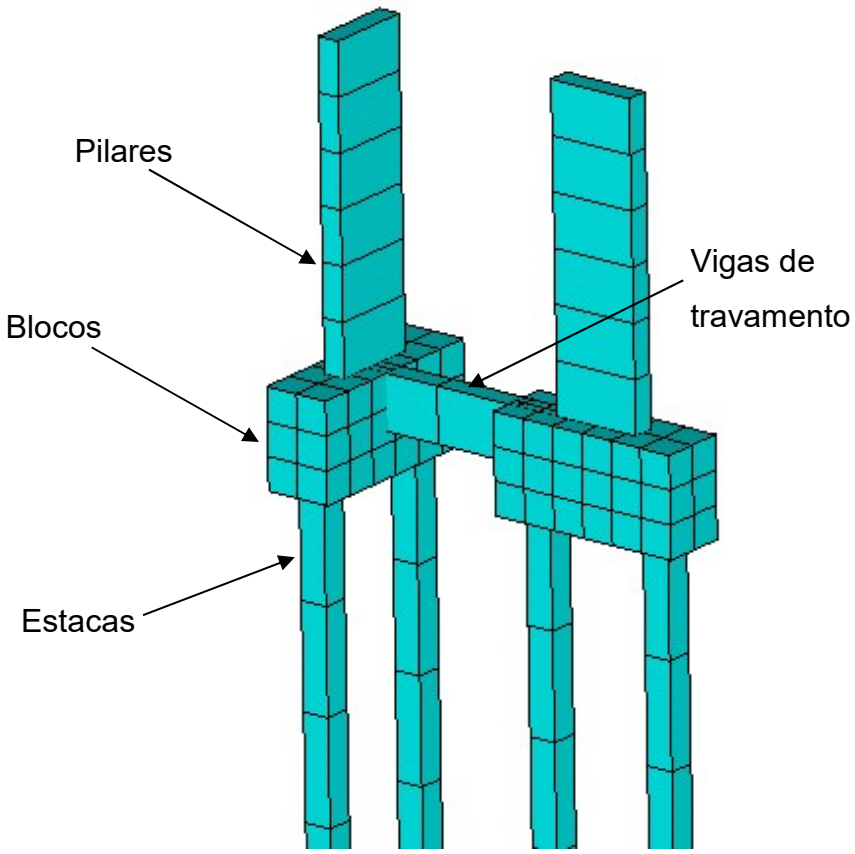


Figura 33 – Perspectiva do bloco de fundação com vigas de travamento para os modelos computacionais ME-V e ME-VI

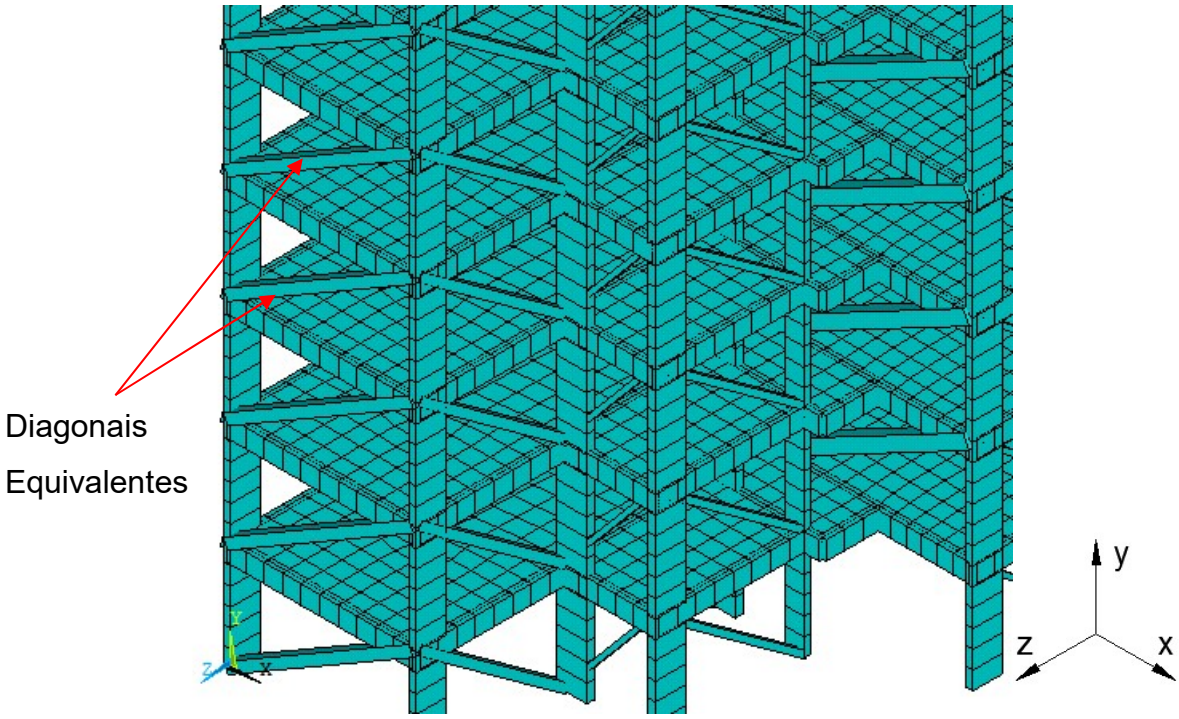


Figura 34 - Perspectiva com diagonais equivalentes que simulam alvenarias para os modelos computacionais ME-II, ME-IV e ME VI

Tabela 14 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo.

Modelos Estruturais	Número de nós	Número de elementos	Número de graus de liberdade
ME-I	24112	28820	144606
ME-II	24112	29499	144606
ME-III	27758	31148	158478
ME-IV	27758	31827	158478
ME-V	27830	31238	158910
ME-VI	27830	31917	158910

4.2 Modelagem do amortecimento estrutural

Amortecimento é definido como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Porém, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa, pois sua determinação não está ligada à geometria da estrutura e dimensões dos componentes estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, segundo Clough e Penzien (1993).

É impossível determinar os coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados. Portanto, o amortecimento é geralmente especificado por valores numéricos para as taxas de amortecimento modais e estes são suficientes para análise de sistemas lineares com amortecimentos clássicos. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas vezes demanda tempo e custo que, na maioria dos casos, é muito elevado (Chopra, 2007).

Usualmente utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa (α) e da matriz de rigidez (β), de acordo com a Equação 29. Define-se M a matriz de massa e K a matriz de rigidez do sistema (Clough e Penzien, 1993 e Chopra, 2007).

A taxa de amortecimento para o i-ésimo modo pode ser dada pela Equação 30, onde ω_{0i} representa a frequência natural circular em rad/s.

$$C = \alpha M + \beta K \tag{29}$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\,\omega_{0i}} + \frac{\beta\ \omega_{0i}}{2} \tag{30}$$

Ao isolar os parâmetros α e β da Equação 30, para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), obtém-se as Equações 31 e 32. As deduções matemáticas para o amortecimento de Rayleigh são encontradas em Clough e Penzien (1993).

$$\alpha = 2\ \xi_1\ \omega_{01} - \beta\ \omega_{01}\ \omega_{01} \tag{31}$$

$$\beta = \frac{2\left(\xi_2\ \omega_{02} - \xi_1\,\omega_{01}\right)}{\omega_{02}\,\omega_{02} - \omega_{01}\,\omega_{01}} \tag{32}$$

É possível calcular α e β, a partir dos valores de duas frequências naturais de vibração relevantes para a resposta estrutural dinâmica do sistema investigado. Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante no carregamento (Clough e Penzien, 1993).

Na literatura existem diversos valores para o amortecimento estrutural, porém, estes apresentam uma grande variação, dificultando sua utilização em projetos estruturais. Chopra (2007) recomenda de 2 a 3% para a taxa de amortecimento (ξ) de estruturas de aço soldadas, concreto protendido e concreto armado (levemente fissurado). Bachmann (1995) sugere, para edifícios mistos, taxa de amortecimento (ξ) entre 1% e 2% e, para edifícios em concreto armado, taxa de 1 a 4%. Murray *et al*. (2003) indica, para pisos livres de divisórias, que taxas de amortecimento (ξ) inferiores a 3,5% sejam satisfatórias para os sistemas estruturais. A NBR 6123 (1988) recomenda valores para a taxa amortecimento (ξ) em diversos tipos de estruturas, conforme a Tabela 15.

Para este trabalho de pesquisa foram adotadas as taxas de 2% (ξ = 2%) para o amortecimento estrutural dos modelos estruturais, conforme recomendações

encontradas em diversas referências na literatura técnica. A Tabela 16 apresenta os parâmetros utilizados nas análises de vibração forçada dos modelos estruturais aplicados no programa computacional ANSYS (2007).

Tabela 15 - Amortecimento estrutural NBR 6123 (1988)

Tipo de edificação	ξ
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	0,015
Torres e chaminés de concreto, seção variável	0,015
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	0,010
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	0,008
Estruturas de madeira	0,030

Tabela 16 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

Modelo estrutural	f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	β
ME-I	0,386	0,413	2,425	2,598	0,050183441	0,00796133
ME-II	0,686	1,070	4,312	6,728	0,105124688	0,003622798
ME-III	0,341	0,377	2,143	2,374	0,045068660	0,008852146
ME-IV	0,524	0,845	3,297	5,311	0,081386213	0,004645944
ME-V	0,349	0,386	2,195	2,430	0,046142654	0,008646318
ME-VI	0,529	0,860	3,328	5,407	0,082403106	0,004579175

Neste capítulo, foram apresentadas as características dos modelos numéricos desenvolvidos no presente estudo, indicando suas principais propriedades físicas e geométricas, de forma a representar o comportamento estrutural o mais próximo possível da realidade.

5 ANÁLISE ESTÁTICA

O capítulo apresenta os resultados da rigidez global e do deslocamento dos modelos investigados. Com estes resultados é possível verificar se a utilização de modelos estruturais mais refinados, com a estrutura apoiada em blocos sobre estacas e a rigidez das alvenarias, provocam mudanças nas análises estáticas.

5.1 Rigidez global dos modelos estruturais

A finalidade deste item é apurar o impacto que a interação solo-estrutura e a rigidez das alvenarias provocam sobre a rigidez global dos modelos. Inicialmente, calcula-se a rigidez global das estruturas, considerando os apoios rígidos e, em seguida, a modelagem com os blocos sobre as estacas que interagem com o solo, alternando os modelos estruturais com e sem a rigidez das alvenarias. A rigidez global é calculada como o inverso do deslocamento obtido devido a uma carga unitária aplicada no topo da edificação, para a direção X, pior caso para a estabilidade global.

A Figura 35 apresenta os valores da rigidez global de cada um dos seis modelos estudados. Conforme já apresentado, os modelos ME-I, ME-III e ME-V possuem variações nos tipos de apoio, contudo, a rigidez das alvenarias não é considerada para efeito de cálculo. Os modelos ME-II, ME-IV e ME-VI também possuem diferenças nos tipos de apoios, no entanto, a rigidez das alvenarias nestes modelos é considerada para efeito de cálculo. Diante do exposto, é possível comparar como a interação solo-estrutura interfere na rigidez global dos modelos.

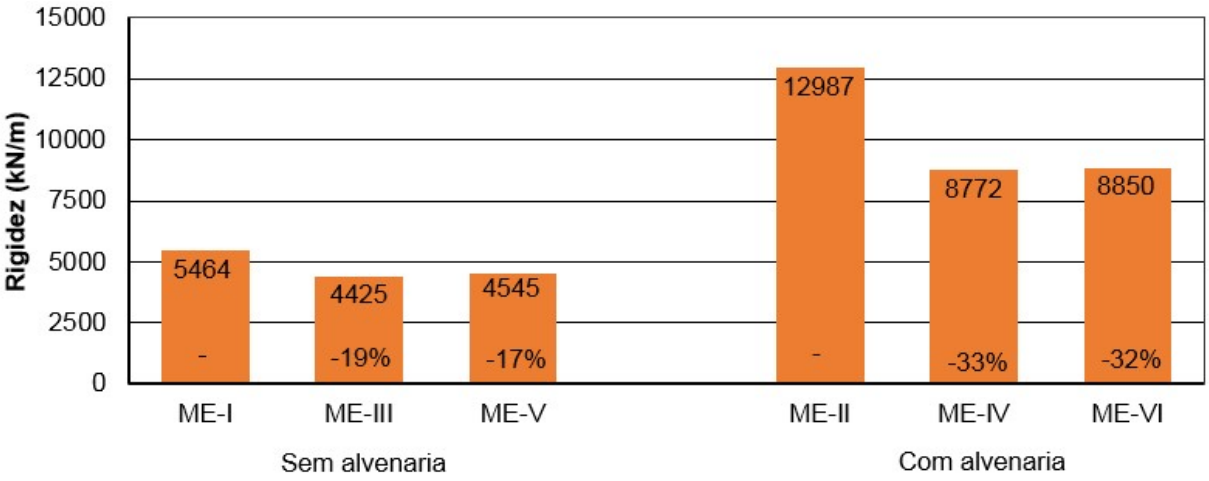


Figura 35 - Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito dos apoios

Ao analisar de forma qualitativa a Figura 35 nota-se que os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), apresentam valores de rigidez global inferiores quando comparados aos modelos estruturais com apoios simples (ME-I e ME-II).

Em termos quantitativos, considerando-se os modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi simulada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores da rigidez global apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-III (K_g = 4425 kN/m): redução de 19% e ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-V (K_g = 4545 kN/m): redução de 17%]. Estas diferenças são relevantes e refletem a influência da consideração da modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio na avaliação dos valores de rigidez global.

Ao considerar, agora, a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-II (K_g = 12987 kN/m) e ME-IV (K_g = 8772 kN/m): redução de 33% e ME-II (K_g = 12987 kN/m) e ME-VI (K_g = 8850 kN/m): redução de 32%]. Com base nestes valores verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a fundações do edifício.

A seguir, a Figura 36 exibe os valores da rigidez global de cada um dos modelos. Como já apresentado, ME-I (sem rigidez da alvenaria) e ME-II (com rigidez da alvenaria) possuem apoios simples. Os modelos ME-III (sem rigidez da alvenaria) e ME-IV (com rigidez da alvenaria) consideram apoios do tipo bloco sobre estacas. E, por fim, ME-V (sem rigidez da alvenaria) e ME-VI (com rigidez da alvenaria) possuem bloco sobre estacas com vigas de travamento. A partir disto, é possível comparar a interferência da rigidez da alvenaria na rigidez global dos modelos.

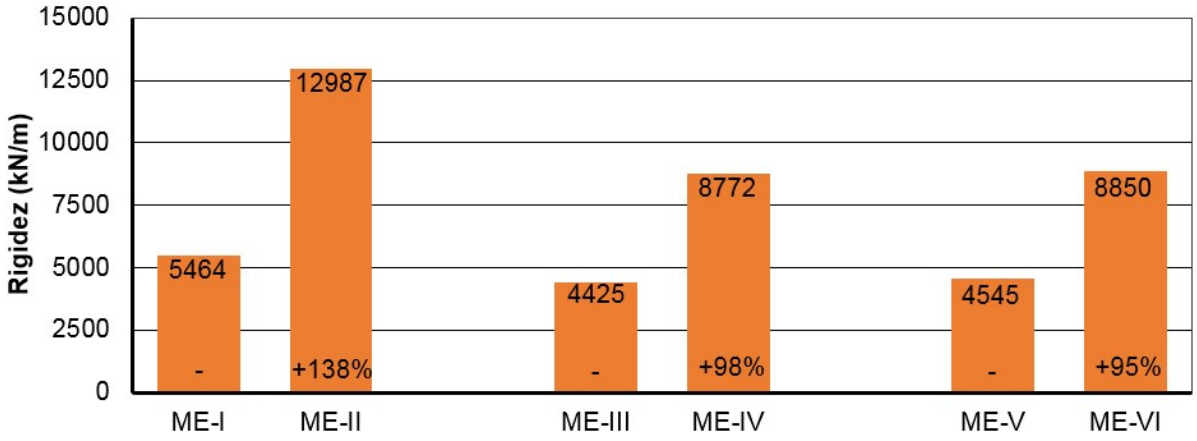


Figura 36 – Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito das alvenarias

De acordo com a Figura 36, em termos qualitativos, constata-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, nos quais a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentaram valores de rigidez global muito superiores com relação aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

Em termos quantitativos, nos modelos estruturais de apoio simples (ME-I e ME-II), os valores da rigidez global apresentam diferenças significativas, considerando-se a modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-II (K_g = 12987 kN/m): aumento de 138%]. Com a inclusão dos blocos sobre estacas, as diferenças entre os valores de rigidez global apresentam-se da seguinte forma: [(ME-III (K_g = 4425 kN/m) e ME-IV (K_g = 8772 kN/m): aumento de 98%]. Por conseguinte, nos blocos sobre estacas com vigas de travamento, as diferenças entre os valores de rigidez global são retratadas como: [(ME-V (K_g = 4545 kN/m) e ME-VI (K_g = 8850 kN/m): aumento de 95%]. Desse modo, verifica-se, com clareza, o efeito da rigidez das alvenarias junto dos diferentes tipos de modelagem das fundações do edifício.

De acordo com as Figuras 35 e 36, observa-se que os valores de rigidez global dos modelos que consideram as vigas de travamento (ME-V e ME-VI), possuem pouca diferença quando comparados aos modelos sem estas vigas (ME-III e ME-IV), evidenciando assim a não influência das mesmas na rigidez global dos modelos.

Outro ponto de relevância deve-se ao fato de que o modelo ME-II apresentou um aumento significativo da rigidez global, pois as diagonais equivalentes, que simulam as alvenarias, encontram-se conectadas a apoios indeslocáveis (apoios rígidos); e, desta maneira, as ligações estruturais tornam-se muito mais rígidas, conduzindo a maiores valores de rigidez global.

5.2 Descrição dos carregamentos

O peso próprio dos modelos foi calculado pelo programa ANSYS (2007), considerando a estrutura em concreto armado com peso específico de 25 kN/m³. Para o cálculo das cargas de alvenaria foram consideradas paredes de 15 cm com blocos cerâmicos e revestimentos e peso específico de 14 kN/m³, tendo como base a planta exibida na Figura 23, conforme subitem 3.3. O peso da alvenaria foi distribuído como

carga linear uniforme sobre as vigas de 4,8 kN/m. Considera-se também uma carga permanente de revestimento igual a 0,5 kN/m² e uma sobrecarga de 1,5kN/m² em todas as lajes da edificação.

Como as cargas horizontais são geradas em razão dos ventos, primeiramente é necessário classificar a edificação e o terreno, de acordo com a NBR 6123 (1988). Seguem as classificações adotadas para os modelos estruturais em estudo:

- Terreno plano ou fracamente acidentado.
- Categoria V: Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados.
- Classe B: Toda edificação para qual a maior dimensão esteja entre 20 e 50m.
- Grupo 2: Edificações para hotéis e residências.

De acordo com essa classificação, os seguintes fatores e parâmetros foram determinados:

- Fator topográfico S_1 = 1,00
- Parâmetro b = 0,73
- Parâmetro p = 0,16
- Parâmetro F_r = 0,98
- Fator estatístico S_3 = 1,00 (tempo de recorrência: 50 anos)

O único fator variável para determinação da carga de vento é o fator S_2, que varia conforme a cota z. Para à análise, foi utilizado cargas nodais equivalentes incidindo no nós de encontro de pilares com vigas na fachada onde incide o vento estudado. Para esse estudo foi analisado somente o vento lateral, na direção X, ou seja, o de pior caso, ilustrado na Figura 37.

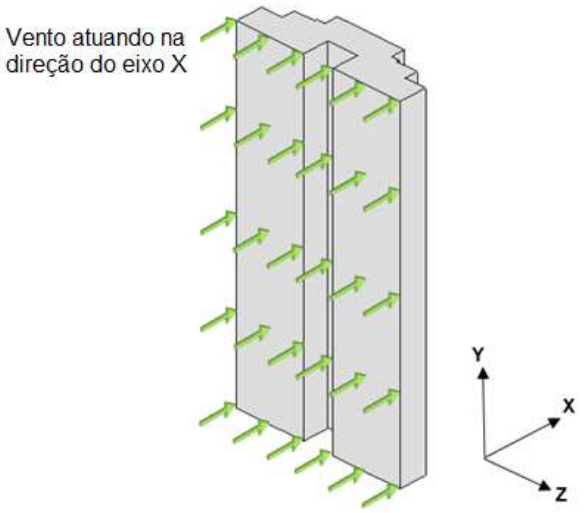


Figura 37 – Carregamento do vento atuante na direção do eixo X

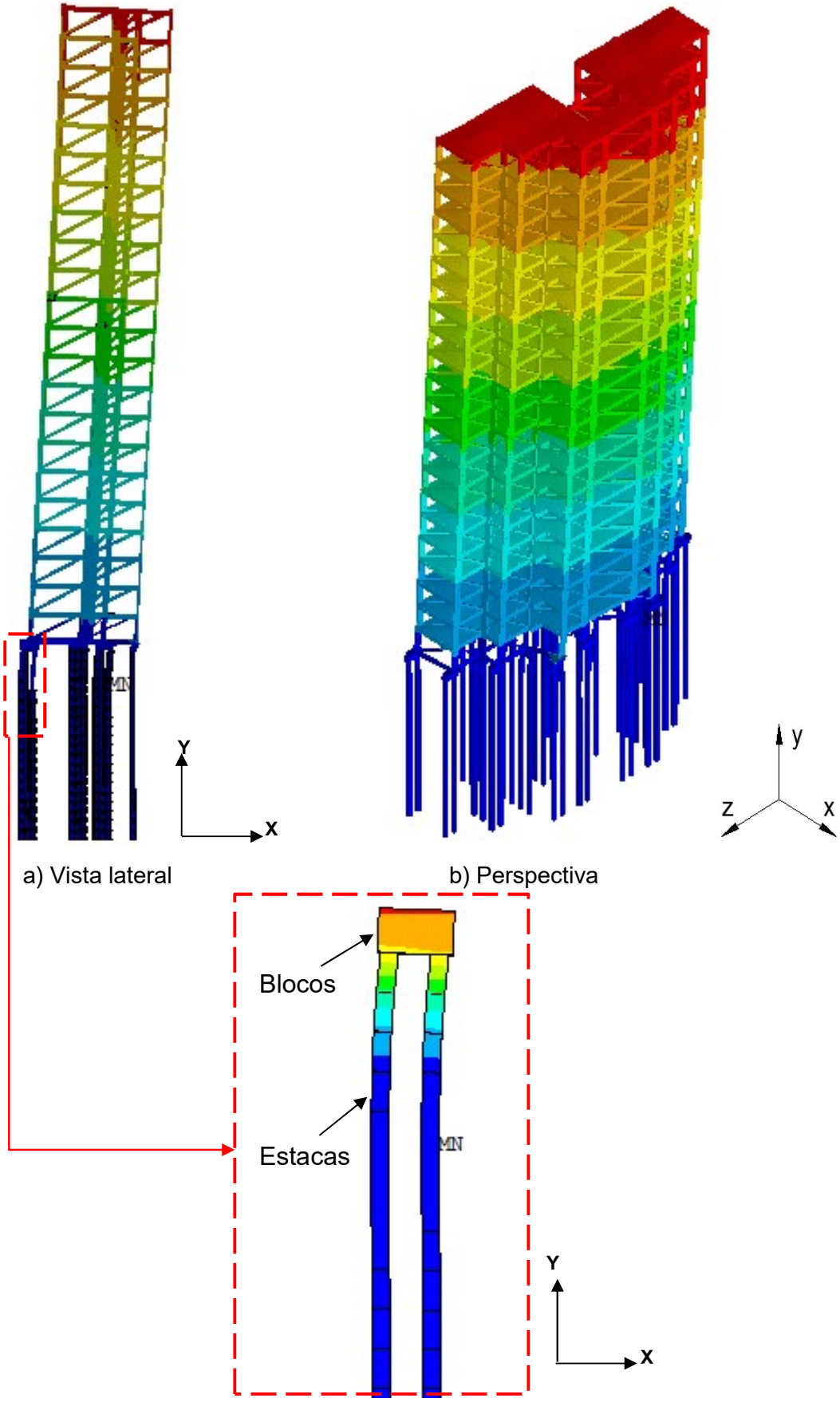
5.3 Deslocamentos

Os seis modelos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa são testados para análise estática, onde duas combinações de carregamento devem ser determinadas a partir da Tabela 17. Os deslocamentos obtidos são objeto de comparação entre os modelos, além da verificação da conformidade seguindo as orientações de limite de deslocamento determinados pela norma atual de concreto armado, NBR 6118 (2014), e pela antiga norma de concreto armado, NB1 (1978).

Tabela 17 – Combinações de cargas estáticas

Combinação 1 ELS [Referente a NB1 (1978)]	γ_f . Cargas permanentes + $\gamma_f \cdot \psi_2$ Cargas acidentais + $\gamma_f \cdot \psi_1$. Vento 1,0 Cargas Permanentes + 1,0 Cargas Acidentais + 1,0 Vento com γ_f = 1,0 ; ψ_2 =1,0 ; $\psi_1 = 1{,}0$ S3=1,0 (tempo de recorrência 50 anos, 63% de probabilidade) p= 0,16 ; b= 0,73
Combinação 2 ELS [Referente a NBR 6118 (2014)]	γ_f . Cargas permanentes + $\gamma_f \cdot \psi_2$ Cargas acidentais + $\gamma_f \cdot \psi_1$. Vento 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3 Vento com γ_f = 1,0 ; ψ_2 = 0,3 ; $\psi_1 = 0{,}3$ S3=1,0 (tempo de recorrência 50 anos, 63% de probabilidade) p=0,16 ; b=0,73

A Figura 38, a seguir, apresenta a deformação para a combinação de cargas estáticas, com a ação do vento aplicado na direção X da edificação. Para exemplificar esta deformação utilizou-se o modelo estrutural ME-VI, modelo mais próximo da realidade, que considera apoios de blocos sobre estacas com vigas de travamento e rigidez simplificada das alvenarias. É possível observar que os blocos, juntamente com as estacas, deslocam-se translacionalmente nas direções horizontais, em resposta às cargas impostas pelo vento, consequentemente ocasionando um aumento do deslocamento final no topo da edificação.



a) Vista lateral

b) Perspectiva

c) Bloco sobre estacas

Figura 38 – Deformação da estrutura: modelo estrutural ME-VI

As Figuras 39 e 40 demonstram os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação, obtidos na combinação 1 e 2, respectivamente, para todos os modelos. As figuras agrupam os modelos com o objetivo de verificar como a interação solo-estrutura interfere nos valores de deslocamentos horizontais dos modelos. As Figuras 39 e 40 também exibem o limite de deslocamento horizontal exigido na antiga norma NB1 (1978) e na atual NBR 6118 (2014), respectivamente.

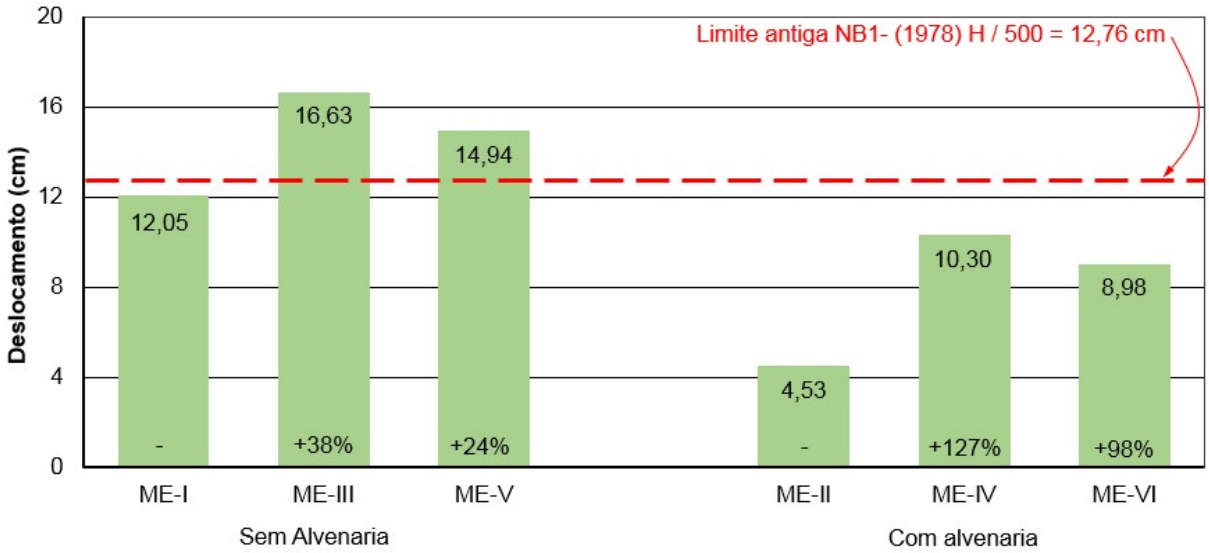


Figura 39 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 1: efeito dos apoios

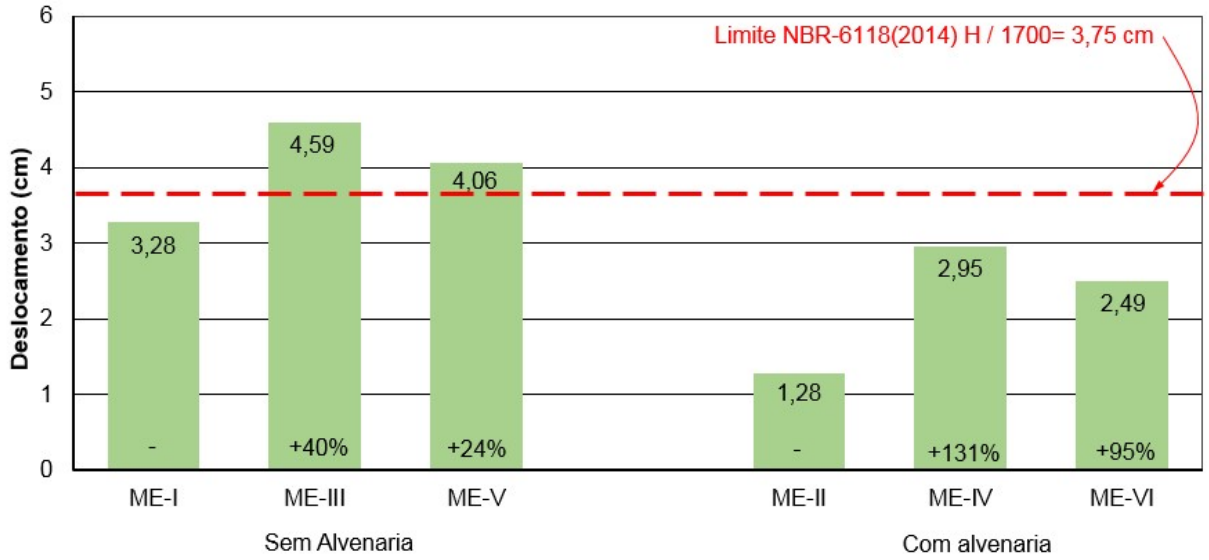


Figura 40 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 2: efeito dos apoios

De acordo com a Figura 39, em termos qualitativos, os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), apresentam valores de deslocamentos translacionais horizontais no topo do modelo superiores aos valores dos deslocamentos dos modelos estruturais com apoios simples (ME-I e ME-II).

Na análise quantitativa, tendo em vista os modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada (ME-I, ME-III e ME-V), os valores destes deslocamentos apresentam diferenças significativas, a partir da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (v = 12,05 cm) e ME-III (v = 16,63 cm): aumento de 38% e ME-I (v = 12,05 cm) e ME-V (v = 14,94 cm): aumento de 24%]. As diferenças são relevantes e refletem a influência da modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio sobre a resposta estrutural estática dos modelos, segundo a avaliação dos valores dos deslocamentos horizontais.

Ao levar em consideração a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, as diferenças entre os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício apresentam o seguinte quadro: [ME-II (v = 4,53 cm) e ME-IV (v = 10,30 cm): aumento de 127% e ME-II (v = 4,53 cm) e ME-VI (v = 8,98 cm): aumento de 98%]. Os valores demonstram, de forma clara, o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

A Figura 40, a qual utiliza os modelos estruturais para combinação 2, demonstrou o mesmo comportamento da Figura 39, no qual foi empregado a combinação 1 para os modelos. Foi possível observar que os valores de deslocamento horizontal foram alterados proporcionalmente, em torno de 30%, quando comparado ao mesmo modelo estrutural.

As Figuras 41 e 42 indicam os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação, obtidos na combinação 1 e 2, respectivamente, para todos os modelos investigados. As figuras organizam os modelos de forma a possibilitar a análise da interferência da rigidez das alvenarias nos valores de deslocamentos translacionais horizontais. As Figuras 41 e 42 também exibem o limite de deslocamento horizontal exigido na antiga norma NB1 (1978) e na atual NBR 6118 (2014), respectivamente.

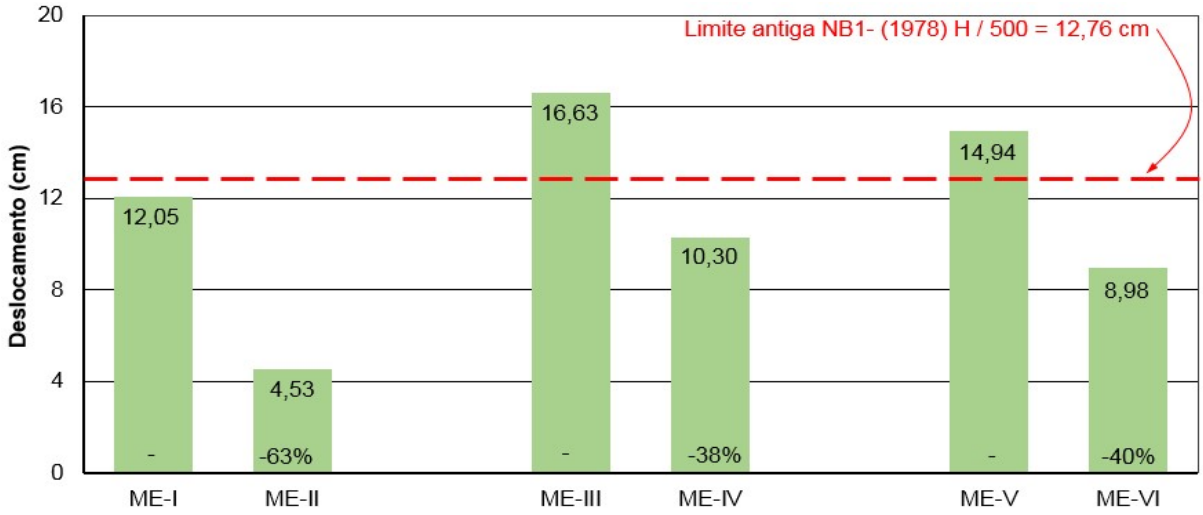


Figura 41 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 1: efeito das alvenarias

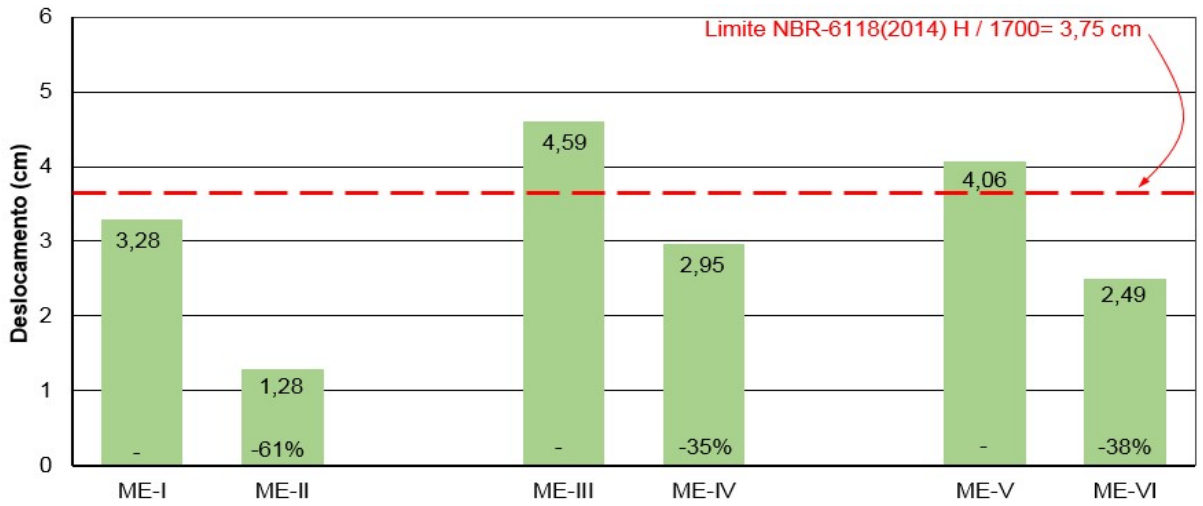


Figura 42 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais para combinação 2: efeito das alvenarias

Em seguida, constata-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, onde a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentaram valores de deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício consideravelmente inferiores aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

De forma quantitativa, considerando-se os modelos estruturais de apoio simples (ME-I e ME-II), os valores de deslocamento horizontal apresentam diferenças significativas, em razão da modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (v = 12,05 cm) e ME-II (v = 4,53 cm): redução de 62%]. Posteriormente, com a inclusão dos blocos sobre estacas, os valores dos deslocamentos horizontais são: [(ME-III (v=

16,63 cm) e ME-IV (*v* = 10,30 cm): redução de 38%]. Ao final, ao analisar os blocos sobre estacas com vigas de travamento, os valores dos deslocamentos horizontais são expressos por: [(ME-V (*v* = 14,94 cm) e ME-VI (*v* = 8,98 cm): redução de 40%]. Logo, verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias associado à modelagem das fundações do edifício.

A Figura 42, que utiliza os modelos estruturais para combinação 2, demonstrou o mesmo comportamento da Figura 41, onde emprega-se a combinação 1 para os modelos. É notório que os valores de deslocamento horizontal foram alterados proporcionalmente, em torno de 30%, quando comparado ao mesmo modelo.

Diante do exposto, observando-se os valores máximos dos deslocamentos obtidos na análise estática dos modelos investigados (ME-I a ME-VI), deve-se ressaltar que as vigas de travamento possuem uma importância destacada para o projeto, pois tendem a equilibrar as cargas verticais sobre as estacas de fundação, reduzindo a deformação das estacas e, por conseguinte, os valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais.

Vale ressaltar que o modelo estrutural ME-II apresentou um aumento significativo da rigidez, uma vez que as diagonais equivalentes, que simulam simplificadamente as alvenarias, encontram-se conectadas a apoios indeslocáveis (apoios rígidos); e, assim, as ligações estruturais tornam-se muito mais rígidas, conduzindo a menores valores para deslocamentos translacionais horizontais. Cabe destacar que este modelo não reflete exatamente a realidade prática de projeto.

A partir das figuras 40 a 43, foi possível verificar que a combinação 1, utilizando a norma NB1 (1978) e a combinação 2, utilizando a norma NBR 6118 (2014), possuem ordem de grandezas diferentes. Isso ocorre pelo fato de a NB1 (1978) utilizar 100% da carga de vento e limite H/500, enquanto a NBR 6118 (2014) utiliza somente 30% da carga de vento e limite H/1700. O fator de 1700 pode ser considerado uma aproximação de 500/0,3=1667. Por conseguinte, para facilitar a análise dinâmica, é utilizado o limite da NB1 (1978) nos capítulos seguintes, pois será considerada 100% da carga de vento, a mesma utilizada para as demais verificações.

As Figuras 40 a 43 evidenciam que os modelos ME-III e ME-V, que simulam a interação solo-estrutura, não estão aprovados de acordo com as normas, uma vez que os deslocamentos no topo dos modelos estão acima dos limites estabelecidos. Por outro lado, os modelos (ME-II, ME-IV e ME-VI) que simulam a rigidez das alvenarias, estão aprovados segundo as normas.

6 ANÁLISES DE AUTOVALORES E AUTOVETORES

A análise modal tem por objetivo determinar os diferentes períodos em que a estrutura pode naturalmente entrar em ressonância, considerando toda a massa da estrutura e sua flexibilidade. Quando um agente externo excitador fornece periodicamente energia a um sistema é possível ocorrer a coincidência da frequência de excitação com uma das frequências naturais do sistema, consequentemente o modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema vibre com grandes amplitudes. Desta forma, para que a estrutura não entre em colapso, é necessário que a frequência de excitação não coincida com a frequência natural da estrutura.

Este capítulo expõe uma análise de vibração livre, com o propósito de determinar as frequências naturais mais importantes da resposta estrutural dos modelos investigados. As frequências naturais (autovalores), bem como os seus respectivos modos de vibração (autovetores), são determinadas recorrendo-se ao uso do programa ANSYS (2007).

6.1 Frequências naturais (autovalores)

A Tabela 18 exibe as frequências naturais referentes aos quatro primeiros modos de vibração dos seis modelos estruturais investigados. Com base nos resultados apresentados na Tabela 18, verifica-se que as primeiras frequências naturais dos seis modelos estruturais são inferiores a 1 Hz, pois trata-se de uma estrutura de grande esbeltez. Este fato comprova a necessidade do estudo de seu comportamento dinâmico, uma vez que o edifício pode apresentar problemas de vibração excessiva e desconforto aos usuários. Em seguida, a Tabela 19 retrata os períodos fundamentais dos modelos investigados. Observa-se que seus períodos foram superiores a 1s. Segundo a NBR 6123 (1988), edificações com período fundamental superior a 1s, como em particular aquelas fracamente amortecidas, podem expressar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

Tabela 18 - Frequências naturais dos modelos estruturais.

Modo de vibração	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV	ME-V	ME-VI
f_{01}	0,386 Hz	0,686 Hz	0,341 Hz	0,525 Hz	0,349 Hz	0,530 Hz
f_{02}	0,413 Hz	1,070 Hz	0,377 Hz	0,845 Hz	0,386 Hz	0,860 Hz
f_{03}	0,482 Hz	1,248 Hz	0,448 Hz	0,967 Hz	0,458 Hz	0,973 Hz
f_{04}	1,229 Hz	2,931 Hz	1,143 Hz	2,115 Hz	1,192 Hz	2,166 Hz

Tabela 19 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais.

Modo de vibração	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV	ME-V	ME-VI
T_{01}	2,590 s	1,456 s	2,932 s	1,962 s	2,877 s	1,938 s
T_{02}	2,417 s	0,933 s	2,645 s	1,205 s	2,594 s	1,177 s
T_{03}	2,072 s	0,801 s	2,227 s	1,058 s	2,183 s	1,051 s
T_{04}	0,813 s	0,341 s	0,874 s	0,482 s	0,832 s	0,470 s

A Figura 43 aponta os valores de frequências naturais para o primeiro modo de vibração de cada modelo estudado. A figura agrupa os modelos com a finalidade de comparar como os tipos de apoio interferem nos valores das frequências naturais dos modelos estruturais.

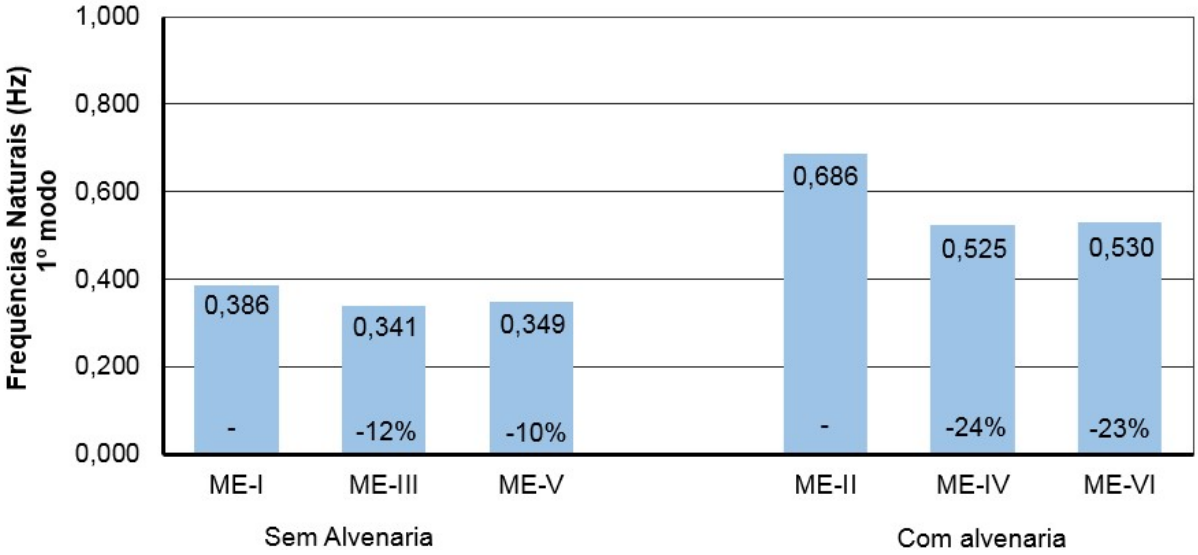


Figura 43 – Comparação das frequências fundamentais entre os modelos estruturais: efeito dos apoios

Conforme exibido na Figura 43, os modelos ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), apresentam valores de frequências naturais inferiores aos valores de frequência gerados no emprego dos modelos estruturais com apoios simples (ME-I e ME-II).

Quantitativamente, nos modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores da rigidez global apresentaram diferenças, por conta da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-III (f_n = 0,341 Hz): redução de 12% e ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-V (f_n = 0,349 Hz): redução de 10%]. Estas diferenças representam a influência da interação solo-estrutura sobre a resposta estrutural dinâmica dos modelos, segundo a avaliação dos valores de frequências naturais

Na sequência, com a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, os valores de rigidez global apresentam o seguinte panorama: [(ME-II (f_n = 0,686 Hz) e ME-IV (f_n = 0,525 Hz): redução de 24% e ME-II (f_n = 0,686 Hz) e ME-VI (f_n = 0,530 Hz): redução de 23%].

A Figura 44 expressa os valores de frequências naturais para o primeiro modo de vibração dos modelos. A figura reune os modelos de forma a possibilitar a análise da interferência da rigidez das alvenarias nos valores de frequências naturais dos modelos estururais.

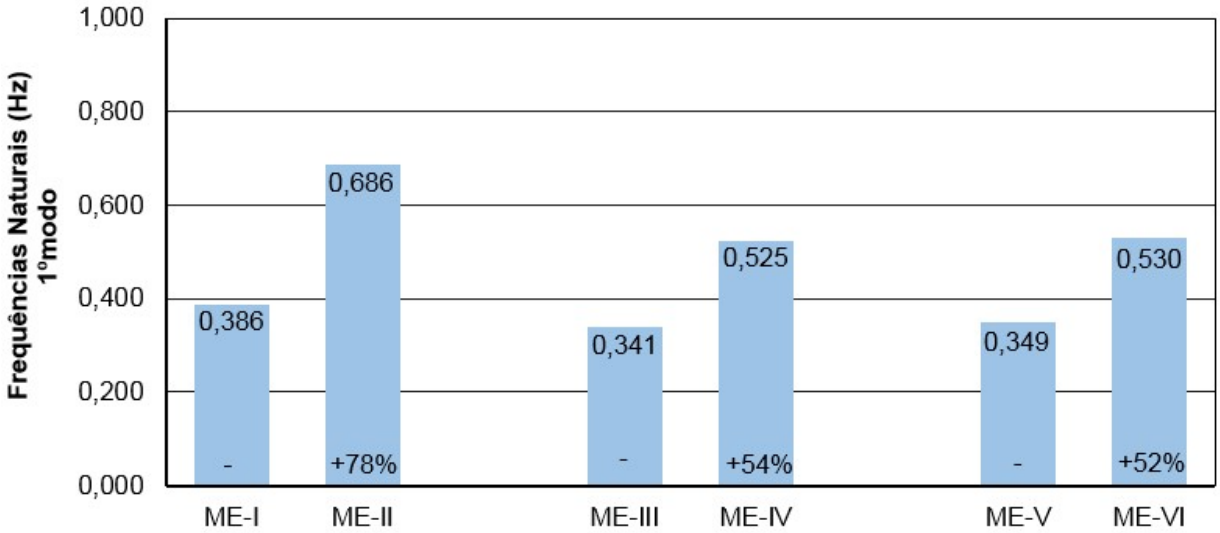


Figura 44 – Comparação das frequências fundamentais dos modelos: efeito das alvenarias

Segundo a Figura 44, os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, em que consideram a rigidez das alvenarias, apresentaram valores de frequências fundamentais bem superiores em quando comparados aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi simulada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

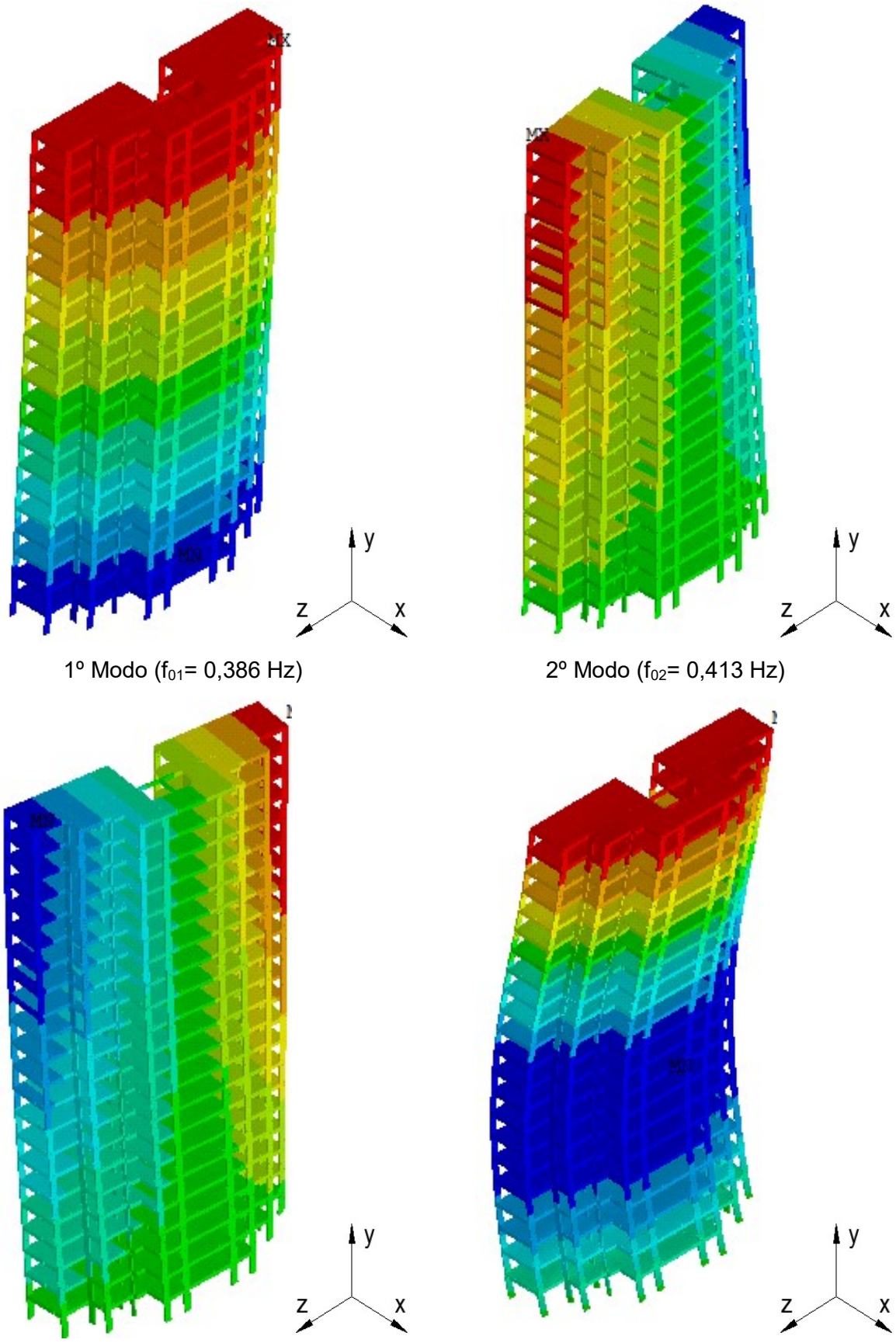
Em termos quantitativos, considerando-se os modelos estruturais de apoio simples (ME-I e ME-II), os valores de frequências fundamentais exprimem diferenças significativas, levando-se em conta a modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-II (f_n = 0,686 Hz): aumento de 78%]. No caso da inclusão dos blocos sobre estacas, as diferenças entre os valores de frequências fundamentais apresentam-se como: [(ME-III (f_n = 0, 341 Hz) e ME-IV (f_n = 0, 525 Hz): aumento de 54%]. Por fim, em blocos sobre estacas com vigas de travamento, as diferenças entre os valores de rigidez global são expressas por: [(ME-V (f_n = 0,349 Hz) e ME-VI (f_n = 0,530 Hz): aumento de 52%]. Portanto, verifica-se, de forma notória, o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com as fundações.

De acordo com as Figuras 43 e 44, observa-se que os valores de frequência naturais dos modelos que consideram as vigas de travamento (ME-V e ME-VI), possuem pouca diferença quando comparados aos modelos sem estas vigas (ME-III e ME-IV), esclarecendo assim a não influência das mesmas nas frequências naturais dos modelos.

É importante mencionar que o modelo estrutural ME-II apresentou um aumento significativo de frequência fundamental, pois as diagonais equivalentes, que simulam simplificadamente as alvenarias, encontram-se conectadas a apoios indeslocáveis (apoios rígidos); assim sendo, as ligações estruturais tornam-se muito mais rígidas, conduzindo a maiores valores de frequências.

6.2 Modos de vibração (autovetores)

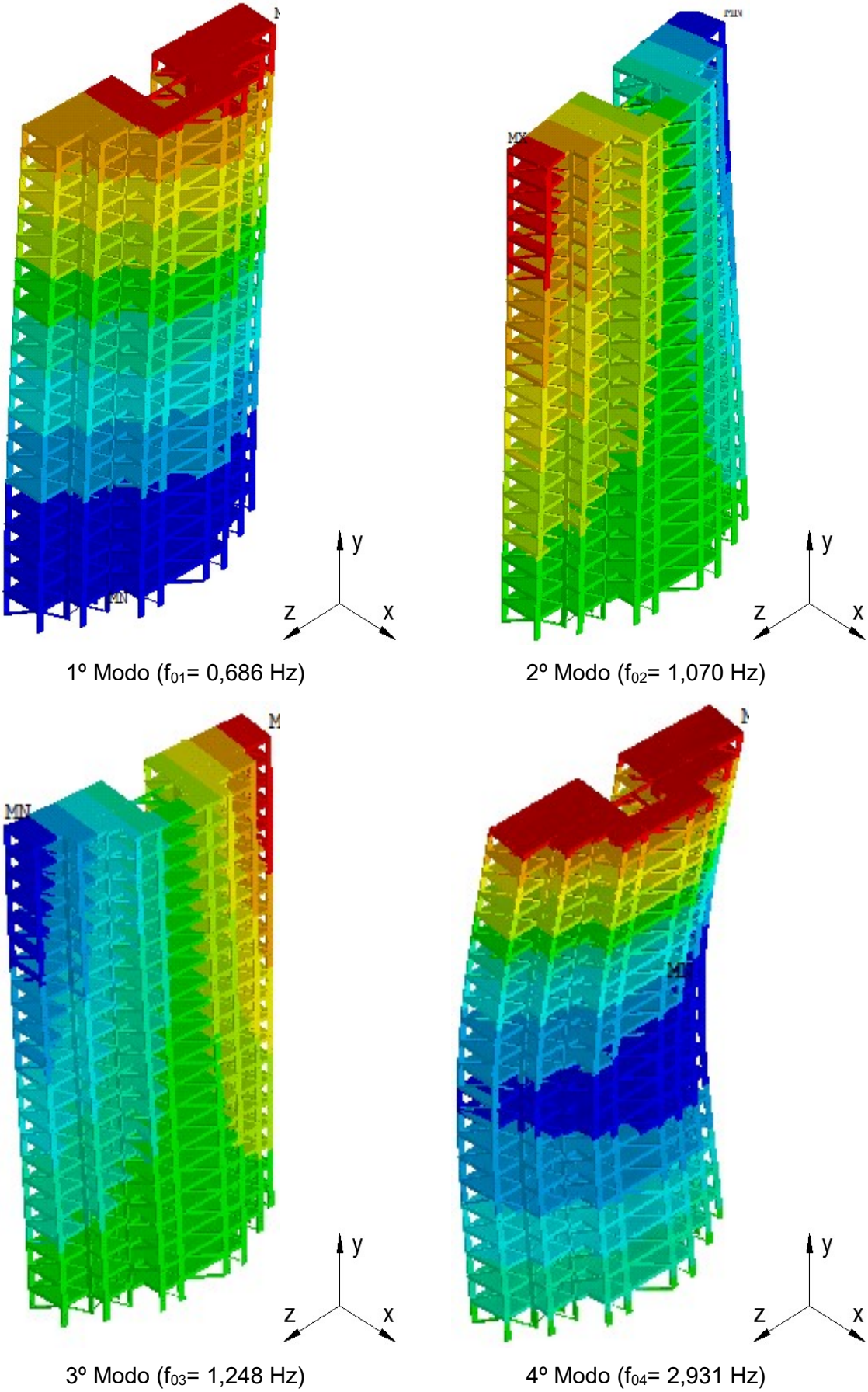
Na sequência deste estudo, as Figuras 45 a 50 apresentam os quatro primeiros modos de vibração dos seis modelos investigados. Tais formas modais estão correlacionadas com as quatro primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente.



1º Modo (f_{01}= 0,386 Hz) 2º Modo (f_{02}= 0,413 Hz)

3º Modo (f_{03}= 0,482 Hz) 4ºModo (f_{04}= 1,229 Hz)

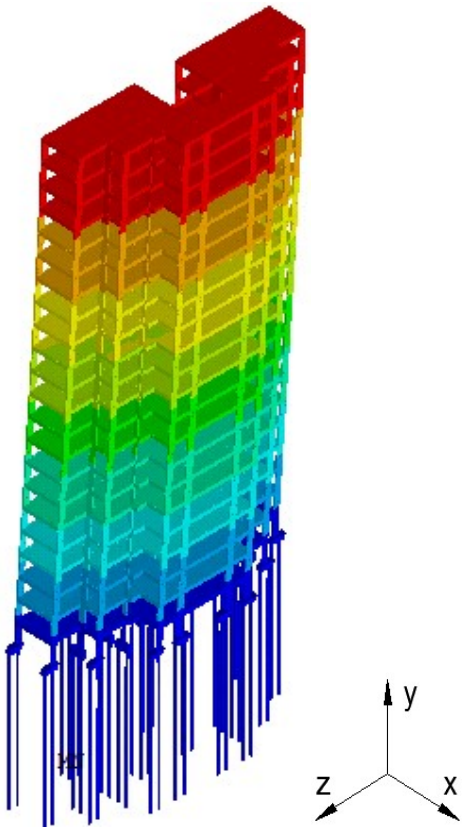
Figura 45 – Modelo estrutural (ME-I): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura



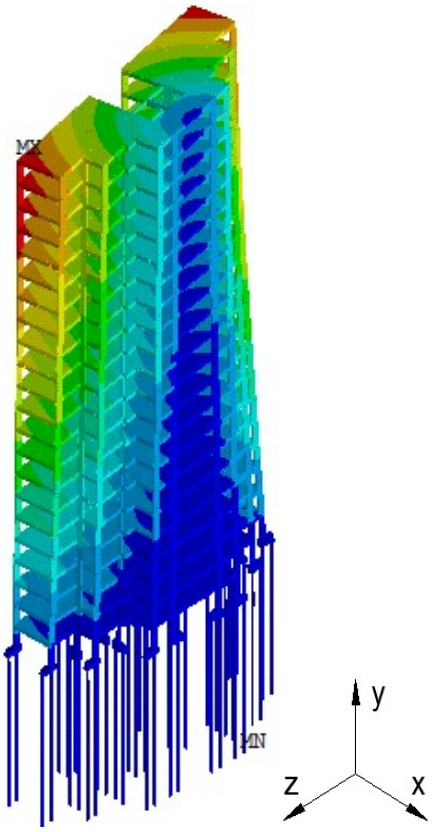
1º Modo (f_{01}= 0,686 Hz) 2º Modo (f_{02}= 1,070 Hz)

3º Modo (f_{03}= 1,248 Hz) 4º Modo (f_{04}= 2,931 Hz)

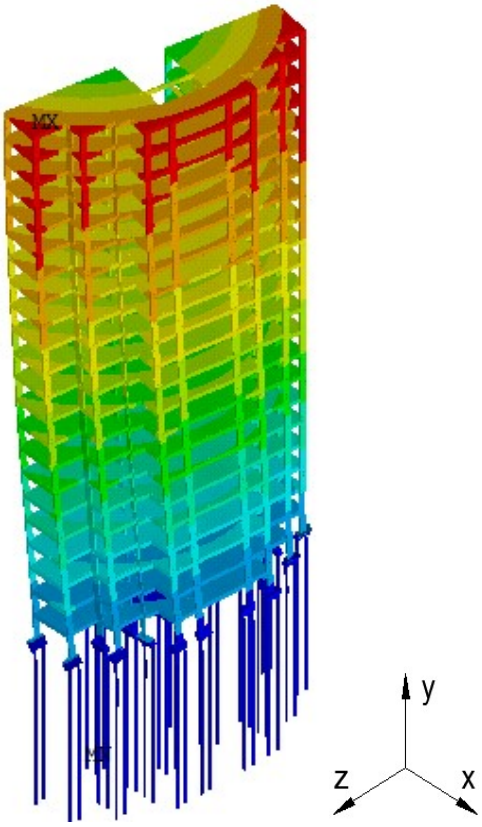
Figura 46 – Modelo estrutural (ME-II): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura



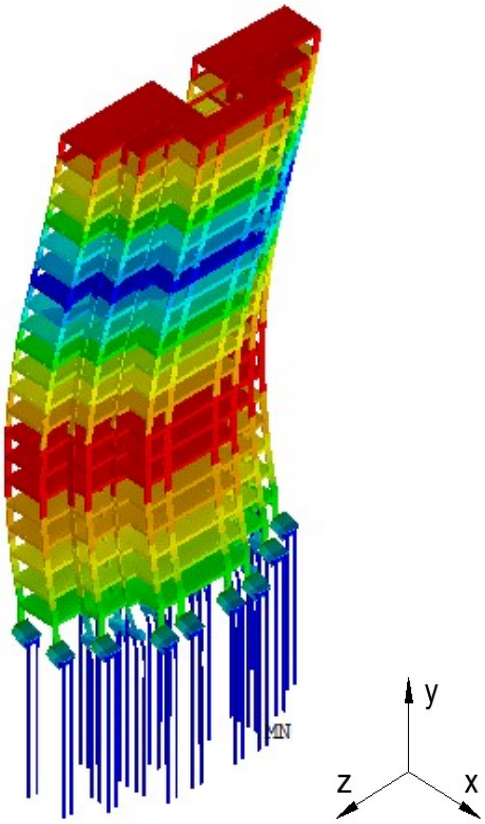
1º Modo (f_{01}= 0,341 Hz)



2º Modo (f_{02}= 0,377 Hz)

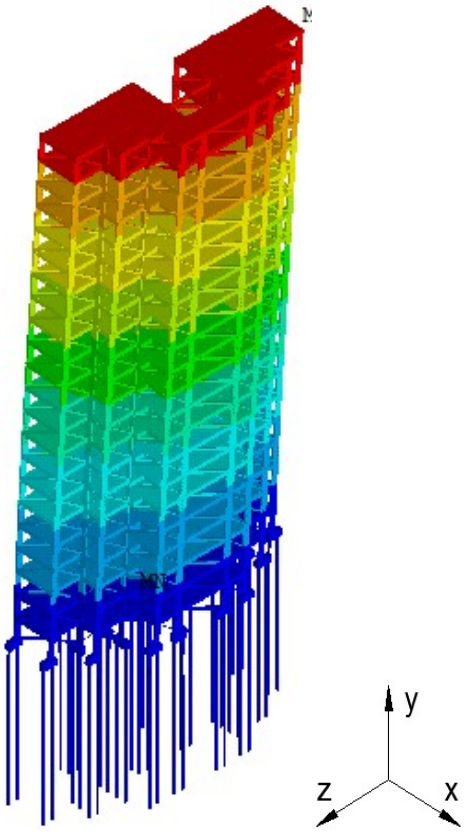


3º Modo (f_{03}= 0,448 Hz)

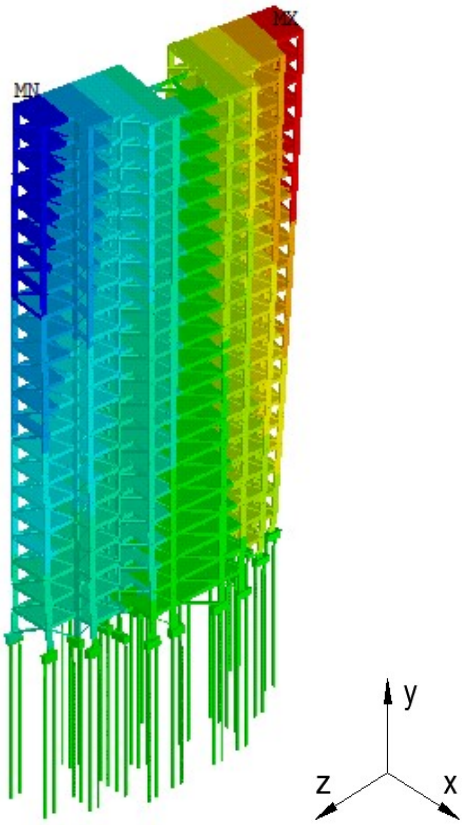


4º Modo (f_{04}= 1,143 Hz)

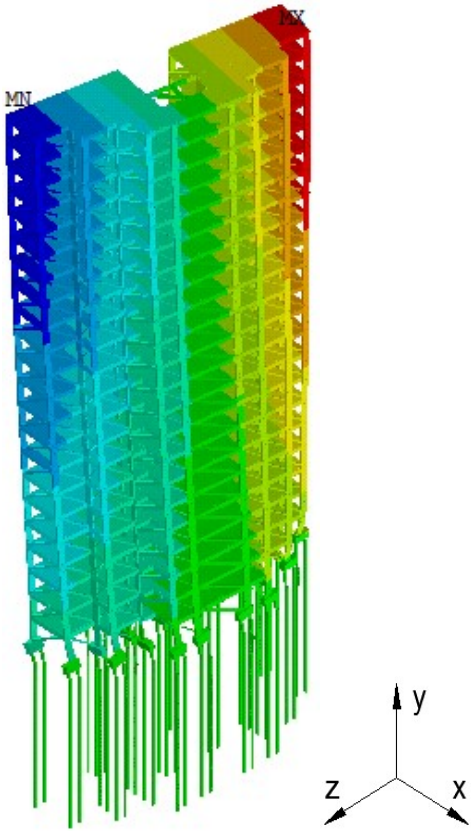
Figura 47 – Modelo estrutural (ME-III): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura



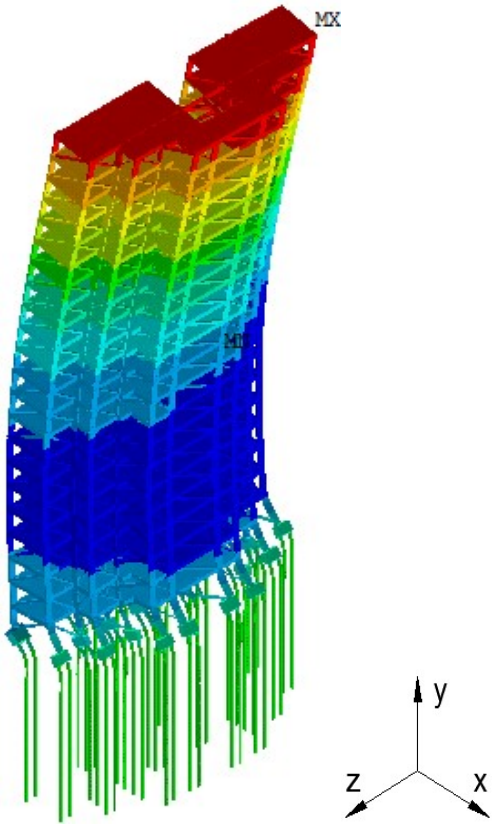
1º Modo (f_{01}= 0,525 Hz)



2º Modo (f_{02}= 0,845 Hz)

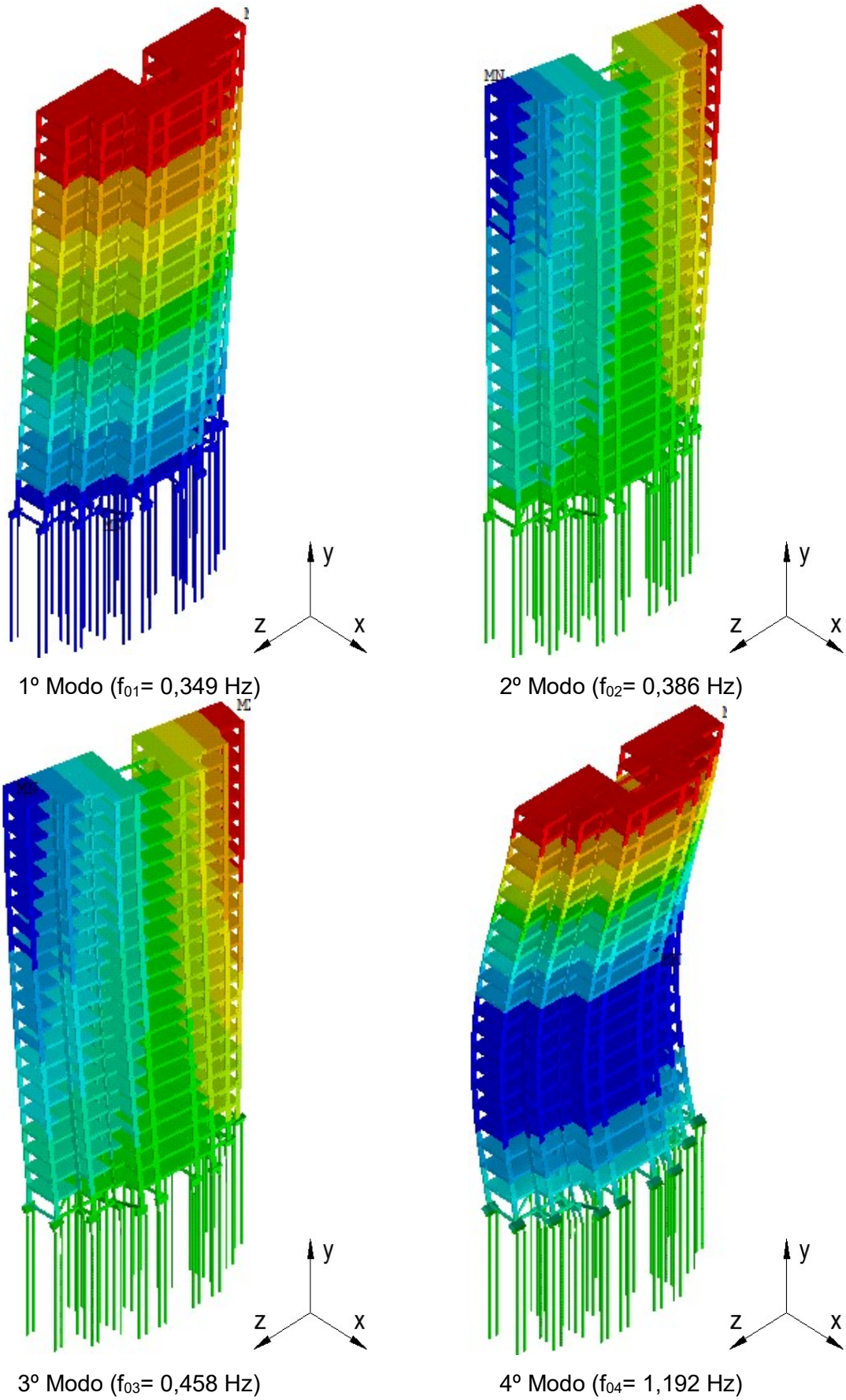


3º Modo (f_{03}= 0,967 Hz)



4º Modo (f_{04}= 2,115 Hz)

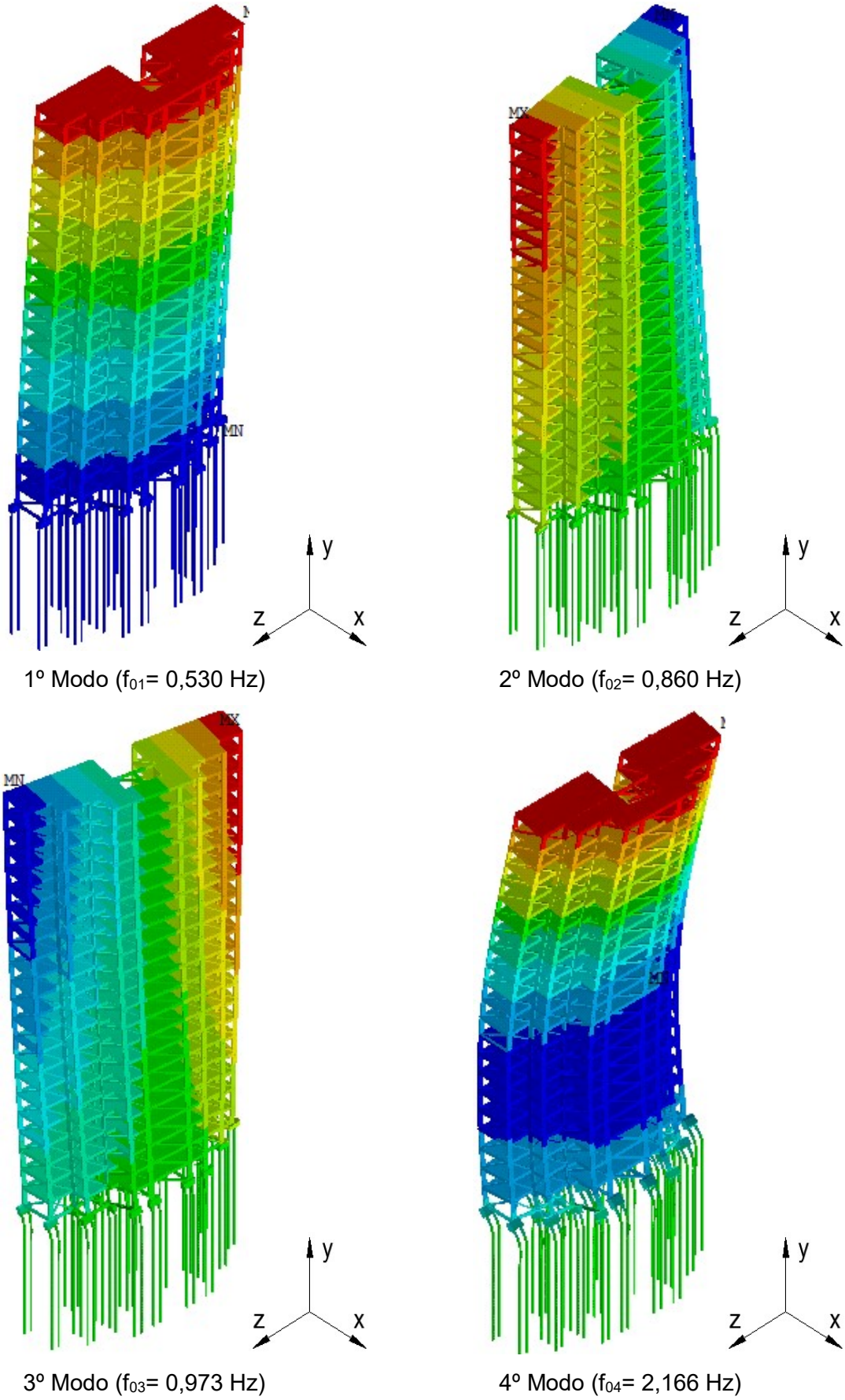
Figura 48 – Modelo estrutural (ME-IV): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura



1º Modo (f_{01}= 0,349 Hz) 2º Modo (f_{02}= 0,386 Hz)

3º Modo (f_{03}= 0,458 Hz) 4º Modo (f_{04}= 1,192 Hz)

Figura 49 – Modelo estrutural (ME-V): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura



1º Modo (f_{01}= 0,530 Hz) 2º Modo (f_{02}= 0,860 Hz)

3º Modo (f_{03}= 0,973 Hz) 4º Modo (f_{04}= 2,166 Hz)

Figura 50 – Modelo estrutural (ME-VI): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração da estrutura

A Tabela 20 apresenta os fenômenos físicos dos seis modelos estruturais investigados. Pode-se observar que estes fenômenos físicos mantiveram-se em todos os modelos, logo a interação solo-estrutura e a simulação da rigidez da alvenaria não afetaram qualitativamente o modo de vibração das estruturas.

Tabela 20 – Fenômeno físico dos modelos estruturais.

	Fenômeno Físico					
	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV	ME-V	ME-VI
f_{01}	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z
f_{02}	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y
f_{03}	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y
f_{04}	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z	Flexão em torno do eixo Z

No presente capítulo foram apresentados os resultados das análises de vibração livre dos modelos numéricos desenvolvidos, obtendo-se as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), o que permitiu uma avaliação da resposta dinâmica do edifício investigado. No capítulo a seguir serão exibidos os resultados das análises dinâmicas desenvolvidas ao longo deste estudo, com a finalidade de avaliar o comportamento estrutural dos modelos investigados quando submetidos a cargas não determinísticas do vento.

7 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO FORÇADA

Neste capítulo são exibidos os resultados obtidos nas análises dinâmicas não determinísticas do vento realizadas sobre os modelos em estudo, com base no programa computacional ANSYS (2007). Estas análises têm como objetivo avaliar a resposta estrutural dinâmica dos modelos investigados quando submetidos ao carregamento não determinístico oriundo do vento, como demonstrado no segundo capítulo.

7.1 Carregamento de vento aplicado nos modelos estruturais

As cargas de vento são aplicadas sobre as fachadas referentes à maior dimensão em planta das edificações, ou seja, as forças são aplicadas no sentido positivo da direção X. Nas análises numéricas são consideradas cargas permanentes e acidentais usuais de projetos em todos os pavimentos dos modelos estruturais investigados neste trabalho de pesquisa. Os resultados das análises dinâmicas para deslocamentos máximos são obtidos nos nós do topo do edifício (h = 63,80 m) e, para as acelerações máximas, nos nós do penúltimo pavimento (h = 60,90 m), conforme ilustrado na Figura 51.

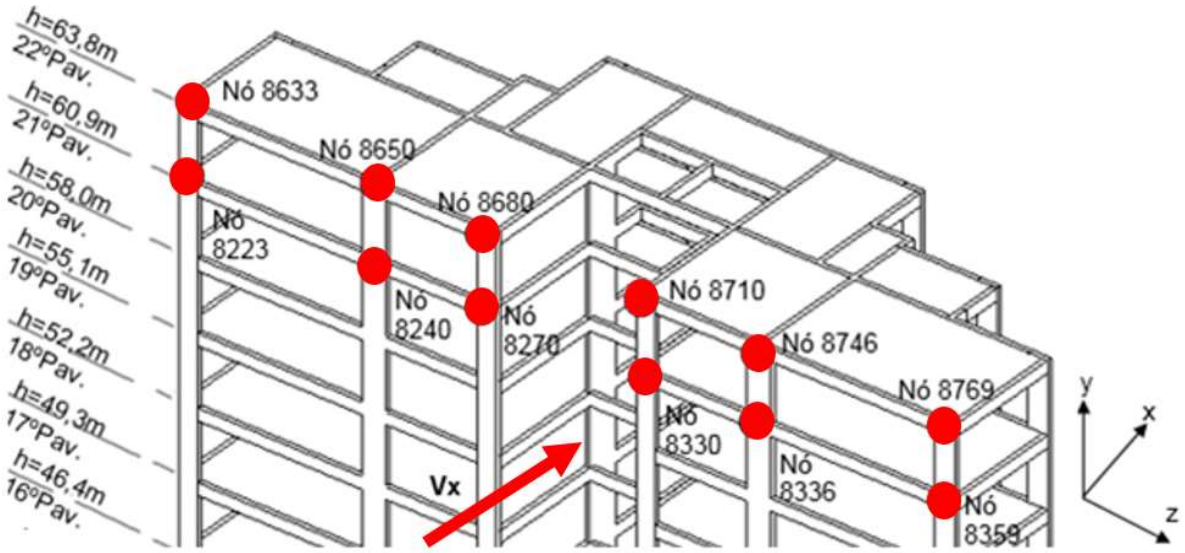


Figura 51- Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica dos modelos estruturais

7.2 Limites e recomendações de projeto

As respostas dinâmicas dos modelos numéricos são apresentadas em termos de valores de pico, nas fases transiente e permanente, e comparados aos limites propostos por normas e recomendações de projetos quanto ao estado limite de serviço e conforto dos ocupantes das estruturas investigadas.

7.2.1 Deslocamento lateral máximo dos edifícios

Segundo a NB1 (1978), o deslocamento lateral máximo recomendado para edifícios em concreto armado, considerando a carga de vento como variável principal tomada com seu valor raro, é calculado pela Equação (33), em função da altura total da estrutura (h_{TOT}).

$$d_{H,máx} \leq \frac{h_{TOT}}{500} \tag{33}$$

7.2.2 Critérios para avaliação do conforto humano

A NBR 6123 (1988) preconiza que as forças flutuantes do vento podem provocar desconforto aos ocupantes das edificações destinadas à ocupação humana. A amplitude máxima da aceleração (a_j) para um determinado nível do edifício pode ser calculada pela Equação (34), sendo (f_j) a frequência correspondente ao modo j e (u) o deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante.

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j \tag{34}$$

Segundo a NBR 6123 (1988), a aceleração máxima da edificação não deve superar 0,1 m/s^2 para que se possa garantir o conforto humano. É admitido que a amplitude máxima da aceleração exceda este valor, em média, uma vez a cada dez anos.

Segundo Bachmann (1995), os efeitos de vibrações de baixas frequências em pessoas são aqueles associados à sensação de mal-estar, incômodo, perda de concentração e apreensão quanto à segurança estrutural. A Tabela 21 apresenta os valores limites para a percepção humana quanto à aceleração induzida pelo vento e a Figura 52 mostra estes valores de aceleração em função da frequência.

Tabela 21 - Valores limites de aceleração para percepção humana (Bachmann, 1995)

Percepção humana	Limites de aceleração	em m/s²
Imperceptível	a < 0,005 g	a < 0,049
Perceptível	0,005 g < a < 0,015 g	0,049 < a < 0,147
Incômoda	0,015 g < a < 0,05 g	0,147 < a < 0,49
Muito incômoda	0,05 g < a < 0,15 g	0,49 < a < 1,47
Intolerável	a > 0,15 g	1,47 < a

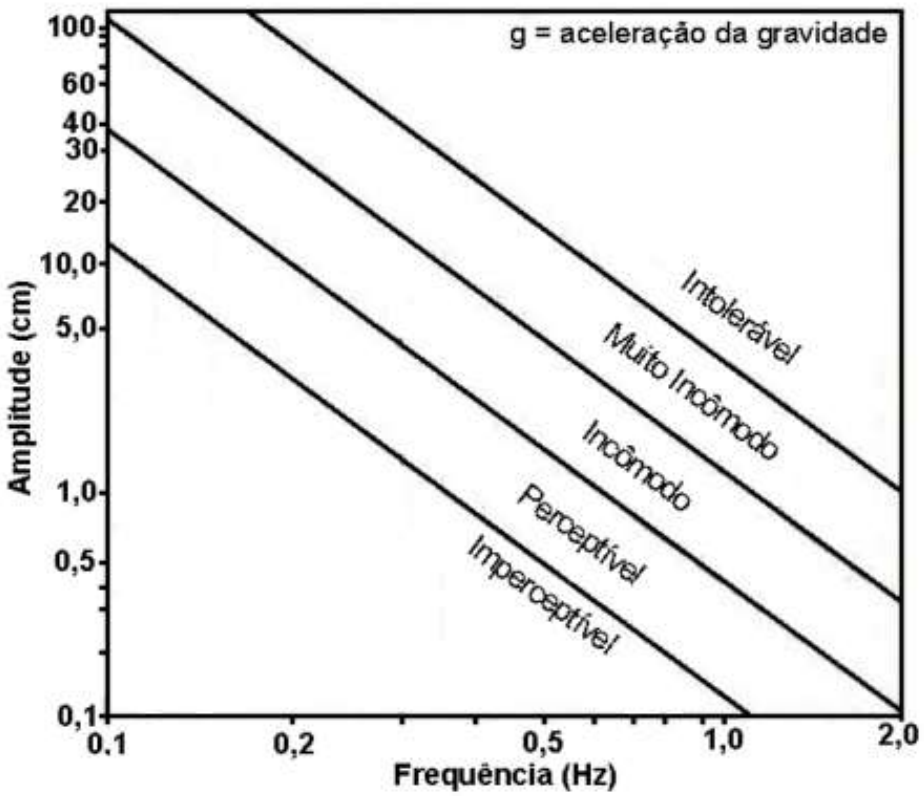


Figura 52 - Percepção humana às vibrações em edifícios devidas ao vento (Bachmann, 1995)

7.3 Modelagem de cargas não determinísticas do vento

Como mencionado anteriormente, neste trabalho de pesquisa, a ação do vento é modelada por meio da geração de séries de carregamento dinâmico não determinístico. Numericamente, estas séries são obtidas através de rotinas desenvolvidas com base no emprego do programa computacional MATLAB (MATHWORKS, 2013), considerando as propriedades aleatórias e instáveis da carga do vento, as características geométricas dos sistemas estruturais investigados e parâmetros da norma brasileira de vento NBR 6123 (1988).

Para o carregamento dinâmico não determinístico do vento nas estruturas investigadas, foi utilizado o modelo de espectro de potência do vento de Kaimal. Nos modelos ME-I ao ME-V foi utilizada somente uma série de carregamento. Para o modelo ME-VI, considerado o mais próximo da realidade, foram geradas 10 séries históricas de vento, afim de obter um tratamento estatístico confiável.

A Tabela 22 apresenta os principais parâmetros adotados na modelagem da ação não determinística do vento e suas características segundo a norma NBR 6123 (1988) para o desenvolvimento das séries históricas de carregamento.

7.4 Respostas dinâmicas dos modelos estruturais

Os resultados da análise dinâmica dos modelos estruturais investigados foram submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura e da rigidez das alvenarias, e apresentados neste item. A resposta estrutural dinâmica, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações horizontais máximas, é comparada no item posterior com os valores limites de normas e recomendações de projeto para a verificação dos estados limites de serviço e avaliação do conforto humano.

Na sequência do texto são apresentadas as respostas estruturais dinâmicas dos modelos Estruturais, ME-I, pelo fato de ser o modelo utilizado na prática corrente de projeto, e o modelo ME-VI, por ser tratar do modelo numérico que representa o efeito da interação solo-estrutura, com base na modelagem dos blocos, vigas de travamento e estacas de fundação, sendo considerado o modelo mais próximo da realidade. As respostas dinâmicas dos demais modelos estruturais, ME-II, ME-III, ME-IV e ME-V, são mostradas nos Apêndices B, C, D e E, respectivamente.

Tabela 22 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento

Propriedades do carregamento	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV	ME-V	ME-VI
Velocidade básica do vento (V_0)	35 m/s					
Fator topográfico (S_1)	1,0					
Fator estatístico (S_3)	1,0					
Velocidade média do vento (V_{10})	24,15 m/s					
Categoria do terreno (S_2)	V					
Coeficiente exponencial (p)	0,31					
Parâmetro meteorológico (b)	0,50					
Coeficiente de rugosidade (z_0)	2,5 m					
Divisões do espectro (n)	81 harmônicos					
Coeficiente de arrasto (C_a)	1,42					
Faixa de frequência (f)	0,01 a 6,18Hz	0,01 a 10,99Hz	0,01 a 5,47Hz	0,01 a 8,41 Hz	0,01 a 5,58Hz	0,01 a 8,48Hz
Incremento de frequência (Δf)	0,077Hz	0,137Hz	0,067Hz	0,105Hz	0,069Hz	0,105Hz
Harmônico Ressonante	5º Harmônico					
Incremento de tempo (Δt)	0,03 segundos					
Tempo total	600 segundos (10 minutos)					

7.4.1 Modelo estrutural (ME-I):

As Figuras 53 e 54 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicada ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-I, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira série do carregamento para este modelo estrutural.

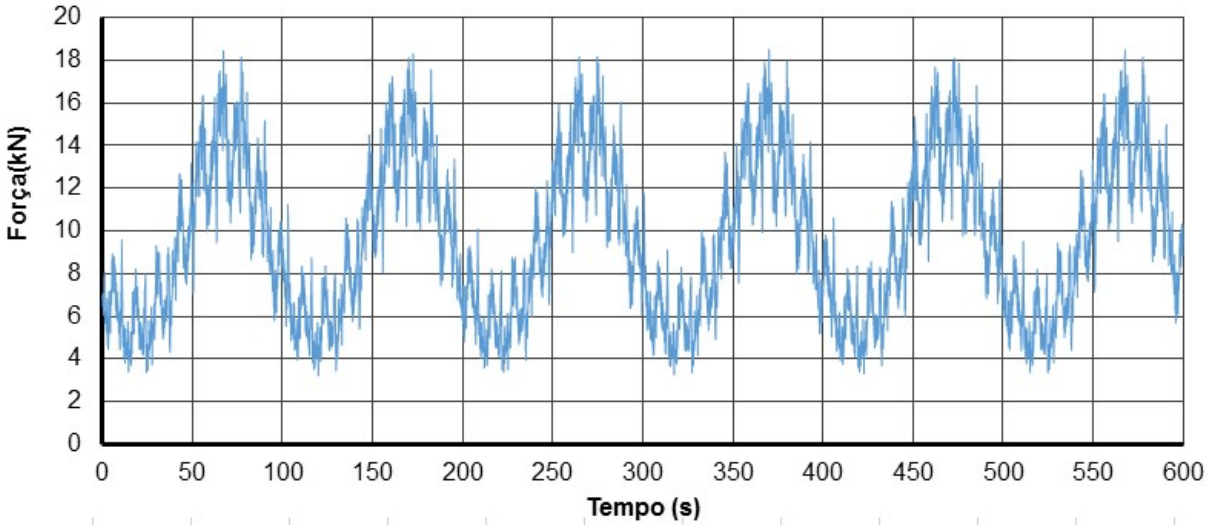


Figura 53 – Força de vento no domínio do tempo aplicado ao nó 8769 do modelo (ME-I)

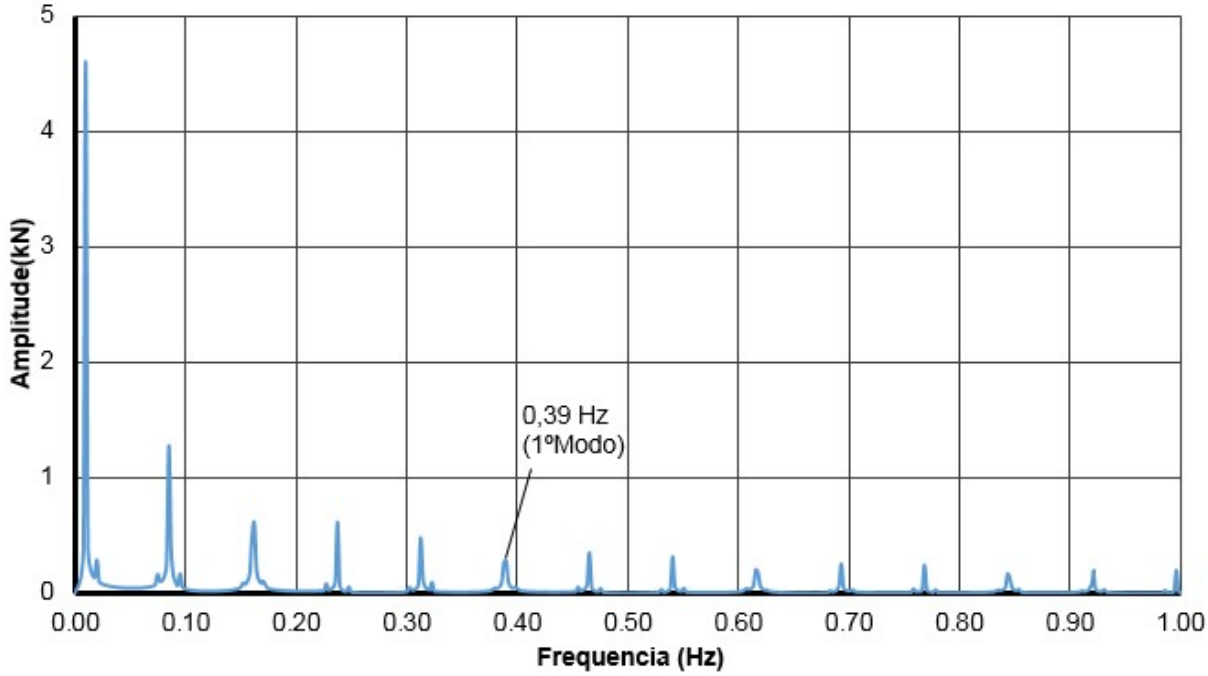


Figura 54 – Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-I)

As Figuras 55 e 56 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-I na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura 57 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

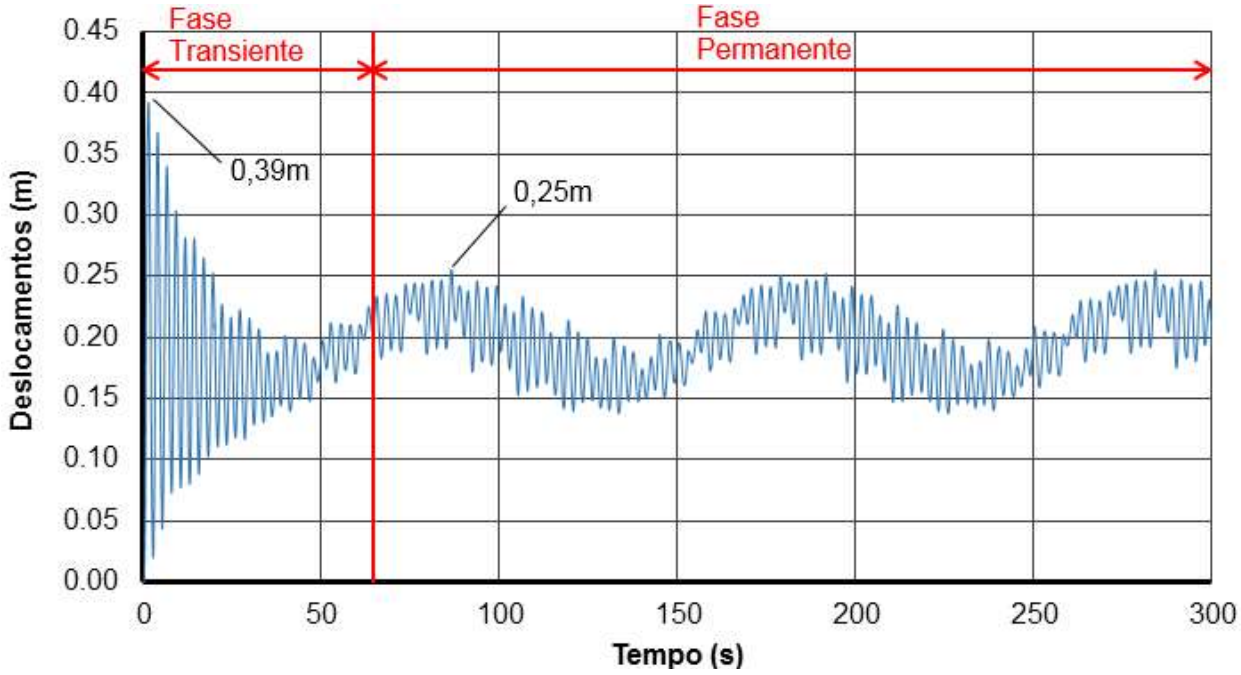


Figura 55 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-I).

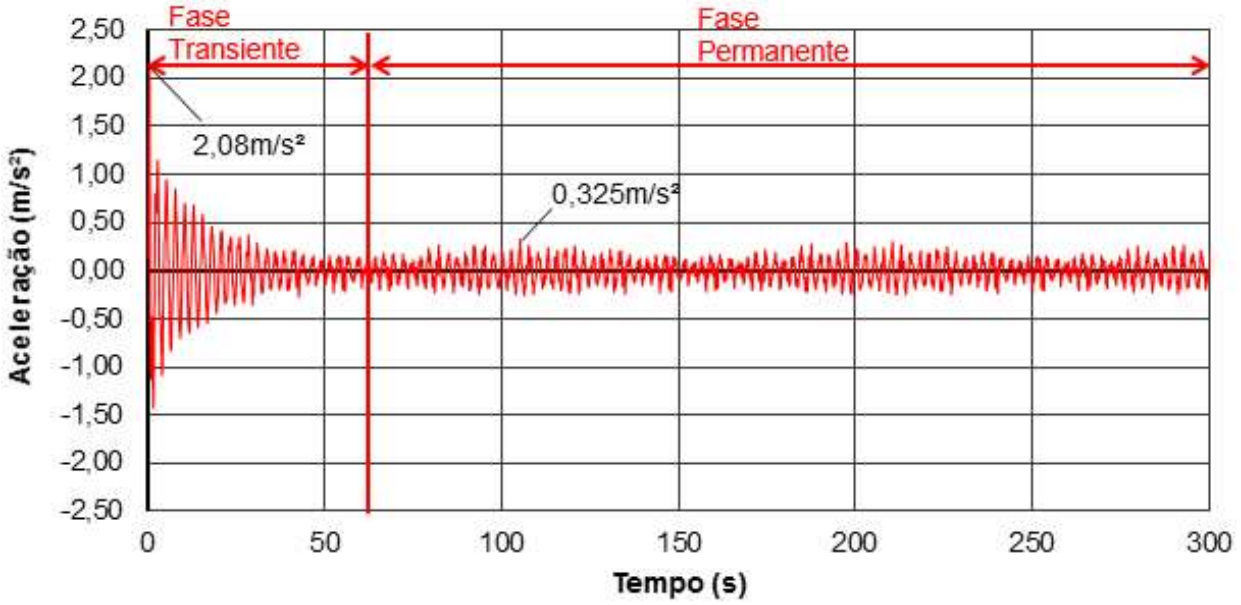
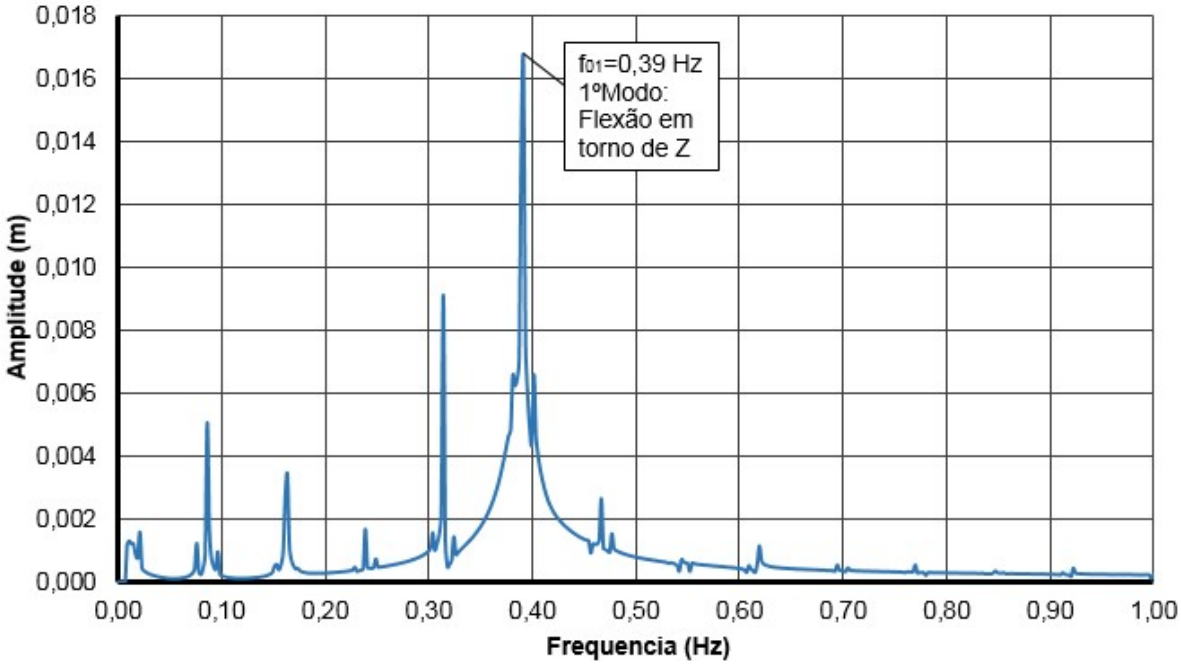
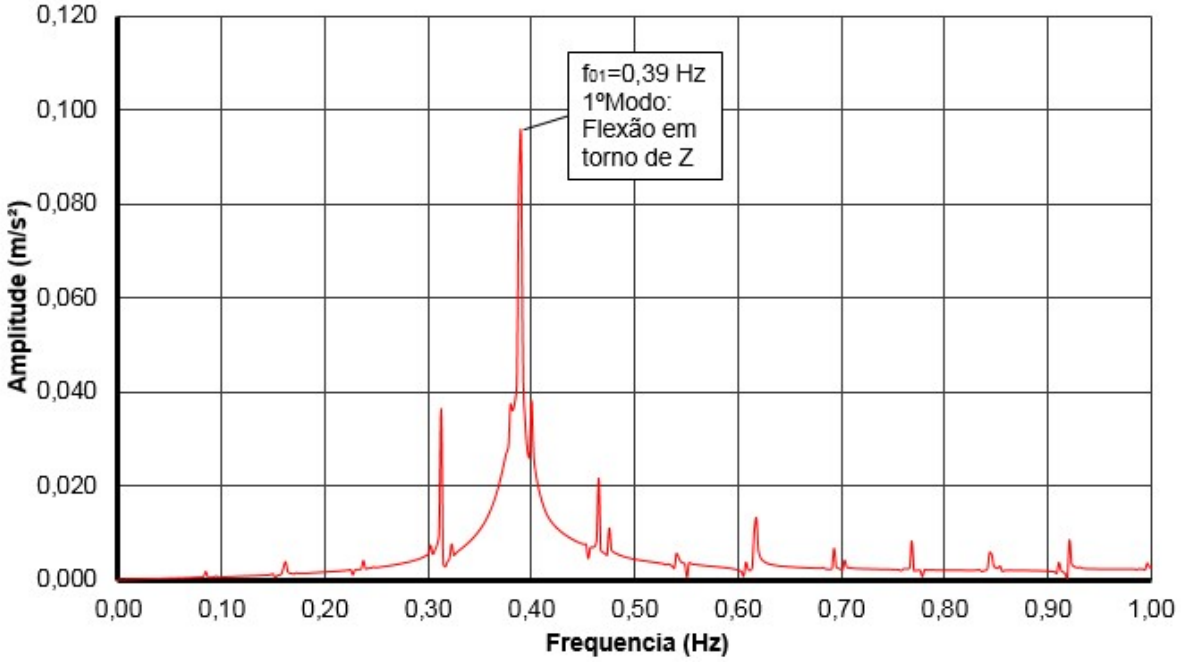


Figura 56 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-I)

Ao observar as Figuras 55 e 56 é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,39 m (fase transiente) e 0,25 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 2,08 m/s² (fase transiente) e 0,325 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-I. A partir da Figura 57 verifica-se a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,39 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 57- Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-I)

Em seguida, as Tabelas 23 e 24 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8 m) e aceleração (cota z=60,9 m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-I, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela 23 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-I)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	37,23	23,31
8650	37,72	22,72
8680	38,03	22,99
8710	38,41	23,51
8746	38,73	23,97
8769	39,23	25,55

Tabela 24 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-I)

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	2,246	0,273
8240	2,194	0,235
8270	2,162	0,213
8330	2,132	0,222
8336	2,113	0,247
8359	2,088	0,325

7.4.2 Modelo estrutural (ME-VI):

As Figuras 58 e 59 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicadas ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-VI, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira série do carregamento para este modelo estrutural.

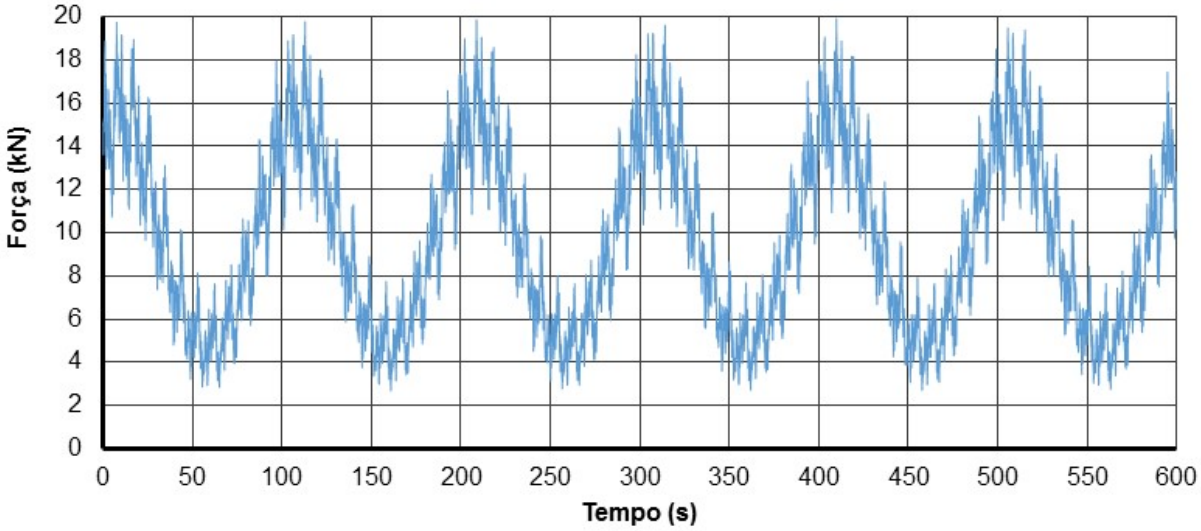


Figura 58 – Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-VI)

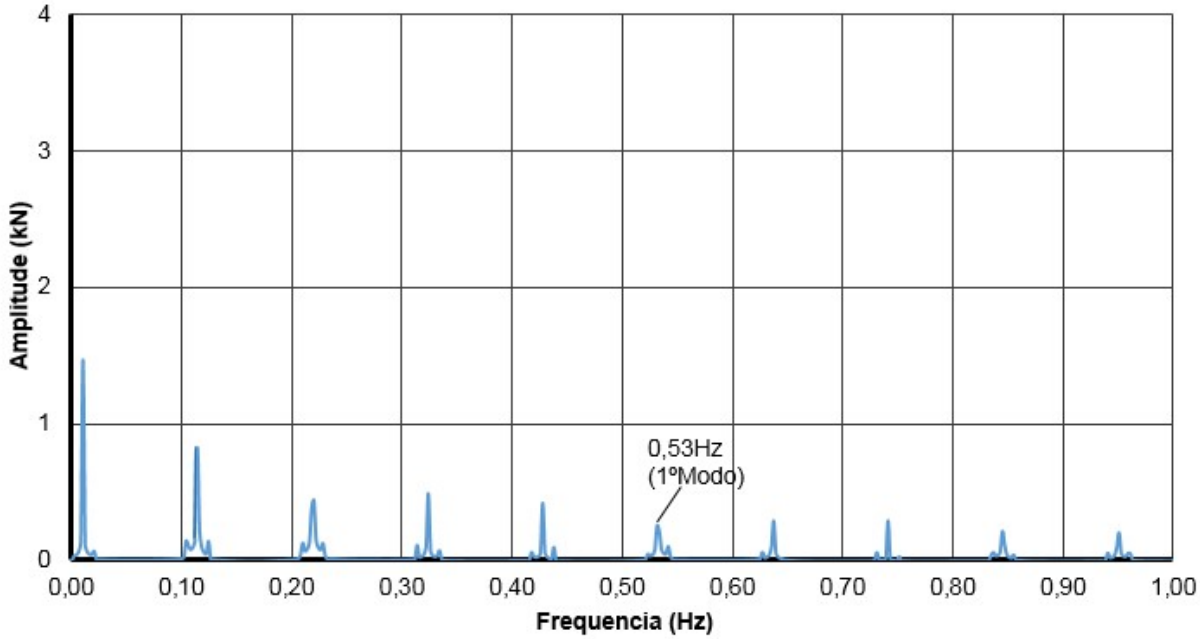


Figura 59 - Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-VI)

As Figuras 60 e 61 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-VI na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira e única série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura 62 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

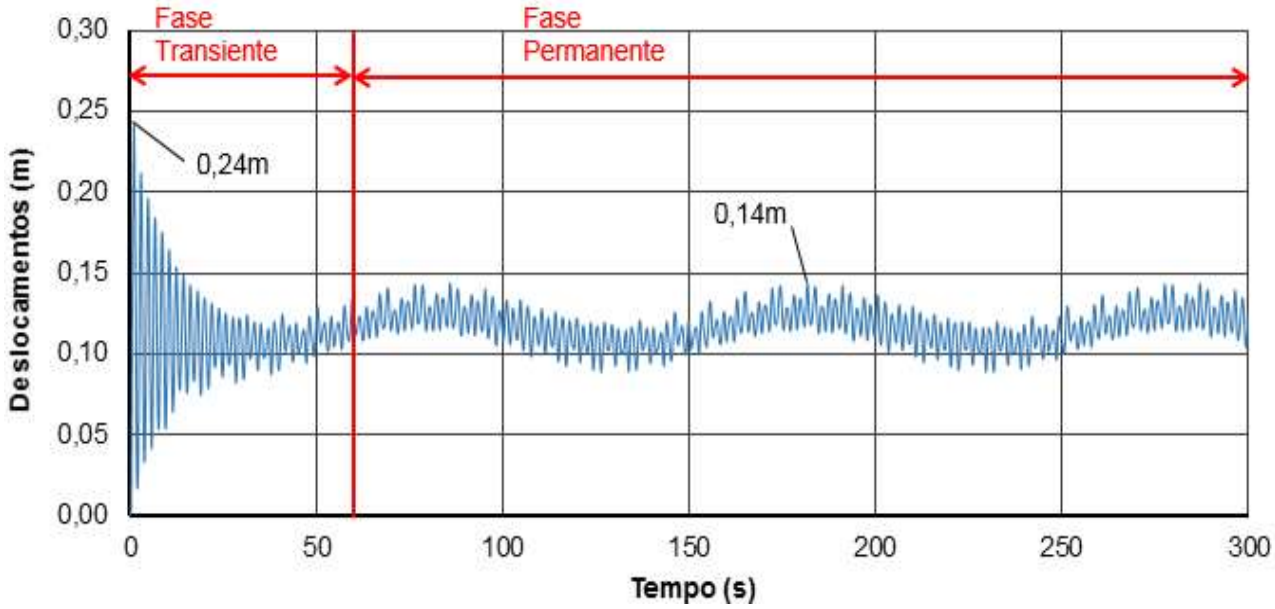


Figura 60 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-VI)

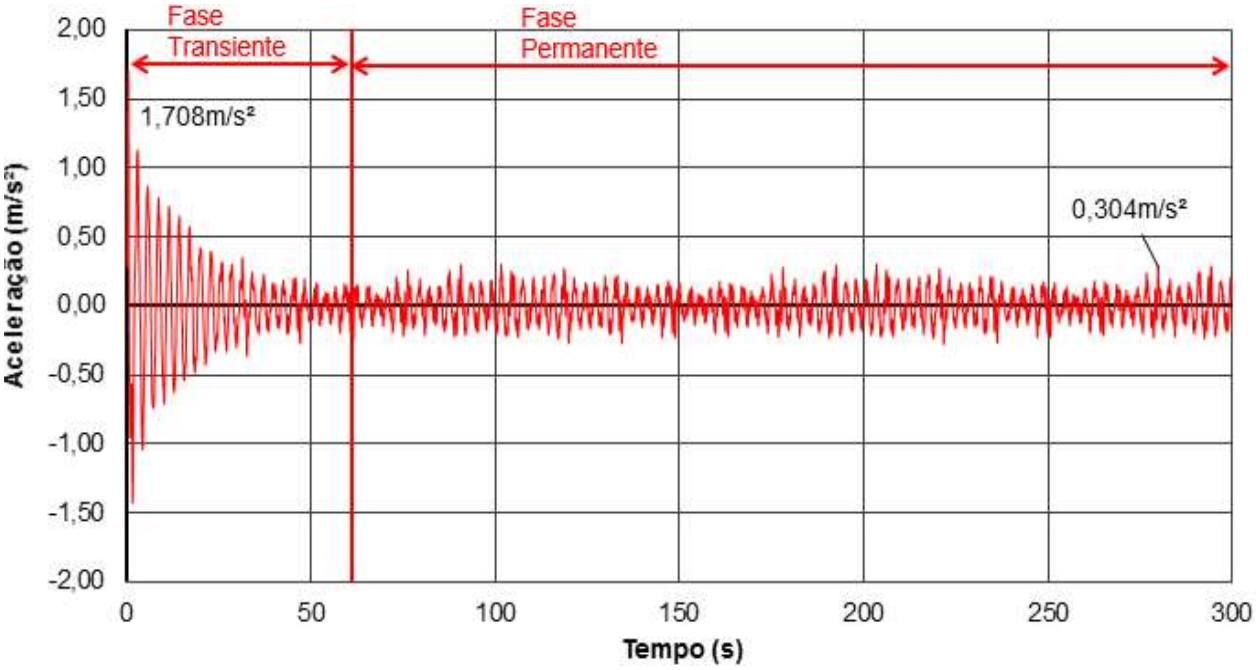
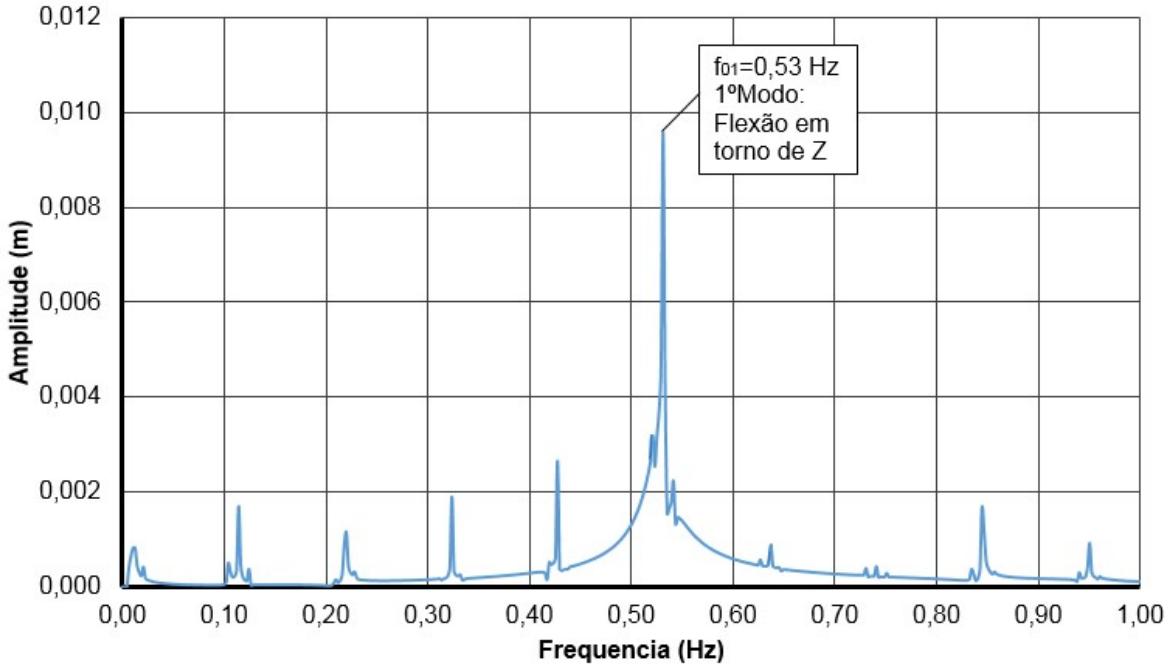
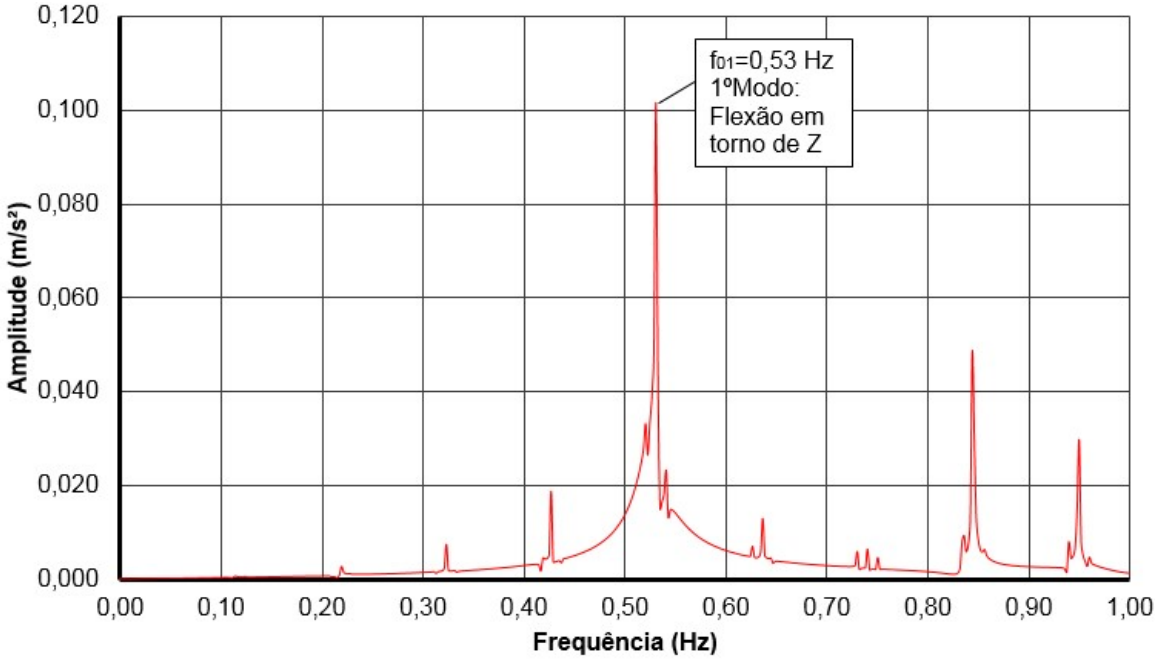


Figura 61 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-VI)

Ao analisar as Figuras 60 e 61 é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,24 m (fase transiente) e 0,14 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 1,708 m/s² (fase transiente) e 0,304 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-VI. A partir da Figura 62, pode-se verificar a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,53 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura 62 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-VI)

Em seguida, as Tabelas 25 e 26 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8m) e aceleração (cota z=60,9m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-VI, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela 25 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-VI)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	25,95	14,96
8650	25,44	14,70
8680	25,13	14,56
8710	24,78	14,44
8746	24,53	14,37
8769	24,15	14,40

Tabela 26 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-VI)

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	1,798	0,287
8240	1,777	0,234
8270	1,759	0,227
8330	1,740	0,238
8336	1,727	0,249
8359	1,708	0,304

7.5 Análise comparativa dos resultados das análises dinâmicas

Com base nos resultados obtidos em relação às análises numéricas desenvolvidas ao longo deste trabalho de pesquisa é realizado um estudo comparativo referente aos deslocamentos e acelerações máximas com as principais normas técnicas e recomendações de projetos, de forma a verificar os estados limites de serviço e o conforto humano para os modelos estruturais investigados.

A Figura 63 apresenta os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação no nó 8769 para os modelos estruturais. A figura ordena os modelos visando a comparação de como os tipos de apoio podem interferir nos valores dos deslocamentos horizontais dos modelos estruturais. A Figura 63 também exibe o limite de deslocamento exigido na antiga norma NB1 (1978).

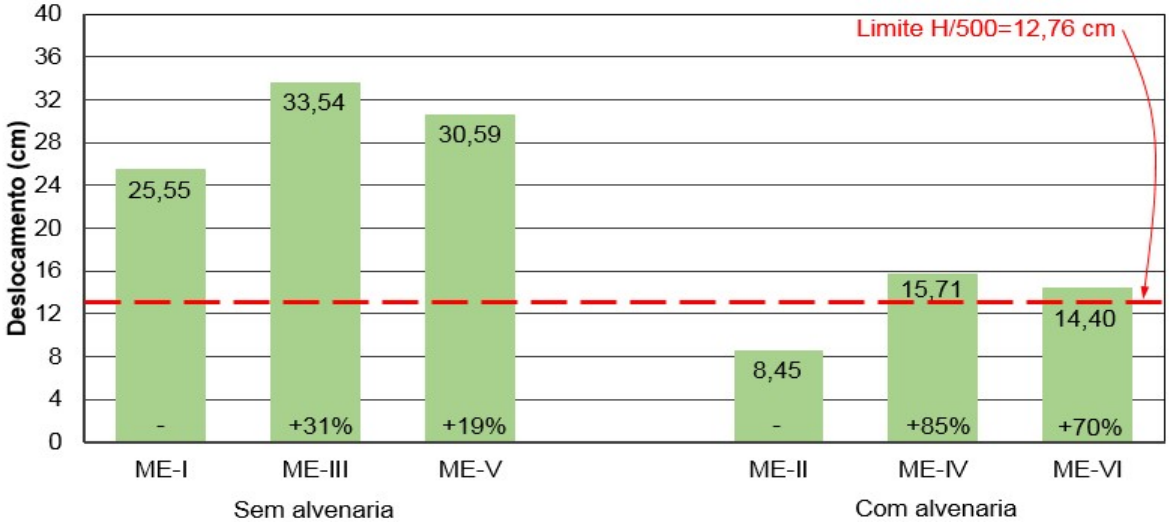


Figura 63 –Valores de deslocamento horizontal no topo dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8769: comparativo da variação dos apoios estruturais

Em se tratando da Figura 63, os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), apresentam valores de deslocamentos horizontais no topo do modelo superiores aos valores dos deslocamentos obtidos com base no emprego dos modelos estruturais com apoios simples (ME-I e ME-II).

Ao examinar quantitativamente os modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores de deslocamentos destes modelos apresentam diferenças significativas, quando

considerada a modelagem das fundações e a inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (v = 25,55 cm) e ME-III (v = 33,54 cm): aumento de 31% e ME-I (v = 25,55 cm) e ME-V (v = 30,59 cm): aumento de 19%]. As diferenças são relevantes e evidenciam a influência da modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio sobre a resposta estrutural estática dos modelos, em virtude da avaliação dos valores dos deslocamentos.

Por fim, na inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, as diferenças entre os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício apresentam-se da seguinte forma: [ME-II (v = 8,45 cm) e ME-IV (v = 15,71 cm): aumento de 85% e ME-II (v = 8,45 cm) e ME-VI (v = 14,40 cm): aumento de 70%]. Deste modo, verifica-se, com clareza, o efeito da rigidez das alvenarias somado à modelagem das fundações do edifício.

Em seguida, a Figura 64 exprime os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação para os seis modelos. A figura agrupa os modelos de forma a possibilitar a comparação da interferência da rigidez das alvenarias nos valores de deslocamento horizontais dos modelos estururais.

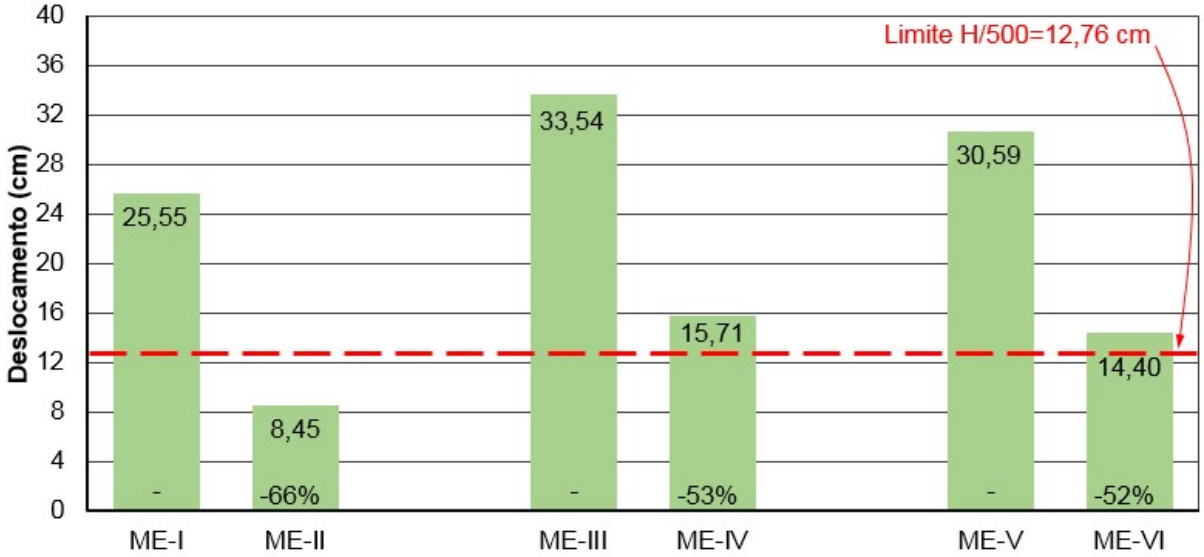


Figura 64 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8769: comparativo da rigidez das alvenarias

Com base na Figura 64, constatou-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, que consideram a rigidez das alvenarias, expressaram valores de deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício consideravelmente inferiores aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

Em termos quantitativos, nos modelos estruturais de apoio simples (ME-I e ME-II), os valores de deslocamentos horizontais apresentam diferenças significativas, ao considerar a modelagem da rigidez das alvenarias na análise [ME-I (v = 25,55 cm) e ME-II (v = 8,45 cm): redução de 66%]. Com a inclusão dos blocos sobre estacas, as diferenças entre os valores de rigidez global são: [(ME-III (v= 33,54 cm) e ME-IV (v = 15,71 cm): redução de 53%. Logo, ao considerar os blocos sobre estacas com vigas de travamento, as diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-V (v = 30,59 cm) e ME-VI (v = 14,40 cm): redução de 52%. A partir destes resultados, verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

De maneira geral, observando-se os valores máximos dos deslocamentos obtidos na análise dinâmica dos modelos investigados (ME-I a ME-VI), deve-se ressaltar que as vigas de travamento possuem importância destacada para o projeto, pois tendem a equilibrar as cargas verticais sobre as estacas de fundação, reduzindo a deformação das estacas e, consequentemente, os valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais.

Outro fator importante deve-se ao fato de que o modelo estrutural ME-II apresentou um aumento significativo da rigidez, pois as diagonais equivalentes, que simulam simplificadamente as alvenarias, encontram-se conectadas a apoios indeslocáveis (apoios rígidos); e, desta maneira, as ligações estruturais tornam-se muito mais rígidas, conduzindo aos menores valores para deslocamentos translacionais horizontais. Cabe destacar que este tipo de modelagem não reflete exatamente a realidade prática de projeto.

As Figuras 63 a 64 evidenciam que somente o modelos ME-II, que considera apoio simples e a rigidez das alvenarias, estaria aprovado de acordo com a norma, uma vez que somente este modelo tem o valor de deslocamento horizontal no topo da edificação abaixo do limite estabelecido.

A Figura 65 apresenta os resultados das acelerações máximas no nó 8359, localizado no penúltimo pavimento do edifício (z = 60,9 m), na fase permanente para a primeira série de carregamento não determinístico do vento. A figura agrupa os modelos com a finalidade de comparar como os tipos de apoio interferem nos valores das frequências naturais dos modelos estruturais. Em seguida, a Tabela 27 apresenta as acelerações máximas em diversos nós do penúltimo pavimento do edifício (z = 60,9 m), na fase permanente para a primeira série de carregamento não determinístico do vento para os seis modelos.

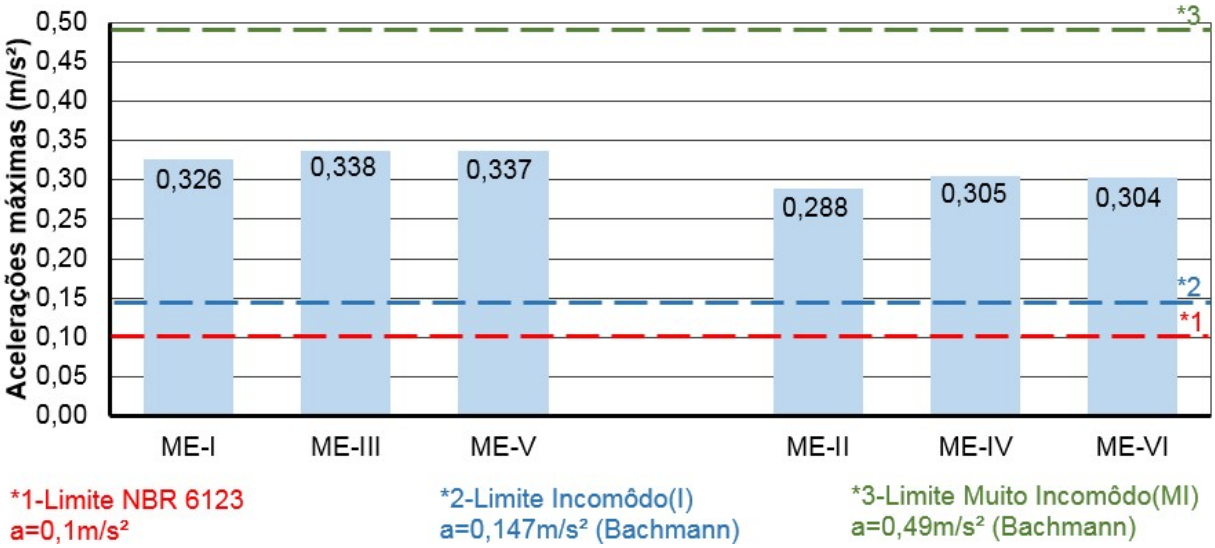


Figura 65 – Valores de aceleração de pico dos modelos estruturais para resposta dinâmica no nó 8359

Tabela 27 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento dos modelos estruturais

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento na fase permanente (m/s²)					
	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV	ME-V	ME-VI
8223	0,273	0,273	0,299	0,293	0,298	0,287
8240	0,235	0,258	0,271	0,228	0,265	0,234
8270	0,213	0,234	0,236	0,216	0,235	0,227
8330	0,222	0,232	0,248	0,225	0,252	0,238
8336	0,247	0,232	0,278	0,238	0,285	0,249
8359	0,326	0,288	0,338	0,305	0,337	0,304

A partir da Figura 65 e Tabela 27, foi observado que os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) determinadas em relação aos seis modelos estruturais investigados (ME-I a ME-VI), não apresentaram variações significativas em termos quantitativos, com diferenças máximas da ordem de 10%. Deste modo, verifica-se que o efeito da interação solo estrutura e a rigidez das alvenarias não interferem de forma relevante em relação aos valores das acelerações de pico dos modelos analisados neste estudo.

No que se refere à norma brasileira de projeto NBR 6123 (1988), os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) de todos os modelos estruturais analisados (ME-I a ME-VI) são superiores ao limite de 0,10 m/s² ($a_{máx}$ = 0,10 m/s²), violando o critério de conforto humano da referida norma. Por outro lado, de acordo com o trabalho de pesquisa de Bachmann (1995), os níveis de vibração dos modelos estruturais investigados (ME-I a ME-VI), mediante análise dos valores das frequências naturais e das acelerações de pico calculadas ao longo da pesquisa, podem ser classificados como sendo do tipo "*incômodos*", quando a fase permanente da resposta estrutural dinâmica dos modelos é considerada [0,149 m/s^2 < $a_{máx}$ < 0,49 m/s^2].

7.6 Tratamento estatístico do resultados do modelo estrutural (ME-VI)

Conforme já mencionado, o modelo ME-VI, por ser tratar do modelo computacional que representa o efeito da interação solo-estrutura, com base na modelagem dos blocos, vigas de travamento e estacas de fundação, é considerado o mais próximo da realidade. Com a finalidade de obter um modelo mais confiável para a utilização da ação não determinística do vento, é necessário elaborar um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter média (m), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95% (Uz95%), através da Equação (35) (Morettin, 2010).

$$U_{z_{95\%}} = 1{,}65\ \sigma + m \qquad (35)$$

A Tabela 28 apresenta os valores, para o modelo estrutural ME-VI, dos deslocamentos e acelerações máximas médias no nó 8769, localizado no último pavimento (z=63,8 m), e no nó 8359, localizado no penúltimo pavimento (z=60,9 m), respectivamente. A tabela também exibe os parâmetros estatísticos relacionados as dez séries de carregamento não determinístico do vento, aplicados no modelo estrutural investigado ME-VI. Em seguida, a Figura 66 demonstra os deslocamentos máximos no nó 8769, localizado no topo do edifício (z=63,8m), no modelo estrutural ME-VI na fase permanente para as dez séries de carregamento não determinístico do vento, bem como o valor limite estabelecido pelas normas NB1(1978) e NBR 6118(2014).

Tabela 28 – Deslocamentos e acelerações médios do modelo (ME-VI)

Série de carregamento	Deslocamento (m) nó 8769 (z=63,8 m: Figura 51)	Acelerações (m/s²) nó 8359 (z=60,9 m: Figura 51)
	Fase permanente	Fase permanente
1	0,144	0,303
2	0,140	0,256
3	0,134	0,228
4	0,140	0,371
5	0,144	0,342
6	0,135	0,232
7	0,138	0,295
8	0,151	0,283
9	0,144	0,285
10	0,139	0,210
Média	0,141	0,281
Desvio padrão	0,00502	0,05098
Uz95%	0,149	0,365

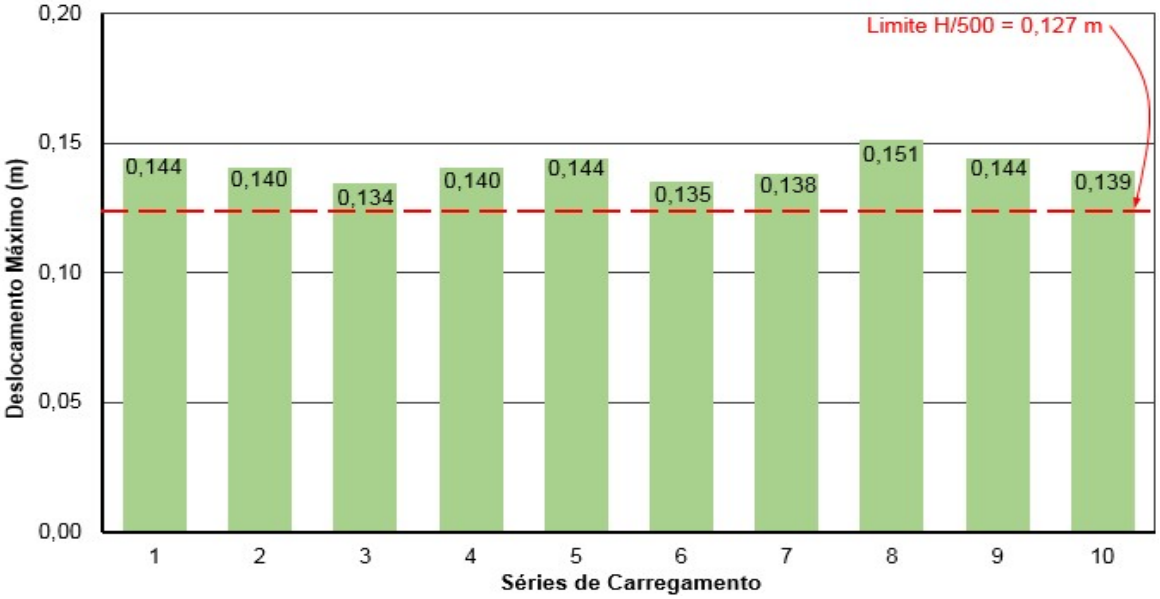


Figura 66 - Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo estrutural ME-VI para resposta dinâmica no nó 8769 para as 10º séries de carregamento de vento.

A partir da Figura 66, observou-se que o modelo ME-VI, modelo no qual considera-se o bloco sobre estacas, as vigas de travamento e a rigidez das alvenarias, estaria em desacordo com a norma, uma vez que este modelo tem o valor de deslocamento horizontal no topo edificação acima do limite estabelecido pela norma NB1 (1978). Em seguida, a Figura 67 apresenta as acelerações máximos no nó 8359, localizado no penúltimo pavimento do edifício (z=60,9m), no modelo estrutural ME-VI na fase permanente para as dez séries de carregamento não determinístico do vento.

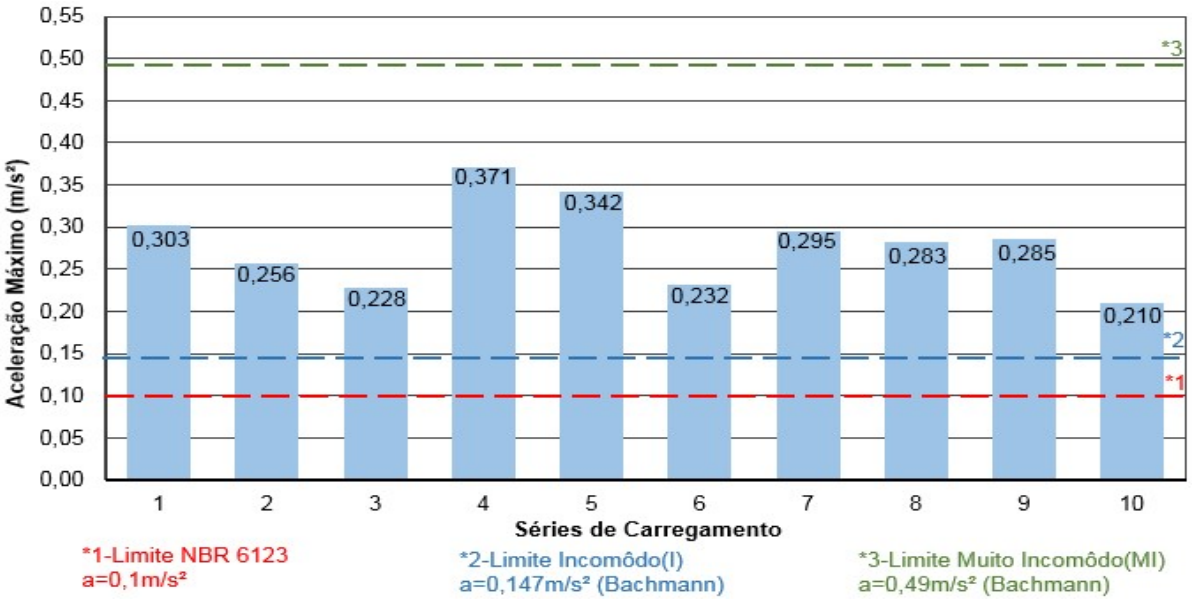


Figura 67 - Valores de aceleração de pico do modelo estrutural ME-VI para resposta dinâmica no nó 8359 para as 10 séries de carregamento de vento.

De acordo com os resultados da Tabela 28, verifica-se que os valores máximos médios dos deslocamentos horizontais são da ordem de 0,149 m para a fase permanente, considerando um índice de confiabilidade de 95% e que as acelerações máximas médias, são da ordem de 0,365 m/s² para a fase permanente.

Observando as Figuras 66 e 67, verificou-se uma variação significativa de uma série para outra, principalmente quando se refere a aceleração. Desta forma, é possível verificar a importância de um tratamento estatístico com no mínimo dez séries de carregamento para cada modelo estrutural sempre que se faz uma análise não determinística do vento.

A partir da Figura 67, no que se refere à norma brasileira de projeto NBR 6123 (1988), os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) do modelo estrutural VI após o tratamento estatístico é superior ao limite de 0,10 m/s² ($a_{máx}$ = 0,10 m/s²), violando o critério de conforto humano da referida norma. Por outro lado, de acordo com o trabalho de pesquisa de Bachmann (1995), os níveis de vibração do modelo estrutural ME-VI, mediante análise dos valores das acelerações de pico calculadas após o tratamento estatístico, podem ser classificados como sendo do tipo "*incômodos*", quando a fase permanente da resposta estrutural dinâmica dos modelos é considerada [0,149 m/s^2 < $a_{máx}$ < 0,49 m/s^2].

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo central deste trabalho de pesquisa diz respeito à investigação do comportamento estrutural dinâmico e a avaliação do conforto humano, quando a edificação é submetida à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Ao longo deste trabalho de pesquisa foram investigados seis modelos estruturais: com 22 pavimentos e altura total de 63,8 m, variando o tipo de apoio da estrutura e a consideração ou não da rigidez das alvenarias. Modelos numéricos tridimensionais são desenvolvidos, com base no emprego do programa ANSYS (2007), com a finalidade de obter a análise da resposta dinâmica não determinística dos modelos estruturais. Ressalta-se que, para a modelagem das cargas de vento não determinísticas atuantes sobre os edifícios, foram considerados espectros de potência de Kaimal. Em seguida, os resultados obtidos ao longo das análises dinâmicas (deslocamentos e acelerações de pico) são comparados com os valores limites estabelecidos em recomendações de projeto e normas técnicas, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano dos edifícios no que tange a situações da prática corrente de projeto.

8.1 Conclusões

8.1.1 Análise estática

a) Rigidez global dos modelos

Após as verificações, foi possível perceber em termos qualitativos, que os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que simulam o efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), exibem valores de rigidez global inferiores quando comparado aos modelos com apoios simples (ME-I e ME-II).

Quantitativamente, nos modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores da rigidez global apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-III (K_g = 4425 cm): redução de 19% e ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-V (K_g = 4545 kN/m): redução de 17%]. Desta forma, estas diferenças demonstram a influência da consideração da modelagem dos blocos sobre estacas na rigidez global da estrutura.

Em seguida, com a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-II (K_g = 12987 kN/m) e ME-IV (K_g = 8772 kN/m): redução de 33% e ME-II (K_g = 12987 kN/m) e ME-VI (K_g = 8850 kN/m): redução de 32%]. A partir destes resultados, verifica-se, o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com os diferentes tipos de apoios dos modelos.

Posteriormente, verificou-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, nos quais a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentaram valores de rigidez global consideravelmente superiores em relação aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

Em termos quantitativos, considerando-se os modelos estruturais em que foi considerado apoio simples na análise (ME-I e ME-II), os valores da rigidez global apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (K_g = 5464 kN/m) e ME-II (K_g = 12987 kN/m): aumento de 138%]. Considerando-se, agora, a inclusão dos blocos sobre estacas, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-III (K_g = 4425 kN/m) e ME-IV (K_g = 8772 kN/m): aumento de 98%]. Por fim, considerando os blocos sobre estacas com vigas de travamento, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-V (K_g = 4545 kN/m) e ME-VI (K_g = 8850 kN/m): aumento de 95%]. Observando-se estes resultados, verifica-se, a importância do efeito da rigidez das alvenarias na rigidez global dos modelos.

b) Deslocamentos translacionais horizontais dos modelos

Após as análises, foi possível observar em termos qualitativos, que os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a modelagem dos blocos

sobre estacas e vigas de travamento, apresentam valores de deslocamentos horizontais no topo do modelo significamente superiores aos valores dos deslocamentos obtidos com base no emprego dos modelos estruturais com apoios indeslocáveis (ME-I e ME-II).

Em termos quantitativos, considerando-se os modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores destes deslocamentos apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (v = 12,05 cm) e ME-III (v = 16,63 cm): aumento de 38% e ME-I (v = 12,05 cm) e ME-V (v = 14,94 cm): aumento de 24%]. Estas diferenças refletem a influência da consideração da modelagem da interação solo-estrutura, a partir da avaliação dos valores dos deslocamentos.

Considerando-se, agora, a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, estas diferenças entre os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício apresentam o seguinte quadro: [ME-II (v = 4,53 cm) e ME-IV (v = 10,30 cm): aumento de 127%] e ME-II (v = 4,53 cm) e ME-VI (v = 8,98 cm): aumento de 98%]. Observando-se estes resultados, verifica-se, com clareza, o efeito da rigidez das alvenarias com modelagem das fundações do edifício.

Posteriormente, verificou-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, nos quais a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentaram deslocamentos horizontais muito inferiores quando comparado aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo (ME-I, ME-III e ME-V).

Em termos quantitativos, considerando-se os modelos numéricos em que foi considerado apoio simples na análise (ME-I e ME-II), os valores de deslocamento horizontal apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (v = 12,05 cm) e ME-II (v = 4,53 cm): redução de 62%]. Com a inclusão dos blocos sobre estacas, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-III (v = 16,63 cm) e ME-IV (v = 10,30 cm): redução de 38%. Por fim, considerando os blocos sobre estacas com vigas de travamento, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-V (v = 14,94 cm) e ME-VI (v = 8,98 cm): redução de 40%. Observando-se estes resultados, é possível verificar o efeito da rigidez das alvenarias nos deslocamentos horizontais no topo da edificação.

8.1.2 Análise das frequências naturais e dos modos de vibração

Com base nas análises de vibração livre, observa-se em termos qualitativos, que os modelos ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura, expõem valores de frequências naturais inferiores quando comparadas aos modelos estruturais com apoios indeslocáveis (ME-I e ME-II).

Quantitativamente, nos modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores das frequências naturais apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-III (f_n = 0,341 Hz): redução de 12% e ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-V (f_n = 0,349 Hz): redução de 10%]. Estas diferenças são importantes e mostram como a consideração de uma modelagem mais completa da fundação influencia os valores de frequências naturais

Posteriormente, com a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-II (f_n = 0,686 Hz) e ME-IV (f_n = 0,525 Hz): redução de 24% e ME-II (f_n = 0,686 Hz) e ME-VI (f_n = 0,530 Hz): redução de 23%]. A partir destes resultados, observa-se, o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

Dando sequência ao trabalho, constatou-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, nos quais a rigidez das alvenarias foi considerada apresentaram valores de frequências naturais consideravelmente superiores em relação aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada (ME-I, ME-III e ME-V).

Quantitativamente, nos modelos estruturais em que foi considerado apoio simples na análise (ME-I e ME-II), os valores frequências fundamentais apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem da rigidez da alvenaria na análise [ME-I (f_n = 0,386 Hz) e ME-II (f_n = 0,686 Hz): aumento de 78%]. Em seguida considerando a inclusão dos blocos sobre estacas, estas diferenças entre os valores de frequências fundamentais apresentam o seguinte quadro: [(ME-III (f_n = 0,341 Hz) e ME-IV (f_n = 0,525 Hz): aumento de 54%. Por fim, considerando os blocos sobre estacas com vigas de travamento, estas diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-V (f_n = 0,349 Hz) e ME-VI (f_n = 0, 530 Hz): aumento de 52%. Com base nestes resultados, verifica-se, o efeito da rigidez das alvenarias nas frequências naturais dos modelos.

Após as análises, foi possível verificar que todos os modelos estruturais apresentaram seus modos de vibração iguais, logo a interação solo-estrutura e a simulação da rigidez da alvenaria não alteram os modos de vibração dos modelos estruturais.

8.1.3 Análises dinâmicas não determinísticas (vibração forçada)

a) Deslocamentos translacionais horizontais dos modelos estruturais

Os valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício analisado foram avaliados em relação aos seis modelos estruturais investigados (ME-I a ME-VI). Em termos qualitativos, cabe ressaltar que estes deslocamentos apresentaram valores superiores aqueles obtidos na análise estática.

Os modelos estruturais ME-III, ME-IV, ME-V e ME-VI, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio), apresentam valores de deslocamentos horizontais no topo do modelo superiores aos valores dos deslocamentos obtidos com base no emprego dos modelos estruturais com apoios simples (ME-I e ME-II).

Em termos quantitativos, considerando-se os modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada na análise (ME-I, ME-III e ME-V), os valores destes deslocamentos apresentam diferenças significativas, a partir da consideração da modelagem das fundações e da inclusão das vigas de equilíbrio na análise [ME-I (v = 25,55 cm) e ME-III (v = 33,54 cm): aumento de 31% e ME-I (v = 25,55 cm) e ME-V (v = 30,59 cm): aumento de 19%]. Estas diferenças são relevantes e refletem a influência da consideração da modelagem dos blocos, estacas de fundação e vigas de equilíbrio sobre a resposta estrutural dinâmica dos modelos, a partir da avaliação dos valores dos deslocamentos.

Considerando-se, agora, a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias, estas diferenças entre os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício apresentam o seguinte quadro: [ME-II (v = 8,45 cm) e ME-IV (v = 15,71 cm): aumento de 85% e ME-II (v = 8,45 cm) e ME-VI (v = 14,40 cm): aumento de 70%].

Observando-se estes resultados, verifica-se, com clareza, o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

Na sequência do estudo, observou-se que os modelos estruturais ME-II, ME-IV e ME-VI, nos quais a rigidez das alvenarias foi considerada apresentaram valores de deslocamentos horizontais muito inferiores em relação aos modelos estruturais em que a rigidez das alvenarias não foi considerada (ME-I, ME-III e ME-V).

Em termos quantitativos, nos modelos estruturais de apoio simples (ME-I e ME-II), os valores de deslocamentos horizontais apresentam diferenças significativas, ao considerar a modelagem da rigidez das alvenarias na análise [ME-I (v = 25,55 cm) e ME-II (v = 8,45 cm): redução de 66%]. Com a inclusão dos blocos sobre estacas, as diferenças entre os valores de rigidez global são: [(ME-III (v= 33,54 cm) e ME-IV (v = 15,71 cm): redução de 53%. Logo, ao considerar os blocos sobre estacas com vigas de travamento, as diferenças entre os valores de rigidez global apresentam o seguinte quadro: [(ME-V (v = 30,59 cm) e ME-VI (v = 14,40 cm): redução de 52%. A partir destes resultados, verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

b) Acelerações de pico dos modelos estruturais em estudo

Ao longo do estudo, foi observado que os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) determinadas em relação aos seis modelos estruturais investigados (ME-I a ME-VI), não apresentaram variações significativas em termos quantitativos, com diferenças máximas da ordem de 15%. Deste modo, verifica-se que o efeito da interação solo - estrutura e a rigidez das alvenarias não interferem de forma relevante em relação aos valores das acelerações de pico dos modelos analisados neste estudo.

No que se refere à norma brasileira de projeto NBR 6123 (1988), os valores das acelerações máximas (acelerações de pico) de todos os modelos estruturais analisados (ME-I a ME-VI) são superiores ao limite de 0,10 m/s² ($a_{máx}$ = 0,10 m/s²), violando o critério de conforto humano da referida norma. Por outro lado, de acordo com o trabalho de pesquisa de Bachmann (1995), os níveis de vibração dos modelos estruturais investigados (ME-I a ME-VI), mediante análise dos valores das frequências naturais e das acelerações de pico calculadas ao longo da pesquisa, podem ser

classificados como sendo do tipo "*incômodos*", quando a fase permanente da resposta estrutural dinâmica dos modelos é considerada [0,149 m/s^2 < $a_{máx}$ < 0,49 m/s^2].

A partir do tratamento estatístico que foi realizado no modelo estrutural VI, foi possível observar a variação das acelerações para as 10 séries de carregamento não determinística do vento. O autor entende que para uma comparação mais confiável entre os seis modelos estruturais, quando se trata da aceleração, é necessário no mínimo ter uma análise de 10 séries de carregamento não determinístico para todos os modelos investigados.

8.1.4 Diagonais equivalentes simulando a rigidez das alvenarias

Conforme já abordado neste trabalho, a modelagem numérica que simula a rigidez das alvenarias, segundo a metodologia das diagonais equivalentes, é um modelo simplificado. Além disso, como verificado nos itens anteriores da conclusão, a rigidez das alvenarias tem uma importância relevante nos efeito globais das estruturas. Desta forma, o autor entende que para uma melhor análise da influência da rigidez das alvenarias nas estruturas, seja necessário uma modelagem mais refinada dos painéis de alvenarias.

Observou-se também que o modelo estrutural ME-II apresentou efeitos globais mais significativos, pois suas diagonais equivalentes, que simulam simplificadamente as alvenarias, encontram-se conectadas a apoios indeslocáveis (apoios rígidos); e, desta maneira, as ligações estruturais se tornam muito mais rígidas e por consequência os modelos também. Cabe destacar que este modelo (ME-II) não reflete exatamente a realidade prática de projeto.

8.1.5 Vigas de travamentos dos blocos sobre estacas (vigas de equilíbrio)

Uma prática comum em projetos de fundação é a utilização de vigas para o travamento dos blocos sobre estacas, principalmente em bloco de uma ou duas estacas. Isto ocorre devido a possibilidade das estacas serem mal executadas na

construção e ficarem excêntricas em relação ao bloco, gerando momentos na estrutura que não foram considerados.

Observando estas vigas, para efeito global dos modelos (ME-V e ME-VI), foi constatado duas situações distintas. A primeira é que para as análises de deslocamento horizontal (estática e dinâmica), que consideram o carregamento do vento e da sobrecarga na estrutura, tiveram alterações significativas, pois as vigas tendem a equilibrar as reações verticais sobre as estacas da fundação, reduzindo a deformação das estacas e por conseguinte os valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais. Já para as análises de rigidez global e de vibração livre (frequências naturais), que não consideram cargas de vento e sobrecarga, não existe esta deformação na estaca, e por consequência, estas vigas tiveram pouca alteração no efeito global dos modelos.

8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando-se a atualidade e complexidade do tema de pesquisa em estudo, o autor apresenta as seguintes sugestões para a continuação do desenvolvimento da pesquisa:

a) Realização de tratamento estatístico com no mínimo 30 séries de carregamento não determinísticas do vento.
b) Consideração de um modelo mais refinado dos painéis de alvenaria.
c) Realização de testes experimentais sobre modelos estruturais de edifícios reais, quando submetidos à ação do vento, de maneira a obter dados para uma melhor avaliação dos critérios de conforto humano.
d) Consideração de outros espectros de potência para a modelagem das cargas dinâmicas não determinísticas representativas da ação do vento.
e) Estudo de controle das vibrações estruturais, mediante o emprego de sistemas de controle passivos, ativos, semiativos e híbridos.

REFERÊNCIAS

ANSYS, Inc. Theory Reference (version 12.1), 2007.

AOKI, N., VELLOSO, D. A., An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. 1975

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BACHMANN, H., Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Berlim, 1995.

BARBOZA, R. R., Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S. Análise Dinâmica Não Determinística e Avaliação de Conforto Humano sobre Edifícios Mistos (Aço-Concreto) Submetidos à Ação de Cargas de Vento. XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computacional Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-19, 2016.

BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, 2013.

BOGGS, D. W., Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or RMS? Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1995.

BORGES, A. C. L., Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009.

BURTON, M. D., KWOK, K. C. S., ABDELRAZAQ, A. Wind-induced motion of tall buildings: designing for occupant comfort. International Journal of High-Rise Buildings, v. 4, n. 1, pp. 1-8, 2015.

CARRIL JUNIOR, C. F. Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 634p, 1993.

DALLARD, P., FITZPATRICK, A. J., FLINT, A., BOURVA, S., LOW, A., SMITH, R. M. R., WILLFORD, M. The London Millennium Footbridge. The Structural Engineer, v.79, n.22, pp.1-17, 2001.

ELIAS, S., MATSAGAR, V. Distributed multiple tuned mass dampers for wind vibration response control of high-rise building. Journal of Engineering, v. 2014, pp. 1-11, 2014.

FERRARETO, A. J., MAZZILLI, E. N. C., FRANÇA, L. S. R. Wind-induced motion on tall buildings: a comfort criteria overview. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 142, pp. 26-42, 2015.

FRANCO, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. Boletim Técnico, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

FRANCO, M., MEDEIROS, S. R. P. O método do “vento sintético” - Novas considerações. Revista TQS News. n 33, pp. 38-46, 2011.

FU, J. Y., LI, Q. S., WU, J. R., XIAO, Y. Q., SONG, L. L. Field measurements of boundary layer wind characteristics and wind-induced responses of super-tall buildings. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 96, n. 8-9, pp. 1332-1358, 2008.

FU, J. Y., WU, J. R., XU, A., LI, Q. S., XIAO, Y. Q. Full-scale measurements of wind effects on Guangzhou West Tower. Engineering Structures, v. 35, pp. 120-139, 2012.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K., HITCHCOCK, P. Cross correlations of modal responses of tall buildings in wind-Induced lateral-torsional motion. Engineering Mechanics, v. 135, n. 8, pp. 802-812, 2009.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K. C. S. Occupant comfort evaluation and wind-induced serviceability design optimization of tall buildings. Wind and Structures, v. 14, n. 6, pp. 559-582, 2011.

KANG, J., KIM, H. S., LEE, D. G. Mitigation of wind response of a tall building using semi-active tuned mass dampers. The Structural Design of Tall and Special Buildings, v. 20, n. 5, pp. 552-565, 2011.

KAREEM, A., KIJEWSKI, T., TAMURA, Y. Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications. Wind and Structures, v. 2, n. 3, p. 201-251, 1999.

KIM, H. S., CHANG, C., KANG, J. W. Control performance evaluation of semi-active TMD subjected to various types of loads. International Journal of Steel Structures, v. 15, n. 3, pp 581-594, 2015.

KIM, H. S., KANG, J. W. Semi-active fuzzy control of a wind-excited tall building using multi-objective genetic algorithm. Engineering Structures, v. 41, pp. 242-257, 2012.

KNAPPETT, J. A., MADDEN, P. CAUCIS, K. Seismic structure–soil–structure interaction between pairs of adjacent building structures. Géotechnique, v. 65, n. 5, pp. 429-441, 2015.

KOSS, H. H. On differences and similarities of applied wind comfort criteria. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 94, n. 11, pp. 781-797, 2006.

HUANG, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., BURTON, M. D. Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 97, pp. 68-380, 2009.

LAMB, S., KWOK, K. C. S., WALTON, D. Occupant comfort in wind-excited tall buildings: Motion sickness, compensatory behaviours and complaint. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 119, pp. 1-12, 2013.

LI, M., LU, X., LU, X., YE, L. Influence of soil–structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, v. 6, n, 5, pp. 477-485, 2014.

LI, Q. S., ZHI, L. H., TUAN, A. Y., KAO, C. S., SU, S. C., WU, C. F. Dynamic behavior of Taipei 101 tower: field measurement and numerical analysis. Structural Engineering, v. 137, n. 1, pp. 143-155, 2011

LIN, N., LETCHFORD, C., TAMURA, Y., LIANG, B. Characteristics of wind forces acting on tall building. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 93, n. 3, pp. 217-242, 2005.

LOU, M., WANG, H., CHEN, X., ZHAI, Y. Structure–soil–structure interaction: Literature review. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 31, n. 12, pp. 1724-1731, 2011.

MENDONÇA, F. R. S., Avaliação do efeito da interação solo-estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto). Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

MIGUEL, L. F. F., Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2003.

MOTA, M. M. C. Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

MORAIS, V. C., Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2014.

MOREIRA, T.V. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

MORETTIN, L. G. Estatística básica: probabilidade e inferência. 1ª edição. Pearson Education, São Paulo, 2010.

MURRAY, T. M., ALLEN, D. E., UNGAR, E. E. Design to prevent floor vibrations. Steel Design Guide Series, American Institute of Steel Construction, vol. 12, 2003.

OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Exacta, 7 (1): 77-85, São Paulo, 2009.

SHINOZUKA, M., JAM, C. M. Digital simulation of random process and its applications. Journal of Sound and Vibration, v. 25, n. 1, pp. 111-118, 1972.s

SILVA, J. G. S., BARBOZA, R. R. Structural dynamic analysis of a steel-concrete composite building under nondeterministic wind loadings. The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC), pp. 1-6, 2016.

SILVA FILHO, G. Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

SMITH, M. A., CARACOGLIA, L. A Monte Carlo based method for the dynamic ‘‘fragility analysis’’ of tall buildings under turbulent wind loading. Engineering Structures, v. 33, n. 2, pp. 410-420, 2011.

TAMURA, Y. KAWANA, S., NAKAMURA, O., KANDA, J., NAKATA, S. Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings. Structures and Buildings, v. 159, n. 5, pp. 283-293, 2006.

TANAKA, H., TAMURA, Y., OHTAKE, K., NAKAI, M., t, Y. C. Experimental investigation of aerodynamic forces and wind pressures acting on tall buildings with various unconventional configurations. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 107-108, pp. 179-191, 2012.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique, London, v. 4, n. 4, pp. 297-326, 1955.

WANG, H., LOU, M., CHEN, X., ZHAI, Y. M. Structure–soil–structure interaction between underground structure and ground structure. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 54, pp. 31-38, 2013.

WILLEMSEN, E., WISSE, J. A. Design for wind comfort in The Netherlands: Procedures, criteria and open research issues. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 95, n. 9-11, pp. 1541-1550, 2007.

WORDELL, F., Avaliação da instabilidade global de edifícios altos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2003.

APENDICE A – FÓRMULAS DE CAPACIDADE DE CARGA - AOKI-VELOSO

Fórmulas para capacidade de carga da estaca:

a) Carga resistidade pela ponta:

$$Q_p = \frac{K.N}{F_1}.A_p \qquad (A1)$$

Onde:

N Ensaio de ponta SPT

K Em função do solo (kN/m²)

A_p Área de ponta

F_1 Fator em função do tipo de estaca

a) Carga resistida pelo atrito lateral:

$$Q_a = \sum \alpha . \frac{K.N}{F_2}.A_L \qquad (A2)$$

Onde:

α Parâmetro em função do solo

A_L Área lateral (perímetro da seção transversal da estaca x comprimento

F_2 Fator em função do tipo de estaca

b) Capacidade total de carga da estaca:

$$Q_{total} = \frac{Q_p + Q_a}{F_s} \qquad (A3)$$

Onde:

F_s Fator de segurança

Tabela A1 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Escavada grande diâmetro	3,5	7,0
Escavada pequeno diâmetro	3,0	6,0
Franki - fuste apiloado	2,3	3,0
Franki - fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice contínua	3,0	3,8
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada cravada	2,5	3,5
Pré-moldada prensada	1,2	2,3
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9

Tabela A2 – Valores dos coeficientes K e α

Tipo de solo	K (kN/m²)	α (%)
Areia	1.000	1,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Areia silto-argilosa	700	2,4
Areia siltosa	800	2,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila silto-arenosa	330	3,0
Argila siltosa	220	4,0
Silte	400	3,0
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte arenoso	550	2,2
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Silte argiloso	230	3,4

APENDICE B – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-II)

As Figuras B1 e B2 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicada ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-II, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira série do carregamento para este modelo estrutural.

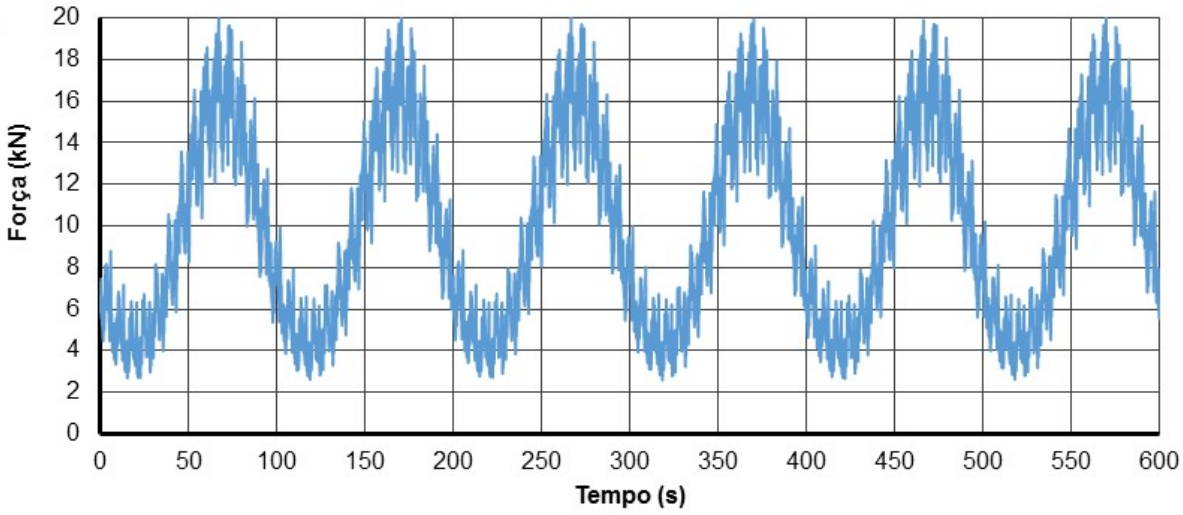


Figura B1 – Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-II)

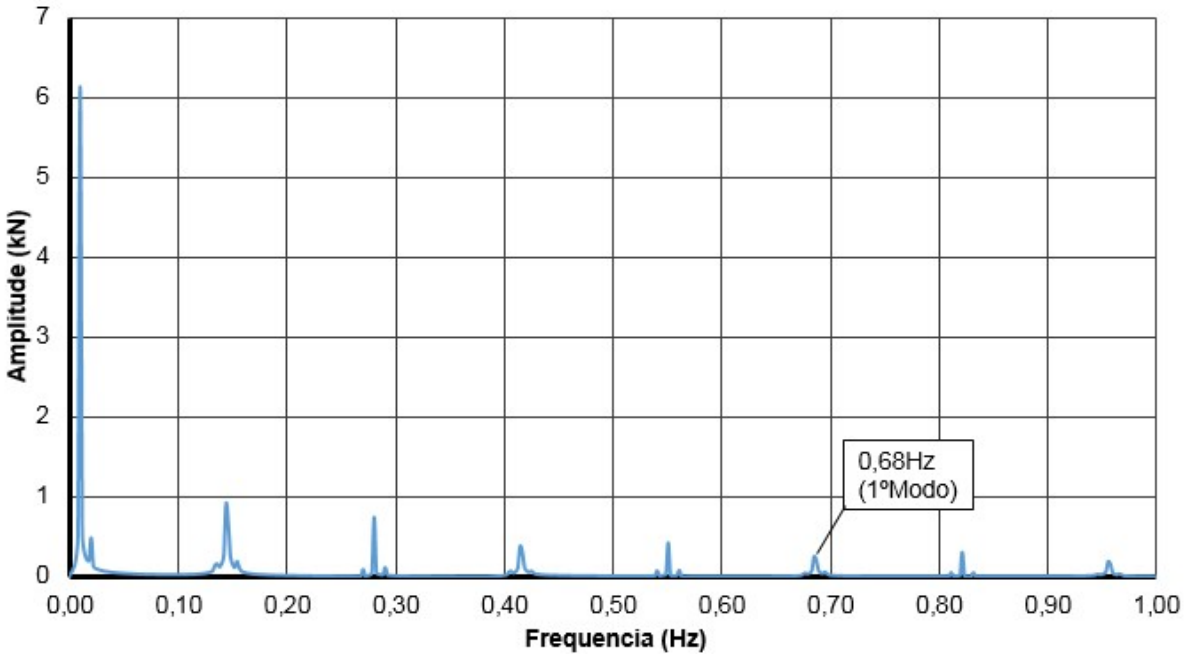


Figura B2 – Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-II)

As Figuras B3 e B4 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-II na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura B5 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

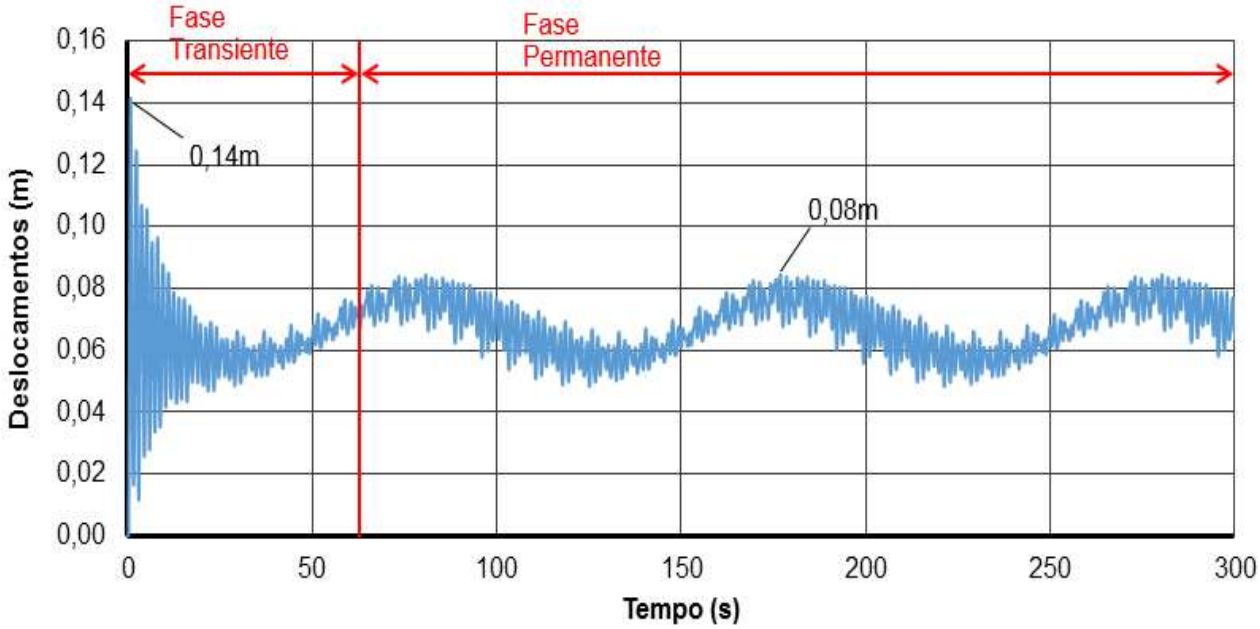


Figura B3 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-II)

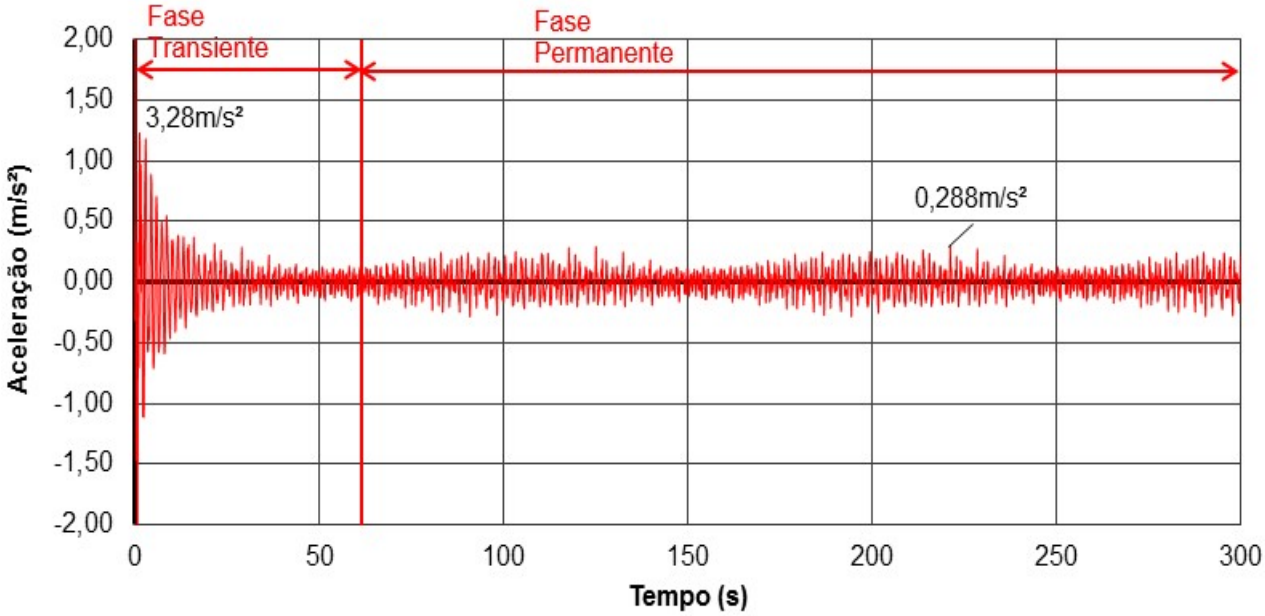
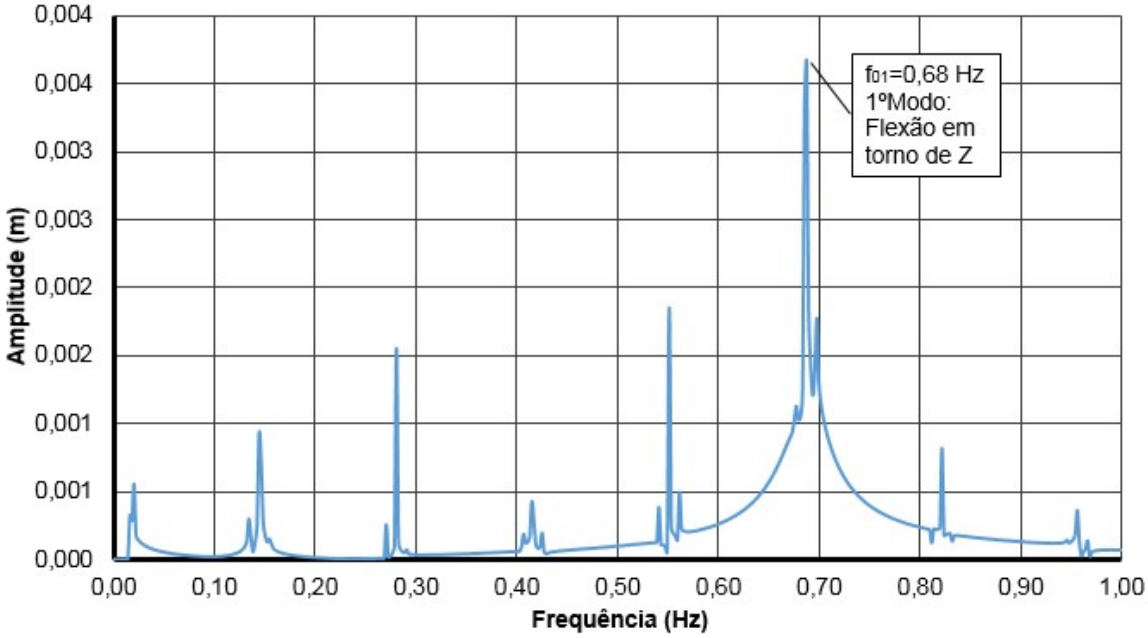
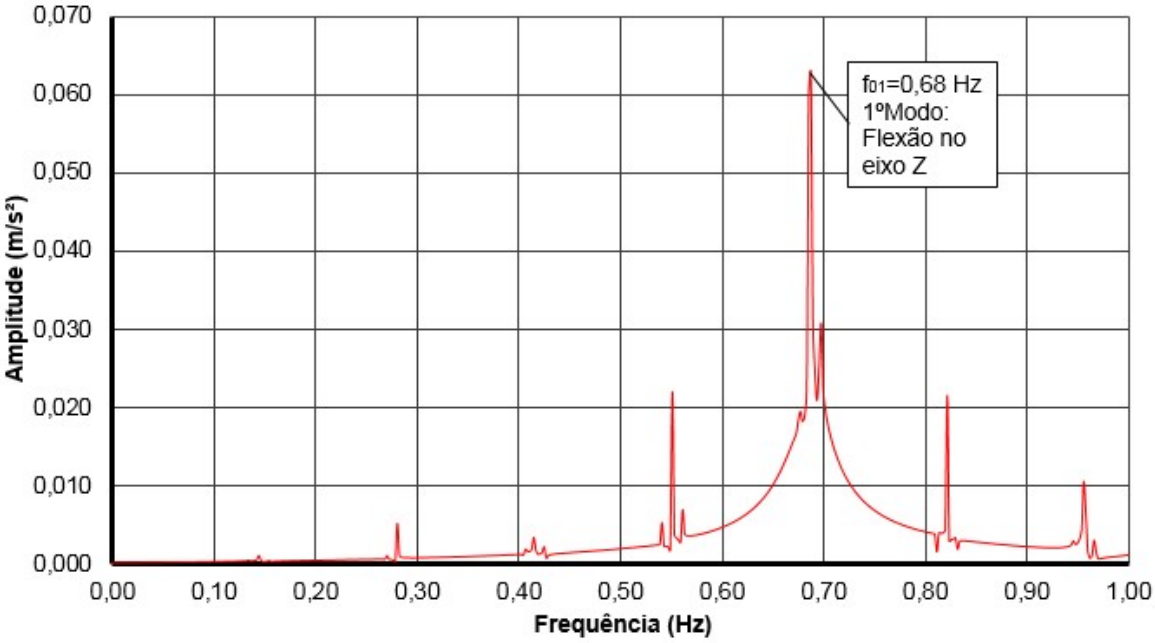


Figura B4 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-II)

Ao observar as Figuras B3 e B4, é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,14 m (fase transiente) e 0,08 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 3,28 m/s² (fase transiente) e 0,288 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-II. Observando a Figura B5, pode-se verificar a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,68 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura B5 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-II)

Em seguida, as Tabelas B1 e B2 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8 m) e aceleração (cota z=60,9 m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-II, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela B1 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-II)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	15,05	9,02
8650	14,76	8,79
8680	14,59	8,66
8710	14,41	8,52
8746	14,31	8,44
8769	14,15	8,45

Tabela B2 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-II)

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	3,109	0,273
8240	3,112	0,258
8270	3,097	0,234
8330	3,160	0,232
8336	3,188	0,232
8359	3,281	0,288

APENDICE C – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-III)

As Figuras C1 e C2 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicada ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-III, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira e única série do carregamento para este modelo estrutural.

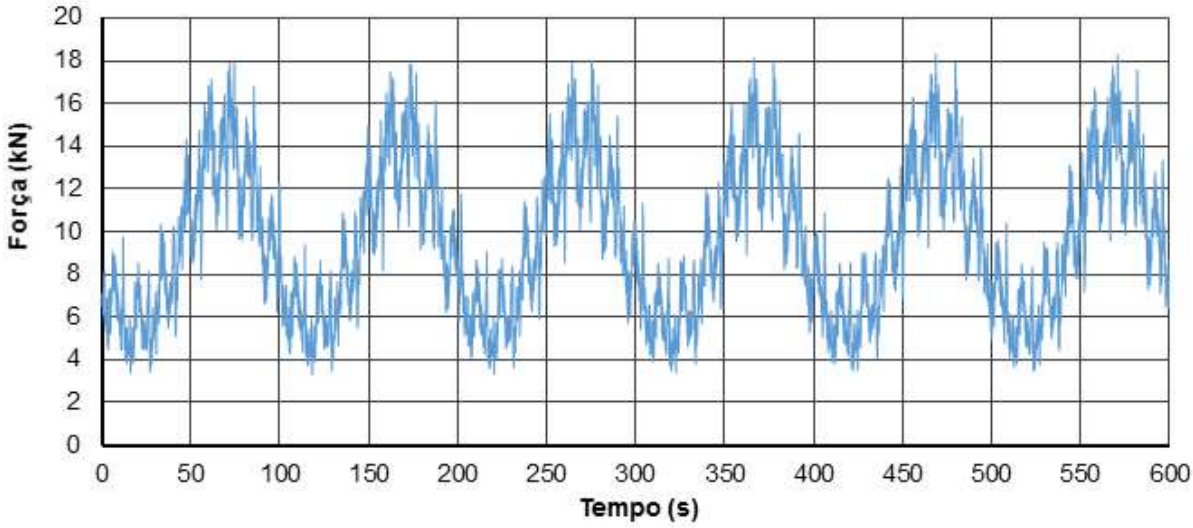


Figura C1– Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-III)

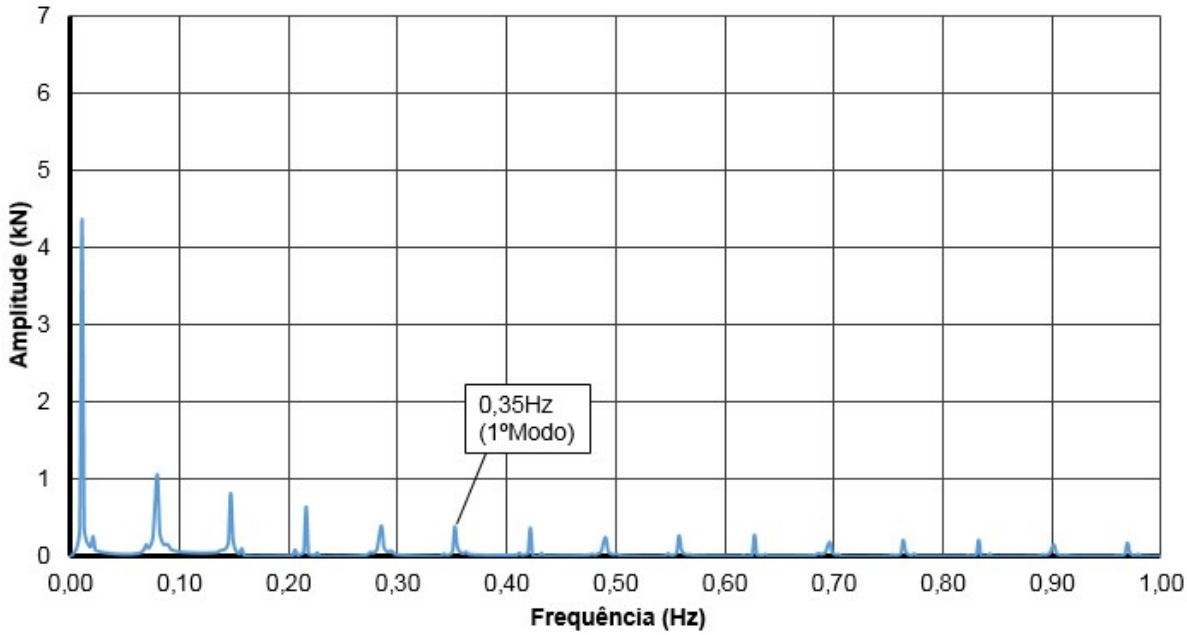


Figura C2 - Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-III)

As Figuras C3 e C4 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-VI na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira e única série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura C5 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

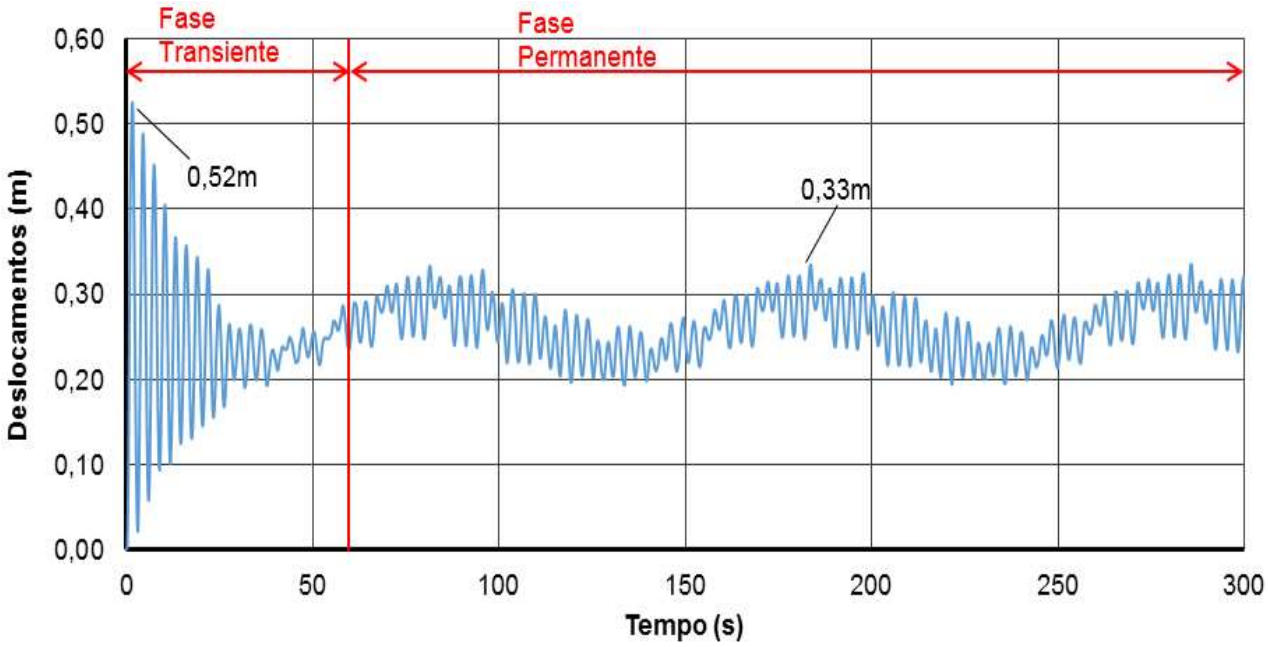


Figura C3 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-III)

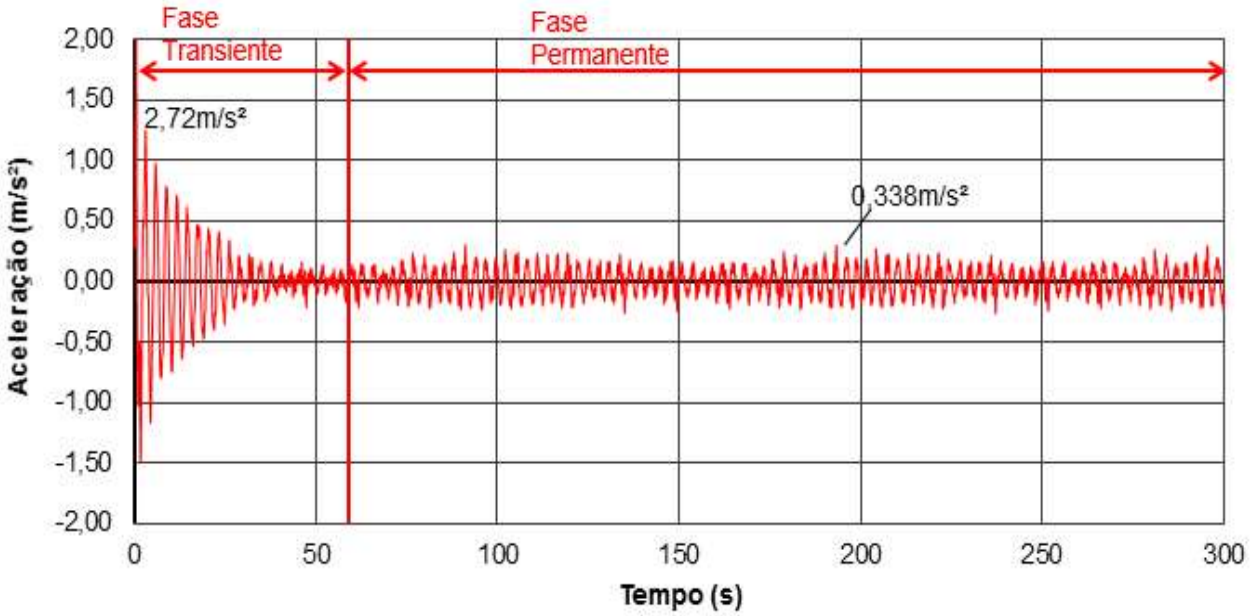
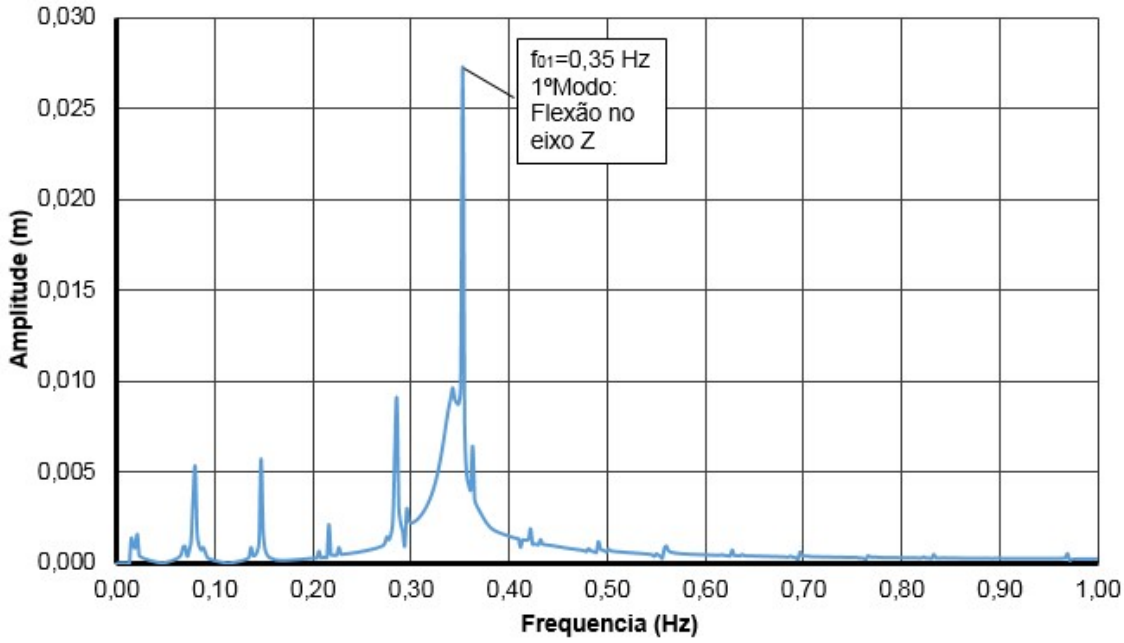
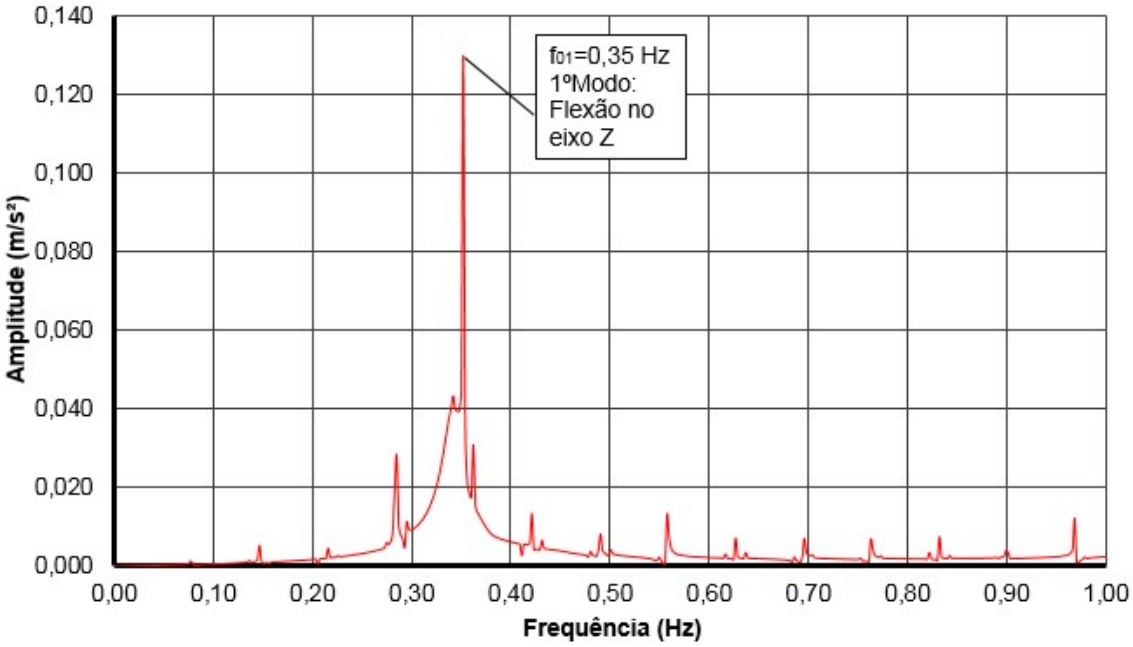


Figura C4 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-III)

Ao observar as Figuras C3 e C4, é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,52 m (fase transiente) e 0,33 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 2,72 m/s² (fase transiente) e 0,338 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-III. Observando a Figura C5, pode-se verificar a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,35 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura C5 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-III)

Em seguida, as Tabelas C1 e C2 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8 m) e aceleração (cota z=60,9 m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-III, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela C1 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-III)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	50,26	29,61
8650	50,81	29,40
8680	51,16	29,60
8710	51,59	30,28
8746	51,95	31,45
8769	52,53	33,54

Tabela C2 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-III)

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	2,393	0,299
8240	2,429	0,271
8270	2,414	0,236
8330	2,494	0,248
8336	2,578	0,278
8359	2,720	0,338

APENDICE D – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-IV)

As Figuras D1 e D2 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicada ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-IV, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira série do carregamento para este modelo estrutural.

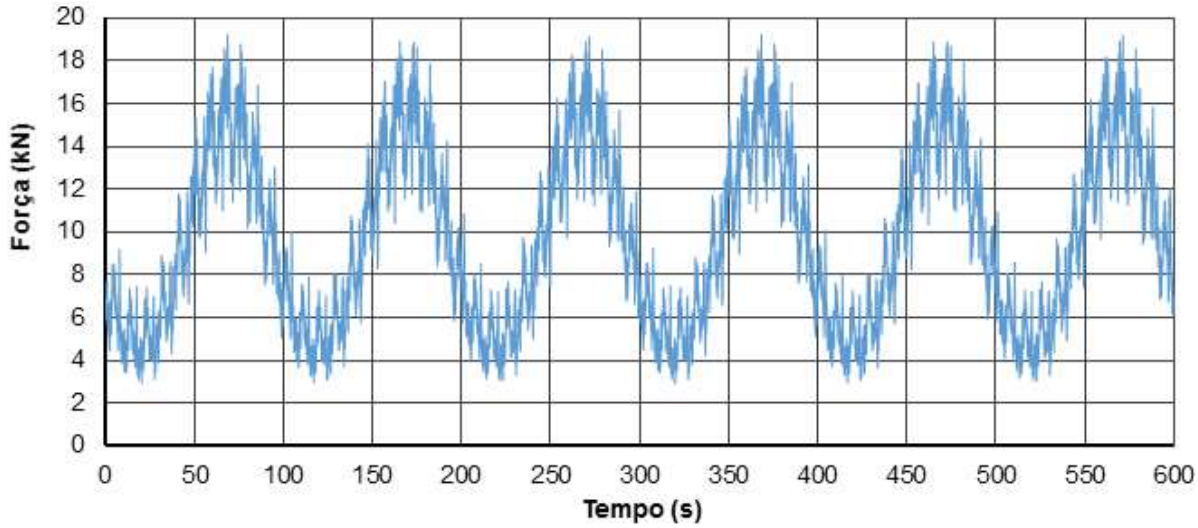


Figura D1 – Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-IV)

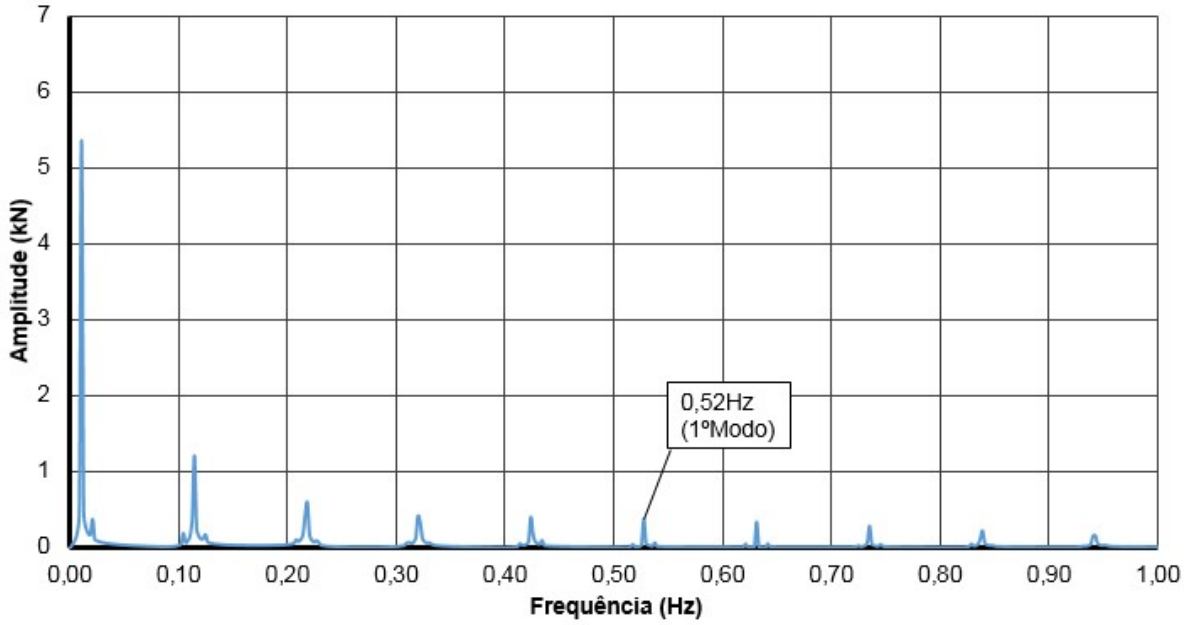


Figura D2 – Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-IV)

As Figuras D3 e D4 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-IV na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira e única série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura D5 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

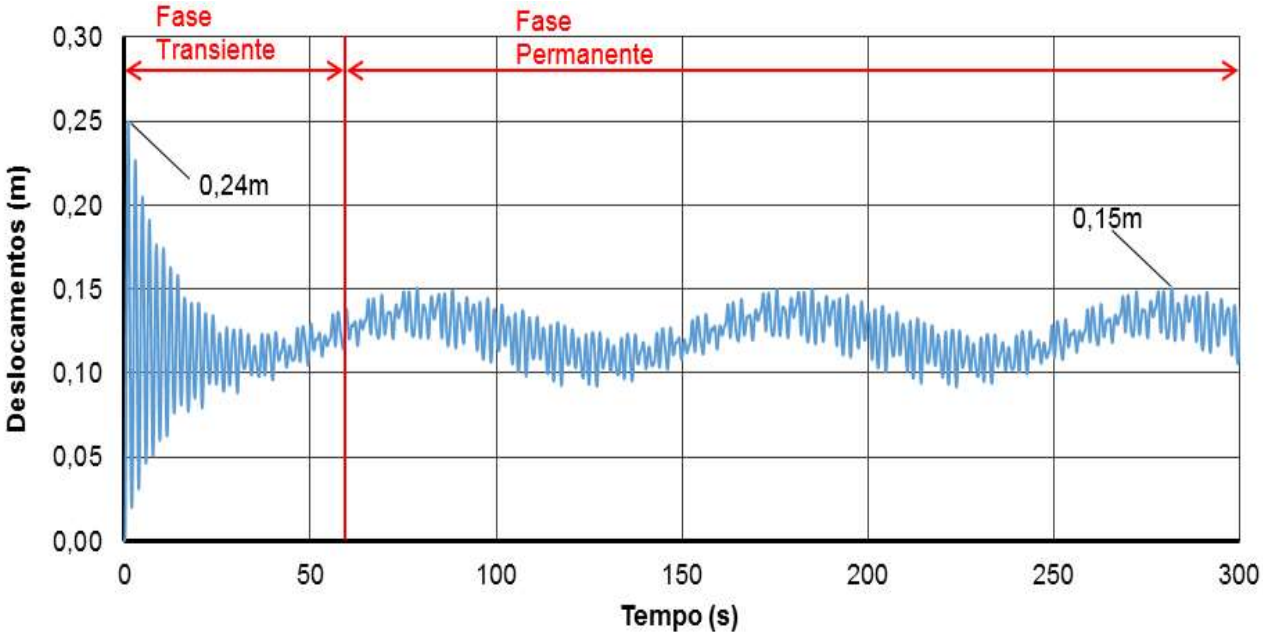


Figura D3 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo estrutural (ME-IV).

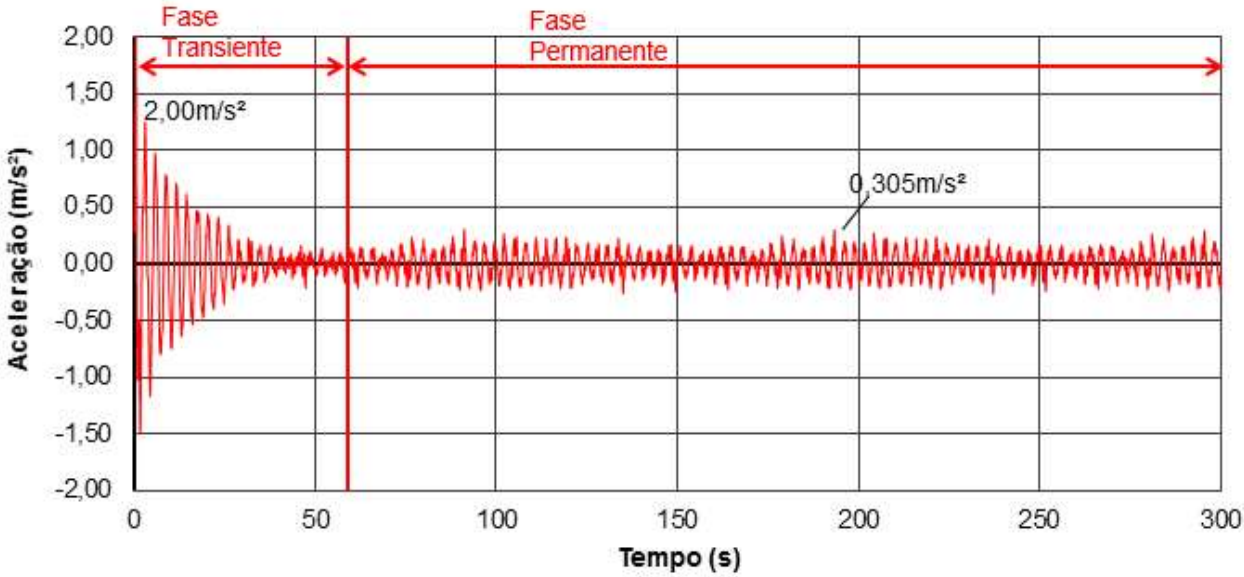
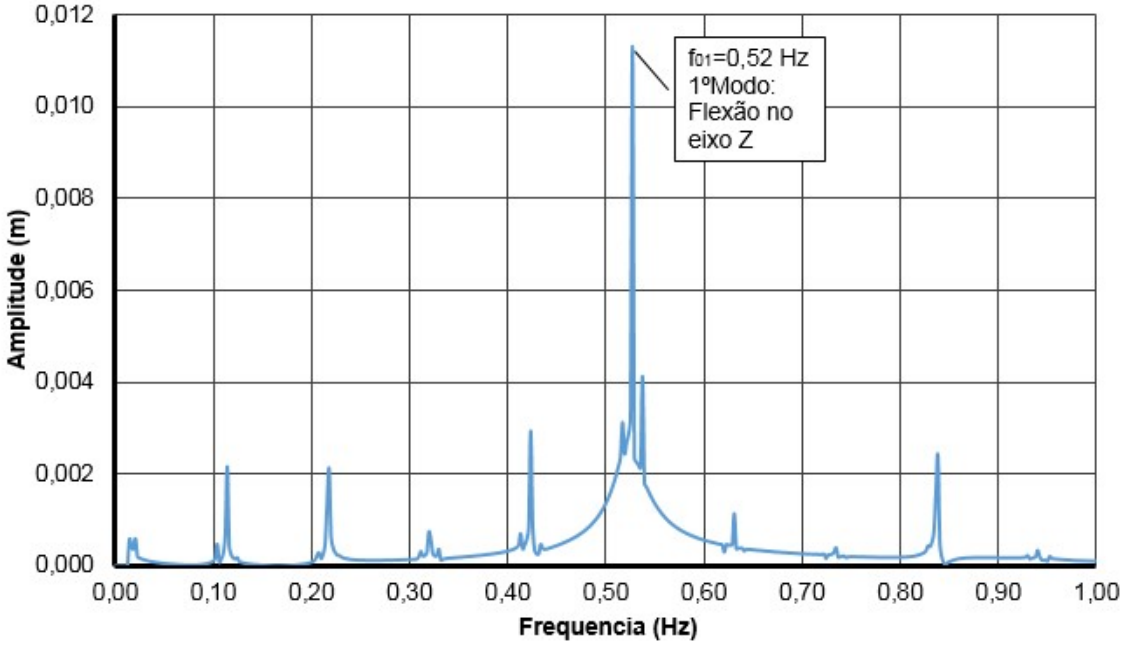
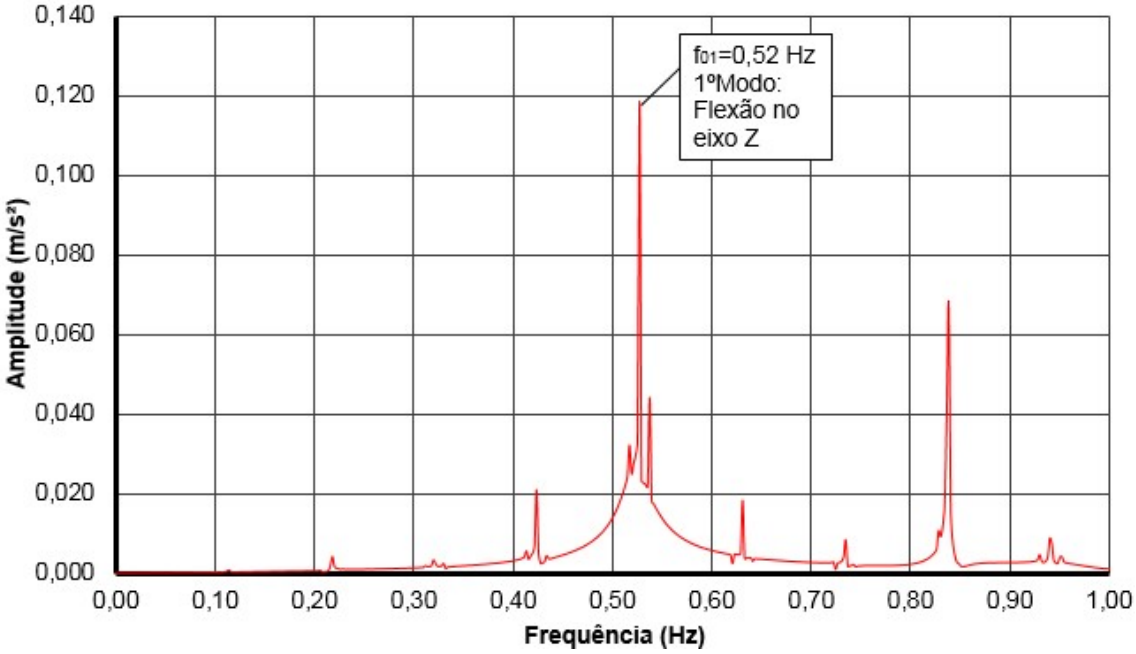


Figura D4 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo estrutural (ME-IV)

Ao observar as Figuras D3 e D4, é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,24 m (fase transiente) e 0,15 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 2,00 m/s² (fase transiente) e 0,305 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-IV. Observando a Figura D5, pode-se verificar a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,52 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura D5 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-IV)

Em seguida, as Tabelas D1 e D2 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8 m) e aceleração (cota z=60,9 m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-IV, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela D1 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-IV)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	26,19	15,30
8650	25,83	15,03
8680	25,61	14,94
8710	25,37	14,90
8746	25,21	14,93
8769	24,96	15,71

Tabela D2 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-IV)

Nó (z=60,9m: Figura 51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	2,154	0,293
8240	2,105	0,228
8270	2,073	0,216
8330	2,044	0,225
8336	2,028	0,238
8359	2,009	0,305

APENDICE E – ANÁLISES DINÂMICAS MODELO ESTRUTURAL (ME-V)

As Figuras E1 e E2 apresentam as forças horizontais, no domínio do tempo e no domínio da frequência, respectivamente, aplicada ao Pilar P6 do modelo estrutural ME-V, na cota z=63,8 m (nó 8769), obtida na primeira série do carregamento para este modelo estrutural.

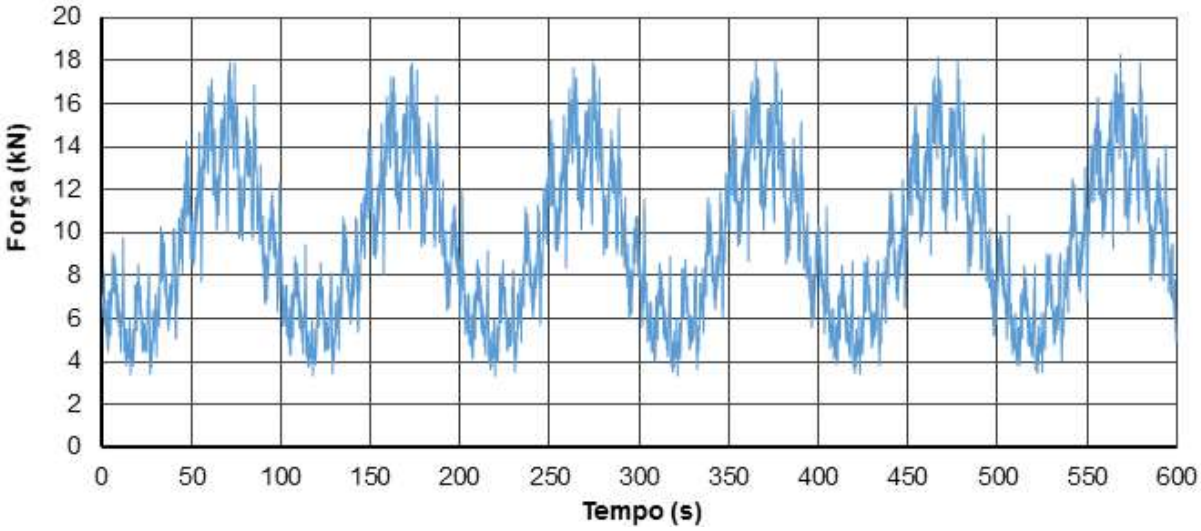


Figura E1 – Força de vento no domínio do tempo aplicado no nó 8769 do modelo (ME-V)

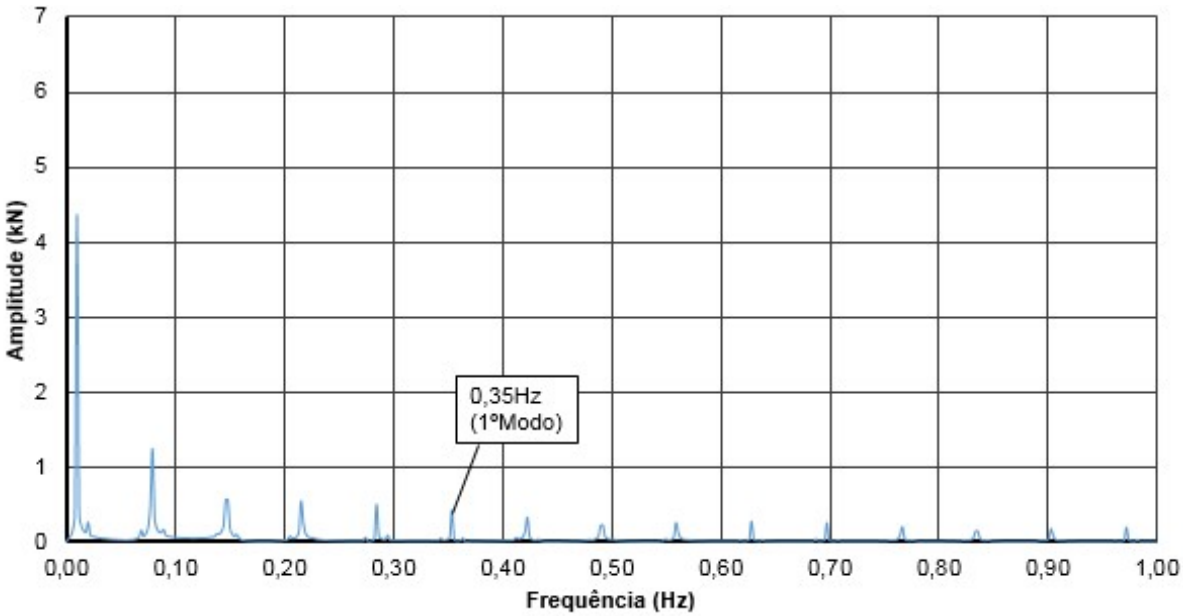


Figura E2 – Carga de vento no domínio da frequência aplicada no nó 8769 do modelo (ME-V)

As Figuras E3 e E4 exibem as respostas dinâmicas do modelo estrutural ME-V na cota z=63,8 m e z=60,9 m, no domínio do tempo, em termos de deslocamentos e acelerações, respectivamente, considerando a primeira e única série de carregamento não determinístico do vento. Em seguida, a Figura E5 ilustra as respostas do modelo no domínio da frequência.

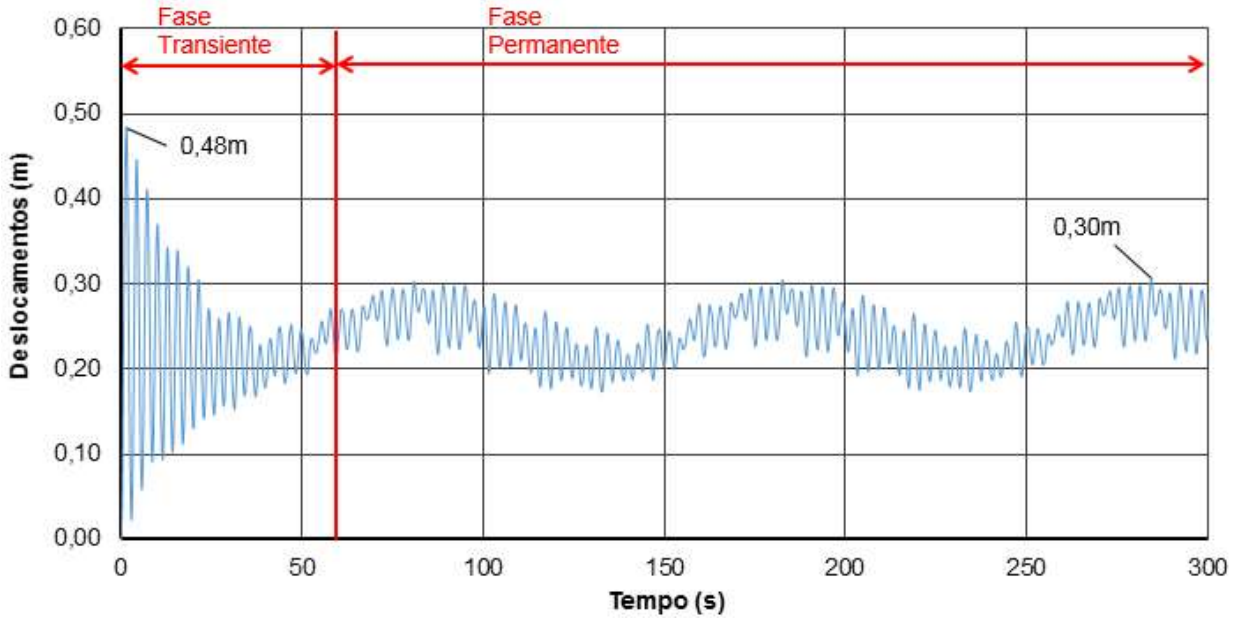


Figura E3 - Deslocamento horizontal referente ao nó 8769 do modelo (ME-V).

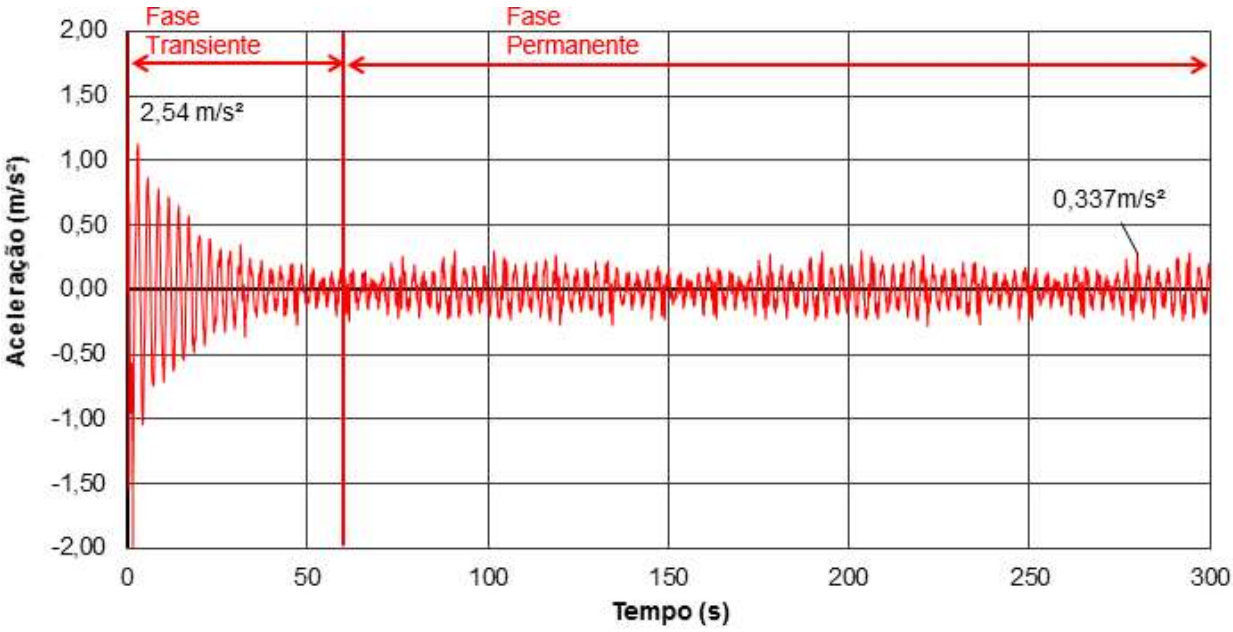
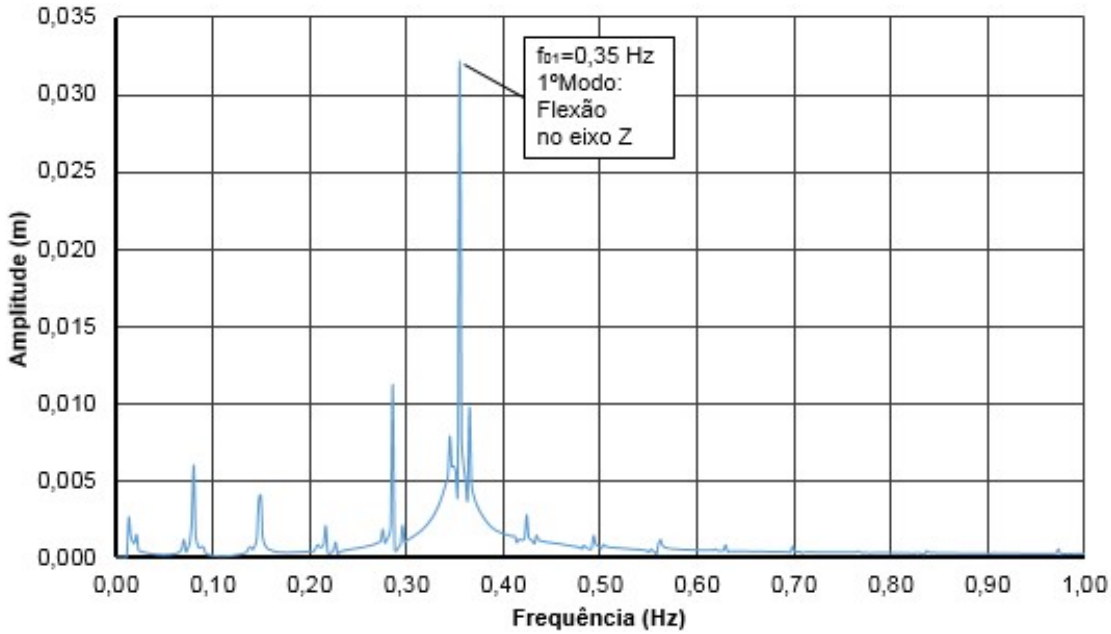
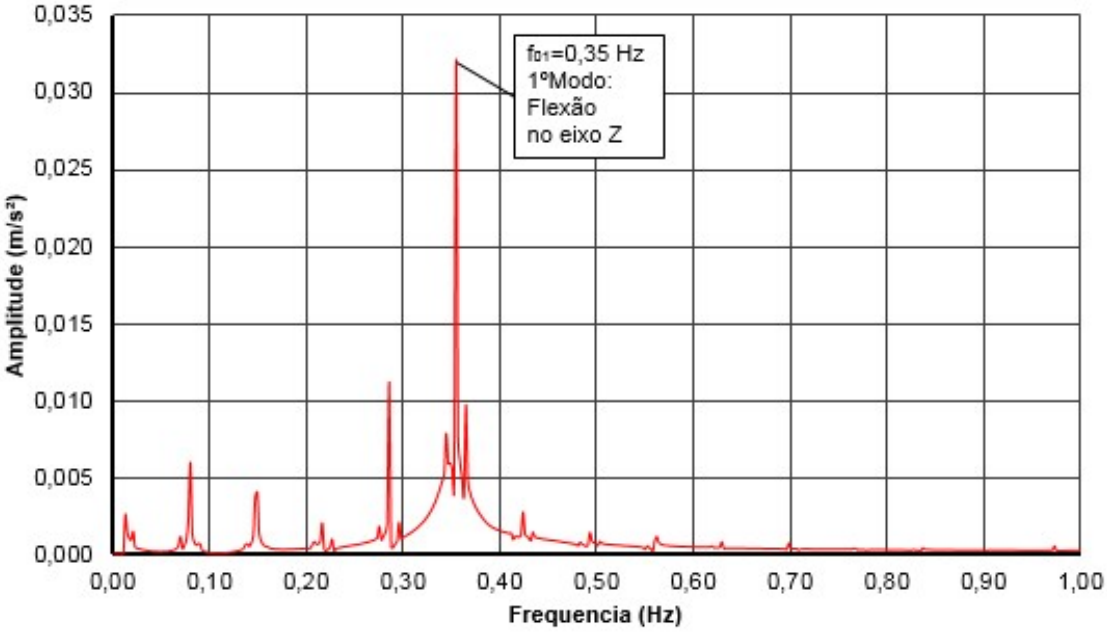


Figura E4 - Aceleração horizontal referente ao nó 8359 do modelo (ME-V)

Ao observar as Figuras E3 e E4, é possível perceber que os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos são de 0,48 m (fase transiente) e 0,30 m (fase permanente), e os valores das acelerações máximas são iguais a 2,54 m/s² (fase transiente) e 0,337 m/s² (fase permanente) para o modelo estrutural ME-V. Observando a Figura E5, pode-se verificar a influência do 1º modo de vibração da estrutura na resposta dinâmica do edifício em concreto armado (f_{01} = 0,35 Hz).



a) Deslocamento



b) Aceleração

Figura E5 - Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo (ME-V).

Em seguida, as Tabelas E1 e E2 apresentam, respectivamente, os valores de pico em termos de deslocamento (cota z=63,8 m) e aceleração (cota z=60,9 m) nos pilares referentes ao modelo estrutural ME-V, nas fases transiente e permanente das respostas dinâmicas.

Tabela E1 - Deslocamento máximo no topo da edificação do modelo estrutural (ME-V)

Nó (z=63,8m: Figura 51)	Deslocamento máximo no topo da edificação (cm)	
	Fase transiente	Fase permanente
8633	46,46	28,12
8650	46,94	27,78
8680	47,25	28,09
8710	47,63	28,66
8746	47,95	29,15
8769	48,49	30,59

Tabela E2 - Aceleração máxima no penúltimo pavimento do modelo estrutural (ME-V)

Nó (z=60,9m: Figura51)	Aceleração máxima no penúltimo pavimento (m/s²)	
	Fase transiente	Fase permanente
8223	2,411	0,298
8240	2,407	0,265
8270	2,409	0,235
8330	2,432	0,252
8336	2,465	0,285
8359	2,543	0,337