



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Jean Carlos Mota Silva

**Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito
dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação
solo-estrutura**

Rio de Janeiro

2018

Jean Carlos Mota Silva

**Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis
das alvenarias de vedação e a influência 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.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S586 Silva, Jean Carlos Mota.

Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação solo-estrutura / Jean Carlos Mota Silva. – 2018. 185f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.

Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Conforto humano - Teses. 3. Alvenaria - Teses. 4. Mecânica do solo - Teses. 5. Edifícios - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.01

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

Assinatura

Data

Jean Carlos Mota Silva

**Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis
de alvenaria de vedação e a influência 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. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro - UFRRJ

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. À minha família, pela paciência e carinho nestes anos e à minha querida namorada Julianna, por compartilhar os momentos bons e ruins.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo companheirismo e apoio incondicional neste período de estudos, em especial à minha tia Fátima por todo carinho e cuidado dispensados.

À minha mãe Celeste e ao meu pai Antonio, pela excelente educação que proporcionaram a mim ao longo da vida, pelo apoio, amor e carinho dedicados.

À minha namorada Julianna, por todo apoio, compreensão e perseverança nos momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme dos Santos Silva, por sua confiança no meu potencial e na minha capacidade, pelo incentivo constante, pela paciência e pelos conhecimentos adquiridos durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Professor Rodrigo Bird Burgos, por todo apoio, compreensão e ensinamentos transmitidos ao longo do curso de Pós-Graduação.

Aos professores, Professor Gilvan Lunz Debona e Professor Francisco José da Cunha Soeiro por participarem da minha banca de avaliação.

Aos amigos Alan Barile e Leonardo Bastos, que tive a oportunidade de conhecer nesta fase de estudos, por demonstrarem total prontidão e por dedicarem parte do seu tempo no apoio da confecção desta dissertação de mestrado.

À UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

O principal objetivo da educação é criar pessoas capazes
de fazer coisas novas e não simplesmente repetir o que
outras gerações fizeram.

Jean Piaget

RESUMO

SILVA, Jean Carlos Mota. *Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação solo-estrutura*. 2018. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Nas últimas décadas foi notável a verticalização urbana no Brasil, onde inclusive em médias cidades, observou-se a construção de inúmeros edifícios com altura considerável. Paralelamente a esse processo de verticalização das construções, o avanço tecnológico dos materiais, principalmente do concreto e do aço, permitiu uma significativa diminuição das seções dos elementos estruturais. Esse fato corroborou para que o projeto desses edifícios utilize sistemas estruturais cada vez mais flexíveis, o que pode promover a existência de baixos valores de frequências naturais, causando problemas de vibrações excessivas. Outro importante fator refere-se ao efeito da rigidez das alvenarias de vedação e da interação solo-estrutura sobre a resposta estrutural de edifícios altos, aspectos esses, normalmente desconsiderados na prática dos escritórios de cálculo estrutural, sendo o cálculo baseado na hipótese de que as alvenarias são consideradas como carregamentos distribuídos atuantes sobre as vigas em apoios indeslocáveis. Assim sendo, este trabalho de pesquisa tem como objetivo proceder a uma análise de conforto humano de edifícios, quando submetidos à ação não determinística do vento, mediante investigação da resposta dinâmica, de maneira a elaborar uma metodologia de projeto mais realista, tendo em vista a consideração de efeitos importantes, que usualmente são desconsiderados na prática corrente de projeto. Desta forma, investiga-se o comportamento estrutural dinâmico de edifício em concreto armado, com altura de 48 metros, composto de 16 pavimentos e dimensões em planta de 15,0m por 14,2m. Para tal, foram desenvolvidos modelos numéricos com características distintas objetivando uma representação mais realista do edifício investigado, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), com base no emprego do programa ANSYS. Os resultados alcançados nesta investigação apontam para diferenças quantitativas de projeto relevantes em relação à avaliação da resposta estrutural do edifício de concreto armado em estudo (valores das frequências naturais, deslocamentos e acelerações máximas), a partir da inclusão do efeito dos painéis das alvenarias e da influência da interação solo-estrutura na modelagem numérica do sistema.

Palavras-chave: Edifícios altos; Ação não determinística do vento; Conforto Humano; Alvenarias de vedação; Interação solo-estrutura; Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

Silva, Jean Carlos Mota. *Analysis of human comfort of buildings considering the effect of the panels of masonry fence and the influence of soil-structure interaction*. 2018. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

In the last decades was remarkable the urban verticalization in Brazil, where even in medium-sized cities, it was observed the construction of numerous buildings with considerable height. Parallel to this process of verticalization of the constructions, the technological advance of the materials, mainly of the concrete and of the steel, allowed a significant reduction of the sections of the structural elements. This fact corroborated that the design of these buildings use increasingly flexible structural systems, which can promote the existence of low values of natural frequencies, causing excessive vibration problems. Another important factor is the effect of rigidity of sealing masonry and soil-structure interaction on the structural response of high-rise buildings, which are usually disregarded in the practice of structural calculation offices, and the calculation is based on the hypothesis that masonry are considered as distributed loads acting on the beams in indescribable supports. Therefore, this research aims to conduct an analysis of human comfort of buildings, when subjected to the nondeterministic action of the wind, through investigation of the dynamic response, in order to elaborate a more realistic design methodology, in view of the important effects, which are usually disregarded in current project practice. In this way, the dynamic structural behavior of the building in reinforced concrete, with a height of 48 meters, composed of 16 floors and dimensions of 15.0m by 14.2m is investigated. For this, numerical models with different characteristics were developed aiming a more realistic representation of the investigated building, through the use of the Finite Element Method (MEF), based on the use of the ANSYS program. The results obtained in this investigation point to quantitative differences in design relevant to the assessment of the structural response of the reinforced concrete building under study (values of natural frequencies, displacements and maximum accelerations), considering the effect of the masonry panels and influence of the soil-structure interaction on the numerical modeling of the system.

Keywords: Tall buildings; Non-deterministic wind action; Human comfort; Fencing masonry; Soil-structure interaction; Finite element modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988)	37
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988)	38
Figura 3 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes. NBR 6123 (1988)	39
Figura 4 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV ($L=1800$ m; h em metros)	45
Figura 5 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios- Hirsch & Bachmann (1995)	48
Figura 6 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997)	50
Figura 7 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z . ISO 2631 (1985)	50
Figura 8 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y , ISO 2631 (1985)	51
Figura 9 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007)	53
Figura 10 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007)	54
Figura 11 - Planta de arquitetura do pavimento tipo da edificação (Sá, 2018)	56
Figura 12 - Planta de forma - Unidade em planta em metro (Sá, 2018)	56
Figura 13 – Corte A - Unidade em metro (Sá, 2018)	57
Figura 14 – Perspectiva - Modelo 1	59
Figura 15 – Perspectiva – Modelo 2	60
Figura 16 – Perspectiva – Modelo 3	61
Figura 17 – Perspectiva – Modelo 4	62
Figura 18 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas de 210 cm de lado	65
Figura 19 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas de 270 cm de lado	65
Figura 20 - Planta Estrutural de fundação dos blocos sobre estacas (medidas em metro)	66
Figura 21 – Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas (Antoniazzi, 2011)	71

Figura 22 – Reação horizontal do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura	72
Figura 23 - Elemento finito BEAM44 – Ansys (2009)	77
Figura 24 - Elemento finito SHELL63 – Ansys (2009)	77
Figura 25 - Elemento finito SOLID45 – Ansys (2009).....	77
Figura 26 – Modelagem computacional – Perspectiva – Modelo 1	79
Figura 27 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 1	80
Figura 28 – Modelagem computacional – Perspectiva – Modelo 2	81
Figura 29 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 2	82
Figura 30 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 3	83
Figura 31 – Modelagem computacional – Vista lateral – Modelo 3	84
Figura 32 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 4	85
Figura 33 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 4	86
Figura 34 – Modelagem computacional – perspectiva pavimento tipo	87
Figura 35 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges <i>et al.</i> , 2009)	90
Figura 36 – Comparação de rigidez global dos modelos estruturais: efeito dos apoios	92
Figura 37 – Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito das alvenarias.....	93
Figura 38 - Deformação da estrutura com vento aplicado na direção X.....	98
Figura 39 - Deformação da estrutura com vento aplicado na direção Z.....	99
Figura 40 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais: efeito dos apoios.....	100
Figura 41 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais: efeito das alvenarias.....	101
Figura 42 – Frequências fundamentais entre os modelos estruturais: efeito dos apoios	105
Figura 43 – Frequências fundamentais entre os modelos estruturais: efeito das alvenarias.....	106
Figura 44 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (1º ao 4º modo)	107
Figura 45 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (5º ao 8º modo)	108
Figura 46 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (9º e 10º modo)	109
Figura 47 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (1º e 2º modo).	109

Figura 48 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (3º ao 6º modo)	110
Figura 49 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (7º ao 10º modo)	111
Figura 50 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (1º ao 4º modo)	112
Figura 51 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (5º ao 8º modo)	113
Figura 52 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (9º e 10º modo)	114
Figura 53 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 4 (1º e 2º modo)	114
Figura 54 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 4 (3º ao 6º modo)	115
Figura 55 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 4 (7º ao 10º modo)	116
Figura 56 – Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica dos modelos estruturais para a direção X	118
Figura 57 – Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica dos modelos estruturais para a direção Z.....	119
Figura 58 – Convergência dos valores do deslocamento horizontal translacional nas direções X e Z no modelo 4.....	123
Figura 59 – Convergência dos valores aceleração translacional nas direções X e Z no modelo 4.....	123
Figura 60 – Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo 4 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	125
Figura 61 – Valores de aceleração de pico no topo do modelo 4 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	125
Figura 62 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao modelo 4 nó 118340 direção X	127
Figura 63 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 118340 no modelo 4 direção X	127
Figura 64 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao nó 118256 ao modelo 4 direção Z	128
Figura 65 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 118256 no modelo 4 direção Z.....	128
Figura 66 – Deslocamento horizontal nó 118340 do modelo 4 direção X	129
Figura 67 – Aceleração horizontal nó 118340 do modelo 4 direção X	129
Figura 68 – Deslocamento horizontal nó 118256 do modelo 4 direção Z	130
Figura 69 – Aceleração horizontal nó 118256 do modelo 4 direção Z	130
Figura 70 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 4 direção X	131

Figura 71 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 4 direção Z	132
Figura 72 – Valores de deslocamento horizontal no topo dos modelos estruturais para reposta dinâmica: comparativo de variação nos apoios estruturais	133
Figura 73 – Valores de deslocamento horizontal no topo dos modelos estruturais para reposta dinâmica: comparativo da rigidez das alvenarias	134
Figura 74 – Valores da aceleração no penúltimo pavimento dos modelos estruturais para reposta dinâmica: comparativo de variação nos apoios estruturais	136
Figura 75 – Valores da aceleração no penúltimo pavimento dos modelos estruturais para reposta dinâmica: comparativo da rigidez das alvenarias	137
Figura 76 – Convergência dos valores do deslocamento horizontal translacional nas direções X e Z no modelo 1.....	154
Figura 77 – Convergência dos valores aceleração translacional nas direções X e Z no modelo 1.....	154
Figura 78 – Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	156
Figura 79 – Valores de aceleração de pico no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	156
Figura 80 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao modelo 1 nó 49880 direção X	158
Figura 81 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 49880 no modelo 1 direção X	158
Figura 82 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao nó 49796 ao modelo 1 direção Z	159
Figura 83 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 49796 no modelo 1 direção Z	159
Figura 84 – Deslocamento horizontal nó 49880 do modelo 1 direção X	160
Figura 85 – Aceleração horizontal nó 49880 do modelo 1 direção X	160
Figura 86 – Deslocamento horizontal nó 49796 do modelo 1 direção Z	161
Figura 87 – Aceleração horizontal nó 49796 do modelo 1 direção Z	161
Figura 88 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 1 direção X	162
Figura 89 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 1 direção Z	163

Figura 90 – Convergência dos valores do deslocamento horizontal translacional nas direções X e Z no modelo 2.....	164
Figura 91 – Convergência dos valores aceleração translacional nas direções X e Z no modelo 2.....	164
Figura 92 – Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	166
Figura 93 – Valores de aceleração de pico no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	166
Figura 94 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao modelo 2 nó 118340 direção X.....	168
Figura 95 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 118340 no modelo 2 direção X	168
Figura 96 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao nó 118256 ao modelo 2 direção Z	169
Figura 97 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 118256 no modelo 2 direção Z.....	169
Figura 98 – Deslocamento horizontal nó 118340 do modelo 2 direção X	170
Figura 99 – Aceleração horizontal nó 118340 do modelo 2 direção X	170
Figura 100 – Deslocamento horizontal nó 118256 do modelo 2 direção Z	171
Figura 101 – Aceleração horizontal nó 118256 do modelo 2 direção Z	171
Figura 102 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 2 direção X.....	172
Figura 103 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 2 direção Z	173
Figura 104 – Convergência dos valores do deslocamento horizontal translacional nas direções X e Z no modelo 3.....	174
Figura 105 – Convergência dos valores aceleração translacional nas direções X e Z no modelo 3.....	174
Figura 106 – Valores de deslocamento horizontal no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	176
Figura 107 – Valores de aceleração de pico no topo do modelo 1 para resposta dinâmica considerando as 30 séries de carregamento de vento.....	176
Figura 108 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao modelo 3 nó 49880 direção X.....	178

Figura 109 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 49880 no modelo 3 direção X	178
Figura 110 – Força do vento no domínio do tempo aplicada ao nó 49796 ao modelo 3 direção Z	179
Figura 111 – Carga do vento no domínio da frequência aplicada ao nó 49796 no modelo 3 direção Z.....	179
Figura 112 – Deslocamento horizontal nó 49880 do modelo 3 direção X	180
Figura 113 – Aceleração horizontal nó 49880 do modelo 3 direção X	180
Figura 114 - Deslocamento horizontal nó 49796 do modelo 3 direção Z	181
Figura 115 - Aceleração horizontal nó 49796 do modelo 3 direção Z	181
Figura 116 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 3 direção X	182
Figura 117 – Resposta dinâmica no domínio da frequência referente ao modelo 3 direção Z	183
Figura 118 – Detalhe de blocos e estacas, sem região rígida modelada	184
Figura 119 - Detalhe de blocos e estacas, com região rígida modelada na interseção do pilar com bloco (em rosa).....	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988)	41
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S3 - NBR 6123 (1988)	41
Tabela 3 - Fator estatístico S3 - NBR 6123 (1988)	42
Tabela 4 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988)	44
Tabela 5 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988)	44
Tabela 6 - Valores limites de aceleração - Hirsch & Bachmann (1995)	48
Tabela 7 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997)	52
Tabela 8 - Características de cada modelo	58
Tabela 9 - Características de estacas pré-moldadas - Catálogo Prefaz, 2018	65
Tabela 10 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 20 cm	67
Tabela 11 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 26,5 cm	68
Tabela 12 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 30 cm	69
Tabela 13 – Resumo de pilares, blocos e estacas dimensionados	70
Tabela 14 – Valores típicos de ks1 para argilas (kN/m ³)	73
Tabela 15 – Valores típicos de nh para areias (kN/m ³) - Terzaghi (1955)	73
Tabela 16 – Coeficientes rigidez das molas aplicadas nas estacas.....	74
Tabela 17 – Número de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo	78
Tabela 18 – Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada	89
Tabela 19 - Valores de rigidez global dos 4 modelos nas duas direções - Unidades N/m.....	91
Tabela 20 - Resumo das cargas verticais aplicadas sobre as lajes	94
Tabela 21 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.	95
Tabela 22 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.....	96
Tabela 23 - Cargas horizontais devido ao vento na direção X aplicadas nos modelos	96
Tabela 24 - Cargas horizontais devido ao vento na direção Z aplicadas nos modelos	97
Tabela 25 - Combinação para cargas estáticas	97
Tabela 26 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS).....	102

Tabela 27 – Frequências (f) dos modelos estruturais	104
Tabela 28 - Períodos (T) dos modelos estruturais	104
Tabela 29 – Comportamento físico das estruturas.....	117
Tabela 30 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento....	121
Tabela 31 – Deslocamentos e acelerações médios para as 30 séries de carregamento	126
Tabela 32 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2	153
Tabela 33 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2	153
Tabela 34 – Deslocamentos e acelerações médios para as 30 séries de carregamento	157
Tabela 35 – Deslocamentos e acelerações médios para as 30 séries de carregamento	167
Tabela 36 – Deslocamentos e acelerações médios para as 30 séries de carregamento	177

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
CAD	Computer Aided Design
ELS	Estado Limite de Serviço
EUROCODE	European Standards
ISO	International Organization for Standardization
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e	área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar
a_j	aceleração num determinado nível da edificação
a	aceleração
a_x	aceleração na direção x
a_z	aceleração na direção z
b	parâmetro meteorológico
C_a	coeficiente de arrasto
d	diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro
d_e	largura da estaca
F_a	força de arrasto
F_{fl}	força de arrasto devido à pressão flutuante
F_r	fator de rajada
f	frequência da estrutura
f_j	frequência referente ao modo j
f_0	frequência fundamental
f_{01}	frequência fundamental
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
g	aceleração da gravidade
GPa	gigaPascal
h	altura total da edificação
K	rigidez efetiva global
K_x	rigidez efetiva global na direção do eixo x
K_z	rigidez efetiva global na direção do eixo z
k_h	coeficiente de reação horizontal
k_{s1}	módulo de placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado

k_v	coeficiente de reação vertical
kN	kiloNewton
m	média
m	metros
m	período em anos
MPa	megaPascal
m/s	metro por segundo
m/s ²	metro por segundo ao quadrado
N	Newton
n_h	parâmetro para cálculo s k_h do solo
p	expoente da lei potencial de variação de S_2
P_m	probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período m de anos
q	pressão do solo
q_e	pressão dinâmica do vento
$\bar{q}_0$	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento
$q(z)_{fl}$	variação da pressão dinâmica do vento devido a parcela flutuante
$q(z)_{tot}$	variação da pressão dinâmica do vento devido a parcela total
S_1	fator topográfico
$S_1(z)$	fator topográfico dependente da altura z medida a partir da superfície do terreno
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
T	período da estrutura
T_1	período fundamental
y	deslocamento unitário

UX	deslocamento no topo da edificação na direção do eixo x
UZ	deslocamento no topo da edificação na direção do eixo z
u_j	deslocamento na cota z devido à ação dinâmica do vento
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
$\overline{V_p}$	velocidade de projeto
z	altura medida a partir da superfície do terreno
z_e	profundidade da estaca
z_r	altura de referência: $z_r = 10 \text{ m}$
α	parâmetro da matriz de rigidez de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa
β	parâmetro da matriz de rigidez de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de rigidez
γ_c	densidade do concreto
ζ	razão do amortecimento crítico
θ	inclinação média do talude ou encosta do morro
ν	coeficiente de Poisson
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
ξ_i	taxa de o i-ésimo modo de vibração
σ	desvio padrão
ω_{oi}	frequência natural circular em rad/s do modo de vibração i
ω_{o1}	frequência natural circular em rad/s do modo de vibração 1
ω_{o2}	frequência natural circular em rad/s do modo de vibração 2

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	22
1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988).....	36
1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento	36
1.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica	42
2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO	46
2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)	46
2.2 Critério de Avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995).....	48
2.3 Critérios de Avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)	49
2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)	52
3 MODELOS ESTRUTURAIS	55
4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	63
5 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	75
5.1 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados	75
5.2 Modelagem do amortecimento estrutural	87
6 ANÁLISE ESTÁTICA.....	90
6.1 Rigidez efetiva global dos modelos estruturais	90
6.2 Descrição dos carregamentos - análise estática.....	93
6.2.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos estruturais em estudo	93
6.2.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo	94
6.3 Deslocamentos translacionais.....	97
7 ANÁLISE MODAL	103
7.1 Frequências naturais (autovalores).....	103
7.2 Modos de vibração (autovetores)	107
8 ANÁLISE NÃO DETERMINÍSTICA	118
8.1 Carregamento de vento aplicado nos modelos estruturais	118
8.2 Limites e recomendações de projeto	119
8.2.1 Deslocamento lateral máximo dos edifícios	119
8.2.2 Critérios para avaliação do conforto humano	120
8.3 Modelagem de cargas não determinísticas do vento.....	120
8.4 Comportamento da resposta dinâmica estrutural.....	122
8.4.1 Tratamento estatístico dos resultados para o modelo 04	122

8.4.2 Resposta dinâmica do modelo 4	127
8.5 Avaliação global da análise comparativa dos resultados das análises	
dinâmicas	132
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	138
9.1 Conclusões	138
9.1.1 Análise Estática	138
9.1.2 Análise das frequências naturais e modos de vibração.....	141
9.1.3 Análise dinâmica não determinística (vibração forçada)	141
9.2 Sugestões para trabalhos futuros	144
REFERÊNCIAS.....	145
APÊNDICE A - FÓRMULAS DE CAPACIDADE DE CARGA – AOKI VELOSO ...	152
APÊNDICE B - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL 1)	154
APÊNDICE C - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL 2)	164
APÊNDICE D - ANÁLISES DINÂMICAS (MODELO ESTRUTURAL 3)	174
APÊNDICE E - MODELAGEM DOS BLOCOS EM ELEMENTOS FINITOS	184

INTRODUÇÃO

Até meados de 1960, construções com baixa altitude, pesadas e de grande rigidez não possuíam problemas referentes à ação do vento, pois as principais solicitações eram provenientes de carregamentos verticais. Todavia, com o passar dos anos, as edificações foram ficando cada vez mais leves e esbeltas e os carregamentos horizontais, principalmente da ação do vento, tornaram-se uma parcela importante das solicitações em edifícios (Blessmann, 2001).

Atualmente, os projetos de edifícios altos utilizam cada vez mais sistemas estruturais simples, que promovam agilidade na sua montagem, reduzindo os custos e gerando maior flexibilidade no uso dos espaços construídos. Ainda, a busca pela otimização do espaço físico tem levado os escritórios de projetos estruturais a conceberem formas e arranjos estruturais bem mais flexíveis e esbeltos do que os praticados no passado.

Avanços tecnológicos atrelados a um cenário econômico favorável, propiciaram nos últimos anos a disseminação da construção de edifícios altos em diversos países, como por exemplo nos Estados Unidos, e mais recentemente nos países asiáticos, como China, Malásia e Emirados Árabes Unidos. Esta tendência arquitetônica com condução de sistemas estruturais esbeltos, resulta em edifícios com valores de frequências naturais muito baixas e, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibração excessiva, desconforto humano e abertura de fissuras (Barboza, 2016).

Dentro desse contexto, dois importantes fatores que possuem grande influência em conjunto com a ação randômica do vento sobre edifícios altos são: a consideração do efeito da rigidez das alvenarias de vedação e a consideração do efeito da interação solo-estrutura.

As alvenarias são elementos estruturais que compõem as edificações e demais construções, preenchendo a maior parte das áreas vazias no interior dos pórticos. A prática comum dos escritórios de cálculo é a adoção de suas cargas como estáticas, desprezando-se assim a influência que a sua disposição na edificação promove para a rigidez da estrutura. Segundo Araújo (2014, p. 266): “os pórticos preenchidos com alvenaria possuem uma rigidez frente às cargas horizontais bem superiores aos pórticos vazios”.

Também, tendo em vista a complexidade do solo e suas variadas propriedades como heterogeneidade, anisotropia, comportamento não linear entre força e deslocamento e mudança de propriedade com variação da quantidade de água em sua constituição, a consideração da interação solo-estrutura sobre as fundações pode gerar diferenças consideráveis no cálculo de edifícios. Tendo em vista a dependência existente entre esses elementos (solo e estrutura), observa-se a importância de se obter por meio de uma análise numérica os efeitos dessa interação (Borges, 2009).

As cargas de vento aplicadas usualmente nos projetos estruturais são de natureza puramente estática. Tendo em vista, que se trata de uma excitação de propriedade tipicamente dinâmica, tal consideração torna-se questionável. Dessa forma, como as ações dinâmicas estão associadas a ação não determinística ou randômica do vento, um tratamento estatístico adequado que para representar a ação do vento sobre edifícios.

Assim sendo, será realizada pesquisa sobre o comportamento dinâmico de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, considerando o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e da interação solo-estrutura, a fim de se verificar a estabilidade e a segurança estrutural, além de garantir o conforto humano na edificação.

Para tanto, será utilizado um edifício em concreto armado, com altura de 48 metros, composto de 16 pavimentos e dimensões 15,0m por 14,2m, por meio da modelagem numérica computacional de quatro modelos estruturais no software Ansys Mechanical APDL (2009). Os resultados dos deslocamentos máximos e das acelerações máximas obtidos ao longo das análises numéricas serão comparados com os valores limites observados em normas e recomendações técnicas de projeto, para contribuir na avaliação dos níveis de conforto necessários e desejados em projeto.

Revisão bibliográfica

Edifícios altos e ação dinâmica do vento

De acordo com Davenport (1995), a grande dificuldade envolvida nos estudos referentes ao carregamento de vento é a variação dos seus parâmetros no espaço e

no tempo. Dessa forma, na sua pesquisa, o autor expõe três funções que controlam a magnitude das respostas que são: as linhas de influência, os modos de vibração e as distribuições de pressão.

Moreira (2002) apresenta um estudo da sensibilidade estrutural de edifícios residenciais urbanos em concreto armado submetido a diversas fontes perturbadoras das características estáticas e, principalmente, dinâmicas. Para a pesquisa foram utilizados modelos tridimensionais a fim de se obter as propriedades modais da estrutura, necessárias para desenvolvimento dos modelos simplificados de análise modal nos domínios do tempo e da frequência. A validação das respostas às ações dinâmicas foi obtida por meio de correlação com referências experimentais já realizadas anteriormente para estruturas existentes.

Um edifício assimétrico misto (aço e concreto) de 60 pavimentos foi utilizado por Huang *et al.* (2009) para ilustrar a resposta dinâmica de um edifício quando submetido a ação do vento. O objetivo dos autores era verificar a resposta de torção lateral induzida pelo vento em edifícios altos.

Em sua dissertação de mestrado, Barboza (2012) analisou o comportamento estrutural de uma edificação composta de 20 andares submetida às ações estáticas e dinâmicas, lineares e não lineares de serviços, e também cargas dinâmicas de vento. A conclusão do estudo estabeleceu a necessidade de garantia de cuidados extras na concepção do projeto estrutural em edifícios altos e de analisar o seu comportamento, por meio de metodologias completas que englobem análises estáticas e dinâmicas.

Oliveira (2014) apresenta, em sua dissertação de mestrado, uma série de conceitos relativos a ação do vento em edifícios altos, com consideração da circulação do vento na camada limite atmosférica e sua interação com as estruturas. Foram modelados computacionalmente três edifícios altos com diferentes seções geométricas em planta. Foi obtida a resposta dinâmica ao longo do tempo, em termos de vários parâmetros de controle para o caso do estudo considerado e feita comparação da resposta dos edifícios sob a ação dinâmica do vento, em função da secção geométrica em planta e em função da resposta estática regulamentar.

Bastos (2015) investigou o comportamento estrutural e realizou análise de conforto humano para um edifício alto em concreto armado. Foram modelados quatro modelos estruturais utilizando o programa computacional Ansys (2007), variando-se o número de pavimentos e a quantidade de vigas existentes em cada modelo, a fim

de se verificar quais os efeitos resultantes e como eles afetariam a estabilidade global e o conforto humano para os modelos analisados.

Vieira (2016), em sua tese de doutorado, fez um estudo experimental dos esforços solicitantes para um edifício alto devidos à ação do vento, levando em conta a influência de edificações vizinhas. Foram propostas oito configurações de vizinhanças e quatro diferentes contornos, num total de trinta e duas diferentes situações. Os resultados concluíram que a presença das edificações vizinhas altera os resultados de todos os esforços estudados em uma quantidade significativa de direções consideradas. Observou-se que os parâmetros atuais estabelecidos pela norma NBR 6123 (1988) para se majorar os esforços devidos aos efeitos de vizinhança, assim como a distância em que uma edificação deve estar posicionada para ser considerada vizinha, não contemplam grande parte dos resultados obtidos nos ensaios. O valor de um fator de segurança a ser utilizado de forma a englobar uma quantidade tecnicamente aceitável, deveria majorar os esforços em pelo menos 60% os valores praticados em uma edificação considerada isoladamente. Os resultados sugerem uma revisão da norma, tanto da distância em que uma edificação deve estar para que os esforços na edificação de estudo sejam considerados, utilizando-se um fator específico de influência de vizinhança, como a alteração do valor do fator de vizinhança proposto pela norma atualmente.

Pegoraro (2016) em sua dissertação de mestrado, avaliou o fenômeno físico da interação fluido-estrutura em estruturas flexíveis, adotando um modelo compatível para retratar essa situação. Para tal, o problema acoplado é resolvido utilizando uma abordagem Lagrangeana-Euleriana para o domínio do fluido, enquanto que, para o domínio do sólido é utilizado uma abordagem Lagrangeana. Como apoio para resolução das equações matemáticas do problema acoplado, foi utilizado o software de análises físicas ANSYS. Uma análise modal utilizando o método Rational Fractional Polynomial foi desenvolvida para uma estrutura de aço em escala reduzida, e o resultado desta foi comparado com o resultado obtido do modelo feito no software. Seus modos de vibrar e frequências naturais foram utilizados para comparar com o ocorrido no problema acoplado. Constatou-se que uma estrutura submetida a cargas de ventos aleatórios, tende a se movimentar conforme seus modos de vibração. Além disso, se a oscilação da carga de ventos aleatórios tiver uma frequência próxima da frequência natural da estrutura, esta tende a obter grandes deslocamentos.

Bastos e Silva (2016) investigaram o comportamento estrutural dinâmico de um edifício alto de concreto armado, com 30 andares e altura total de 90 m, objetivando-se avaliar o conforto humano do modelo estrutural quando este é submetido à ação dinâmica não determinística das cargas de vento. A análise foi realizada por meio de modelagem em elementos finitos, em que a edificação foi submetida a diversas séries de carregamentos de vento. As conclusões tangem que as acelerações de pico encontradas são superiores as preconizadas na NBR 6123 (1998) para avaliação de conforto humano, sendo perceptíveis, mas não gerando incômodo, no que se refere à exposição humana, relativas às vibrações devidas ao carregamento não determinístico do vento.

Os estudos da análise dinâmica devido à influência da ação do vento em edifícios altos também foram realizados por Lavôr (2017) em sua dissertação de mestrado. O objetivo do trabalho foi avaliar a aplicabilidade de métodos teóricos de estimativa de respostas em termos de esforços solicitantes e deslocamento de topo em edifícios altos na direção do vento, considerando o aspecto dinâmico do mesmo. Foi realizada análise comparativa entre os resultados do método do fator de rajada de A. G. Davenport com os resultados experimentais extraídos de ensaios de túnel de vento realizados por Oliveira (2009), Vieira (2016) e IAWQ (2012), além das avaliações teóricas através dos procedimentos adotados pelas normas NBR 6123 (1988) e pelo Eurocode 1-4 (2005). Verificou-se que a NBR 6123 (1988), de certa forma, subestima as respostas em comparação com os resultados do método de Davenport, quando considerada a influência dos parâmetros do vento flutuante. Já o Eurocode 1-4 (2005) mostrou valores mais similares ao método de Davenport quando considerado a intensidade de turbulência determinada pela norma europeia.

Ferrareto (2017) em sua tese de doutorado abordou o tema do conforto humano em edifícios altos submetidos a ação do vento. Nela, foi feita a investigação dos pontos com fragilidade das correntes das cargas de vento de Davenport e foram discutidos critérios relativos a avaliação das oscilações em uma edificação com grande altura (análise dinâmica, modelagem em elementos finitos, modelagem probabilística do vento e avaliação do conforto humano). Ferrareto (2017) criou a partir dos resultados, critérios confiáveis para avaliação da resposta dinâmica por meio de ensaios do túnel de vento de edifícios altos, visando a promoção de projetos mais econômicos e sustentáveis, atendendo aos critérios de conforto humano.

Interação solo-estrutura

Araújo (2009) desenvolveu, em sua dissertação de mestrado, uma rotina de cálculo utilizando o ambiente Matlab para avaliar os efeitos da interação solo-estrutura em edifícios. Foi desenvolvido o programa AIEFE, que calcula o recalque das fundações utilizando o método de Aoki e Lopes (1975). Os recalques são convertidos em rigidezes e posteriormente direcionados para uma sub-rotina de cálculo, em que os dados novamente são processados, mas como apoios indeslocáveis. Como a metodologia é iterativa, encontra-se a convergência dos resultados após algumas repetições do processo. Verificou-se que, para pavimentos inferiores, existe uma maior redistribuição de cargas, recalques e rigidezes nos pilares e que o comportamento carga-recalque não-linear das fundações influenciou bastante no comportamento de carga, rigidezes e recalques dos pilares, mesmo em estágios avançados da obra, quando a rigidez da estrutura já era bastante grande.

Borges (2009) apresentou, em sua tese de doutorado, uma metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado, baseada em indicadores que englobam análises lineares e não lineares e também físicas, geométricas e dinâmicas. Para tanto, foram tomadas três estruturas reais aplicando-se as situações: apoiadas sobre apoios indeslocáveis (situação mais utilizada em escritórios de cálculo) e apoiadas sobre apoios deslocáveis (considerando a interação solo-estrutura). Os resultados concluíram que para edifícios altos devem existir critérios rigorosos e uma série de análises que vão desde a concepção arquitetônica e lançamento estrutural, passando pela análise de estabilidade global e capacidade do material, até a verificação do conforto humano e controle de vibrações.

Lou *et al.* (2011) expuseram um estudo acerca dos principais programas computacionais relacionados à interação solo-estrutura, discutindo as principais vantagens, desvantagens e aplicabilidades de cada um dos programas apresentados em problemas existentes.

Mendonça (2012) analisou uma edificação de 4 pavimentos com estrutura mista (aço-concreto), considerando o efeito da interação solo-estrutura. As análises foram realizadas tendo em vista o método dos elementos finitos por meio do programa computacional Ansys. Os apoios indeslocáveis foram substituídos por molas

discretas, lineares e elásticas, com rigidez equivalente ao solo, tendo em vista as premissas adotadas na hipótese de Winkler.

Os efeitos da interação solo-estrutura foram estudados também por Bayat *et al.* (2013). Os pesquisadores estudaram o comportamento dinâmico do solo e a interação entre o solo e as estacas de turbinas eólicas offshore, a fim de se evitar danos às fundações offshore, para se identificar e quantificar a interação solo-estrutura e os respectivos efeitos de amortecimento no sistema. Estudos apontavam que um designer mais econômico se daria a partir da compreensão da resposta dinâmica das estruturas offshore. Para tanto, uma estaca é investigada por meio de equações integrais de contorno. A rigidez dinâmica é comparada para cilindros sólidos e ocos, considerando diferentes valores de propriedades do material, incluindo o amortecimento do material. Modos de ressonância e antirressonância são identificados e apresentados. Observou-se que o valor absoluto da rigidez dinâmica normalizada foi independente do módulo de Young e da razão de Poisson, enquanto dependia do amortecimento do solo.

Estudos referentes a verificação da fluência e da retração do concreto, em conjunto com os efeitos da interação solo-estrutura, foram pesquisados na tese de doutorado de Rosa (2015). Uma edificação de 12 pavimentos foi submetida a instrumentação, contemplando o monitoramento dos recalques e da deformação de alguns dos pilares ao longo do processo construtivo. Com a pesquisa, concluiu-se que para a grande parte dos pilares, os efeitos da interação solo-estrutura e da fluência caminharam em sentidos opostos. Ainda, quando considerado apoio rígido a fluência e retração não provocaram redistribuição dos esforços, corroborando com o teorema de Correspondência Elasticidade-Viscoelasticidade uma vez que o concreto foi considerado homogêneo em toda a estrutura. Por fim, a fluência se verificou mais relevante que a retração, na uniformização dos recalques e redistribuição das cargas, mas a retração foi também evidenciada.

Tendo em vista que o solo é parte integrante do projeto estrutural de um edifício, tornando-se relevante na sua elaboração, Mendes (2015) abordou um estudo comparativo com dois modelos estruturais, um sobre apoio indeslocáveis e outro em que o sistema de fundação é parte integrante do modelo. Mendes (2015) quis verificar a importância do terreno de fundação na análise dos parâmetros para a estabilidade global da edificação. Foi utilizado um edifício com dupla simetria, com dez pavimentos, modelados no software CAD/TQS. Concluiu-se por meio dos estudos, que quando há

a interação solo-estrutura o modelo apresenta maiores deslocamentos horizontais, maior grau de instabilidade e migração dos carregamentos verticais que atuam nos pilares centrais para os pilares de periferia.

Kumar *et al.* (2015) estudou um edifício tridimensional de alta elevação com dimensões 20 m por 20 m e 30 pavimentos, sob ação de carga sísmica. A estrutura é analisada para diferentes valores de coeficiente de reação do solo e para diferentes zonas sísmicas da região da Índia. O coeficiente de reação do solo foi atribuído a todos os apoios da estrutura. Os resultados da análise, do deslocamento horizontal em casa andar e do deslocamento vertical em cada um dos apoios, para vários valores do coeficiente de reação do solo para diferentes cargas sísmicas foram considerados para estudo. A partir do estudo, observou-se que a porcentagem máxima de variação do deslocamento transversal foi de 337% em relação à condição de apoio fixo coeficiente de reação do solo de 12.000 kN/m³ na zona sísmica V e a porcentagem máxima de variação do deslocamento vertical é 1420% em relação ao apoio fixo, com coeficiente de reação do solo de 12.000 kN/m³ na zona sísmica V. A partir do estudo, concluiu-se que o efeito da interação solo-estrutura, deve ser considerado especialmente para baixos valores de coeficiente de reação do solo.

Lu *et al.* (2016) investigaram o comportamento sísmico de edifícios de múltiplos pavimentos, por meio de um estudo paramétrico levando em consideração a interação solo-estrutura. Por meio do estudo, concluiu-se que, numa situação geral, a interação solo-estrutura pode reduzir em até 60% a resistência de edifícios de vários pavimentos, principalmente nos casos de esbeltez baixa.

Mendes (2016) fez a investigação de dois modelos estruturais: um considerando a estrutura sobre apoios indeslocáveis e outro considerando a modelagem das fundações sobre sapatas e por estacas. Para a caracterização da modelagem da interação solo-estrutura foi utilizado o método de Winkler. São apresentados comparativos em termos de análise da estabilidade global entre os modelos que consideram a hipótese de apoios indeslocáveis e modelos que levam em conta a interação solo-estrutura, além de estudos sobre as variações que ocorrem nos valores dos esforços dos elementos estruturais e comportamento do recalque dos apoios da estrutura.

Silva *et al.* (2016) analisou por meio da modelagem em elementos finitos, o comportamento dinâmico de uma passarela composta de aço-concreto tubular, abrangendo 82,5 m de comprimento, quando submetida a vibrações de marcha

humana. A investigação foi realizada com base nas correlações entre os resultados experimentais relacionados à resposta dinâmica da passarela e os obtidos com a modelagem de elementos finitos. O efeito de interação solo-estrutura foi considerado na análise dinâmica baseada no uso da teoria de Winkler. O modelo de elementos finitos possibilitou uma avaliação dinâmica completa da passarela tubular em termos de conforto humano e seus estados limites de capacidade de vibração associados. As acelerações de pico encontradas na análise indicaram que a passarela investigada apresentou problemas relacionados ao conforto humano e foi detectado que o sistema estrutural pode atingir níveis de vibração, que comprometem o conforto do usuário da passarela.

Barboza (2016), em sua tese de doutorado, abordou a análise do comportamento dinâmico, a avaliação de conforto humano e o controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura. Foram investigados dois modelos estruturais: o primeiro edifício de concreto armado, com 42 pavimentos e altura total de 123,9 m, e o outro modelo corresponde a um edifício misto (aço-concreto), com 48 pavimentos e altura total de 172,8 m. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre as edificações em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, formam comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano dos edifícios com e sem o emprego de sistemas de controle de vibrações, no que tange a situações da prática corrente de projeto.

O Grande Terremoto e Tsunami do Leste de 2011 no Japão deixaram grandes vestígios de devastação em muitos edifícios. De acordo com o relatório da pesquisa de campo, a resposta estrutural resultante da interação da resposta não linear do meio do solo foi atribuída como um efeito crucial sob o terremoto e o subsequente desastre do tsunami. Prok (2016) estudou os efeitos da interação solo-estrutura ocorrida nos eventos, propondo métodos analíticos para obter a resposta dessa interação frente aos desastres. Foi concluído que a abordagem deve ser levada em consideração e tem grande relevância, especialmente em condição de solo argiloso, que precisa de um tempo maior para recuperação após os eventos.

Painéis de alvenaria

Polyakov (1963) publicou um trabalho acerca de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. Foram utilizados no estudo, modelos simplificados para avaliação dos esforços de tração e cisalhamento em painéis de alvenaria que faziam o preenchimento de pórticos. Ao todo, 65 ensaios foram realizados com pórticos quadrados de 1200 mm de lado e retangulares de 3000 mm de comprimento, com 2000 mm de altura. Com os resultados, Polyakov observou três estágios: no primeiro o modelo se comporta como estrutura monolítica, até surgirem as primeiras fissuras; no segundo há um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada, surgindo fissuras na diagonal comprimida e no terceiro, com o aumento do carregamento, há abertura de fissuras até a perda total da capacidade de resistir a aumento de cargas.

As aberturas das paredes foram temas tratados por alguns pesquisadores e apresenta relevância. Em muitos casos devido ao tamanho e a localização na estrutura, sua análise com métodos analíticos é de difícil aplicação. Devido a isso, muitos projetistas não consideram a influência das alvenarias no cálculo estrutural. Para Drysdale *et al.* (1999) os efeitos provocados por aberturas de pequenas dimensões feitas fora da direção das diagonais são desprezíveis. Porém, Dawe e Seah (1989) pesquisaram os efeitos oriundos das aberturas nos painéis que preenchem pórticos metálicos. Os resultados mostraram que ocorre a diminuição da rigidez do conjunto em painéis com aberturas no centro destes, e que as resistências são maiores em painéis com aberturas afastadas da diagonal equivalente. Ainda, realizam estudos com o incremento de reforço de aço contornando a abertura do painel, o que levou a um aumento da rigidez.

Alvarenga (2002) apresentou, em sua tese de doutorado, estudo sobre o comportamento de estruturas preenchidas por painéis de alvenaria submetidos a ações horizontais considerando a contribuição da alvenaria na rigidez global da estrutura. Para o desenvolvimento da pesquisa, foram desenvolvidos diversos ensaios experimentais, com protótipos de aço em escala real, em que foram utilizados blocos de concreto celular autoclavados. Ainda, foi realizada macromodelagem numérica utilizando método dos elementos finitos com aplicação do conceito da diagonal equivalente e a realização de um estudo paramétrico, considerando-se pórticos com diferentes relações altura/comprimento, visando à obtenção de recomendações

práticas para análise de pórticos preenchidos. Para comprovar a aplicabilidade da proposta os resultados dos modelos experimentais e teóricos foram comparados com os dos disponíveis na literatura, comprovando-se a eficiência e praticidade em sua utilização.

Santos (2007) abordou, em sua dissertação de mestrado, a influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Foi analisado edifício de 32 pavimentos, situado na cidade de Recife. Realizou-se modelagem numérica em elementos finitos, utilizando o programa computacional SAP2000, com o conceito das barras diagonais equivalentes. Foram analisados pórticos com e sem a presença das barras diagonais equivalentes, com avaliação das reações de apoio e dos deslocamentos no topo do edifício para ambos os modelos. Além do aumento da rigidez da edificação, a inclusão das diagonais equivalentes promoveu uma melhor redistribuição dos esforços.

Tavakoli e Moridi (2017) investigaram os efeitos da interação solo-estrutura no desempenho sísmico de estruturas de aço preenchidas com paredes de alvenaria. O estudo avaliou o desempenho sísmico de edifícios utilizando a análise estática de modelos simulados não lineares para obter a resposta das estruturas. A fim de considerar o efeito dinâmico de interação solo-estrutura, o solo foi modelado por um conjunto de molas. Os resultados mostraram que a interação solo-estrutura e a presença de parede de alvenaria para o edifício em estudo, alteram o desempenho sísmico da edificação. Essa interação aumenta a flexibilidade do sistema e o número de intervalos dos períodos em todos os casos de carregamento. Os resultados da análise, também mostram que a redução da velocidade da onda de cisalhamento no solo sob a estrutura, faz com que os efeitos da interação na resposta estrutural não-linear se tornem significativos.

Drummond (2017), em sua dissertação de mestrado, abordou a modelagem do comportamento estrutural de edifícios altos, submetidos à ação não determinística do vento. Na sua pesquisa foram abordados os efeitos da interação solo-estrutura e a contribuição da rigidez das alvenarias modeladas como diagonais equivalentes. Foi utilizado para a análise, edifício em concreto armado, composto por 22 pavimentos com altura total de 63,8 m. Desenvolveram-se 6 modelos estruturais a partir do edifício em estudo, com posterior modelagem em elementos finitos. Foram obtidos os valores máximos em termos de deslocamentos máximos e acelerações máximas, comparando-os com os limites estabelecidos em normas e recomendações técnicas

a fim de se avaliar o conforto humano e corroborar para criticidade em situações da prática de projeto.

Na dissertação de mestrado de Sá (2018), foi realizado estudo do comportamento estrutural estático e dinâmico e análise de conforto humano de um edifício alto em concreto armado. Na sua pesquisa foi abordada a contribuição da rigidez das alvenarias em edificações. Foi utilizado edifício em concreto armado, composto por 16 pavimentos e altura total de 48,0 m. Foram desenvolvidos 3 modelos para estudo: sem alvenaria, alvenarias modeladas como diagonais equivalentes e alvenarias modeladas como elemento de casca. Foi realizada modelagem em elementos finitos utilizando o programa computacional Ansys. Os resultados indicam que a alvenaria possui grande contribuição sobre a resposta estrutural estática, dinâmica e de conforto humano de edifícios.

Barbosa (2018) analisou o efeito construtivo de alvenaria estrutural em edificação com 21 pavimentos sobre a estrutura de transição em concreto armado, por meio de modelagem em elementos finitos, a fim de avaliar os efeitos causados pelas etapas de construção na interação entre os painéis de alvenaria estrutural e a estrutura de suporte em concreto armado. As tensões na base da parede na interface parede-viga apresentaram diferenças significativas com relação à análise sem estágios construtivos. Na viga de suporte, os esforços também apresentaram tal comportamento, exceto para a força cortante. Foi observado que se faz necessária uma análise mais detalhada da transição da alvenaria com a estrutura de concreto armado.

Motivação e objetivos

A motivação para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa deve-se ao fato de que nas últimas décadas foi notável a verticalização urbana no Brasil, onde inclusive em médias cidades, foi possível observar a construção de inúmeros edifícios com altura considerável. Paralelamente a esse processo de verticalização das construções, o avanço tecnológico dos materiais, principalmente do concreto e do aço, permitiu uma significativa diminuição das seções dos elementos estruturais. Outro

importante aspecto diz respeito ao efeito da rigidez das alvenarias de vedação e da interação solo-estrutura sobre a resposta estrutural dos edifícios altos.

A prática corrente dos escritórios de cálculo estrutural normalmente desconsidera tais influências para a obtenção dos esforços dos elementos estruturais e das cargas transmitidas ao terreno por meio das fundações, sendo o cálculo baseado na hipótese de que as alvenarias são consideradas como carregamentos distribuídos atuantes sobre as vigas em apoios indeslocáveis. Dessa consideração decorre que a da rigidez global dos edifícios é subestimada e, também, os recalques são estimados isoladamente para cada elemento da fundação, a partir da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de maneira independente dos demais, desprezando os efeitos provocados na estrutura em razão da deformação do solo.

Desse modo, este trabalho de pesquisa objetiva contribuir no campo da análise da resposta estrutural estática e dinâmica não linear de edifícios altos, de maneira a desenvolver uma metodologia de projeto mais realista em função da consideração de efeitos importantes que usualmente são desconsiderados na prática corrente de projeto. Outro aspecto relevante no âmbito dessa pesquisa, diz respeito a avaliação mais realista dos níveis de conforto humano dessas edificações.

Estrutura da dissertação

No primeiro capítulo da dissertação são apresentadas as diretrizes e premissas envolvidas na determinação das cargas horizontais devido à ação dinâmica do vento utilizadas na análise estática e dinâmica, conforme a NBR 6123 (1988).

O segundo capítulo apresenta os critérios de avaliação do conforto humano, de acordo as prescrições da NBR 6123 (1988) e as premissas relacionadas por Hirsch & Bachmann (1995).

O capítulo três expõe o modelo estrutural utilizado para a análise e pesquisa, bem como as suas características físicas e geométricas e as variações do modelo empregadas para o desenvolvimento do estudo, levando-se em consideração o efeito das alvenarias de vedação e da interação solo-estrutura.

No quarto capítulo é abordada o efeito da consideração da interação solo-estrutura em edifícios, apresentando para o modelo estrutural analisado, o

dimensionamento do sistema de fundação por meio de blocos e estacas e blocos, bem como o dimensionamento das molas do solo empegado para um perfil de sondagem selecionado.

O capítulo cinco expõe a modelagem numérica com base no método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional Ansys Mechanical APDL (2009). Também, é abordada a modelagem do amortecimento estrutural.

No capítulo seis é desenvolvida a análise estática das estruturas investigadas, bem como apresentação das cargas envolvidas no estudo e que provocam os efeitos na edificação. São tratados ainda o tema da rigidez global e análise do estado limite de serviço (ELS), comparando os deslocamentos limites com as referências encontradas na NBR 6118 (2014).

O capítulo sete trata da análise modal do modelo em estudo, com a determinação das frequências naturais, períodos fundamentais e os modos de vibração para as estruturas. As frequências naturais e os períodos fundamentais são comparados aos valores sugeridos na NBR 6123 (1988).

O oitavo capítulo explicita a análise de vibração forçada, considerando a modelagem não determinística das cargas de vento do modelo estrutural. É feito tratamento estatístico para o modelo estrutural mais completo, modelo 4, para promover uma análise mais detalhada e confiável dos resultados. Ainda, é exposta a comparação dos deslocamentos limites com as referências encontradas na NBR 6118 (2014) e feita análise de conforto humano de acordo com a NBR 6123 (1988) e Hirsch e Bachmann (1995).

No último capítulo tem-se as conclusões obtidas ao longo do trabalho de pesquisa para todas as análises realizadas (estática, modal, não determinística e de conforto humano), além da apresentação de sugestões para trabalhos futuros.

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

O presente capítulo trata das diretrizes presentes na NBR 6123 (1988) para determinação do carregamento horizontal devido à ação do vento. São apresentados os princípios para a obtenção das cargas de vento utilizadas na análise estática e dinâmica devido à turbulência atmosférica. Para a última, será apresentado o modelo contínuo simplificado.

1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

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

$$F_a = C_a q_e A_e \quad (1)$$

Onde:

C_a – Coeficiente de arrasto

A_e – Área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar

q_e – Pressão dinâmica do vento

A norma explicita que o coeficiente de arrasto C_a utilizado na Equação (1) é aplicável a corpos de seção constante ou fracamente variável. Na situação em que o vento está 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. Nela, o vento é considerado vento de baixa turbulência. Para o caso excepcional de vento de alta turbulência, satisfazendo as exigências da NBR 6123 (1988), os coeficientes de arrasto apresentam valores menores e podem ser obtidos por um outro gráfico presente na mesma norma. É aconselhável a utilização do 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, por meio da utilização das relações h/l_1 e l_1/l_2 .

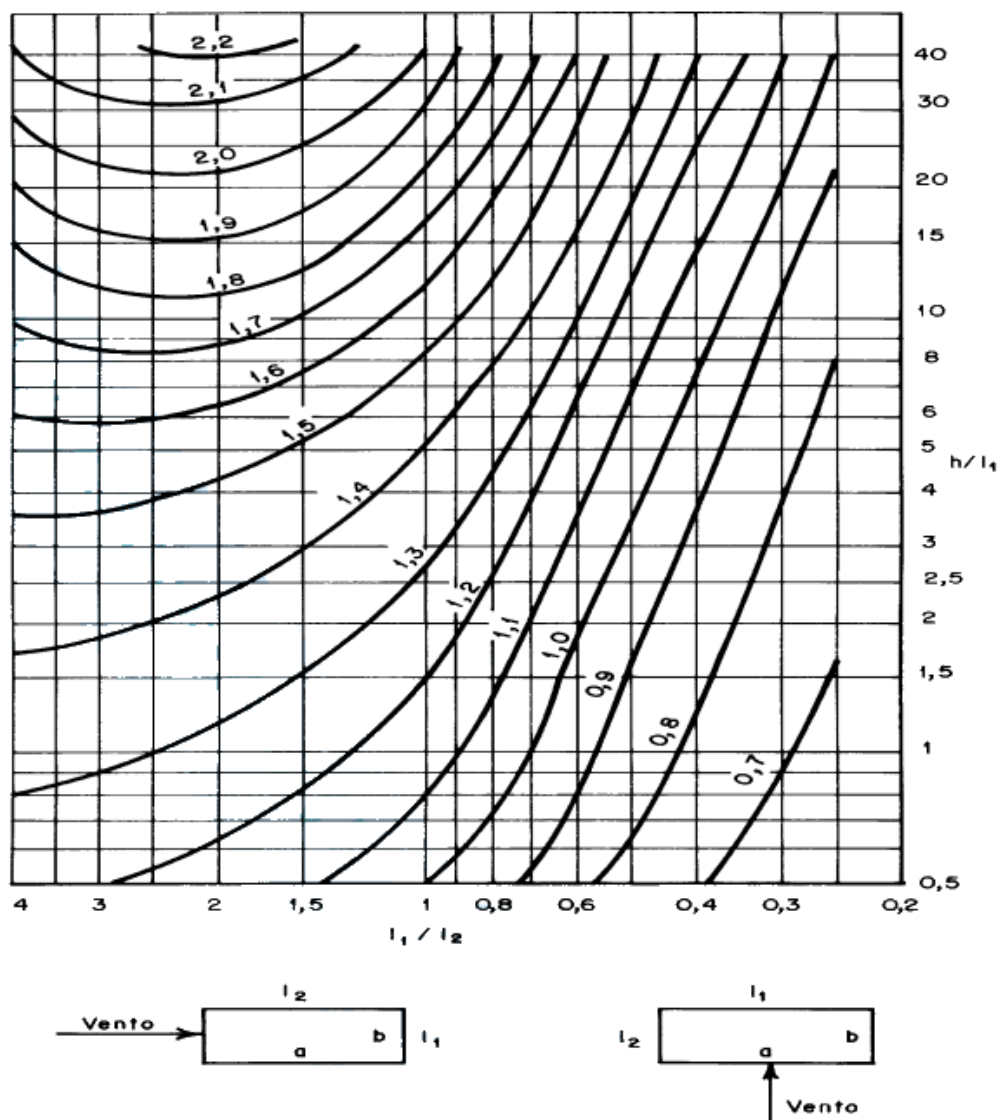


Figura 1 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988)

A pressão dinâmica do vento q_e é calculada pela Equação (2), sendo q_e em N/m^2 e V_k em m/s .

$$q_e = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2)$$

Em que V_k é a velocidade característica do vento. Essa velocidade é variável, em função da altura em relação a superfície do terreno, aumentando seu valor conforme se aproxima do topo da edificação. A expressão que define V_k é definida pela Equação (3):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

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.

De acordo com a NBR 6123 (1988) V_0 representa a velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída. Ela representa a velocidade equivalente 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 norma apresenta um gráfico de isopletas da velocidade básica no Brasil, conforme Figura 2.

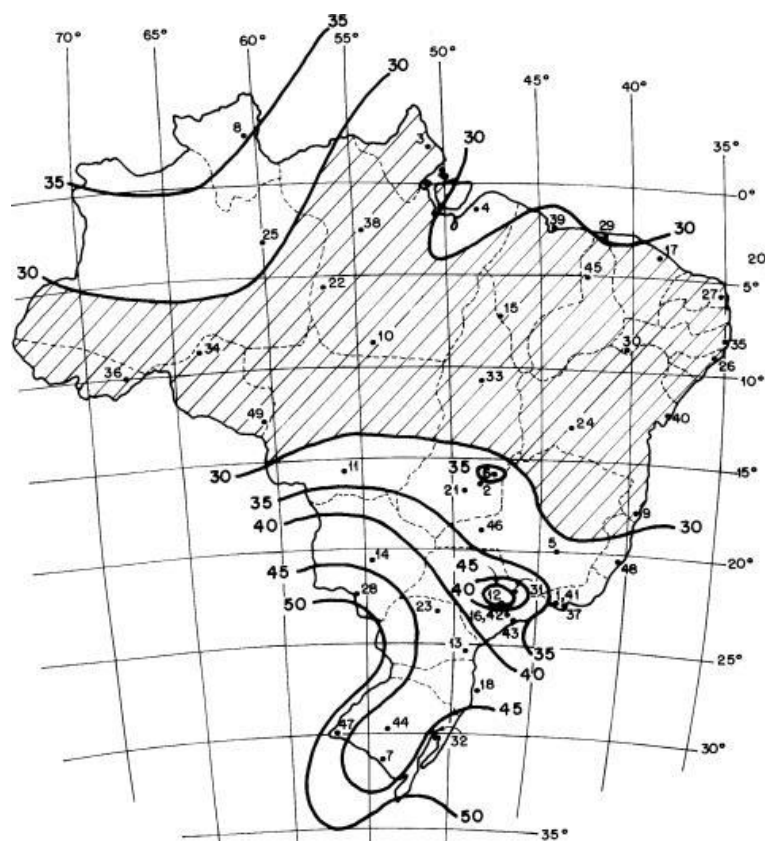


Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988)

O fator topográfico S_1 considera as variações do relevo do terreno em que o edifício está situado. Esse fator pode ser determinado considerando três situações:

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).

Para edificações situadas sobre taludes ou morros, a norma NBR 6123 (1988) orienta que o fator S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura 3.

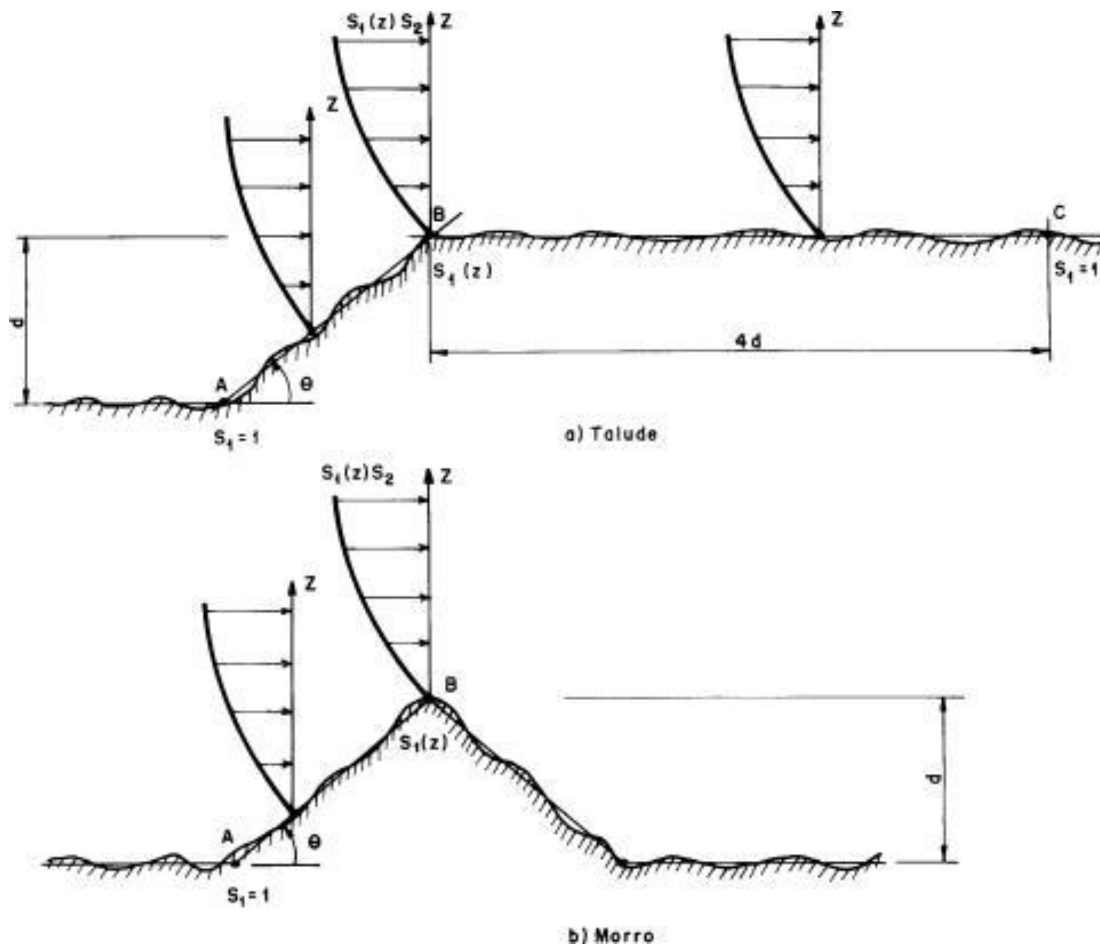


Figura 3 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes. NBR 6123 (1988)

Com a análise da Figura 3 tem-se que: se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, $S_1=1$, caso a edificação estiver localizada no ponto B, S_1 será determinado através das seguintes equações:

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

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

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

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 terrenos com taludes ou morros com a declividade θ diferente das faixas de ângulos apresentados para as Equações (4), (5) e (6), deverá se proceder com uma interpolação linear. Para edifícios localizados entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, o fator S_1 deve ser igualmente obtido também se utilizando interpolação linear.

O fator S_2 considera uma combinação do efeito 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 , obtido com a utilização da Equação (7):

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

Onde:

b – parâmetro meteorológico

F_r – fator de rajada

p – expoente da lei potencial de variação de S_2

Os parâmetros utilizados na Equação (7) são obtidos após classificação do terreno quanto a rugosidade (categorias de I a V) e de segundo as dimensões da edificação (classes A, B ou C). Após classificação do terreno a determinação desses parâmetros deve ser determinada com o auxílio da Tabela 1. Nota-se que o parâmetro F_r é igual para todas as categorias de terreno, tendo valor diferente apenas entre as classes de edificações. Dessa forma, seu valor é definido na linha destinada a categoria II.

A NBR 6118 (1988) explicita que o fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil do edifício. A norma define que a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%. Para edificações consideradas normais destinadas a morais, hotéis, escritórios e etc., são adotados o nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos). A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela 2, com valores

mínimos do fator estatístico S_3 . Para determinação desse fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em 5 grupos diferentes.

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.

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 utilizadas para residências (objeto em estudo nesse 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.

Considerando outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela 3 apresenta valores típicos do fator S_3 , calculados pela Equação (8) é:

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

Tabela 3 - Fator estatístico S_3 - 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

1.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

Segundo Sá (2018) “o vento é uma ação que varia de intensidade no decorrer do tempo de aplicação. Essa variação de velocidade provoca oscilações que podem gerar desconfortos nas pessoas que estão utilizando essas edificações”. Os cálculos dos deslocamentos flutuantes provenientes da turbulência do vento sobre edificações são obtidos com a utilização de expressões expostos na NBR 6123 (1988). Essa mesma norma, apresenta também os critérios para a verificação da posterior verificação do conforto humano.

A resposta dinâmica total do vento corresponde a superposição de uma resposta média e uma resposta flutuante da ação do vento. Na NBR 6123 (1988) tem-se que no vento natural, a velocidade do vento apresenta flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. A resposta média é caracterizada quando

a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, aqui designadas como resposta flutuante.

A velocidade de projeto, correspondente à velocidade média que atua durante 10 min a 10 metros de altura sobre o solo, é obtida pela Equação (9):

$$\overline{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (9)$$

Onde:

V_0 , S_1 e S_3 são os mesmos já apresentados no item anterior.

O intervalo de tempo de aplicação da ação do vento diferencia a velocidade média de projeto $\overline{V}_p$, utilizada para a análise dinâmica, e a velocidade característica V_k , utilizada para a análise estática. A velocidade V_k é calculada para uma rajada de apenas 3 segundos e a velocidade $\overline{V}_p$ é obtida para um intervalo de tempo de 10 minutos.

A NBR 6123 (1988) apresenta dois métodos para o cálculo da resposta dinâmica: método simplificado e método discreto. Neste trabalho de pesquisa, será utilizado o método simplificado, em que a variação da pressão dinâmica com a altura é obtida pela Equação (10):

$$q(z) = \overline{q}_0 \, b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (10)$$

Onde:

$\overline{q}_0$ – é a pressão dinâmica, em N/m²;

z – é a altura do elemento sobre o nível do terreno;

z_r – é a altura de referência: $z_r = 10$ m;

h – é altura total da edificação, em metros;

ξ – é o coeficiente de amplificação dinâmica.

O primeiro termo entre colchetes da Equação (10) refere-se à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante. A pressão $q(z)$ é

uma função contínua da altura z . A força estática equivalente, que engloba as forças estáticas e dinâmicas do vento, é igual a $q(z) A C_a$.

O expoente p e o coeficiente b utilizados na Equação (10) dependem da categoria de rugosidade do terreno, determinados para um intervalo de tempo de 10 minutos, obtidos da Tabela 4, retirada da NBR 6123 (1988).

Tabela 4 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988)

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,150	0,185	0,230	0,310
b	1,230	1,000	0,860	0,710	0,500

Parâmetros para rajadas de 10 minutos.

Os valores dos parâmetros p e b da Equação (10) são diferentes dos mesmos parâmetros p e b utilizados na determinação do Fator S_2 na Equação (7) para determinação da força estática do vento, considerada uma rajada de 3 segundos.

A Tabela 5 apresenta os valores do parâmetro ζ , em função do tipo de edificação. Nela é possível determinar a razão de amortecimento crítico ζ para diversos tipos de estruturas usuais e são apresentadas equações que permitem o cálculo da frequência fundamental f_1 (Hz).

Tabela 5 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988)

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	$0,05 + 0,015h$
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1,6	0,015	$0,05 + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2,7	0,015	$0,02h$
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	$0,015h$
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	-	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,030	-

De maneira alternativa, pode-se obter as frequências naturais utilizando-se métodos da teoria de vibrações de estruturas.

A pressão dinâmica $\overline{q}_0$ é obtida pela Equação (11):

$$\overline{q}_0 = 0,613 \overline{V}_p^2 \quad (11)$$

Onde:

$\overline{q}_0$ – é a pressão dinâmica em N/m²;

$\overline{V}_p$ – é a velocidade de projeto em m/s.

O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , utilizado na Equação (10), pode ser determinado com a utilização de gráficos que relacionam as dimensões das edificações com a razão adimensional $\overline{V}_p / f_j \cdot L$, sendo $L = 1800\text{m}$. Esses gráficos são apresentados nas Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988). Na Figura 4 é tem-se o gráfico para determinação de ξ , para terrenos de categoria IV (objeto em estudo deste trabalho), com a relação $l_1 / h \geq 0,2$. A taxa de amortecimento adotada é determinada pela Tabela 5 e h é a altura total da edificação.

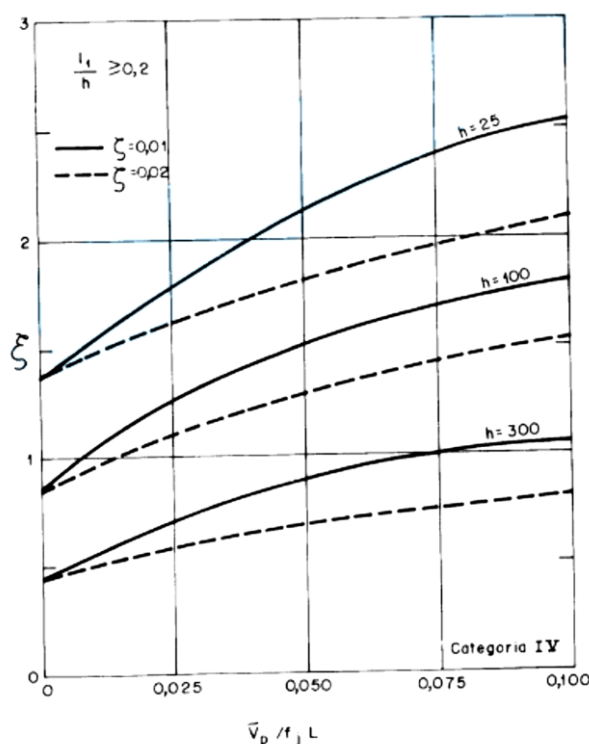


Figura 4 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV ($L=1800$ m; h em metros)

2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO

Segundo Bastos (2015) em edificações altas e esbeltas, o vento pode provocar, em certos instantes, vibrações na estrutura que podem gerar mal-estar para os usuários da edificação. Apesar de ser muito improvável que essas vibrações possam provocar danos físicos aos ocupantes, elas podem afetar a saúde de forma indireta, causando por exemplo, uma diminuição da concentração nas pessoas, da eficiência no trabalho e até mesmo náuseas. Ainda, pode ocorrer na percepção das vibrações pelos usuários é o estresse, com base no medo de colapso ou danos estruturais. Assim, é necessário que um projeto estrutural bem elaborado promova uma situação em que as oscilações não sejam percebidas pelos usuários.

Fatores como a aceleração, frequência de oscilação, o tipo de atividade que a pessoa estiver realizando, a direção que a aceleração atinge o corpo humano, a quantidade de vezes que o evento acontece por dia, o tempo de exposição à vibração e a expectativa de conforto de cada pessoa são fatores que interferem no grau de percepção das vibrações de acordo com Bastos (2015). Na prática de projeto estrutural, nem todos os fatores são levados em consideração na avaliação do conforto humano, porém, a maioria dos critérios de avaliação, que por muitas vezes utilizam métodos simplificados, impondo limites a aceleração provocada pelas oscilações. A seguir são apresentados os critérios prescritos na NBR 6123 (1988), Hirsch & Bachmann (1995) e da norma ISO 2631 (1997) e ISO 10137 (2007).

2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

A NBR 6123 (1988) expõe que, em edifícios com período fundamental T_1 igual ou inferior a 1s, a parcela da influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado no cálculo do fator S_2 . No entanto, para edifícios com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, pode existir importante resposta na direção do vento médio.

De acordo com NBR 6123 (1988), para edifícios destinados à ocupação humana, as oscilações oriundas das forças flutuantes podem gerar desconforto aos ocupantes. A expressão para o cálculo da amplitude máxima da aceleração num determinado nível da edificação pode ser calculada utilizando-se a Equação (12):

$$a_j = 4 \pi^2 f_j^2 u_j \quad (12)$$

Onde:

f_j – é frequência correspondente ao modo j ;

u_j – é o deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento.

Os deslocamentos u_j flutuantes devem ser calculados com o auxílio de uma pressão de vento flutuante $q(z)_{fl}$, que é obtido eliminando-se o primeiro termo entre colchetes da Equação (10). Assim, a equação que determina $q(z)_{fl}$ fica definida pela Equação (13):

$$q(z)_{fl} = \overline{q_0} \cdot b^2 \left[\left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (13)$$

Dessa forma, calcula-se a força de arrasto F_{fl} , a partir da pressão flutuante $q(z)_{fl}$, pela Equação (14):

$$F_{fl} = C_a q(z)_{fl} A_e \quad (14)$$

Onde:

C_a – é o coeficiente de arrasto;

A_e – é a área frontal efetiva sobre o qual o vento atua;

$q(z)_{fl}$ – é a pressão flutuante provocada pelo vento.

Os coeficientes de arrasto, para cada direção de aplicação do vento, são os mesmos já mencionados no item 1.2. Essas forças de arrastos são aplicadas na estrutura, com posterior determinação dos deslocamentos flutuantes u_j , de forma análoga ao cálculo dos deslocamentos estáticos. Com base nos valores desses

deslocamentos é determinada a amplitude da aceleração. Segundo a NBR 6123 (1988), como indicação geral, a aceleração máxima obtida pela Equação (12), não deve ser superior a $0,1 \text{ m/s}^2$. Considera-se admissível que amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

2.2 Critério de Avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)

Estudos e pesquisas elaborados por Hirsch & Bachmann (1995) concluíram que o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações induzidas pela ação do vento em edifícios, pode ser determinado em função de valores limites expostos pela aceleração, de acordo com a Tabela 6, e pela frequência e amplitude máxima, conforme Figura 5.

Tabela 6 - Valores limites de aceleração - Hirsch & Bachmann (1995)

Percepção humana	Valores limites de aceleração	em m/s^2
Imperceptível (IMP)	$a < 0,005g$	$a < 0,049$
Perceptível (P)	$0,005g < a < 0,015g$	$0,049 < a < 0,147$
Incômodo (I)	$0,015g < a < 0,05g$	$0,147 < a < 0,49$
Muito Incômodo (MI)	$0,05g < a < 0,15g$	$0,49 < a < 1,47$
Intolerável (INT)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

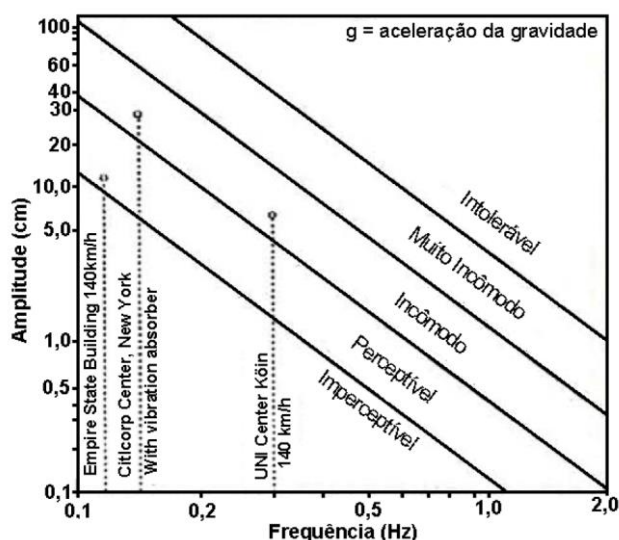


Figura 5 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios- Hirsch & Bachmann (1995)

2.3 Critérios de Avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)

A antiga ISO 2631 (1985) orientava que deveriam ser evitadas as faixas de frequências na faixa de 0,5 a 80 Hz, no intuito de se evitar problemas de saúde, por se enquadrarem no limite de percepção e, também, faixas de frequências de 0,1 a 0,5 Hz que provocariam enjoo. Na referida norma, três níveis diferentes de desconforto humano eram apresentados:

- O primeiro deles era o limite do conforto reduzido. Esse limite se aplicava quando atividades tais como comer, ler ou escrever eram perturbadas por vibrações relativas ao nível de aceleração.
- O segundo era o limite de queda de eficiência. Esse limite se aplicava ao nível em que as vibrações recorrentes causavam uma significativa ameaça de queda de eficiência nas atividades relacionadas ao trabalho, em especial a fadiga com exposição demasiadamente prolongada. Esse limite era três vezes superior ao primeiro.
- O terceiro limite era o da tolerância que definia o valor máximo de aceleração tolerável em relação à saúde e à segurança, para qualquer faixa de frequência, duração e direção da vibração e era estimado em seis vezes superior ao limite do conforto reduzido.

Os critérios básicos eram dados em curvas tanto para a aceleração longitudinal z (com a pessoa em posição vertical) quanto para a aceleração transversal x e y (com a pessoa em posição horizontal). A representação das coordenadas está demonstrada de acordo com as direções definidas na Figura 6.

A Figura 7 apresenta-se um critério gráfico para o caso de aceleração longitudinal. Nele são indicados diferentes tempos de exposição. Já a Figura 8, tem-se o correspondente critério para acelerações transversais. Essas figuras estavam relacionadas ao limite de queda de eficiência para acelerações a_z e forneciam o tempo limite de exposição em função da frequência e da aceleração, considerando vários níveis de desconforto.

Para se obter o limite de tolerância bastava se multiplicar a aceleração por 2, já para o limite de conforto reduzido, dividia-se a aceleração por 3,15, encontrando-se assim aceleração pico para cada limite.

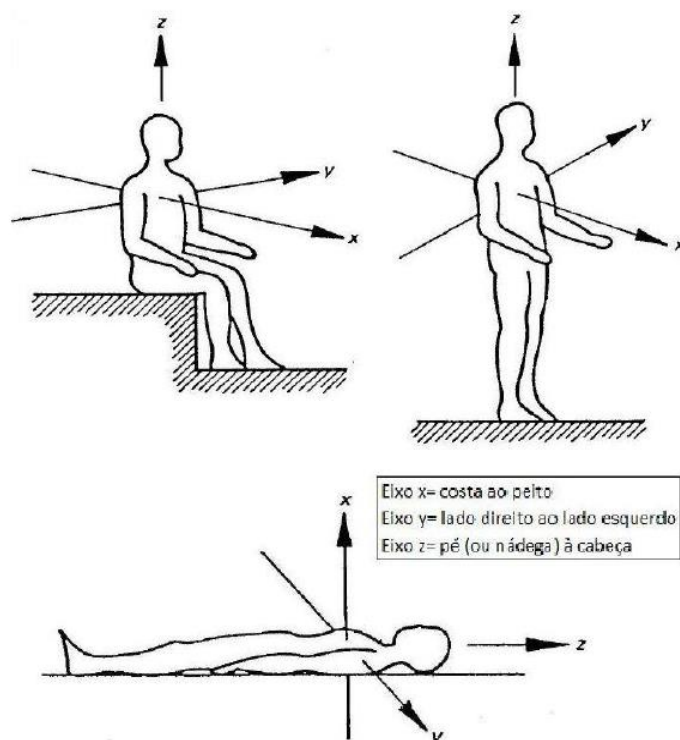


Figura 6 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997)

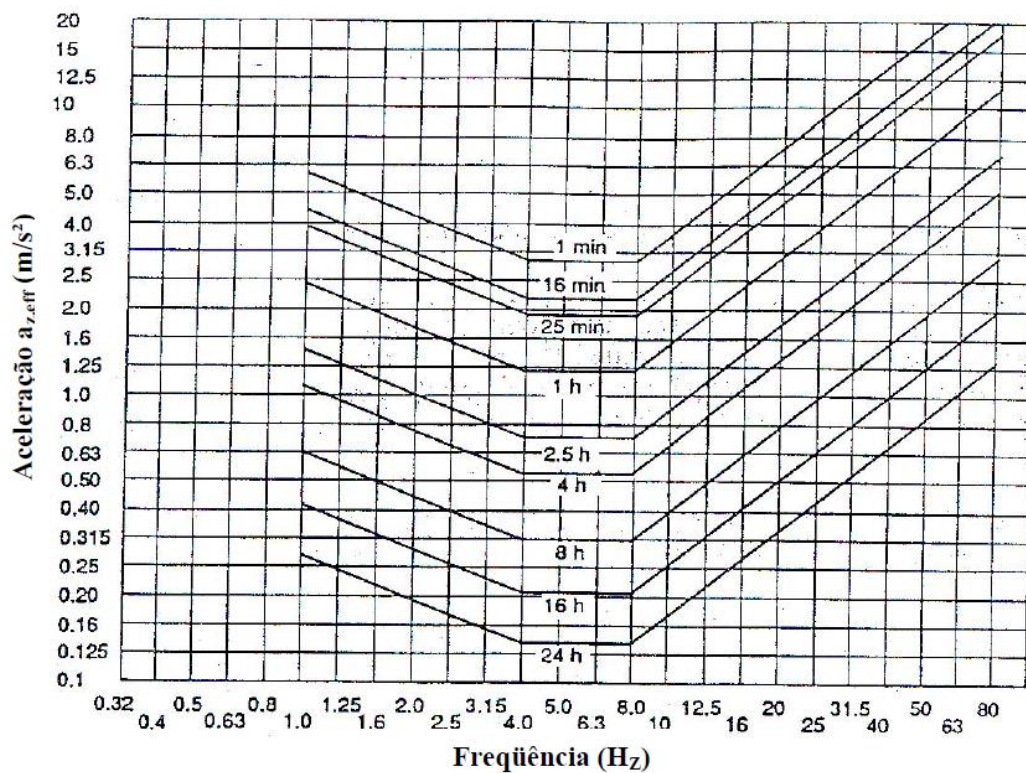


Figura 7 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z. ISO 2631 (1985)

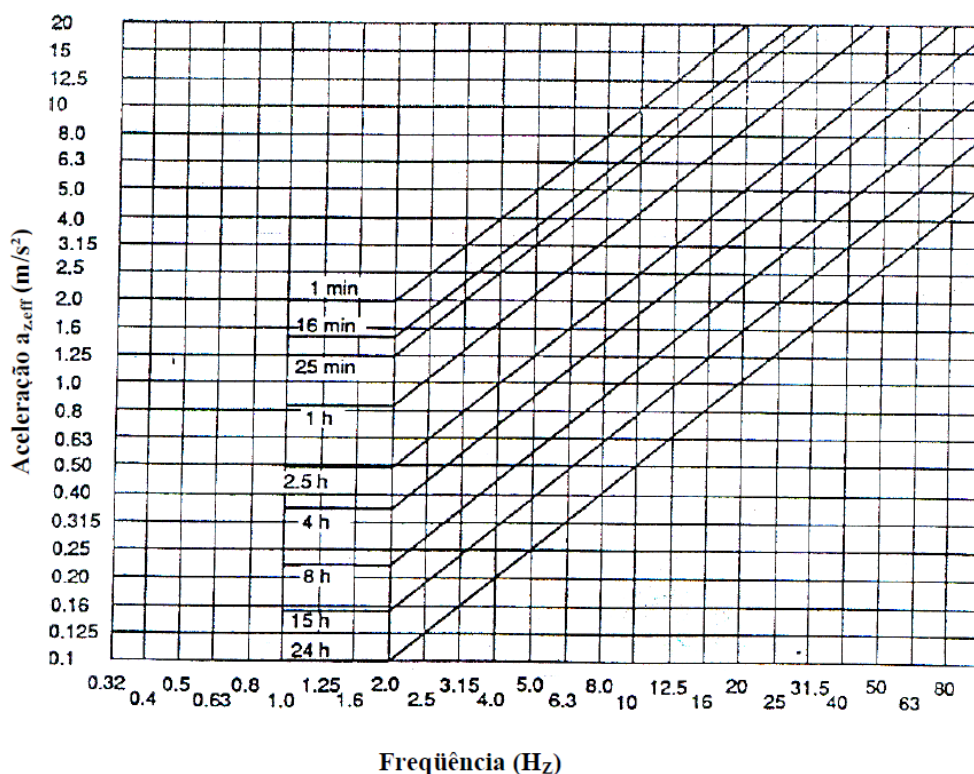


Figura 8 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985)

A norma ISO 2631 (1985) foi substituída pela ISO 2631 (1997), e em sua revisão não foram mais apresentados os critérios descritos no item 2.3. Ainda, não foram apresentados os limites de exposição à vibração, definindo apenas um método para avaliação de exposição à vibração de corpo inteiro.

A retirada dos critérios da nova versão da norma, ocorreu tendo em vista a conclusão exposta no seu prefácio onde se expõe que os efeitos sobre as pessoas provocados pelo tempo de exposição poderiam ser os mesmos para situações distintas (saúde, eficiência no trabalho e conforto). No entanto, ressalta-se que tais concepções não foram comprovadas por testes experimentais e, assim, não foram consideradas na versão atual da norma ISO 2631 (1997).

A ISO 2631 (1997), em seu anexo C, aborda que o conforto devido às vibrações depende de muitos outros fatores, tal como a expectativa dos ocupantes e as atividades que estes estarão fazendo no momento (por exemplo, ler, dormir, comer, escrever), além de vários outros fatores, como barulho acústico e temperatura. Assim, não é definido um limite, mas sim, apresentadas indicações aproximadas de valores que podem provocar algum tipo de reação, de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997)

Valores limites de aceleração	Percepção humana
menor que 0,315 m/s ²	Confortável
0,315 m/s ² até 0,63 m/s ²	Pouco confortável
0,5 m/s ² até 1 m/s ²	Quase desconfortável
0,8 m/s ² até 1,6 m/s ²	Desconfortável
1,25 m/s ² até 2,5 m/s ²	Muito desconfortável
Maior que 2,5 m/s ²	Extremamente desconfortável

A norma ISO 2631 (1997) informa que a experiência em muitos países tem demonstrado que os ocupantes de edifícios residenciais podem vir a reclamar se as magnitudes das vibrações forem ligeiramente superiores do nível de percepção. Informa também que 50% das pessoas podem detectar uma vibração com um pico de aceleração de 0,015 m/s².

2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)

A ISO 10137 (2007) é indicada atualmente pelas normas europeias, como referência para avaliações do conforto humano. Em seu anexo D tem-se orientações para a resposta humana a movimentos em edifícios provocados pelo vento. Para alcance das condições de conforto humano dentro dos limites aceitáveis, os critérios de avaliação são utilizados, limitando as acelerações horizontais dos edifícios provocadas pela ação do vento com tempo de recorrência de 1 ano.

As orientações apresentadas no referido anexo englobam escritórios comerciais e residenciais. O tempo de recorrência proposto é de 1 ano, sendo que outros tempos de recorrência podem ser tomados, considerando casos mais graves como tempestades e furacões, sendo necessário, portanto, utilizar fatores de multiplicação.

O critério apresentado consiste na avaliação do pico de aceleração para a primeira frequência natural. Nos ábacos apresentados tem-se as curvas de aceitabilidade para escritórios e residências. O nível de aceitabilidade para residências é dois terços do nível de aceitação para escritórios. A curva resultante

para residência é próxima do nível de 90% de probabilidade de percepção. As curvas foram obtidas por meio de dados para muitos edifícios reais. As acelerações de pico, para um período de retorno de 1 ano, não devem exceder às curvas de avaliação apresentada na Figura 9.

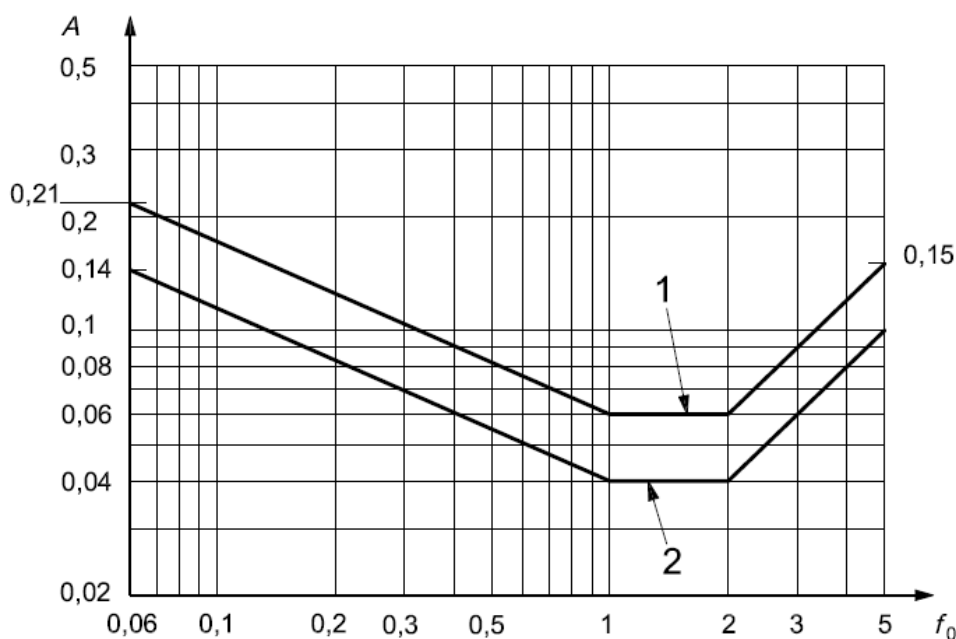


Figura 9 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007)

Onde:

A – pico de aceleração, m/s^2 ;

f_0 – primeira frequência natural da estrutura;

1 – curva para escritórios;

2 – curva para residências.

Na análise comparativa do limite da NBR 6123 (1988) com o limite estabelecido no gráfico acima, verifica-se que, no caso de residências, para frequências acima de 0,15 Hz, a curva de aceitabilidade fica abaixo de $0,1 \text{ m/s}^2$, o que aparentaria ser a avaliação proposta pela ISO 10137 (2007) mais rigorosa que a NBR 6123 (1988). No entanto, as duas avaliações não podem ser feitas diretamente, pois os tempos de recorrência propostos em cada critério de avaliação são bastante diferentes. Na NBR 6123 (1988) estipula-se que o limite $0,1 \text{ m/s}^2$ deve ser avaliado para um período de recorrência de 10 anos, enquanto na ISO 10137 (2007) trata-se de um período de recorrência de apenas um ano. A intensidade da pressão do vento para um período

de recorrência de 1 ano é inferior a intensidade para um período de 10 anos e, dessa forma, os valores das acelerações também são menores.

Com o objetivo de se comparar os dois critérios, pode-se criar um artifício, ajustando o Fator S_3 . Para um período de 01 ano, o valor de S_3 , para a mesma probabilidade de 63%, utilizando a Equação (8), é igual a 0,54. Como a velocidade do vento de projeto é diretamente proporcional ao Fator S_3 , ver Equação (9), e a pressão provocada pelo vento é uma função quadrática da velocidade de projeto, ver Equação (11), a pressão de vento obtida para o período de 01 ano, é igual a $(0,54/0,78)^2=0,479$ da pressão para um período de 10 anos.

Tendo em vista que, de forma simplista, existe uma relação de proporcionalidade direta entre os deslocamentos horizontais e às forças horizontais aplicadas, os deslocamentos para o período de 1 ano serão aproximadamente 0,479 dos deslocamentos para 10 anos. Como, também observado na Equação (12), a aceleração é uma função dos deslocamentos. Assim, a aceleração para um período de 1 ano será 0,479, no que diz respeito ao período de 10 anos. Assim, para ajustar-se o limite estabelecido da ISO 10137 (2007) para um período de recorrência de 10 anos, pode-se simplificarmente, dividir o limite, determinado pela Figura 10, pelo valor de 0,479 (ou multiplicar o mesmo por 2,09).

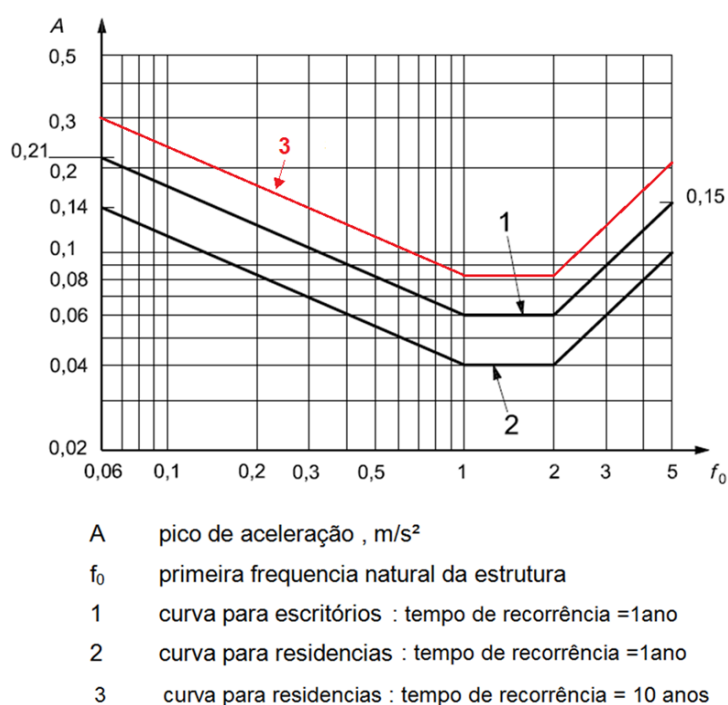


Figura 10 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007)

3 MODELOS ESTRUTURAIS

O presente capítulo exhibe as principais características referentes aos modelos estruturais em estudo. O objeto da pesquisa é um edifício alto em concreto armado de uso residencial, que possuiu 16 pavimentos com 48,0 m de altura total. A geometria da edificação foi retirada de Sá (2018, p. 53). Nesse capítulo são apresentadas as informações relativas a arquitetura, a estrutura, as propriedades das seções utilizadas, as características físicas e os parâmetros de projeto adotados para a edificação.

Trata-se de uma edificação residencial constituída por dois apartamentos por andar, quatro elevadores e situada na cidade do Rio de Janeiro. Na concepção do projeto arquitetônico utilizou-se paredes com 14,5 cm de espessura, 2,5 m de altura para as paredes sob vigas e 2,90 m para paredes apoiadas sobre as lajes. As alvenarias utilizadas são do tipo de vedação, cerâmicas e assentadas com argamassa de cimento e areia. O módulo de elasticidade longitudinal das alvenarias foi obtido de ensaios realizados por Pinheiro (2009, p. 75), com valor igual a 5,82 GPa. Na Figura 11 ilustra-se o projeto arquitetônico para o edifício retirado de Sá (2018, p. 53).

A edificação em estudo corresponde a uma estrutura aporticada, sendo constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado. Ela possui 16 pavimentos, com pé direito estrutural de 3,0 m, totalizando 48,0 metros de altura. As dimensões em planta são 15,0 m de comprimento, por 14,20 m de largura. De acordo com a planta de forma apresentada na Figura 12 (Sá, 2018), tem-se que a espessura das lajes é de 10 cm, as dimensões das vigas são 12 x 50 cm e existem duas seções para os pilares, 80 x 20 cm ou 30 x 150 cm.

Para o estudo foram adotados concreto estrutural com resistência à compressão (f_{ck}) igual a 25 MPa, módulo de elasticidade longitudinal de 23,8 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) igual a 25 kN/m³.

Os modelos estruturais que serão analisados foram desenvolvidos com base no projeto da estrutural, constituído pela planta de forma e pelo corte apresentados na Figura 12 e na Figura 13. Não havia informações sobre o solo da região, nem planta de fundação.



Figura 11 - Planta de arquitetura do pavimento tipo da edificação (Sá, 2018)

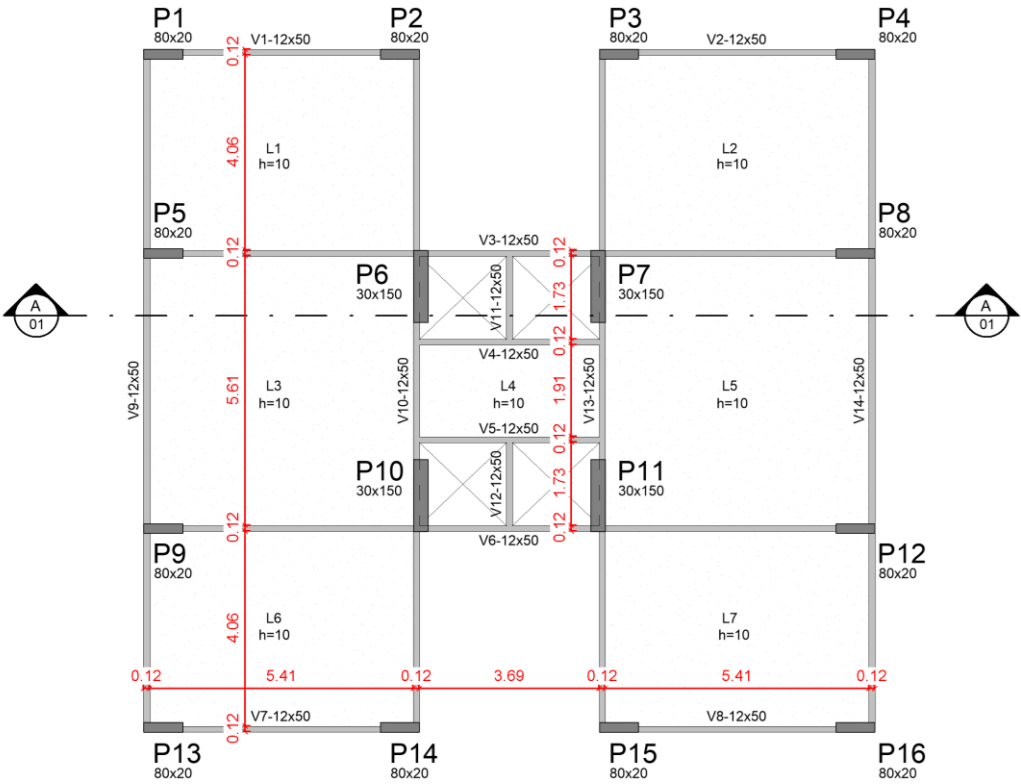


Figura 12 - Planta de forma - Unidade em planta em metro (Sá, 2018)

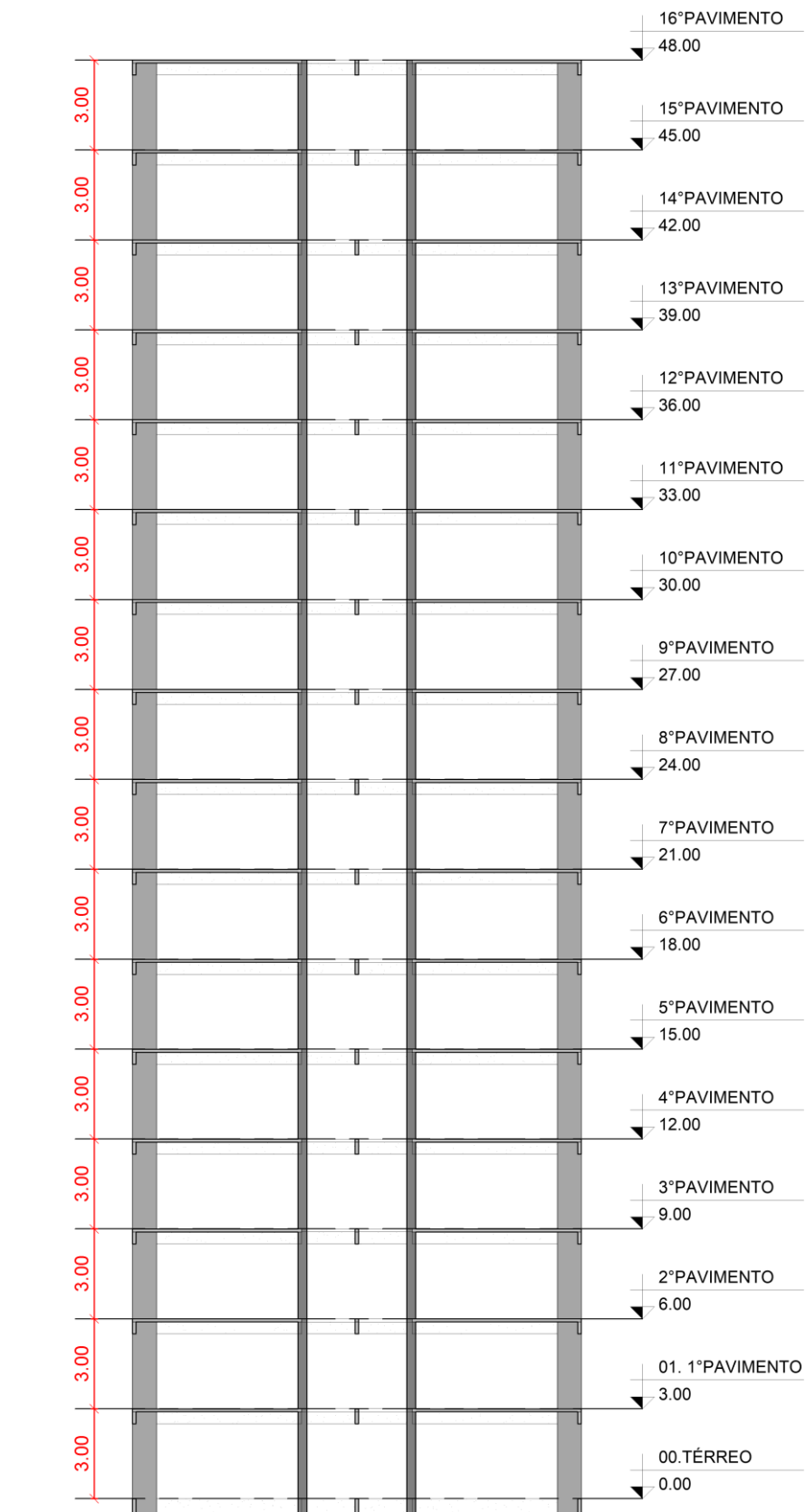


Figura 13 – Corte A - Unidade em metro (Sá, 2018)

Com relação às variações no modelo estrutural apresentado anteriormente, foram estudadas quatro distintas situações, alterando-se o apoio da estrutura (apoios indeslocáveis e blocos sobre estacas) e considerando-se ou não as alvenarias de vedação para o estudo do comportamento estrutural.

Com a forma da estrutura e o posicionamento das alvenarias determinados, definiu-se a concepção de cada um dos quatro modelos elaborados. O modelo 1 foi concebido somente pela estrutura de concreto armado (vigas, lajes e pilares) apoiado sobre apoios indeslocáveis. O modelo 2 apresenta a mesma forma estrutural do primeiro, todavia, possui alvenarias de vedação sobre as vigas e lajes. As alvenarias não posicionadas sobre as vigas, foram consideradas como cargas distribuídas sobre as lajes. O modelo 3 difere do modelo 1 pela presença da fundação por meio de blocos sobre estacas, enquanto o modelo 4 difere do modelo 2 por também apresentar essa característica. A Tabela 8 especifica as características de cada modelo.

Tabela 8 - Características de cada modelo

Modelos	Número de pavimentos	Pé direito (m)	Altura total (m)	Estrutura
Modelo 1	16	3	48	Com apoios indeslocáveis sem alvenaria
Modelo 2	16	3	48	Com apoios indeslocáveis com alvenaria
Modelo 3	16	3	48	Com blocos sobre estacas sem alvenaria
Modelo 4	16	3	48	Com blocos sobre estacas com alvenaria

As Figuras 14 a 17 representam as perspectivas dos modelos 1, 2, 3 e 4, respectivamente, elaborados para o estudo. Os critérios utilizados para avaliação da rigidez, análise estática, modal, transiente e do conforto humano da estrutura visando a verificação da influência das paredes de vedação e dos blocos de fundação sobre estacas, assim como as suas características, serão apresentados e desenvolvidos nos capítulos seguintes desse trabalho.

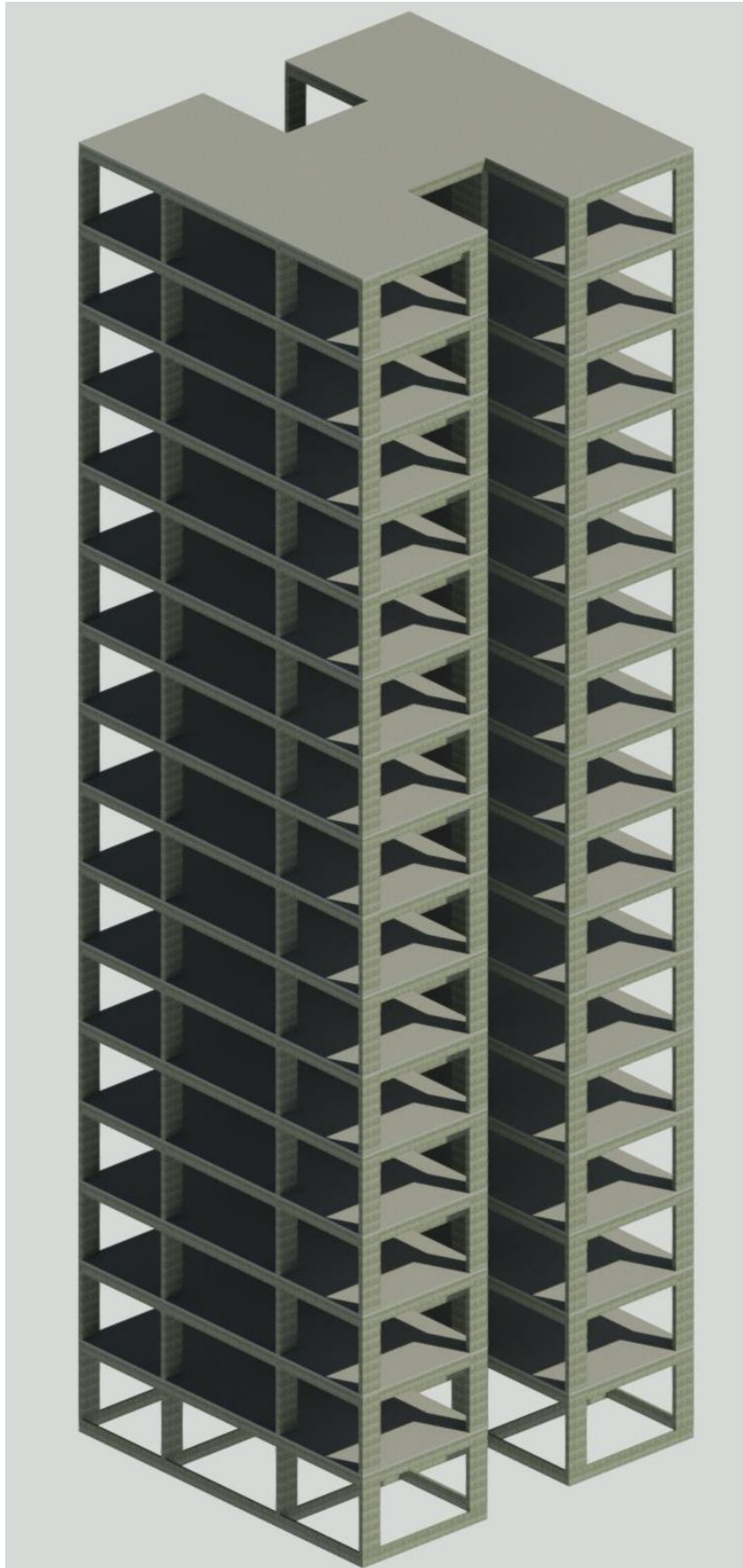


Figura 14 – Perspectiva - Modelo 1



Figura 15 – Perspectiva – Modelo 2

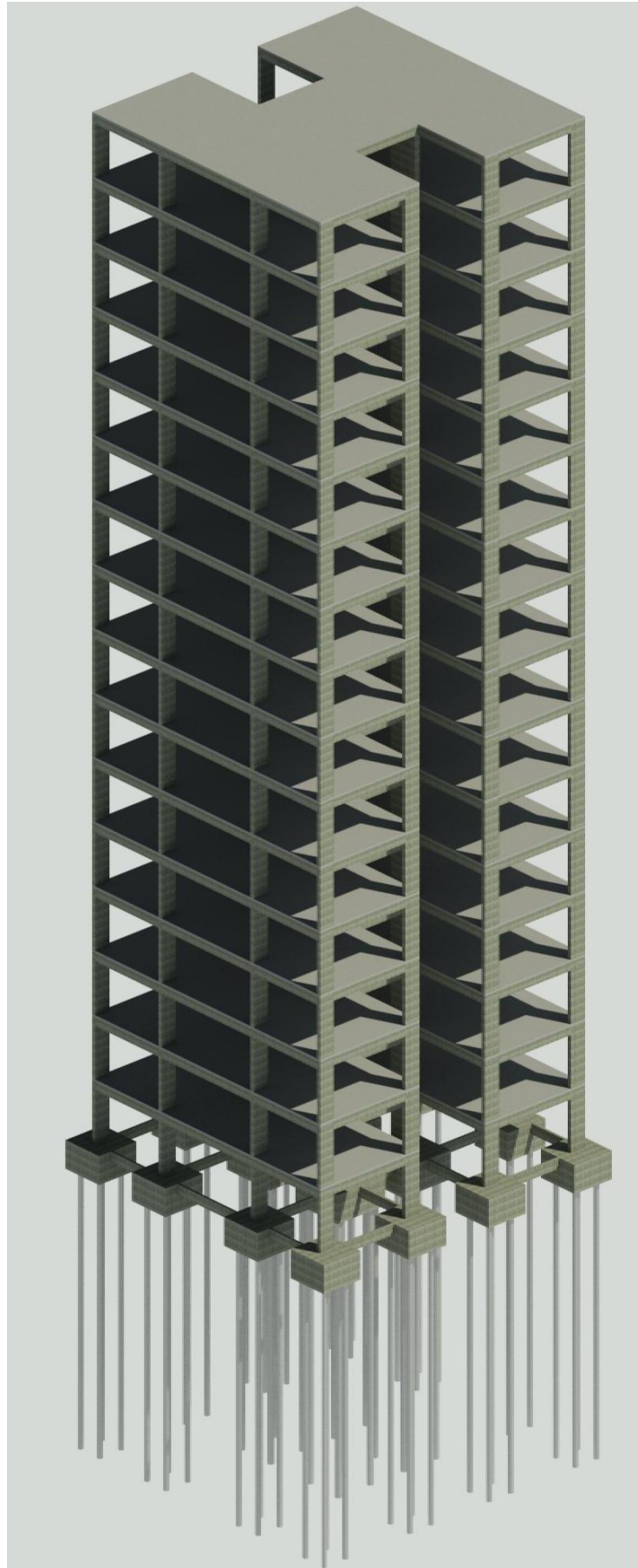


Figura 16 – Perspectiva – Modelo 3



Figura 17 – Perspectiva – Modelo 4

4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A medida em que as estruturas passam a ter maior importância, seja pela sua magnitude ou pela sua complexidade, deve-se elaborar modelos que permitam caracterizar melhor o comportamento da estrutura. Segundo Mendes (2016), grande parte dos projetos estruturais realizados atualmente não levam em consideração o efeito da interação solo-estrutura, pois ao se projetar as fundações não se avaliam os efeitos da rigidez da estrutura e do carregamento.

O efeito da interação solo-estrutura na obtenção dos esforços atuantes nos elementos estruturais, geralmente, é desconsiderado na confecção dos projetos de cálculo estrutural, no Brasil e no mundo. O cálculo é baseado na hipótese de que os apoios são indeslocáveis, o que na realidade não acontece (Drummond, 2017).

Diante disso, é pode-se constatar que os recalques são estimados isoladamente para cada elemento de fundação, valendo-se da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de forma independente dos demais. Dessa forma, essa metodologia despreza os efeitos provocados da fundação sobre a estrutura, em razão da deformação do solo (Borges, 2009).

Tendo em vista a dependência existente entre esses elementos, cabe-se levantar por meio de uma análise numérica os efeitos dessa interação. A solução para a estrutura dos elementos de fundação é conhecida, porém possui alto grau de complexidade, tendo em vista a alta variabilidade das características do solo, como a heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além de variação do efeito com a mudança da quantidade de água em sua constituição (Borges, 2009).

Alguns aspectos relacionados a não consideração dos efeitos da interação solo-estrutura foram destacados por Gusmão e Lopes (1994). O primeiro refere-se à solidariedade existente entre os elementos da estrutura, o que promove uma considerável rigidez para ela, que restringe o movimento relativo entre os apoios e faz com que os recalques diferenciais sejam menores do que os estimados convencionalmente. O segundo aspecto é a redistribuição dos esforços que ocorre na estrutura, possibilitando o aparecimento de danos estéticos e até mesmo estruturais.

A interação solo-estrutura pode ser definida como a análise conjunta da superestrutura, infraestrutura e maciço de solo. Esta interação se inicia nas primeiras

fases da construção e se prolonga até que seja atingido o equilíbrio, ou seja, quando as tensões e deformações se estabilizam tanto na estrutura como no maciço de solo (Mendes, 2016).

Na presente pesquisa serão modelados, além de estruturas sobre apoios indeslocáveis, modelos para simular a interação solo-estrutura. Para tal, nesse estudo, foi dimensionada fundação com blocos rígidos sobre estacas pré-moldadas em concreto armado. Foi obtida a planta de carga nas fundações, considerando a combinação de cargas para a edificação, na situação mais completa (modelo 4).

A partir da planta de cargas das fundações foi realizado o dimensionamento dos blocos e por meio de catálogo de fabricante de estacas pré-moldadas de concreto, foi possível obter os diâmetros apropriados para as estacas, após as verificações necessárias.

A seguir são apresentadas as duas piores combinações de estado limite de serviço para o cálculo das reações de apoio para cada um dos pilares do edifício proposto. O cálculo das cargas estáticas do vento, das cargas permanentes e das sobrecargas serão detalhadas no capítulo seis desta dissertação:

Combinação 1: $1,0 \times \text{Peso próprio (PP)} + 1,0 \times \text{Carga permanente (CP)} + 1,0 \times \text{Sobrecarga} + 1,0 \times \text{Vento incidindo na direção do eixo X+}$

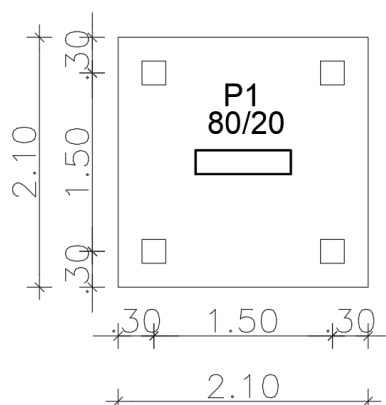
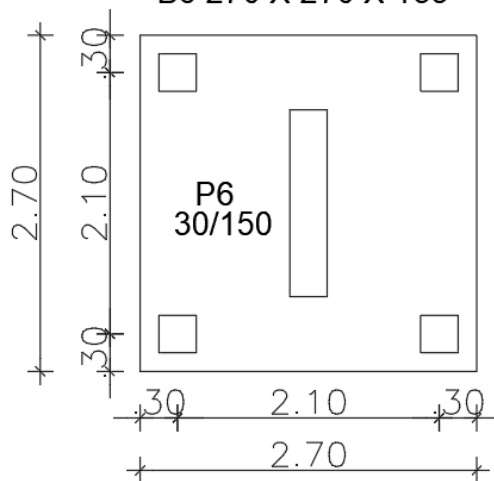
Combinação 2: $1,0 \times \text{Peso próprio (PP)} + 1,0 \times \text{Carga permanente (CP)} + 1,0 \times \text{Sobrecarga} + 1,0 \times \text{Vento incidindo na direção do eixo X+}$

Os blocos foram definidos em função da capacidade de carga de cada estaca e da maior carga dentre as combinações. Formam dimensionados dois conjuntos de blocos sobre estacas, com as seguintes dimensões: 210 x 210 x 135 cm e 270 x 270 x 135 cm. As estacas selecionadas possuem lado de 20 cm, 26,5 cm e 30 cm, conforme capacidade de carga apresentada na Tabela 9.

Nas Figuras 18 e 19 tem-se os detalhes dos blocos sobre 4 estacas calculados. A Figura 20 representa a planta de fundação da edificação com os tipos de blocos definidos conforme Tabela 13.

Tabela 9 - Características de estacas pré-moldadas - Catálogo Prefaz, 2018

Seção (cm)	a (cm)	b (cm)	Capacidade Estrutural (tf)	Capacidade Estrutural (kN)	Peso (kg/m)	Área de Seção (cm ²)
15 X 15	15	15	28	275	55	225
17 X 17	17	17	37	363	72	289
20 X 20	20	20	52	510	98	400
23 X 23	23	23	70	686	130	529
26,5 X 26,5	26,5	26,5	105	1030	172	702,25
30 X 30	30	30	134	1314	225	900

B1 210 X 210 X 135**Figura 18 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas de 210 cm de lado****B6 270 X 270 X 135****Figura 19 - Detalhe estrutural dos blocos de quatro estacas de 270 cm de lado**

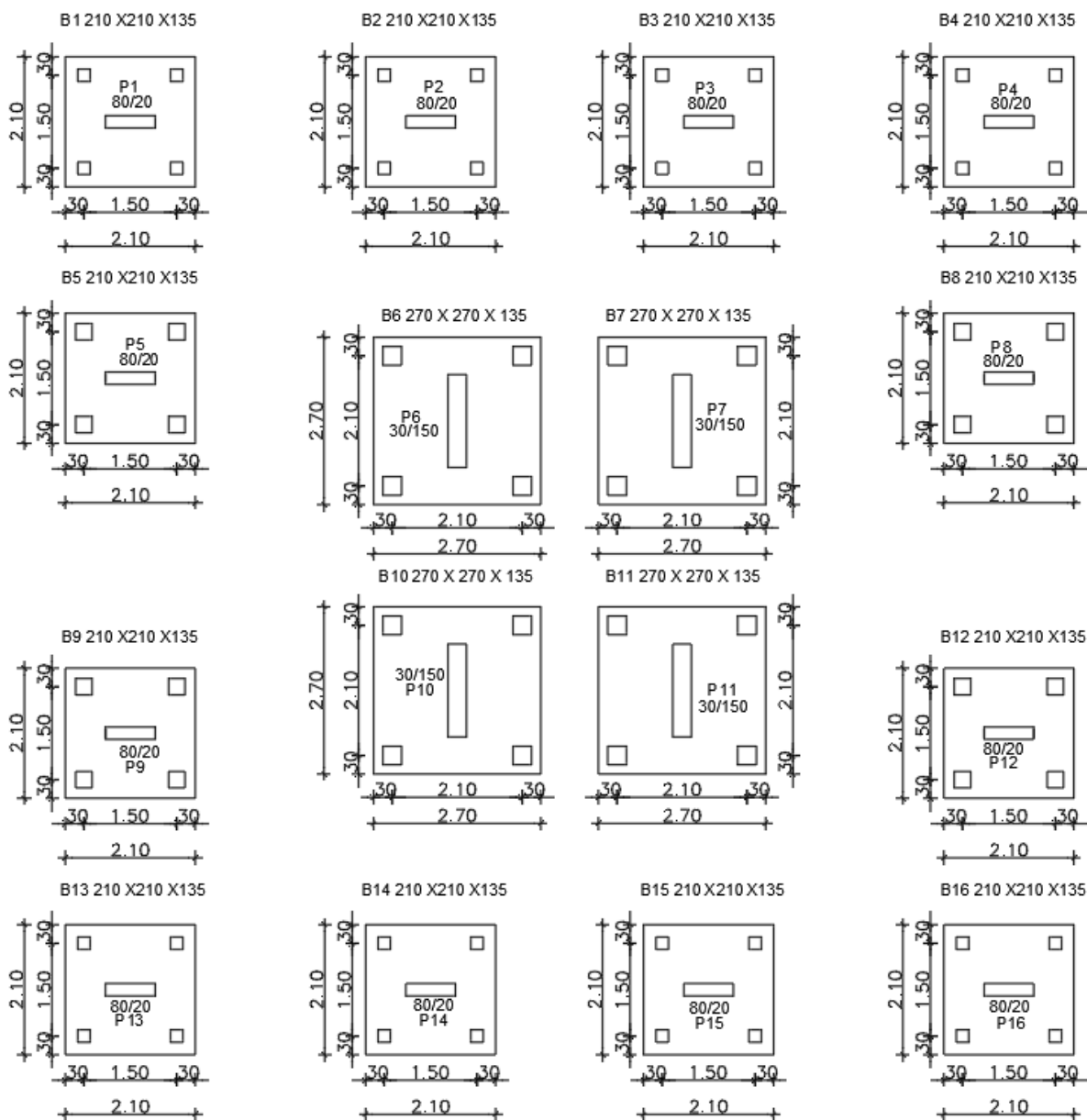


Figura 20 - Planta Estrutural de fundação dos blocos sobre estacas (medidas em metro)

Para o cálculo do comprimento e da capacidade de carga das estacas foi utilizado o método empírico de Aoki Velloso (1975), de acordo com a dimensão da estaca e o perfil do terreno. As fórmulas e as metodologias empregadas no cálculo da capacidade de carga encontram-se no Apêndice A. Os resultados estão discriminados nas Tabela 10 a Tabela 12 a seguir:

Tabela 10 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 20 cm

Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	220	4,0%	0	0	0	0
1	9	Argila siltosa	220	4,0%	66	28	94	47
1,65	9	Argila siltosa	220	4,0%	66	55	121	61
2	9	Argila siltosa	220	4,0%	66	83	149	74
2,6	13	Areia	1000	1,4%	433	146	579	290
2,9	13	Argila arenosa	350	2,4%	152	184	336	168
3	13	Argila arenosa	350	2,4%	152	222	374	187
3,85	14	Areia argilosa	600	3,0%	280	310	590	295
4	14	Areia argilosa	600	3,0%	280	397	677	339
5	12	Areia argilosa	600	3,0%	240	472	712	356
6	14	Areia argilosa	600	3,0%	280	560	840	420
6,8	17	Argila silto- arenosa	330	3,0%	187	619	806	403
7	17	Argila silto- arenosa	330	3,0%	187	677	864	432
8	21	Argila silto- arenosa	330	3,0%	231	749	980	490
9	39	Argila silto- arenosa	330	3,0%	429	884	1313	656
10	41	Argila silto- arenosa	330	3,0%	451	1025	1476	738
10,5	38	Areia argilosa	600	3,0%	760	1263	2023	1011
11	38	Areia argilosa	600	3,0%	760	1501	2261	1130
12	43	Areia argilosa	600	3,0%	860	1770	2630	1315
13	18	Areia argilosa	600	3,0%	360	1883	2243	1121
14	18	Areia argilosa	600	3,0%	360	1995	2355	1178
15	16	Areia argilosa	600	3,0%	320	2095	2415	1208
15,75	16	Areia	1000	1,4%	533	2173	2707	1353
16	16	Areia	1000	1,4%	533	2251	2785	1392

Tabela 11 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 26,5 cm

Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	220	4,0%	0	0	0	0
1	9	Argila siltosa	220	4,0%	116	37	152	76
1,65	9	Argila siltosa	220	4,0%	116	73	189	94
2	9	Argila siltosa	220	4,0%	116	110	225	113
2,6	13	Areia	1000	1,4%	761	193	954	477
2,9	13	Argila arenosa	350	2,4%	266	244	510	255
3	13	Argila arenosa	350	2,4%	266	294	560	280
3,85	14	Areia argilosa	600	3,0%	492	410	902	451
4	14	Areia argilosa	600	3,0%	492	526	1018	509
5	12	Areia argilosa	600	3,0%	421	626	1047	524
6	14	Areia argilosa	600	3,0%	492	742	1234	617
6,8	17	Argila silto-arenosa	330	3,0%	328	820	1148	574
7	17	Argila silto-arenosa	330	3,0%	328	897	1225	613
8	21	Argila silto-arenosa	330	3,0%	406	993	1398	699
9	39	Argila silto-arenosa	330	3,0%	753	1171	1924	962
10	41	Argila silto-arenosa	330	3,0%	792	1358	2150	1075
10,5	38	Areia argilosa	600	3,0%	1334	1673	3007	1504
11	38	Areia argilosa	600	3,0%	1334	1988	3323	1661
12	43	Areia argilosa	600	3,0%	1510	2345	3855	1927
13	18	Areia argilosa	600	3,0%	632	2494	3126	1563
14	18	Areia argilosa	600	3,0%	632	2644	3276	1638
15	16	Areia argilosa	600	3,0%	562	2777	3338	1669
15,75	16	Areia	1000	1,4%	936	2880	3816	1908
16	16	Areia	1000	1,4%	936	2983	3919	1960

Tabela 12 – Perfil do solo e capacidade de carga da estaca de 30 cm

Prof. (m)	SPT	Solo	K (kN/m²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotal (kN)	Q/CS (kN)
0	-	Argila siltosa	220	4,0%	0	0	0	0
1	9	Argila siltosa	220	4,0%	149	41	190	95
1,65	9	Argila siltosa	220	4,0%	149	83	231	116
2	9	Argila siltosa	220	4,0%	149	124	272	136
2,6	13	Areia	1000	1,4%	975	219	1194	597
2,9	13	Argila arenosa	350	2,4%	341	276	617	309
3	13	Argila arenosa	350	2,4%	341	333	674	337
3,85	14	Areia argilosa	600	3,0%	630	464	1094	547
4	14	Areia argilosa	600	3,0%	630	596	1226	613
5	12	Areia argilosa	600	3,0%	540	709	1249	624
6	14	Areia argilosa	600	3,0%	630	840	1470	735
6,8	17	Argila silto-arenosa	330	3,0%	421	928	1349	674
7	17	Argila silto-arenosa	330	3,0%	421	1016	1436	718
8	21	Argila silto-arenosa	330	3,0%	520	1124	1644	822
9	39	Argila silto-arenosa	330	3,0%	965	1326	2291	1145
10	41	Argila silto-arenosa	330	3,0%	1015	1537	2552	1276
10,5	38	Areia argilosa	600	3,0%	1710	1894	3604	1802
11	38	Areia argilosa	600	3,0%	1710	2251	3961	1981
12	43	Areia argilosa	600	3,0%	1935	2655	4590	2295
13	18	Areia argilosa	600	3,0%	810	2824	3634	1817
14	18	Areia argilosa	600	3,0%	810	2993	3803	1901
15	16	Areia argilosa	600	3,0%	720	3143	3863	1932
15,75	16	Areia	1000	1,4%	1200	3260	4460	2230
16	16	Areia	1000	1,4%	1200	3377	4577	2288

A partir das figuras anteriores, que ilustram o perfil de solo de acordo com a sondagem realizada para o terreno adotado, foi verificado que a profundidade ideal para as estacas é de 13 m, devido às características do terreno e as cargas atuantes nas estacas mais carregadas.

Dessa forma, a Tabela 13 a seguir apresenta a relação de pilares, blocos e estacas para a edificação.

Tabela 13 – Resumo de pilares, blocos e estacas dimensionados

Pilar	Dimensão do Bloco (cm)	Tipo de Bloco	Dimensão das estacas (cm)
P1	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P2	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P3	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P4	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P5	210 x 210 x 135	4 estacas	26,5 x 26,5
P6	270 x 270 x 135	4 estacas	30 x 30
P7	270 x 270 x 135	4 estacas	30 x 30
P8	210 x 210 x 135	4 estacas	26,5 x 26,5
P9	210 x 210 x 135	4 estacas	26,5 x 26,5
P10	270 x 270 x 135	4 estacas	30 x 30
P11	270 x 270 x 135	4 estacas	30 x 30
P12	210 x 210 x 135	4 estacas	26,5 x 26,5
P13	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P14	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P15	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20
P16	210 x 210 x 135	4 estacas	20 x 20

Para representar o efeito da interação solo-estrutura, um dos métodos mais adotados é o método de Winkler (1867). Winkler foi o primeiro a representar o solo por um conjunto de molas elásticas. Nesse modelo o solo é caracterizado por um conjunto de molas com resposta elasto linear, consideradas deformações ocorridas na região das fundações (Antoniuzzi, 2011). A deformação pode ser observada na Figura 21, que detalha a deformação do solo somente na região de aplicação da

carga, sem considerar o efeito de carregamento no entorno da estrutura, ou seja, a continuidade do meio não é considerada.

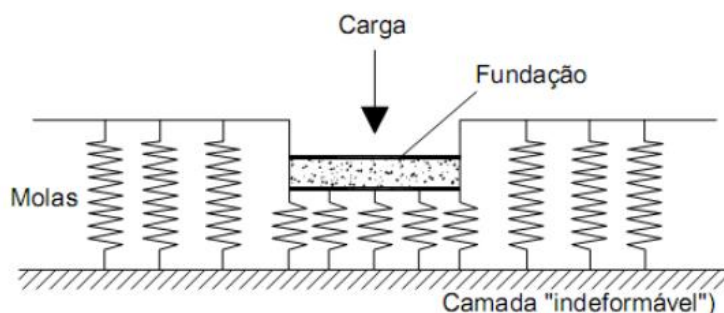


Figura 21 – Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas (Antoniuzzi, 2011)

No modelo de Winkler (1867) as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos gerados, o que implica na sua utilização tanto para carregamentos verticais, como é o caso de radiers, sapatas e vigas de fundação e carregamentos horizontais, como é o caso de estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramentos de escavações.

Nesse sentido, para cada tipo de solo e para cada sistema de fundação é necessário a determinação de um coeficiente de reação, considerando que para cada direção de deslocamento há uma flexibilidade caracterizada como mola, que representa a rigidez do maciço (Antoniuzzi, 2011).

A rigidez das molas, denotada pelo coeficiente de reação (k_v) é definida como sendo a pressão (q) necessária para provocar um deslocamento unitário (y) conforme Mendonça (2012), designada na Equação (15).

$$k_v = \frac{q}{y} \quad (15)$$

Onde:

k_v – é o coeficiente de reação vertical;

q – é a pressão aplicada no solo (N/m^2);

y – é o deslocamento unitário.

Para o caso de estacas carregadas horizontalmente imersas no solo, a hipótese de Winkler, segundo Veloso e Lopes (2001) afirmam que para qualquer seção

transversal de estaca, o solo possui resistência ao deslocamento horizontal por tensões normais contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes nas laterais, conforme Figura 22. Como quase não existe resistência na parte de trás da estaca, a resultante das tensões atua na área da frente da estaca, numa faixa igual ao diâmetro ou largura da mesma. Assim, a tensão do solo é dita normal, atuando na faixa da largura da estaca.

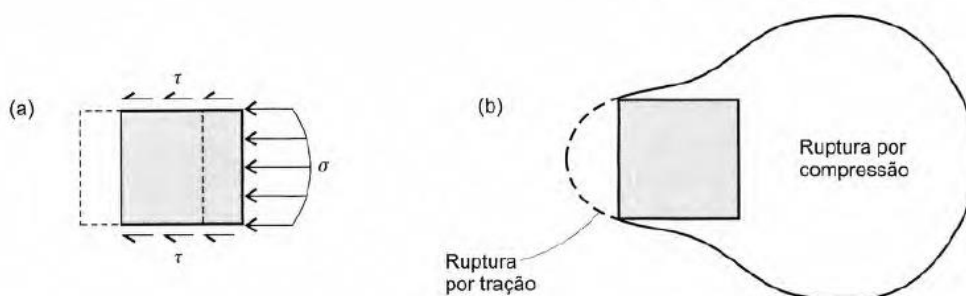


Figura 22 – Reação horizontal do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas; (b) mecanismo de ruptura

Na inexistência de dados precisos ou falta de ensaios, é possível encontrar na bibliografia tabelas típicas, com ensaios de placa e correlações com as propriedades elásticas do maciço do solo, ou ainda pelo recalque horizontal estimado para se determinar o coeficiente de reação vertical. Terzaghi (1955), apresenta em seus estudos, valores típicos obtidos para ensaios para uma placa quadrada de 30 cm de lado, com valores padrões para o módulo de reação horizontal para diversas características do solo.

De acordo com Terzaghi (1955) para solos coesivos (argilas), o coeficiente de reação horizontal não depende da profundidade da estaca. A Equação (16) expressa o cálculo do coeficiente de reação horizontal para argilas. A Tabela 14 apresenta os valores do parâmetro k_{s1} para argilas e o valor adotado neste trabalho de pesquisa.

$$k_h = \frac{(0,3048) m \times k_{s1}}{1,5 \times d_e} \quad (16)$$

Onde:

d_e – é a largura da estaca;

k_{s1} – é um módulo de placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado.

Tabela 14 – Valores típicos de k_{s1} para argilas (kN/m³)

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 adotado	23.563	47.126	94.252

O termo q_u na Tabela 14 representa à resistência à compressão não drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, que necessitam de correção em função das dimensões da fundação.

Considerando solos não coesivos (areia), o coeficiente de reação horizontal varia linearmente com a profundidade da estaca. A Equação (17) expressa o cálculo do coeficiente de reação horizontal para areias. A d_e – é a largura da estaca;

Tabela 15 apresenta os valores de n_h para argilas e o valor adotado neste trabalho de pesquisa.

$$k_h = \frac{n_h \times z_e}{1,5 \times d_e} \quad (17)$$

Onde:

n_h – é um parâmetro do solo;

z_e – é a profundidade da estaca.

d_e – é a largura da estaca;

Tabela 15 – Valores típicos de n_h para areias (kN/m³) - Terzaghi (1955)

Areias	Fofas	Medianamente compacta	Compacta
Areia acima d'água	2.199	6.598	17.594
Areia submersa	1.257	4.398	10.682

O coeficiente de reação de mola pode ser determinado a partir do coeficiente de reação horizontal e a largura da estaca utilizando-se a Equação (18). A Tabela 16 apresenta os valores do coeficiente de mola para as estacas utilizadas neste estudo:

$$k = k_h \times d_e \quad (18)$$

Tabela 16 – Coeficientes rigidez das molas aplicadas nas estacas

Prof. (m)	Solo	Subtipo	Estacas de 30 cm	Estacas de 26,5 cm	Estacas de 20 cm
			K(N/m ²)	K(N/m ²)	K(N/m ²)
0	Argila siltosa	Média	9576003	9576003	9576003
1	Argila siltosa	Média			
1,65	Argila siltosa	Média			
2	Argila siltosa	Média			
2,6	Areia	Fofa	3644411	3644411	3644411
2,9	Argila arenosa	Rija	7068900	5515705	3141733
3	Argila arenosa	Rija			
3,85	Areia argilosa	Medianamente Compacta	17593706	17593706	17593706
4	Areia argilosa	Medianamente Compacta	21992133	21992133	21992133
5	Areia argilosa	Medianamente Compacta	26390559	26390559	26390559
6	Areia argilosa	Medianamente Compacta	8545514	8545514	8545514
6,8	Argila silto-arenosa	Rija a Dura	9576003	9576003	9576003
7	Argila silto-arenosa	Rija a Dura			
8	Argila silto-arenosa	Rija a Dura			
9	Argila silto-arenosa	Rija a Dura			
10	Argila silto-arenosa	Rija a Dura			
10,5	Areia argilosa	Medianamente Compacta a compacta	82941758	82941758	82941758
11	Areia argilosa	Medianamente Compacta a compacta	90481918	90481918	90481918
12	Areia argilosa	Medianamente Compacta a compacta	98022078	98022078	98022078
13	Areia argilosa	Medianamente Compacta a compacta	105562237	105562237	105562237
FIM DA ESTACA					

5 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

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

5.1 Modelagem numérico-computacional dos edifícios investigados

Os modelos estruturais apresentados neste trabalho englobam o montante de problemas relativos às aplicações práticas, que os engenheiros se deparam no seu dia a dia, problemas esses que não são resolvidos pelos métodos analíticos clássicos. Devido a isso, o uso de procedimentos aproximados para obtenção de resultados mais próximos da realidade torna-se necessário. Um dos métodos mais utilizados é o método dos elementos finitos (MEF), que consiste na discretização do elemento estrutural complexo em elementos mais simples cujos comportamentos podem ser descritos pelos métodos clássicos (Sá, 2018).

Nos cursos de Engenharia Civil e de Engenharia Mecânica, inicia-se a análise de estruturas por elementos simples como vigas, pórticos, treliças e grelhas. Estruturas essas denominadas estruturas reticuladas, por serem formadas por barras prismáticas de seção transversal com dimensões muito inferiores ao seu comprimento. Estruturas não reticuladas, representadas por paredes, lajes, casas e sólidos são estudadas no meio não contínuo (Azevedo, 2003).

Em estruturas retículas, o método das forças e outros métodos aplicados, torna-se de fácil entendimento e aplicação. Todavia, para estruturas não reticuladas, antes do uso do método dos elementos finitos eram utilizados métodos que empregavam resoluções de equações de derivadas parciais, tendo que se recorrer, por exemplo, a séries de Fourier, método das grelhas e outros (Azevedo, 2003).

Dessa forma, em modelagem de estruturas, devido à grande quantidade de variáveis e equações envolvidas em sua solução, a utilização de métodos

computacionais torna-se inevitável. Para isso, existem diversos softwares que aplicam o MEF para a solução de problemas estruturais, entre eles, está o ANSYS (2009), que além de ser aplicado a projetos estruturais pode ser empregado em áreas como: transmissão de calor, mecânica dos fluidos, eletromagnetismo e acústica (Sá, 2018).

Na biblioteca de elementos do ANSYS (2009) existem mais de 150 elementos que são separados em modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Nesta pesquisa serão utilizados os elementos BEAM44, SHELL63 e SOLID45, para discretização dos modelos estruturais investigados.

O elemento BEAM44, representado na Figura 23, foi o escolhido para a modelagem das vigas e dos pilares. Esse é um elemento tridimensional que possui seis graus de liberdade por nó, possibilitando translações e rotações nos três eixos: x, y e z. Permite também, diferentes tipos de geometria nas extremidades opostas da barra. Além disso, esse elemento considera os efeitos de flexão e torção. Uma observação que deve ser feita, refere-se a possível excentricidade que pode existir entre os seus nós e o eixo da viga criada por esse elemento, haja vista que as vigas e as lajes estão sobre no mesmo eixo. A não observância dessa característica pode influenciar significativamente nos resultados das frequências fundamentais dos modelos.

O elemento SHELL63, representado na Figura 24, foi utilizado para a modelagem da lajes e alvenarias, pois esse se comporta como uma casca. Esse elemento possui quatro nós, com seis graus de liberdade por nó, sendo as três translações e três rotações em torno dos eixos x, y e z.

Em relação à modelagem das fundações, os blocos foram discretizados no ANSYS pelo elemento SOLID45, conforme Figura 25. Esse elemento possui 8 nós, com três graus de liberdade por nó, permitindo apenas as translações em relação aos três eixos x, y e z. Detalhes da ligação entre os pilares, elemento BEAM44 e blocos, elemento SOLID45, podem ser observadas no Apêndice E.

As estacas, por sua vez, foram modeladas utilizando-se o BEAM44, mesmo elemento utilizado para vigas e pilares. Para simular a resistência horizontal do solo imposta nas estacas (efeito de molas), o elemento BEAM44, possui uma propriedade de rigidez de fundação, em que se pode informar a rigidez horizontal, calculada para o solo.

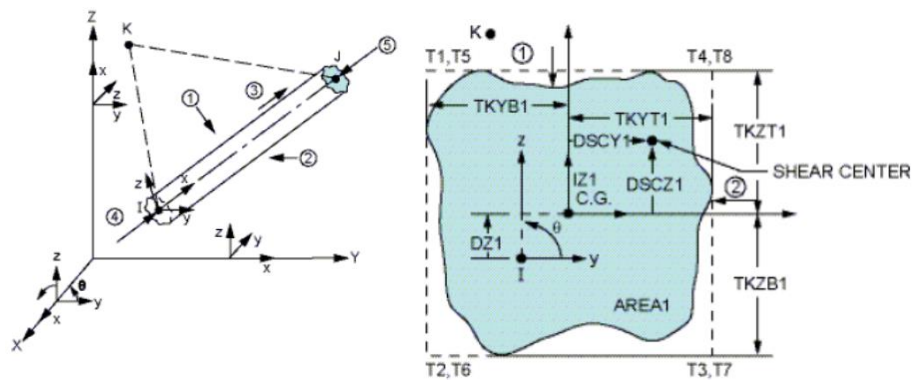


Figura 23 - Elemento finito BEAM44 – Ansys (2009)

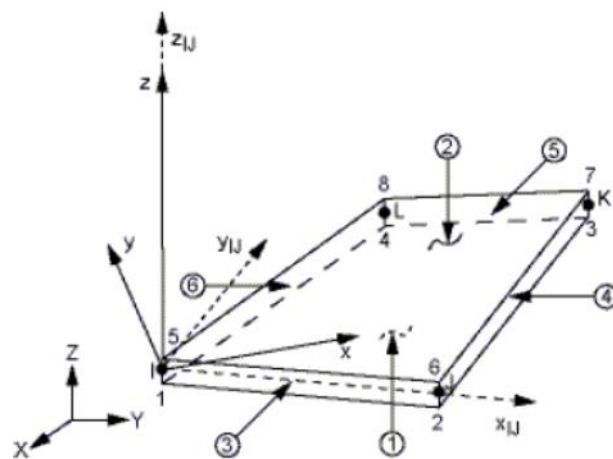


Figura 24 - Elemento finito SHELL63 – Ansys (2009)

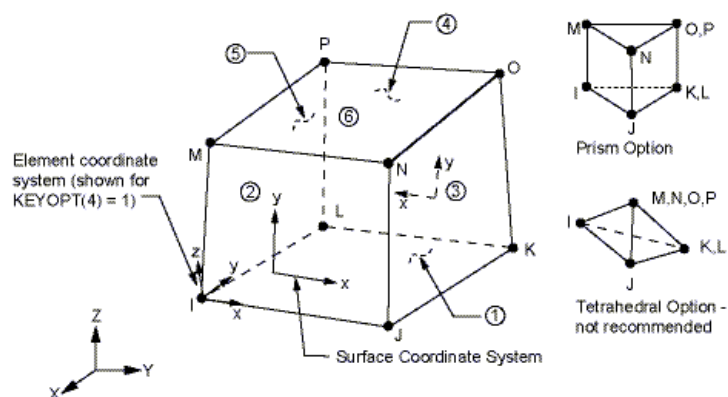


Figura 25 - Elemento finito SOLID45 – Ansys (2009)

Após a escolha de cada elemento, delineou-se a modelagem dos quatro modelos com o auxílio do Ansys (2009). Na Figura 26 é representada a discretização

do Modelo 1. Nele, foram representadas apenas as vigas, pilares e lajes. Uma vista lateral desse modelo é apresentada na Figura 27.

As alvenarias de vedação foram incluídas no modelo 2. As paredes foram discretizadas com espessura igual a 0,145 m e malha de 0,25 m, obedecendo as aberturas das portas e janelas. O material adotado para o elemento de casca que modela as alvenarias possui módulo de elasticidade igual a 5,82 GPa, obtido por meio ensaios realizados por Pinheiro (2009, p. 75). A Figura 28 apresenta uma perspectiva do modelo e a Figura 29 apresenta uma vista lateral do modelo, em que está detalhada o posicionamento das janelas.

Na

Figura 30 apresentada a seguir é representado a discretização do Modelo 3 no Ansys (2009). Como já mencionado, a diferença para o modelo 1 foi a inclusão das fundações, em que foram modelados os blocos sobre estacas. Uma vista lateral desse modelo é apresentada na Figura 31.

Para o modelo 4 foi confeccionada uma discretização no Ansys (2009), como apresentada na Figura 32. Como já mencionado, a diferença para o modelo 2 foi a inclusão das fundações, em que foram modelados os blocos sobre estacas. Uma vista desse modelo é apresentada na Figura 33.

Na Figura 32 apresentada a seguir é representado a discretização do modelo 4 no Ansys (2009). Como já mencionado, a diferença para o modelo 2 foi a inclusão das fundações, em que foram modelados os blocos sobre estacas. Uma vista desse modelo é apresentada na Figura 33.

A Tabela 17 apresenta o número o número de nós, elementos e graus de liberdades de todos os modelos estudados:

Tabela 17 – Número de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo

Modelo estrutural	Número de Nós	Número de elementos	Número de graus de liberdade
Modelo 1	53552	58138	319824
Modelo 2	126186	134010	720528
Modelo 3	102592	98506	488574
Modelo 4	175226	174378	889278

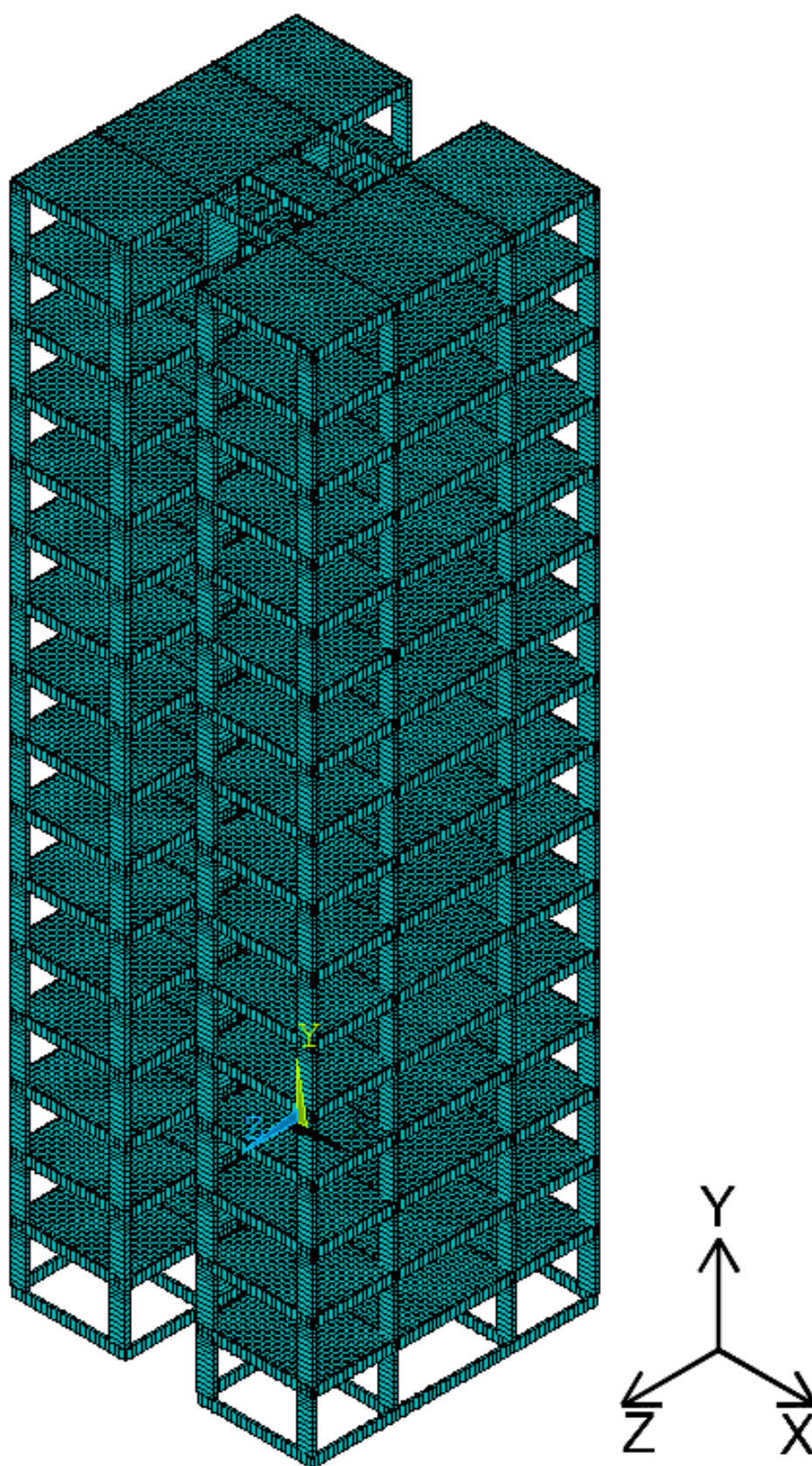


Figura 26 – Modelagem computacional – Perspectiva – Modelo 1

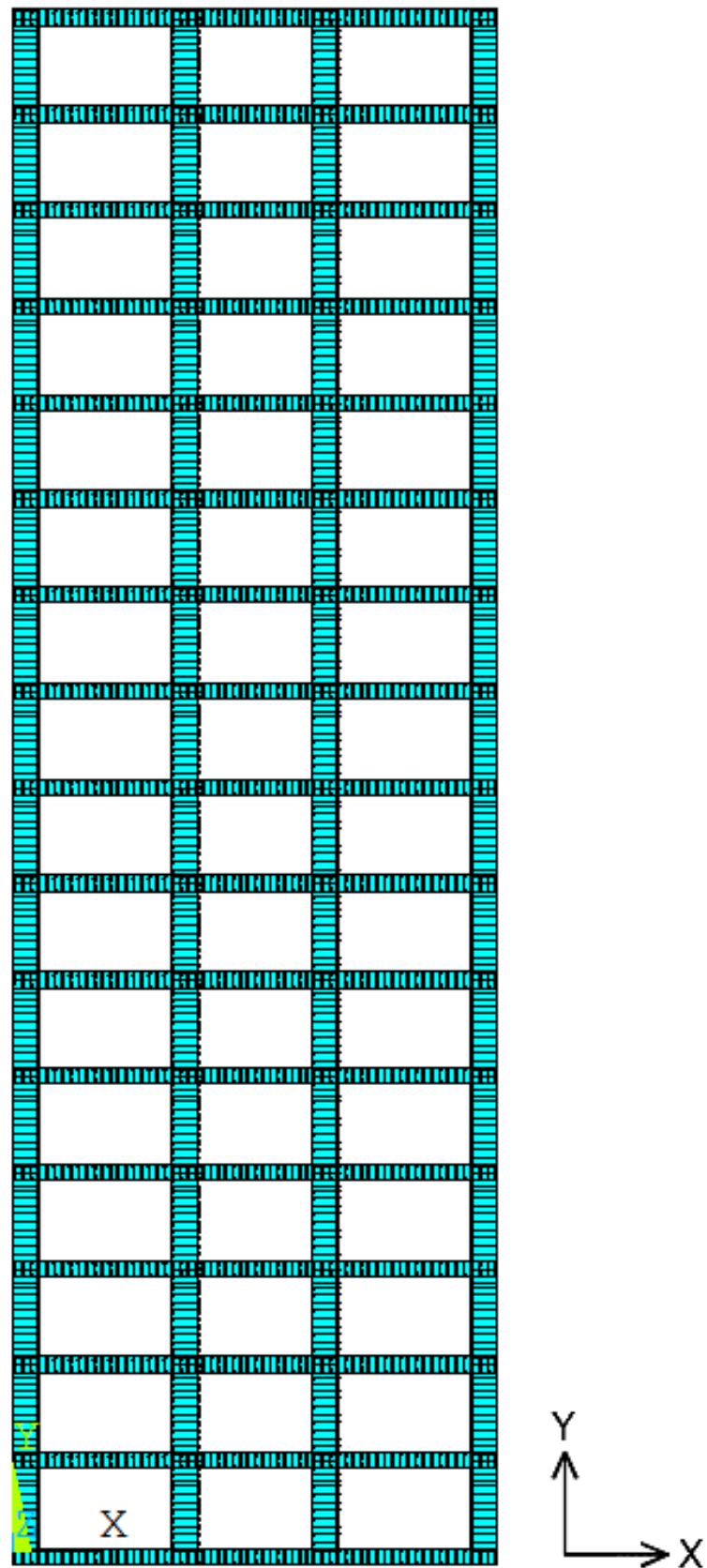


Figura 27 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 1

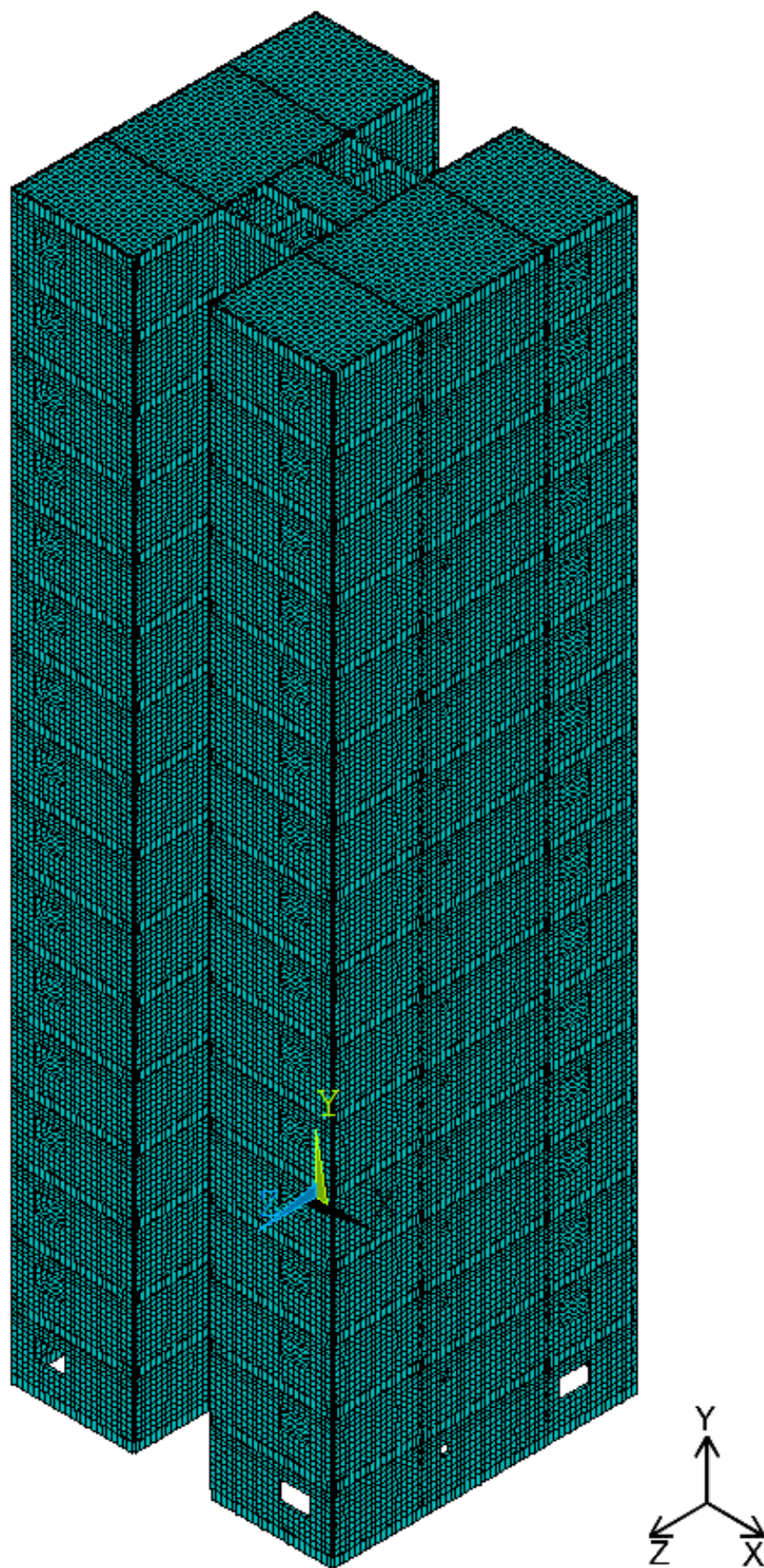


Figura 28 – Modelagem computacional – Perspectiva – Modelo 2

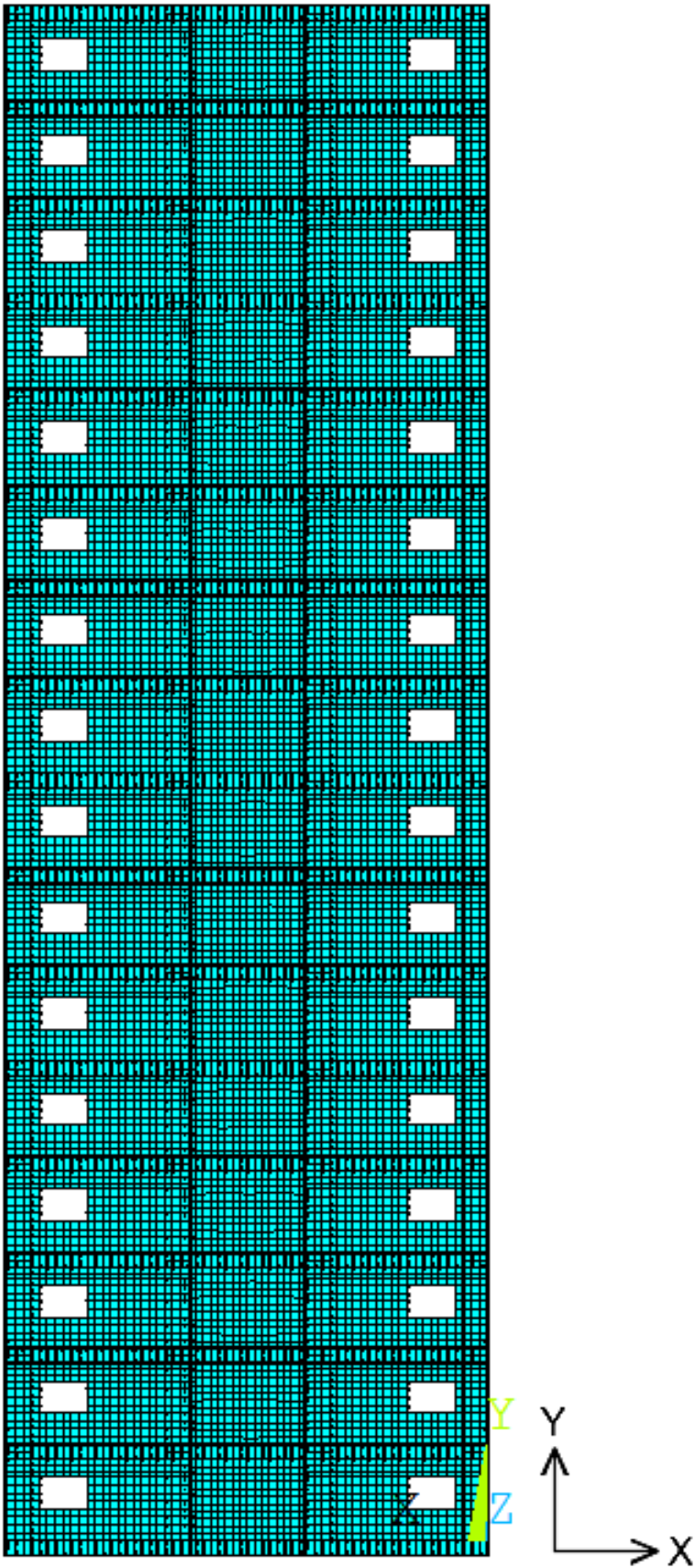


Figura 29 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 2

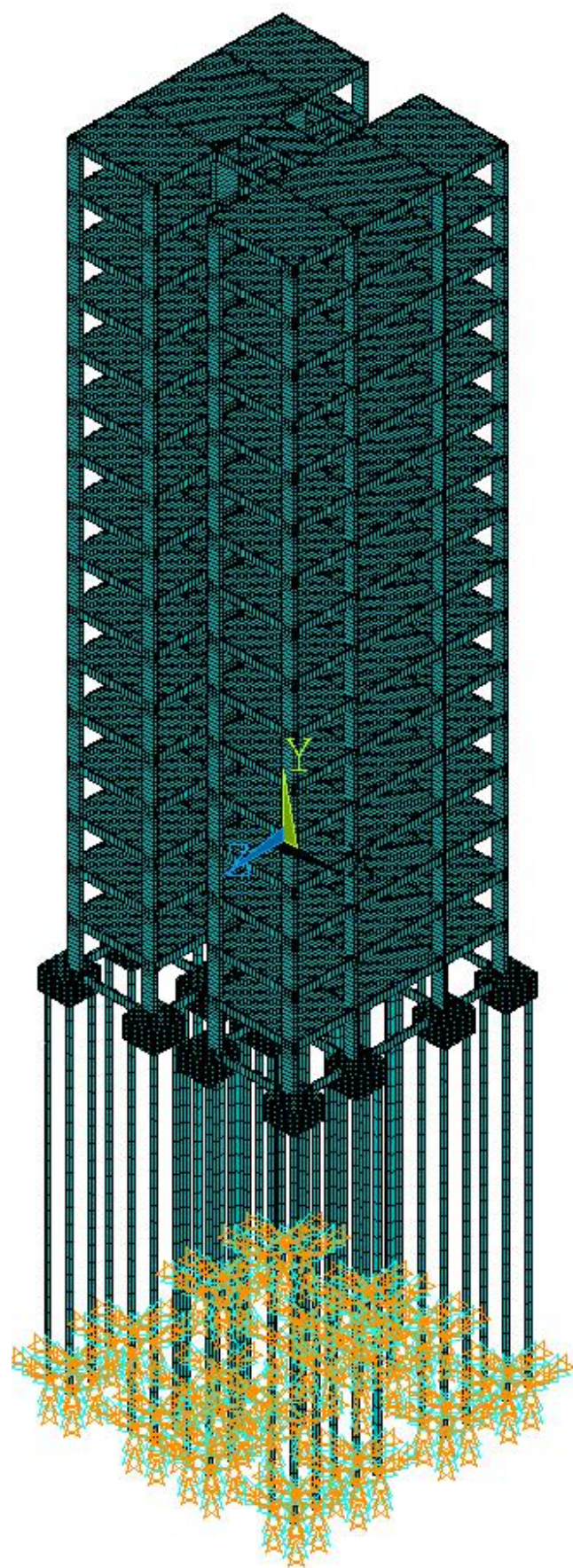


Figura 30 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 3

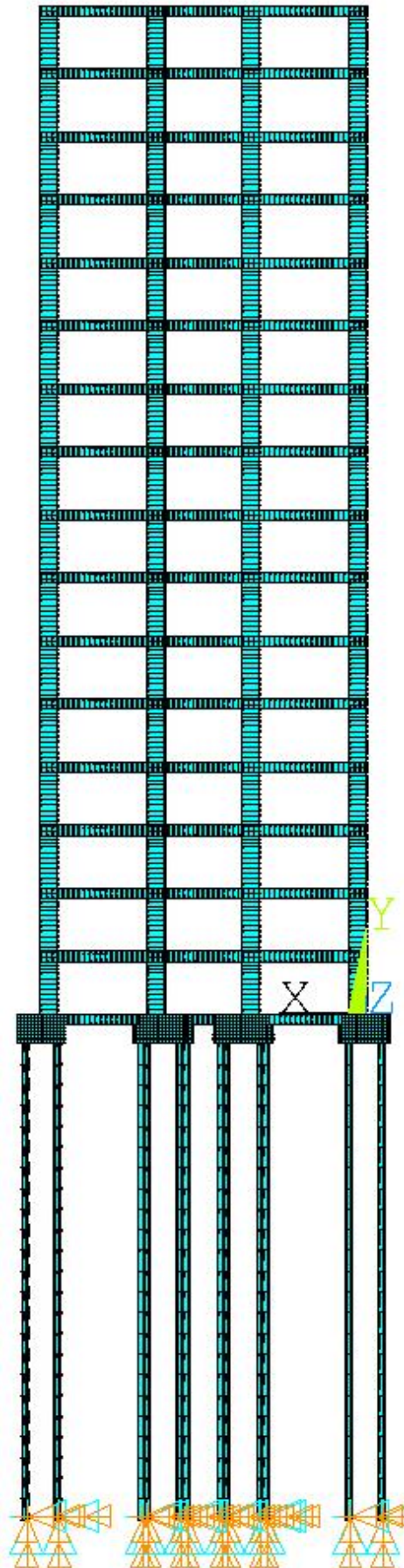


Figura 31 – Modelagem computacional – Vista lateral – Modelo 3

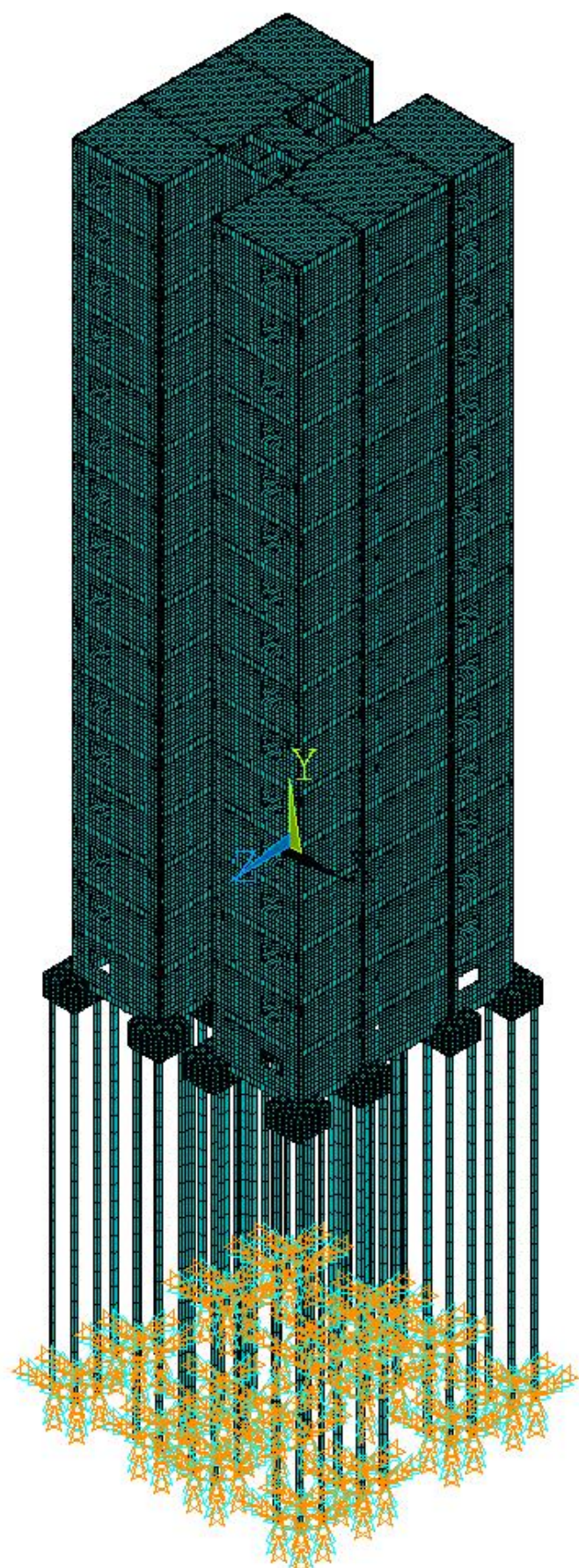


Figura 32 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 4

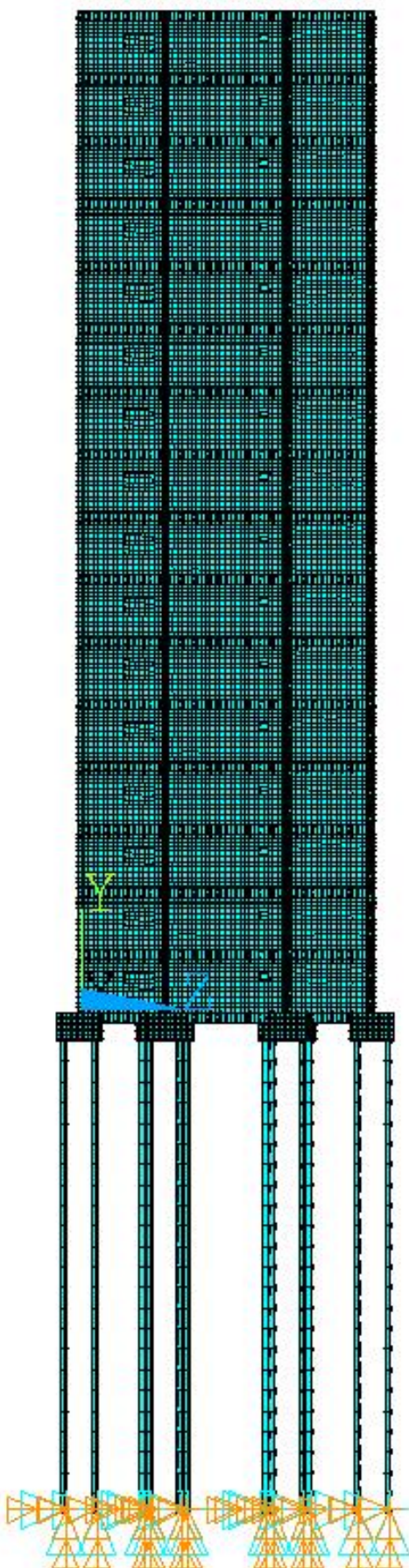


Figura 33 – Modelagem computacional – Vista Lateral – Modelo 4

Na Figura 34 pode-se observar a discretização do andar tipo do edifício base, utilizado na modelagem de todos os quatro modelos estruturais, onde verifica-se o posicionamento dos pilares e das vigas.

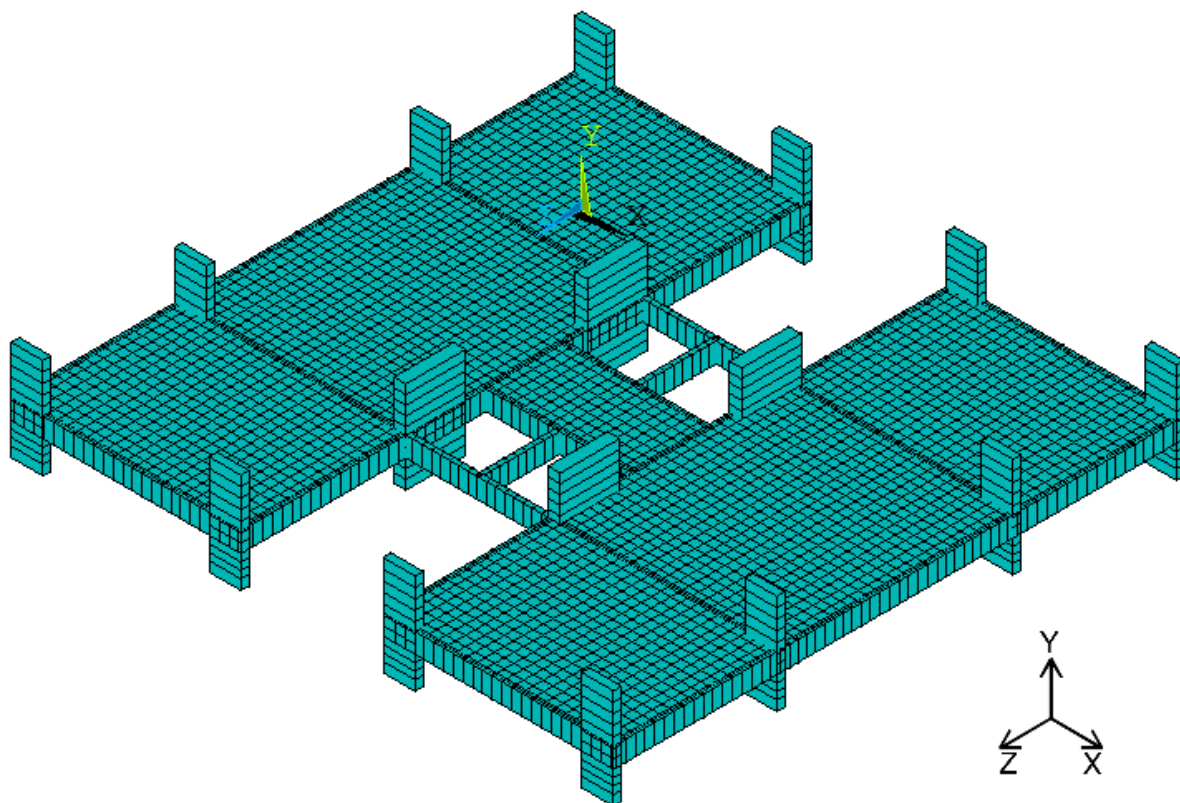


Figura 34 – Modelagem computacional – perspectiva pavimento tipo

5.2 Modelagem do amortecimento estrutural

Segundo Masotti (2013), o amortecimento é definido como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é removida. A energia pode ser dissipada internamente no sistema ou pode ser transmitida para fora dele. A avaliação do amortecimento estrutural torna-se de difícil determinação, pois está ligada à geometria da estrutura e dimensões dos elementos estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, de acordo com Clough e Penzien (1993).

O amortecimento estrutural é estimado por meio de medições, que representam o valor total do sistema. Faz-se necessário estimar o valor do amortecimento interno, para se subtrair do valor medido, a fim de se encontrar o valor do amortecimento propriamente dito segundo Masotti (2013). No geral, o amortecimento estrutural

representa uma parcela significativa dentro dos sistemas, ao se comparar com o amortecimento interno.

De acordo com Drummon (2017), a determinação dos coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados é impossível de ser feita. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais, que muitas vezes se tornam de difícil realização devido ao alto custo e tempo demandados.

Uma das formas utilizadas para a determinação do amortecimento é com o emprego da 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 (19). Define-se M a matriz de massa e K a matriz de rigidez do sistema. A taxa de amortecimento para o i-ésimo modo pode ser dada pela Equação (20), conforme Drumond (2017).

$$C = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (19)$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{oi}} + \frac{\beta\omega_{oi}}{2} \quad (20)$$

Onde:

ω_{oi} – representa a frequência natural circular em rad/s;

α – parâmetro da matriz de rigidez de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa;

β – parâmetro da matriz de rigidez de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de rigidez;

ξ_i – é a taxa de o i-ésimo modo de vibração.

Isolando-se os parâmetros α e β das equações acima para as duas frequências mais importantes (ω_{o1} e ω_{o2}), obtém-se as Equações (21) e (22). As deduções matemáticas envolvidas no estudo do amortecimento de Rayleigh estão em Clough e Penzien (1993) e as equações finais abaixo:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{o1} - \beta\omega_{o1} \quad (21)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{o2} - \xi_1\omega_{o1})}{\omega_{o2}\omega_{o2} - \omega_{o1}\omega_{o1}} \quad (22)$$

Pode-se calcular α e β , por meio dos valores de duas frequências naturais de vibração relevantes para a resposta estrutural dinâmica do sistema investigado. Em geral, a frequência natural ω_{o1} é tomada como a menor frequência natural, ou a frequência fundamental da estrutura, e ω_{o2} como a segunda frequência mais importante do carregamento (Clough e Penzien, 1993).

A NBR 6123 (1988) apresenta dos valores recomendados para a taxa de amortecimento para diversos tipos de estruturas, de acordo com a Tabela 5. Para o presente estudo foram adotadas taxas de 2% ($\zeta = 2\%$) para o amortecimento estrutural dos modelos estruturais, conforme apresentado na Tabela 5, “Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas”.

A Tabela 18 apresenta os parâmetros α e β utilizados nas análises não determinísticas do vento, que serão apresentadas no capítulo oito desta pesquisa. Os parâmetros foram aplicados aos modelos estruturais modelados no programa computacional Ansys (2007) para as direções X e Z, que representam as duas fachadas da edificação.

Tabela 18 – Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

Amortecimento estrutural				
Modelo estrutural	Direção X		Direção Z	
	β (Rigidez)	α (Massa)	β (Rigidez)	α (Massa)
Modelo 1	0,0028	0,1025	0,0029	0,1040
Modelo 2	0,0009	0,2880	0,0011	0,2587
Modelo 3	0,0033	0,0906	0,0034	0,0906
Modelo 4	0,0024	0,1275	0,0024	0,1259

6 ANÁLISE ESTÁTICA

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos das análises estáticas realizadas com o auxílio da modelagem computacional obtido no Ansys (2009). Inicialmente, realiza-se uma verificação direta, aplicando-se uma carga unitária no topo da edificação obtendo-se o respectivo deslocamento e, conseqüentemente, a rigidez efetiva global da edificação para as duas direções horizontais em estudo (X e Z). Em seguida é realizada verificação no estado limite de serviço. Os deslocamentos obtidos nessa análise serão verificados com limites estabelecidos pela NBR 6118.

6.1 Rigidez efetiva global dos modelos estruturais

Segundo com Borges *et al.* (2009), o coeficiente de rigidez efetiva global, $K_{x,y,z}$, associado a cada direção X, Y, Z, pode ser dado pela Equação (23):

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{\Delta_{x,y,z}} \quad (23)$$

Sendo $\Delta_{x,y,z}$ os deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias, segundo a Figura 35.

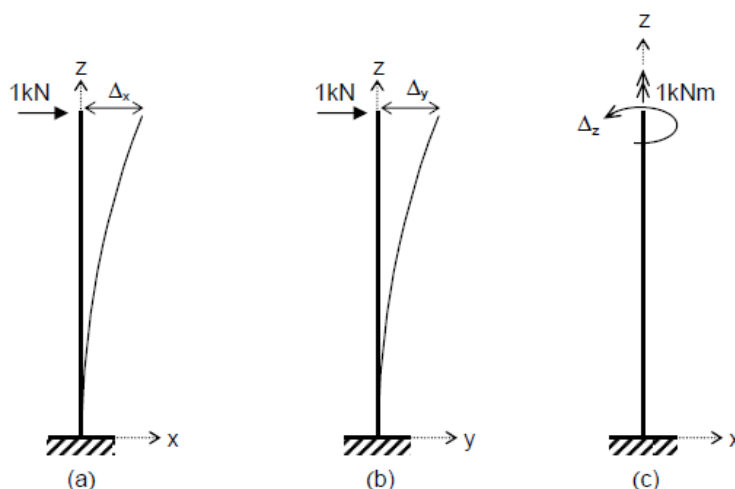


Figura 35 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges *et al.*, 2009)

Os deslocamentos absolutos generalizados do pavimento são de grande importância para a análise, uma vez que por meio dele, obtém-se o parâmetro para comparação de rigidez global para as diferentes estruturas projetadas, bem como para comparação da rigidez global na fase elástica (rigidez bruta), segundo Sá (2018).

Nesse sentido, apura-se o impacto que a interação solo-estrutura e a rigidez das alvenarias de vedação provocam sobre a rigidez global dos modelos estruturais em estudo. Na Tabela 19, são apresentados os valores obtidos para os quatro modelos estruturais, para ambas as direções X e Z.

Tabela 19 - Valores de rigidez global dos 4 modelos nas duas direções - Unidades N/m

Modelos	Modelo1		Modelo2		Modelo 3		Modelo 4	
	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx
Regime elástico	6410	6024	44053	52910	5376	5291	20534	21413

A Figura 36 exibe os valores de rigidez global para cada um dos quatro modelos apresentados. Os modelos 1 e 3, como já apresentado, possuem variação do tipo de apoio, mas a rigidez da alvenaria não é considerada. Os modelos 2 e 4 também possuem diferenças no tipo de apoio, no entanto, a rigidez das alvenarias é considerada.

Em termos qualitativos, observa-se pela Figura 36 que os modelos 3 e 4, que consideram o efeito da interação solo-estrutura (modelagem da dos blocos e estacas de fundação) apresentam valores de rigidez global inferiores, quando comparados aos modelos estruturais com apoios simples, modelos 1 e 3.

Tendo em vista uma análise quantitativa, nos modelos estruturais em que a rigidez da alvenaria não foi considerada (modelos 1 e 3), os valores de rigidez global apresentam diferenças significativas a partir da modelagem da fundação: [Modelo 1 ($K_x=6410$ N/m e $K_z=6024$ N/m) e Modelo 3 ($K_x=5376$ N/m e $K_z=5291$ N/m): redução de 16% quando a carga unitária é aplicada na direção x e redução de 12% quando a carga unitária é aplicada na direção z]. As diferenças são relevantes e refletem a influência da modelagem dos blocos e estacas de fundação sobre a repostas estrutural estática dos modelos, segundo a avaliação dos valores da rigidez global.

Ao levar em consideração a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias (Modelos 2 e 4), as diferenças entre os valores da rigidez global apresentam o seguinte: [Modelo 2 ($K_x=44053$ N/m e $K_z=52910$ N/m) e Modelo 4 ($K_x=21413$ N/m e

$K_z=20534$ N/m) redução de 53% quando a carga unitária é aplicada na direção x e redução de 60% quando a carga unitária é aplicada na direção z]. Os valores demonstram o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

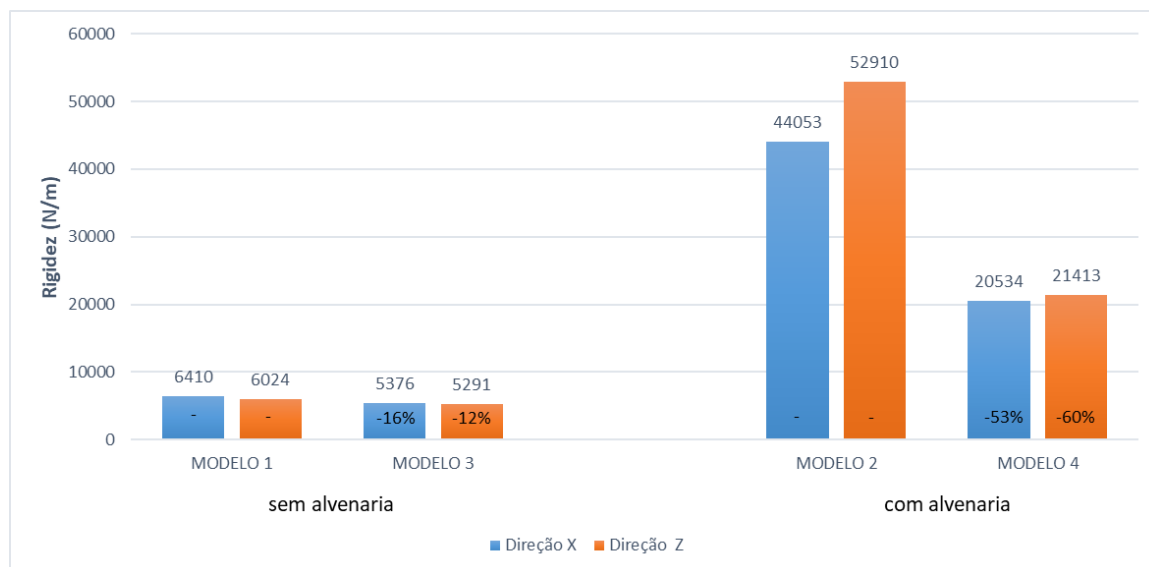


Figura 36 – Comparação de rigidez global dos modelos estruturais: efeito dos apoios

A Figura 37 demonstra os valores de rigidez global para cada um dos quatro modelos apresentados, comparando o efeito das alvenarias para a rigidez global dos modelos. Em termos qualitativos, constata-se que os modelos estruturais 2 e 4, em que a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentam valores de rigidez consideravelmente superiores aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo, modelos estruturais 1 e 3.

Fazendo uma análise quantitativa dos resultados, considerando-se os modelos estruturais em apoios simples, modelos 1 e 2, os valores de rigidez global apresentam diferenças significativas, em razão da modelagem da alvenaria na análise [Modelo 1 ($K_x=6.410$ N/m e $K_z=6.024$ N/m) e Modelo 2 ($K_x=44053$ N/m e $K_z=52.910$ N/m): aumento de 587% quando o vento é aplicado na direção x e aumento de 778%, quando aplicado na direção z].

Posteriormente, com a inclusão dos blocos sobre estacas, os valores de rigidez global são: [Modelo 3 ($K_x=5376$ N/m e $K_z=5291$ N/m) e Modelo 4 ($K_x=21413$ N/m e $K_z=20534$ N/m): aumento de 282% quando o vento é aplicado na direção x e aumento de 305% quando aplicado na direção z]. Dessa forma, verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias associado à modelagem das fundações do edifício.

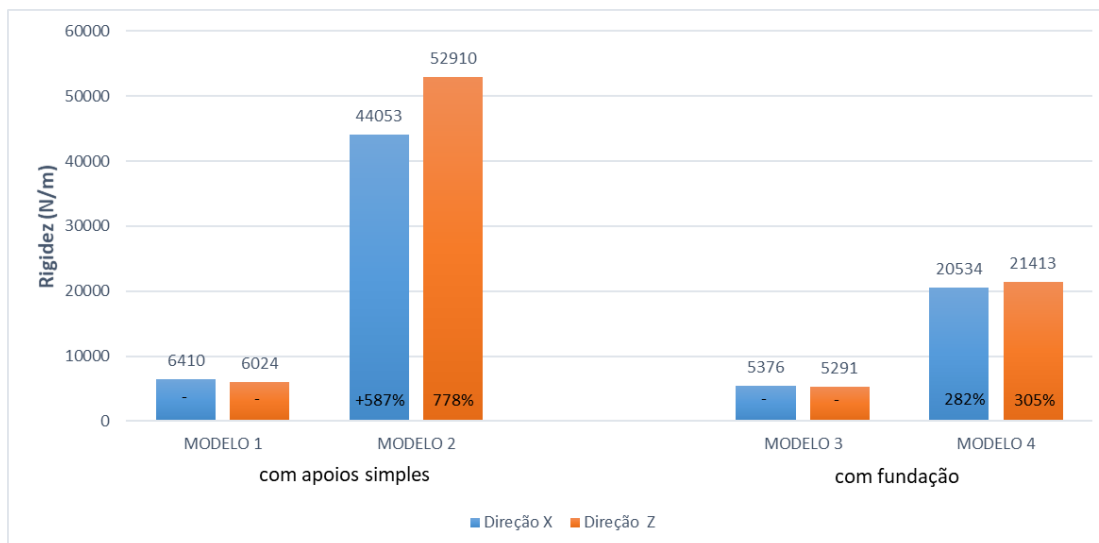


Figura 37 – Comparação da rigidez global dos modelos estruturais: efeito das alvenarias

6.2 Descrição dos carregamentos - análise estática

Os carregamentos adotados para a análise estática foram separados em:

- Cargas verticais: peso próprio da estrutura, cargas permanentes de revestimentos, cargas permanentes devidas as alvenarias, sobrecargas de utilização (ou cargas acidentais);
- Cargas horizontais devido ao vento.

6.2.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos estruturais em estudo

Para a análise estática considerou-se como carregamento vertical as cargas devidas ao peso próprio da estrutura (vigas, pilares e lajes de concreto armado), cargas permanentes de alvenarias e revestimentos e cargas acidentais de utilização. O carregamento horizontal adotado foi o gerado pelo vento.

O cálculo das cargas permanentes de alvenarias e revestimentos foi realizado da seguinte forma: adotou-se blocos cerâmicos de 11,5 cm de espessura com o

revestimento constituído por chapisco, emboço, reboco e pintura com espessura de 3 cm (1,5 cm para cada lado da parede) sendo o peso específico do conjunto o valor de $14,7 \text{ kN/m}^3$. O peso total das cargas permanentes das paredes acabadas de alvenarias foi encontrado somando-se o peso de todas as alvenarias posicionadas na planta de arquitetura e dividindo-se pelo somatório total das áreas das lajes que estão sob elas, com isso considerou-se o carregamento médio dessa carga permanente como uniforme aplicada sobre as lajes. O valor médio encontrado através deste cálculo foi de $2,0 \text{ kN/m}^2$. Adotou-se também como carga permanente. $1,0 \text{ kN/m}^2$, referente a pisos sobre as lajes.

O cálculo do peso próprio foi executado pelo próprio programa de elementos finitos (ANSYS, 2009), que calcula o peso total das vigas, pilares e lajes de concreto armado. O peso específico utilizado para o concreto é o mesmo encontrado na NBR 6118 (2014) de 25 kN/m^3 . A Tabela 20 especifica detalhadamente os valores adotados para cada carga vertical.

Tabela 20 - Resumo das cargas verticais aplicadas sobre as lajes

Ações	Abreviatura	Tipo	Carga (kN/m^2)
Peso próprio da estrutura	PP	permanente	2,5
Revestimentos no piso	CP ₁	permanente	1,0
Alvenarias	CP ₂	permanente	2,0
Sobrecarga de utilização	SC	variável	1,5

6.2.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo

De acordo com a NBR 6123 (1988) para determinação das cargas horizontais devidas ao vento em edificações, deve-se inicialmente ter conhecimento do local onde será construída a edificação, bem como a classificação da edificação e do terreno onde será construído o edifício. O edifício em estudo está localizado no Rio de Janeiro. Consultando as isopletas apresentadas na referida norma, verifica-se que a velocidade básica adotada para a área em que edificação está localizada é de 35 m/s .

O terreno foi classificado como plano ou fracamente acidentado que é a situação mais comum para construções de edifícios de múltiplos pavimentos.

A categoria escolhida foi a que mais se assemelha a construções feitas em regiões com atividade urbana intensa, ou seja, categoria IV: “Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados”. A edificação se enquadra na classe B, pois se enquadra no tipo de edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. Como grupo tem-se que a construção se enquadra no grupo 2 “Edificações para hotéis e residências”.

Com a determinação dessas classificações, obtém-se os parâmetros que definem os fatores necessários para o cálculo da velocidade característica V_k . A Tabela 21 resume a categoria, a classe, o grupo, os fatores e parâmetros utilizados para a análise da influência do vento na edificação. O único fator ou parâmetro variável para determinação da carga de vento, nessa situação, é o fator S_2 , que varia de acordo com a cota de aplicação z .

Tabela 21 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.

Terreno		plano ou fracamente acidentado
Categoria		IV - Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados
Classe		B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
Grupo		2 - Edificações para hotéis e residências
S_1		1
S_2	Parâmetro b	0,85
	Parâmetro p	0,125
	Parâmetro Fr	0,98
S_3		1

Para o cálculo da força de arrasto que atuam nas fachadas do edifício nas direções X e Z, determinam-se os coeficientes de arrasto obtidos com a utilização do ábaco da Figura 1. Os resultados são apresentados na Tabela 22. Observa-se que os

valores dos coeficientes de arrasto são muito próximos nas duas direções, devido ao fato de o edifício possuir dimensões em X e Z muito próximas nas duas direções.

Tabela 22 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.

Direção do vento	Coeficiente de arrasto (C_a)
Vento em X	1,32
Vento em Z	1,35

Na análise da modelagem numérica, a força de arrasto devido ao vento foi aplicada nos nós de encontro dos pilares da fachada em cada pavimento, considerando uma área de influência para aplicação, recebendo uma força devida à uma área de contribuição. Nas Tabela 23 e

Tabela 24 apresentam-se as pressões e as cargas de vento aplicadas nos modelos nas direções x e z, respectivamente.

Tabela 23 - Cargas horizontais devido ao vento na direção X aplicadas nos modelos

Piso	Cota (m)	Pressão $q.C_a$	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total por pavimento (kN)
		(kN/m ²)	P1	P5	P9	P13	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,39	5,42	5,42	5,42	5,42	21,68
2º pav	6	0,46	6,45	6,45	6,45	6,45	25,79
3º pav	9	0,51	7,13	7,13	7,13	7,13	28,54
4º pav	12	0,55	7,67	7,67	7,67	7,67	30,67
5º pav	15	0,58	8,11	8,11	8,11	8,11	32,43
6º pav	18	0,60	8,48	8,48	8,48	8,48	33,94
7º pav	21	0,63	8,82	8,82	8,82	8,82	35,27
8º pav	24	0,65	9,12	9,12	9,12	9,12	36,47
9º pav	27	0,67	9,39	9,39	9,39	9,39	37,56
10º pav	30	0,69	9,64	9,64	9,64	9,64	38,56
11º pav	33	0,70	9,87	9,87	9,87	9,87	39,49
12º pav	36	0,72	10,09	10,09	10,09	10,09	40,36
13º pav	39	0,73	10,29	10,29	10,29	10,29	41,18
14º pav	42	0,75	10,49	10,49	10,49	10,49	41,95
15º pav	45	0,76	10,67	10,67	10,67	10,67	42,67
16º pav	48	0,77	10,84	10,84	10,84	10,84	43,37

Tabela 24 - Cargas horizontais devido ao vento na direção Z aplicadas nos modelos

Piso	Cota (m)	Pressão q.C _a	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total por pavimento (kN)
		(kN/m ²)	P13	P14	P15	P16	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,39	5,86	5,86	5,86	5,86	23,43
2º pav	6	0,46	6,96	6,96	6,96	6,96	27,86
3º pav	9	0,51	7,71	7,71	7,71	7,71	30,83
4º pav	12	0,55	8,28	8,28	8,28	8,28	33,13
5º pav	15	0,58	8,76	8,76	8,76	8,76	35,03
6º pav	18	0,60	9,17	9,17	9,17	9,17	36,66
7º pav	21	0,63	9,53	9,53	9,53	9,53	38,11
8º pav	24	0,65	9,85	9,85	9,85	9,85	39,40
9º pav	27	0,67	10,14	10,14	10,14	10,14	40,58
10º pav	30	0,69	10,41	10,41	10,41	10,41	41,66
11º pav	33	0,70	10,67	10,67	10,67	10,67	42,66
12º pav	36	0,72	10,90	10,90	10,90	10,90	43,60
13º pav	39	0,73	11,12	11,12	11,12	11,12	44,48
14º pav	42	0,75	11,33	11,33	11,33	11,33	45,32
15º pav	45	0,76	11,53	11,53	11,53	11,53	46,10
16º pav	48	0,77	11,71	11,71	11,71	11,71	46,85

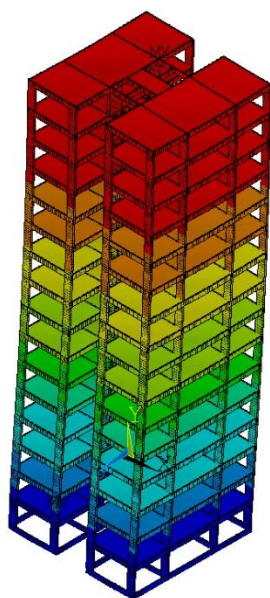
6.3 Deslocamentos translacionais

A NBR 6118 (2014) determina que o deslocamento máximo no topo da edificação em uma combinação frequente, não deve exceder a relação $h/1700$, em que h é a altura da edificação. Dessa forma, para o edifício em estudo com 48 metros de altura o limite seria de 2,82 cm. Os quatro modelos estruturais deste trabalho de pesquisa são submetidos a uma análise estática, considerando uma combinação frequente de acordo com a NBR 6118 (2014) a partir da Tabela 25.

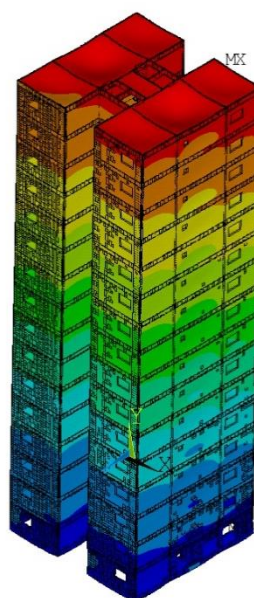
Tabela 25 - Combinação para cargas estáticas

Combinação Frequente para ELS	$\gamma_f \cdot \text{carga permanente} + \gamma_f \cdot \text{cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \psi_1 \cdot \text{vento}$
	com $\gamma_f = 1,0$; $\psi_2 = 0,3$ e $\psi_1 = 0,3$ $S_3 = 1,0$ (tempo de recorrência de 50 anos, 63% de probabilidade) $p = 0,125$; $b = 0,85$

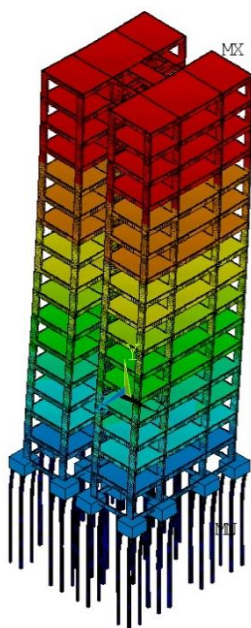
A Figura 38 apresenta a deformação para a combinação de cargas estáticas, com a aplicação do vento na direção x da edificação e a Figura 39 apresenta a deformação com a aplicação do vento na direção z. É possível observar que os blocos juntamente com as estacas deslocam-se transversalmente nas direções horizontais, em resposta às cargas horizontais impostas pelo vento, conforme observado nos modelos 3 e 4, ocasionando, conseqüentemente, um aumento do deslocamento final no topo da edificação.



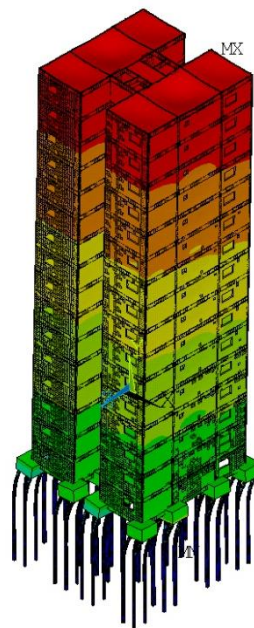
a) Modelo 1



b) Modelo 2

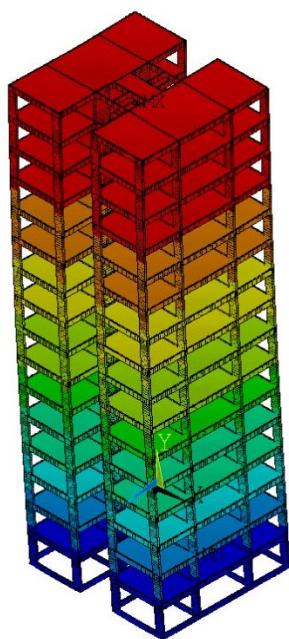


c) Modelo 3

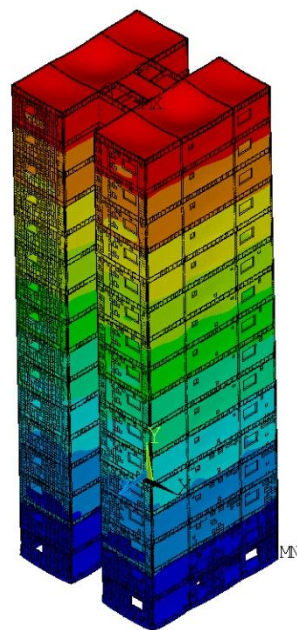


d) Modelo 4

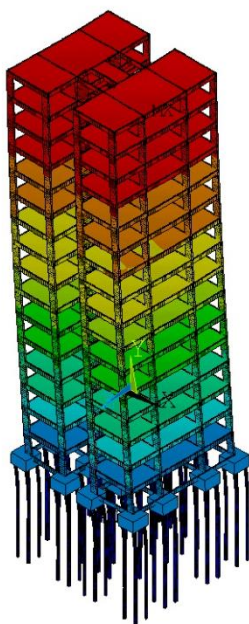
Figura 38 - Deformação da estrutura com vento aplicado na direção X



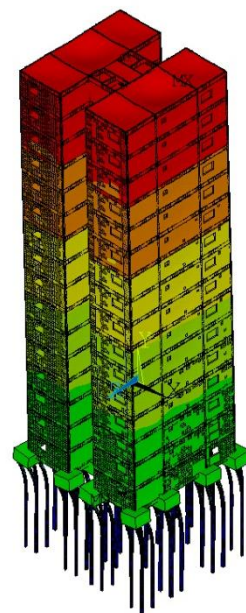
a) Modelo 1



b) Modelo 2



c) Modelo 3



d) Modelo 4

Figura 39 - Deformação da estrutura com vento aplicado na direção Z

A Figura 40 demonstra os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação, obtidos para todos os modelos, após a aplicação do vento nas direções X e Z. A Figura 40 agrupa o modelo 1 com o modelo 3 e o modelo 2 com o

modelo 4 com o objetivo de verificar como a interação solo-estrutura interfere nos valores dos deslocamentos horizontais dos modelos.

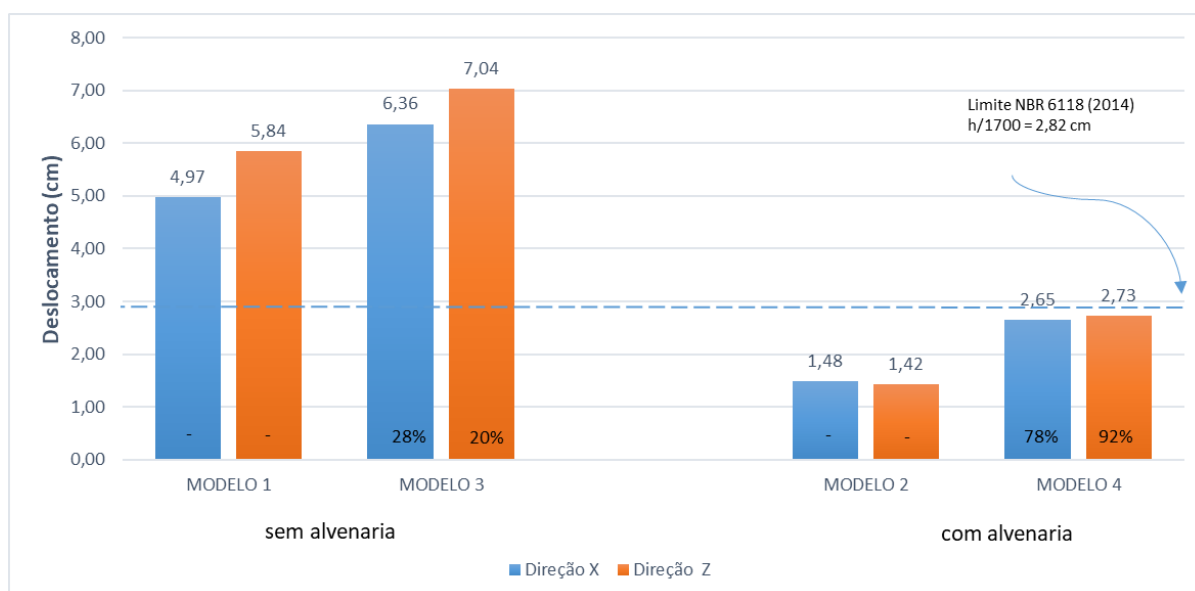


Figura 40 – Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais: efeito dos apoios

De acordo com a Figura 40, em termos qualitativos, os modelos estruturais 3 e 4, que consideram a simulação do efeito da interação solo-estrutura (modelagem dos blocos e estacas), apresentam valores de deslocamento translacionais horizontais no topo do modelo superiores aos valores dos deslocamentos dos modelos estruturais com apoios simples, modelos 1 e 2.

Tendo em vista a análise quantitativa, nos modelos em que a rigidez da alvenaria não foi considerada (modelos 1 e 3), os valores dos deslocamentos apresentam diferenças significativas, a partir da modelagem das fundações: [Modelo 1 (VX=4,97 cm e VZ=5,84 cm) e Modelo 3 (VX=6,36 cm e VZ=7,04 cm): aumento de 28% quando o vento é aplicado na direção x e aumento de 20% quando aplicado na direção z]. As diferenças são relevantes e refletem a influência da modelagem dos blocos e estacas de fundação sobre a reposta estrutural estática dos modelos, segundo a avaliação dos valores dos deslocamentos horizontais.

Ao levar em consideração a inclusão do efeito da rigidez das alvenarias (Modelos 2 e 4), as diferenças entre os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício apresentam o seguinte quadro: [Modelo 2 (VX=1,48 cm

e $VZ=1,42$ cm) e Modelo 4 ($VX=2,65$ cm e $VZ=2,73$ cm): aumento de 78% quando vento é aplicado na direção x e aumento de 92% quando aplicado na direção z]. Os valores demonstram o efeito da rigidez das alvenarias em conjunto com a modelagem das fundações do edifício.

A Figura 41 demonstra os valores dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação, obtidos para todos os modelos, após a aplicação do vento nas direções X e Z. A figura agrupa o modelo 1 com o modelo 2 e o modelo 3 com o modelo 4 com o objetivo de verificar como as alvenarias interferem nos valores dos deslocamentos horizontais dos modelos.

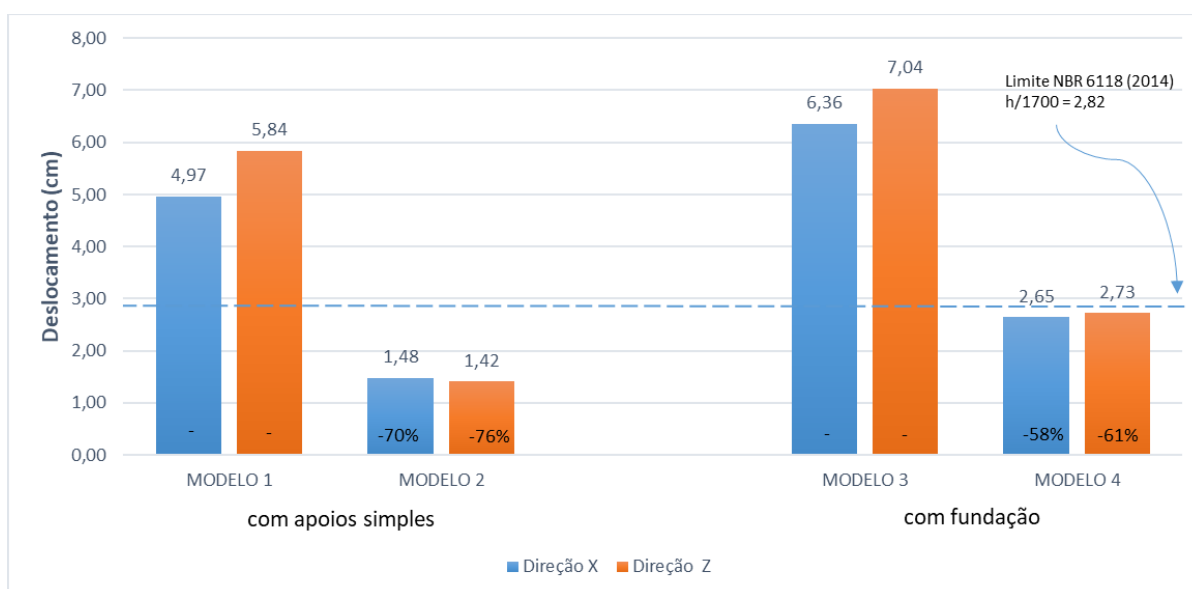


Figura 41 - Comparação dos deslocamentos horizontais no topo entre os modelos estruturais: efeito das alvenarias

Constata-se que os modelos estruturais 2 e 4, em que a rigidez das alvenarias foi considerada, apresentam valores de deslocamento translacionais horizontais no topo do edifício consideravelmente inferiores aos modelos numéricos em que a rigidez das alvenarias não foi considerada no estudo, modelos estruturais 1 e 3.

De forma quantitativa, considerando-se os modelos estruturais em apoios simples, modelos 1 e 2, os valores dos deslocamentos apresentam diferenças significativas, em razão da modelagem da alvenaria na análise [Modelo 1 ($VX=4,97$ cm e $VZ=5,84$ cm) e Modelo 2 ($VX=1,48$ cm e $VZ=1,42$ cm): redução de 70% quando o vento é aplicado na direção x e redução de 76% quando aplicado na direção z].

Posteriormente, com a inclusão dos blocos sobre estacas, os valores dos deslocamentos horizontais são [Modelo 3 ($VX=6,36$ cm e $VZ=7,04$ cm) e Modelo 4 ($VX=2,65$ cm e $VZ=2,73$ cm): redução de 58% quando o vento é aplicado na direção x e redução de 61% quando aplicado na direção z]. Dessa forma, verifica-se o efeito da rigidez das alvenarias associado à modelagem das fundações do edifício.

Tendo em vista os resultados apresentados, os modelos estruturais 2 e 4 estariam aprovados de acordo com as normas, uma vez que os deslocamentos no topo dos modelos estão abaixo dos limites estabelecidos. Por outro os modelos estruturais sem a consideração da rigidez das alvenarias, não estão aprovados, uma vez que estão acima dos limites estabelecidos na NBR 6118 (2014). A verificação está expressa na Tabela 26.

Tabela 26 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS)

	Deslocamento no topo do edifício (cm)							
	Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3		Modelo 4	
Direção	X	Z	X	Z	X	Z	X	Z
Limite NBR 6118 (2014)	2,82		2,82		2,82		2,82	
Análise Vento Estático	4,97	5,84	1,48	1,42	6,36	7,04	2,65	2,73
Verificação	Não atende	Não atende	Atende	Atende	Não atende	Não atende	Atende	Atende

Os resultados demonstrados na Tabela 26, mostram que apesar do modelo 4 atender aos requisitos normativos apresenta valores bem superiores, aos do modelo 2, modelado sobre apoio simples. Os valores demonstram que a consideração da interação solo-estrutura é de suma importância para a análise e aceitação dos resultados.