



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


Leonardo de Souza Bastos

**Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano
de edifícios de concreto armado**

Rio de Janeiro
2015

Leonardo de Souza Bastos

Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado



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

2015

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

B327 Bastos, Leonardo de Souza.

Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado / Leonardo de Souza Bastos. – 2015.
156f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil. 2. Concreto armado - Dissertações. 3. Engenharia de estruturas - Dissertações. 4. Conforto humano - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.012.45

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

Assinatura

Data

Leonardo de Souza Bastos

Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado

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^a. Dra. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Wendell Diniz Varela
Faculdade de Engenharia – COPPE - UFRJ

Rio de Janeiro

2015

DEDICATÓRIA

À minha esposa Danielle e aos meus filhos Mariana e João.

AGRADECIMENTOS

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

Aos meus pais, Ricardo e Leila, pela excelente educação que proporcionaram a mim ao longo da vida, pelo apoio, amor e carinho dedicados. Agradeço igualmente aos meus irmãos Flávia, Pedro e Diogo, pelo constante incentivo.

Aos meus tios, José Carlos (*in memoriam*) e Elisabete, por toda amor, carinho e ajuda que sempre ofereceram e, em especial, por me acolherem no início desse processo acadêmico.

Ao meu orientador Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, por ter acreditado no meu trabalho, pelos ensinamentos transmitidos e por sua dedicação.

Aos meus professores Prof. Dr. Luciano Ornelas, Prof. Dr. Pedro Vellasco e Prof^a. Dra. Maria Elizabeth Tavares, pelas excelentes aulas e ensinamentos no decorrer do curso de mestrado.

Aos meus amigos Geziel Silva e Guilherme Alencar, por todos momentos de amizade e pelos conhecimentos compartilhados.

À SBrasil Engenharia, agradeço à compreensão e ajuda nesses últimos anos, pois permitiram meu desenvolvimento profissional e acadêmico. Agradeço igualmente aos amigos desta empresa que colaboraram com a troca de conhecimento nas diversas discussões e debates sobre engenharia estrutural.

À CAPES pelo apoio financeiro.

RESUMO

BASTOS, Leonardo de Souza. *Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado*. 2015. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Atualmente, os projetos de edifícios altos necessitam cada vez mais de sistemas estruturais simples, que agilizem sua montagem, reduzindo os custos e promovendo maior flexibilidade de utilização para os espaços construídos. Com essa finalidade, estruturas com poucas vigas vêm sendo muito utilizadas. Entretanto, o sistema estrutural com poucas vigas pode ocasionar dois tipos de problemas, relacionados entre si, a saber: diminuição do sistema de contraventamento da edificação e vibrações excessivas. Portanto, é fundamental, nesses casos, a verificação da estabilidade global da estrutura, utilizando índices de sensibilidade além de outros parâmetros de projeto, como também, o desenvolvimento de um estudo minucioso acerca do conforto humano da edificação. Assim sendo, neste trabalho de pesquisa foram investigados quatro modelos estruturais de edifícios altos de concreto armado, com base no estudo da variação entre o número de pavimentos e a quantidade de vigas existentes em cada modelo, objetivando-se verificar quais os efeitos que tais variações podem vir a gerar sobre a estabilidade global e, bem como, sobre o conforto humano dos sistemas estruturais investigados. A modelagem numérica dos edifícios em estudo foi realizada através do emprego do programa ANSYS e, para tal, foram utilizadas técnicas básicas de discretização, por meio do método dos elementos finitos. As conclusões alcançadas ao longo da investigação versam acerca do estudo da resposta estrutural estática e dinâmica dos edifícios, no que diz respeito as variações dos valores dos parâmetros de instabilidade, dos valores dos deslocamentos e esforços, e, bem como, dos níveis de conforto humano de cada modelo estrutural analisado.

Palavras-chave: Análise Dinâmica. Edifícios de Concreto Armado. Comportamento Estrutural. Conforto Humano. Modelagem Computacional.

ABSTRACT

Currently, the tall buildings projects increasingly need a simple structural systems that streamline their assembly, reducing costs and promoting greater flexibility of use for the built environment. For this purpose, structures with few beams are being widely used. However, the structural system with few beams may cause two kinds of problems, related to each other, namely: reduction of the bracing system of the building and excessive vibration. It is therefore vital in such cases, the verification of global stability of the structure, using sensitivity indexes and other design parameters, as well as the development of a thorough study of the human comfort of the building. Therefore, this research work have been investigated four structural models of tall buildings of reinforced concrete, based on the study of the variation of the number of floors and the quantity of beams in each model, aiming to verify what effects these variations. They are likely to generate on the overall stability and, as well as on human comfort and structural systems investigated. The numerical modeling of buildings under study was performed by employing the ANSYS program, and to such basic techniques of discretization were used through the finite element method. The conclusions reached during the investigation turn concerning the study of the static and dynamic structural response of buildings in respect of the variations of the values of the instability criteria, of the values of displacements and efforts, and as well, the human comfort level each structural model analyzed.

Keywords: Dynamic Analysis. Reinforced Concrete Buildings. Structural Behavior.
Human Comfort. Computational Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifícios em fase final de construção na cidade do Rio de Janeiro.	26
Figura 2 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).....	29
Figura 3 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).....	30
Figura 4 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)]......	31
Figura 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV (L=1800 m; h em metros).	37
Figura 6 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios- Hirsch&Bachmann(1995).	40
Figura 7 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997).....	42
Figura 8 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z.	42
Figura 9 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção x e y.	43
Figura 10 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).	45
Figura 11 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007).	46
Figura 12 - Planta estrutural - Modelos A e B - Unidades em metro.	48
Figura 13 - Planta estrutural - Modelos C e D - Unidades em metros.	49
Figura 14 - Corte A - Modelo A - Unidades em metro.	50
Figura 15 - Corte A - Pavimento tipo - Modelos A e B - Unidades em metro.	51
Figura 16 - Corte A - Pavimento tipo - Modelos C e D - Unidades em metro.	51
Figura 17 - Perspectivas Modelos A e Modelo B - Unidades em metro.	51
Figura 18 - Vistas Frontais - Unidades em metro	52
Figura 19 - Perspectiva pavimento tipo - Modelos A e B.....	52
Figura 20 - Perspectiva pavimento tipo - Modelos C e D	53
Figura 21 - Elementos finitos adotados.	55
Figura 22 - Modelos Computacionais A e C no ANSYS (2007).....	56
Figura 23 - Corte A - Modelo computacional - Modelos A e B.....	57

Figura 24 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelos A e B....	57
Figura 25 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelos C e D ...	58
Figura 26 - Planta de arquitetura - Unidades em metros.....	60
Figura 27 - Direções da ação do vento adotadas.....	61
Figura 28 - Comparação entre as forças de vento provocadas pelos ventos frontal e lateral.	63
Figura 29 - Deslocamentos u_z . Análise 01 (ELS). Vento frontal.	71
Figura 30 - Deslocamentos u_x . Análise 01 (ELS). Vento lateral.	71
Figura 31 - Modelo B. Deslocamentos horizontais em Z. Análise 01 (ELS). Vento frontal. Unidade: metro.....	72
Figura 32 - Modelo D. Deslocamentos horizontais em Z. Análise 01 (ELS). Vento frontal. Unidade: metro.....	72
Figura 33 - Diagrama de esforço normal. Modelo A. Vento frontal. Unidades: N.	74
Figura 34 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo A. Vento Frontal. Unidades : N.....	75
Figura 35 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Modelo A. Vento frontal. Unidades: Nm.....	75
Figura 36 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32 , P33 e P34. Modelo A – Vento Frontal - Unidades : Nm.....	76
Figura 37 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : N.....	76
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	77
Figura 39 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32 , P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	77
Figura 40 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : N.....	78
Figura 41 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X - P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	78
Figura 42 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	79
Figura 43 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : N.....	79

Figura 44-Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X - P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	80
Figura 45 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : Nm.....	80
Figura 46 - Valores de α para a direção paralela ao eixo z.....	85
Figura 47 – Esquema para cálculo da esbeltez.....	86
Figura 48 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges, 2009).....	89
Figura 49 - Valores da rigidez efetiva global para o eixo Z.	90
Figura 50 - Valores de rigidez para o eixo X	91
Figura 51 - Comparação de valores entre os coeficientes γ_z calculados.	102
Figura 52 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo A. Vento Frontal. Análise não linear geométrica - Unidades: N	105
Figura 53 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo A. Vento Frontal. Unidades: N.m.....	106
Figura 54 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo A. Vento Frontal. Unidades: N.m.....	106
Figura 55 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Análise não linear geométrica. Unidades: N	107
Figura 56 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo B. Vento Frontal. Unidades: Nm.....	107
Figura 57 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo B. Vento Frontal. Unidades: Nm.....	108
Figura 58 - Modos de vibração da estrutura. Modelo A (1º ao 4º modo).....	112
Figura 59 - Modos de vibração da estrutura. Modelo A (5º ao 10º modo).....	113
Figura 60 - Modos de vibração da estrutura. Modelo B (1º ao 6º modo).....	114
Figura 61 - Modos de vibração da estrutura. Modelo B (7º ao 10º modo).....	115
Figura 62 - Modos de vibração da estrutura. Modelo C (1º ao 6º modo).....	116
Figura 64 - Modos de vibração da estrutura. Modelo C (7º ao 10º modo).....	117
Figura 64 - Modos de vibração da estrutura. Modelo D (1º ao 6º modo).....	118
Figura 65 - Modos de vibração da estrutura. Modelo D (7º ao 10º modo).....	119
Figura 66 - Estudo comparativo entre as equações simplificadas e método numérico	122
Figura 67 - Comparativo entre as pressões provocadas pelo vento. Modelos A e C	126

Figura 68 - Comparativo entre as pressões provocadas pelo vento. Modelos B e D	126
Figura 69 - Variação das acelerações devido resposta flutuante do vento.	144
Figura 70 - Variação das acelerações devido resposta total do vento.	144
Figura 71 - Acelerações no último pavimento devido à parcela flutuante.	145
Figura 72 - Acelerações no último pavimento devido à parcela total.	145
Figura 73 - Acelerações no topo da estrutura devido parcela flutuante e parcela total.	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).	32
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).....	33
Tabela 3 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).	34
Tabela 4 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988).....	36
Tabela 5 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988).	36
Tabela 6 - Valores limites de aceleração - Hirsch & Bachmann (1995).	40
Tabela 7 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997).....	44
Tabela 8 - Características de cada modelo.....	47
Tabela 9 - Propriedades geométricas das vigas	48
Tabela 10 - Propriedades geométricas dos pilares.	49
Tabela 11 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo.	58
Tabela 12 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura	60
Tabela 13 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.....	62
Tabela 14 - Cargas horizontais devido ao vento frontal nos Modelos A e C.....	62
Tabela 15 - Cargas horizontais devido ao vento lateral nos Modelos A e C.	63
Tabela 16 - Cargas horizontais devido ao vento frontal nos Modelos B e D.....	64
Tabela 17 - Cargas horizontais devido ao vento lateral nos Modelos B e D.	65
Tabela 18 - Análises realizadas e respectivas características.	66
Tabela 19 - Classificação das combinações de serviço	67
Tabela 20 - Fatores ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 utilizados neste estudo para as ações variáveis....	67
Tabela 21 - Combinações de carga adotadas.....	68
Tabela 22 - Combinações com coeficientes finais adotados.....	68
Tabela 23 - Limites de deslocamentos no topo do edifício.....	69
Tabela 24 - Deslocamentos translacionais horizontais. Análise 01 (ELS). Vento frontal.	69
Tabela 25 - Deslocamentos translacionais horizontais. Análise 01 (ELS). Vento lateral.	70
Tabela 26 – Deslocamentos horizontais totais no topo da edificação. Modelos A e B.	73

Tabela 27 – Deslocamentos horizontais totais no topo da edificação. Modelos C e D.	73
Tabela 28 - Verificação dos deslocamentos no topo do edificação (ELS).....	73
Tabela 29 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelos A e C. Vento frontal.	81
Tabela 30 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelos B e D. Vento frontal.	81
Tabela 31 - Cálculo do parâmetro de instabilidade α , obtido em relação as direções paralelas aos eixos X e Z, respectivamente.	85
Tabela 32 - Índices de esbeltez de corpo rígido.....	87
Tabela 33 - Índice de esbeltez efetiva e classificação - Regime elástico.	88
Tabela 34 - Índice de esbeltez efetiva e classificação - Regime fissurado.....	88
Tabela 35 - Valores rigidez efetiva global - Unidades kN/m.....	90
Tabela 36 - Valores característicos dos carregamentos para os Modelos A e B.	93
Tabela 37 - Valores característicos dos carregamentos para os Modelos C e D.	93
Tabela 38- Cálculo γ_z . Modelo A. Análise 1. ELS.	94
Tabela 39 - Cálculo γ_z . Modelo B. Análise 1. ELS.	95
Tabela 40 - Cálculo γ_z . Modelo C. Análise 1. ELS.	96
Tabela 41 - Cálculo γ_z . Modelo D. Análise 1. ELS.	97
Tabela 42 - Cálculo γ_z . Modelo A. Análise 2. ELU.	98
Tabela 43 - Cálculo γ_z . Modelo B. Análise 2. ELU.	99
Tabela 44 - Cálculo γ_z . Modelo C. Análise 2. ELU.	100
Tabela 45 - Cálculo γ_z . Modelo D. Análise 2. ELU.	101
Tabela 46 - Valores de γ_z . Vento frontal	102
Tabela 47 - Combinações com coeficientes finais adotados adotando processo γ_z	103
Tabela 48 - Deslocamentos totais no topo da edificação. Modelos A e B.....	103
Tabela 49 - Deslocamentos totais no topo da edificação. Modelos C e D.	104
Tabela 50 – Verificação dos deslocamentos no topo do edificação (ELS).....	104
Tabela 51 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelo A. Vento frontal.	108
Tabela 52 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelo B. Vento frontal. Análise linear x Análise não linear geométrica.	108
Tabela 53 - Frequências naturais dos modelos estruturais.....	111
Tabela 54 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais.....	111
Tabela 55 – Comportamento dinâmico das estruturas.....	120

Tabela 56 - Frequências naturais para o 1º modo de vibração	121
Tabela 57 - Valores limites para as aceleração de acordo com a ISO 10137 (2007).	124
Tabela 58 - Pressões provocadas pelo vento nos Modelos A e C.	125
Tabela 59 - Pressões provocadas pelo vento nos Modelos B e D.	127
Tabela 60 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo A.	128
Tabela 61 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo B.	129
Tabela 62 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo C.	130
Tabela 63 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo D.	131
Tabela 64 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo A. ...	132
Tabela 65 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo B. ...	133
Tabela 66 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo C. ...	134
Tabela 67 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo D. ...	135
Tabela 68 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo A.....	136
Tabela 69 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo B.....	137
Tabela 70 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo C.....	138
Tabela 71 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo D.....	139
Tabela 72 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo A.....	140
Tabela 73 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo B.....	141
Tabela 74 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo C.....	142
Tabela 75 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo D.....	143
Tabela 76 – Comparativo das acelerações devido à resposta flutuante entre os Modelos A e C.....	147

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
EUROCODE	European Standards
ISO	International Organization for Standardization
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_p	soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados
b	parâmetro meteorológico
C_a	coeficiente de arrasto
d	diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro
E_{cs}	módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto
F_a	força de arrasto
F_r	fator de rajada
$F(z)$	força estática equivalente do vento
f	frequência da estrutura
f_{01}	frequência fundamental
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_y	resistência característica de escoamento do aço
g	aceleração da gravidade
GPa	gigapascal
h	altura total da edificação
H_{tot}	altura total da estrutura
I_c	inércia
K	rigidez efetiva global
kN	kilonewton
m	período em anos
m	metros
MPa	megapascal

m/s	metro por segundo
m/s ²	metro por segundo ao quadrado
N	Newton
N _k	somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para cálculo de H _{tot}), com seu valor característico
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 _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 ₂	fator de rugosidade do terreno
S ₃	fator estatístico
T	período da estrutura
T ₁	período fundamental
u _j	deslocamento na cota z devido à ação dinâmica do vento
V ₀	velocidade básica do vento
V _k	velocidade característica do vento
\bar{V}_p	velocidade de projeto
z	altura medida a partir da superfície do terreno
z _r	altura de referência : z _r = 10 m
β	índice de esbeltez de corpo rígido
α	parâmetro de instabilidade

α_1	valor limite parâmetro de instabilidade
Δ_1	deslocamento no topo da edificação
γ_z	parâmetro de instabilidade
γ_c	densidade do concreto
ν_c	coeficiente de Poisson do concreto
ξ	taxa de amortecimento
λ_{ef}	Índice de esbeltez efetiva global
λ	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno
θ	inclinação média do talude ou encosta do morro
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
ζ	razão do amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	20
1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988)	28
1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento	28
1.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica	34
2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO	38
2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)	38
2.2 Critério de Avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995).....	40
2.3 Critérios de Avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)	41
2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)	44
3 MODELO ESTRUTURAL ADOTADO	47
4 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL	54
5 ANÁLISE ESTÁTICA	59
5.1 Descrição dos carregamentos	59
5.1.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos em estudo	59
5.1.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo	61
5.2 Análises e combinações de carga	66
5.3 Deslocamentos translacionais.....	68
5.4 Diagrama de esforços solicitantes	74
6 ESTABILIDADE GLOBAL	82
6.1 Parâmetro de instabilidade α	83
6.2 Índice de esbeltez de corpo rígido.....	86
6.3 Índice de esbeltez efetiva global	87
6.4 Rigidez efetiva global.....	89
6.5 Coeficiente γ_z	91
6.6 Análises considerando a não linearidade geométrica.....	103
7 ANÁLISE MODAL	110
7.1 Frequências naturais (autovalores).....	110
7.2 Modos de vibração (autovetores)	112
7.3 Frequências naturais através de fórmulas simplificadas	121
8 CONFORTO HUMANO	123
8.1 Determinação das forças dinâmicas devido ao vento	124

8.2 Avaliação utilizando as frequências obtidas através da NBR 6123 (1988).	128
8.3 Avaliação utilizando as frequências obtidas através de Hirsch & Bachmann (1995)	132
8.4 Avaliação utilizando as frequências obtidas através do Eurocódigo 1 (Parte 1 - 4; 2010)	136
8.5 Avaliação utilizando as frequências obtidas através do ANSYS	140
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	148
9.1 Introdução.....	148
9.2 Conclusões	148
9.3 Sugestões para trabalhos futuros	152
REFERÊNCIAS.....	153

INTRODUÇÃO

Atualmente, os projetos de edifícios altos necessitam cada vez mais de sistemas estruturais simples, que agilizem sua montagem, reduzindo os custos e promovendo maior flexibilidade de utilização para os espaços construídos. Com essa finalidade, estruturas com poucas vigas vêm sendo muito utilizadas. Porém, esse sistema estrutural pode ocasionar dois tipos de problemas, relacionados entre si, a saber: diminuição do sistema de contraventamento da edificação e vibrações excessivas. Portanto, é fundamental, nesses casos, a verificação da estabilidade global da estrutura, utilizando índices de sensibilidade, além de outros parâmetros de projeto, como também, o desenvolvimento de um estudo minucioso acerca do conforto humano da edificação.

Assim sendo, neste trabalho de pesquisa foram investigados quatro modelos estruturais de edifícios altos, com base no estudo da variação entre o número de pavimentos e a quantidade de vigas existentes em cada modelo, objetivando-se verificar quais os efeitos que tais variações podem vir a gerar sobre a estabilidade global e ao conforto humano dos sistemas estruturais. A modelagem numérica dos edifícios em estudo foi realizada através do emprego do programa ANSYS (2007) e para tal foram utilizadas técnicas básicas de discretização por meio do método dos elementos finitos. As conclusões alcançadas ao longo da investigação versam acerca das variações dos valores dos parâmetros de instabilidade, dos valores dos deslocamentos translacionais horizontais e, bem como, dos níveis de conforto humano de cada modelo estrutural investigado.

Revisão bibliográfica

O comportamento de estruturas frente às ações provocadas pelo vento tanto no que diz respeito à estabilidade global da estrutura quanto acerca do conforto humano tem sido um assunto estudado por diversos pesquisadores ao longo dos últimos anos. O estudo da resposta dinâmica dos sistemas estruturais apresentou significativos avanços devido principalmente ao grande desenvolvimento da tecnologia computacional, permitindo resolver problemas dinâmicos com a ajuda de análises numéricas.

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

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

Fonte (1992), em sua tese de doutorado, investigou a análise não linear geométrica de edifícios altos em concreto armado, utilizando uma modelagem tridimensional. Tais análises o permitiram concluir sobre: as matrizes não lineares adotadas, o desempenho do programa desenvolvido, o comportamento estrutural dos edifícios analisados, e a necessidade e a viabilidade de realizar análises não lineares em projetos de edifícios altos no Brasil.

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

Moreira (2002) elaborou um estudo sobre a sensibilidade estrutural de edifícios residenciais urbanos submetidos a várias fontes de perturbações de características estáticas e, principalmente, dinâmicas. Modelos tridimensionais foram utilizados para a determinação das propriedades modais da estrutura, necessárias no desenvolvimento dos modelos simplificados de análise modal nos domínios do tempo e da frequência. As respostas às ações dinâmicas foram validadas por meio

de correlação com medições experimentais realizadas em estruturas existentes de edifícios residenciais urbanos.

Pinto e Ramalho (2002) investigaram os procedimentos simplificados na consideração da não linearidade física e da não linearidade geométrica para a análise de edifícios de concreto armado. Algumas prescrições para redução na inércia dos elementos estruturais são comparadas com os resultados obtidos através de modelos em elementos finitos, permitindo a avaliação destas prescrições. Um estudo detalhado do coeficiente γ_z , como majorador dos esforços em primeira ordem, para a obtenção dos esforços finais em segunda ordem é efetuado, de modo a estabelecer, de forma mais clara, as suas vantagens e limitações.

Burton *et al* (2006) desenvolveram um estudo sobre a resposta biodinâmica da vibração no corpo humano quando submetido à baixas frequências e à movimentos de acelerações senoidais de amplitudes constantes em edifícios. Os resultados demonstraram que, quando as frequências de oscilação aumentam de 0,15 a 1Hz, a aceleração na cabeça humana também é amplificada. Esse movimento de amplificação indica que a vibração biodinâmica do corpo humano depende desta faixa de frequências. Desta forma, tais efeitos devem ser considerados e inseridos no projeto de edifícios altos como critério de aceitação de conforto humano.

Chavez (2006), em sua dissertação de mestrado, analisou os deslocamentos, as acelerações e os esforços em um edifício alto para o carregamento aleatório do vento, através de análises dinâmicas no domínio do tempo. Os resultados obtidos foram comparados com as recomendações da norma brasileira NBR 6123 (1988), e os níveis de conforto dos usuários foram avaliados com base nos índices humanos de percepção de acelerações.

Em sua dissertação de mestrado, Simone Gruhn (2007) apresentou procedimentos para avaliação do conforto humano para verificação do grau de comodidade das pessoas ocupantes de edifícios altos e esbeltos, bem como os parâmetros de estabilidade global, buscando verificar a correlação destes com a percepção do ocupante. Foram realizadas simulações numéricas com cinco estruturas, apresentando indícios de problemas relativos a desconforto humano causado pela ação do vento. Por meio dos resultados obtidos, evidenciou-se que o atendimento aos parâmetros de estabilidade global não dispensa a verificação das condições de conforto humano.

Oliveira e Corrêa (2007) desenvolveram um trabalho que trata da evolução natural do modelo de cálculo em regime elástico linear para um modelo com maior capacidade de representação que considera a não-linearidade física do material. Ambos concluíram que a aplicação de um procedimento de cálculo de pavimentos de edifícios em regime elasto plástico pode trazer grandes benefícios à análise estrutural, pois permite ao projetista atuar sobre a redistribuição dos esforços obtidos com um mesmo conjunto de formas através da imposição de taxas de armadura diferenciadas no pavimento. Além disso, o dimensionamento em regime elasto plástico oferece a possibilidade de se determinar com maior precisão os deslocamentos da estrutura, pois considera a diminuição de rigidez dos elementos por fissuração do concreto e escoamento das armaduras, dispensando os procedimentos aproximados na determinação desses efeitos sobre os elementos que compõem o pavimento.

Goulart, em 2008, estudou a contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios. Analisou três edifícios, sendo dois destes com sistema de lajes nervuradas e um de estrutura convencional com laje maciça. Foram obtidos esforços e deslocamentos de 1ª ordem, através dos quais foi calculado o coeficiente γ_z . Tal procedimento foi adotado para cada uma das variações de rigidez dos elementos estruturais propostas pela NBR 6118 (2003), para análise do estado limite último. Os resultados obtidos mostram a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes para os dois edifícios sem pórticos rígidos de vigas e pilares.

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

Borges, em 2009, analisou o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, cuidadosamente estudado de forma a apresentar um comportamento estrutural eficiente. Foram apresentados resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, de análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para ações dinâmicas. Utilizou, para isso, diversos parâmetros de sensibilidade para análise da estabilidade global, tais como índice de esbeltez de corpo rígido, índice de esbeltez efetiva global, rigidez efetiva global, coeficiente γ_z . Determinou as frequências naturais dos modelos em estudo e verificou o conforto humano induzido pelas vibrações devidas ao vento de acordo com os critérios de avaliação propostos

pela NBR 6123 (1988) e por Chang (1967). Como resultados, concluiu que edifícios esbeltos devem merecer tratamento especial desde a concepção arquitetônica, a ter seu comportamento verificado por métodos completos incluindo análises estáticas e dinâmicas.

Em sua tese de doutorado, Oliveira (2009) avaliou a rigidez de pórticos de concreto armado considerando o aspecto tridimensional da estrutura, a interação conjunta dos elementos lajes – vigas – pilares, o fator de carga de colapso plástico, o fator de carga crítica de Euler e as frequências naturais, obtidas através de uma análise de vibrações livres.

Em sua dissertação de mestrado, Barboza (2009) investigou o comportamento estrutural de um edifício com 20 pavimentos quando submetidos a ações estáticas e dinâmicas lineares e não lineares de serviço além das cargas dinâmicas induzidas pelos ventos. Foi visto que há a necessidade de ser tomar cuidados extras na concepção do projeto estrutural quando se tratar de prédios com altos índices de esbeltez e verificar o comportamento do mesmo como o auxílio de metodologias completas que englobem análises estáticas e dinâmicas.

Araújo (2010) elaborou um estudo, a fim de determinar os valores nominais para a rigidez de vigas, pilares e paredes estruturais, necessários para a análise estrutural com vista à obtenção do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Assim, demonstra-se a correlação direta que existe entre esses dois coeficientes, bem como a origem dos valores limites de α , constantes na NBR 6118 (2014). Finalmente, são propostas novas expressões para esses valores limites, levando-se em conta o número de andares do edifício.

Em suas investigações, Ellwanger (2012) estuda a viabilidade e a conveniência de se adotar um limite variável α_1 para o parâmetro de instabilidade de edifícios com estruturas de concreto armado, constituídas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. O autor realiza um resumo da evolução da teoria sobre a análise da estabilidade global de edifícios altos, especialmente sobre a definição da necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem. Na sequência, apresenta-se um detalhado estudo analítico que levou ao estabelecimento de uma fórmula para o limite variável α_1 , seguido de uma série de exemplos para testar a validade da mesma.

Silva Filho (2012) investigou o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de vinte pavimentos quando submetido às ações

dinâmicas do vento não determinísticas. Neste trabalho foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2007). Os resultados de análises não lineares geométricas para as ações de serviço foram apresentados e discutidos. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

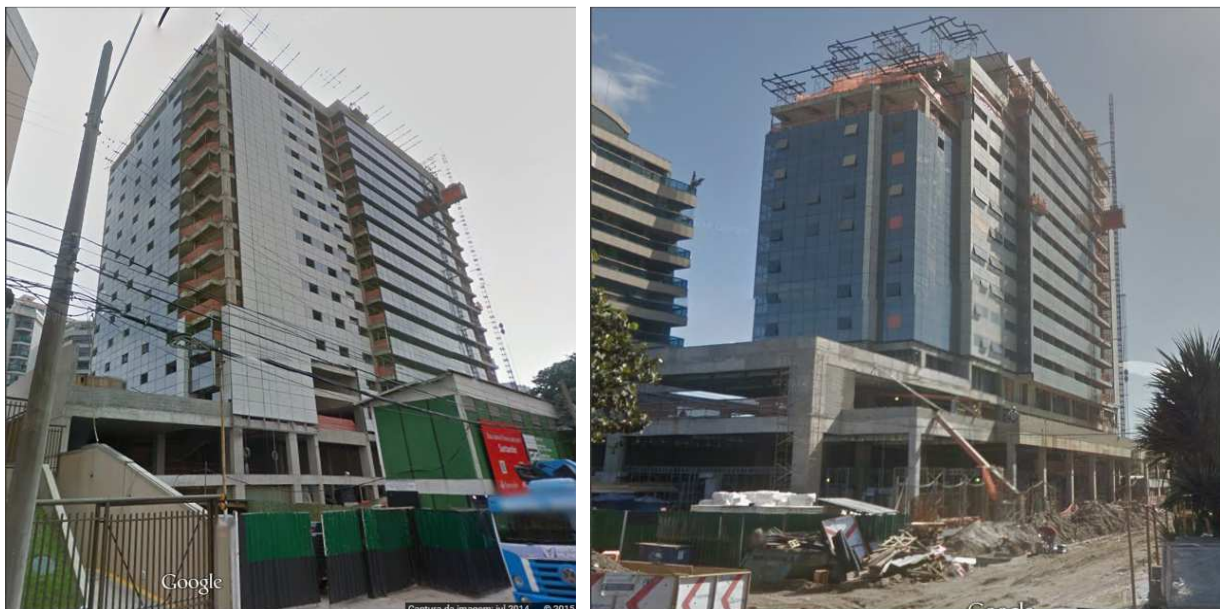
Morais (2014), assim como Silva Filho (2012), investigaram o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos, submetido às ações de cargas de vento não determinísticas. No núcleo interno da edificação três tipos de contraventamentos foram empregados e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

Motivação e objetivos

No que tange ao desenvolvimento de projetos estruturais na cidade do Rio de Janeiro, em especial com edifícios altos, pode-se perceber que clientes e construtoras, cada vez mais, buscam soluções em que as estruturas sejam simplificadas. Uma solicitação frequente dessas construtoras consiste na eliminação do maior número de vigas possíveis, a fim de facilitar a montagem, execução da estrutura e, também, proporcionar liberdade e flexibilização da utilização dos espaços construídos.

As vigas em conjunto com os pilares, compõem os sistemas de contraventamento dos edifícios e, portanto, a eliminação dessas vigas reduz consideravelmente os níveis de rigidez estrutural e, por esta razão, tal eliminação deve ser feita com muita cautela e precisão, principalmente, em edifícios altos e esbeltos. Por outro lado, além da preocupação em relação aos sistemas de contraventamento, as questões associadas a estabilidade estrutural e ao conforto humano dos usuários devem ser igualmente verificadas em estruturas esbeltas.

A Figura 1 ilustra as fotos de dois projetos de edifícios existentes, recém construídos na cidade do Rio de Janeiro, com 23 pavimentos cada um, nos quais foram utilizadas estruturas em concreto armado com número reduzido de vigas.



a) Hotel Windsor, Avenida Lúcio Costa

b) Hotel Windsor, Rua Martinho de Mesquita

Figura 1 - Edifícios em fase final de construção na cidade do Rio de Janeiro.

Deste modo, a motivação principal para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa surgiu da necessidade de contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, no que diz respeito ao desenvolvimento de análises de estabilidade global e de verificações de conforto humano sobre modelos de edifícios altos de concreto armado.

Cabe ressaltar que os principais objetivos da presente dissertação consistem no estudo do comportamento estrutural de edifícios esbeltos de concreto armado, a partir da obtenção dos deslocamentos e esforços, mediante análise estática; determinação das frequências naturais e modos de vibração dos modelos estruturais, via análise modal; investigação dos parâmetros de estabilidade global; e, também, avaliações de conforto humano, com base no emprego de normas e recomendações de projeto.

Estrutura da dissertação

No primeiro capítulo, são apresentados os métodos para determinar as cargas horizontais devido ao vento, tanto utilizadas na análise estática quanto na análise dinâmica, de acordo com a NBR 6123 (1988).

No capítulo dois, são apresentados os critérios de avaliação do conforto humano, considerando o critério proposto pela NBR 6123 (1988) e os critérios formulados por Hirsch & Bachmann (1995).

O capítulo três apresenta os modelos estruturais adotados, mostrando as propriedades físicas e geométricas de cada um deles, comparando as diferenças entre esses modelos.

No quarto capítulo, apresentam-se os modelos estruturais investigados, via método dos elementos finitos, através do programa computacional ANSYS (2007), em que são descritos os elementos finitos discretizados.

No quinto capítulo cada modelo estrutural é analisado estaticamente, considerando a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta o estado limite de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU). Os deslocamentos translacionais horizontais são comparados com os deslocamentos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014). Os esforços de dimensionamento nos pilares mais solicitados são, também, apresentados.

No capítulo seis, referente a estabilidade global, discorre-se sobre os índices e parâmetros utilizados para verificação dos efeitos de 2ª ordem e são apresentados os resultados obtidos para cada modelo estrutural analisado, realizando comparações entre eles. São realizadas, também, novas análises nas estruturas, utilizando o coeficiente γ_z como fator amplificador dos esforços horizontais, a fim de obter os esforços finais (1ª e 2ª ordem) na estrutura.

No capítulo seguinte, são apresentadas as análises de autovalores (frequências naturais) e de autovetores (modos de vibração) dos modelos estruturais em questão. Tais análises são realizadas de modo a se conhecer as frequências naturais mais importantes do modelos estruturais investigados.

No último capítulo, sobre conforto humano, os deslocamentos flutuantes provocados pelo vento são determinados e calcula-se os valores das acelerações das estruturas em estudo, verificando-se suas influências no conforto humano.

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

No presente capítulo demonstra-se, de acordo com a NBR 6123 (1988), como determinar o carregamento horizontal devido ao vento. Primeiramente é apresentado como obter as cargas de vento utilizadas para a análise estática e em seguida as cargas de vento utilizadas para a análise dinâmica. Para análise dinâmica será apresentado o modelo contínuo simplificado.

1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

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

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

Onde :

C_a – Coeficiente de arrasto

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

q_e – Pressão dinâmica do vento

O coeficiente de arrasto C_a , utilizado na Equação (1), é aplicável a corpos de seção constante ou fracamente variável. Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, o coeficiente de arrasto deve ser obtido utilizando o gráfico da Figura 2. Nesta figura, vento é considerado vento de baixa turbulência. Para o caso excepcional de vento de alta turbulência, satisfazendo as exigências apresentadas na NBR 6123 (1988), os coeficientes de arrasto apresentam valores menores e podem ser obtidos por um outro gráfico apresentado pela mesma norma. Como sugestão, é sempre aconselhável adotar o vento de baixa turbulência, por apresentar coeficientes de arrasto a favor da segurança. Os coeficientes devem ser

determinados separadamente para cada direção do vento estudada, através das relações h/l_1 e l_1/l_2 .

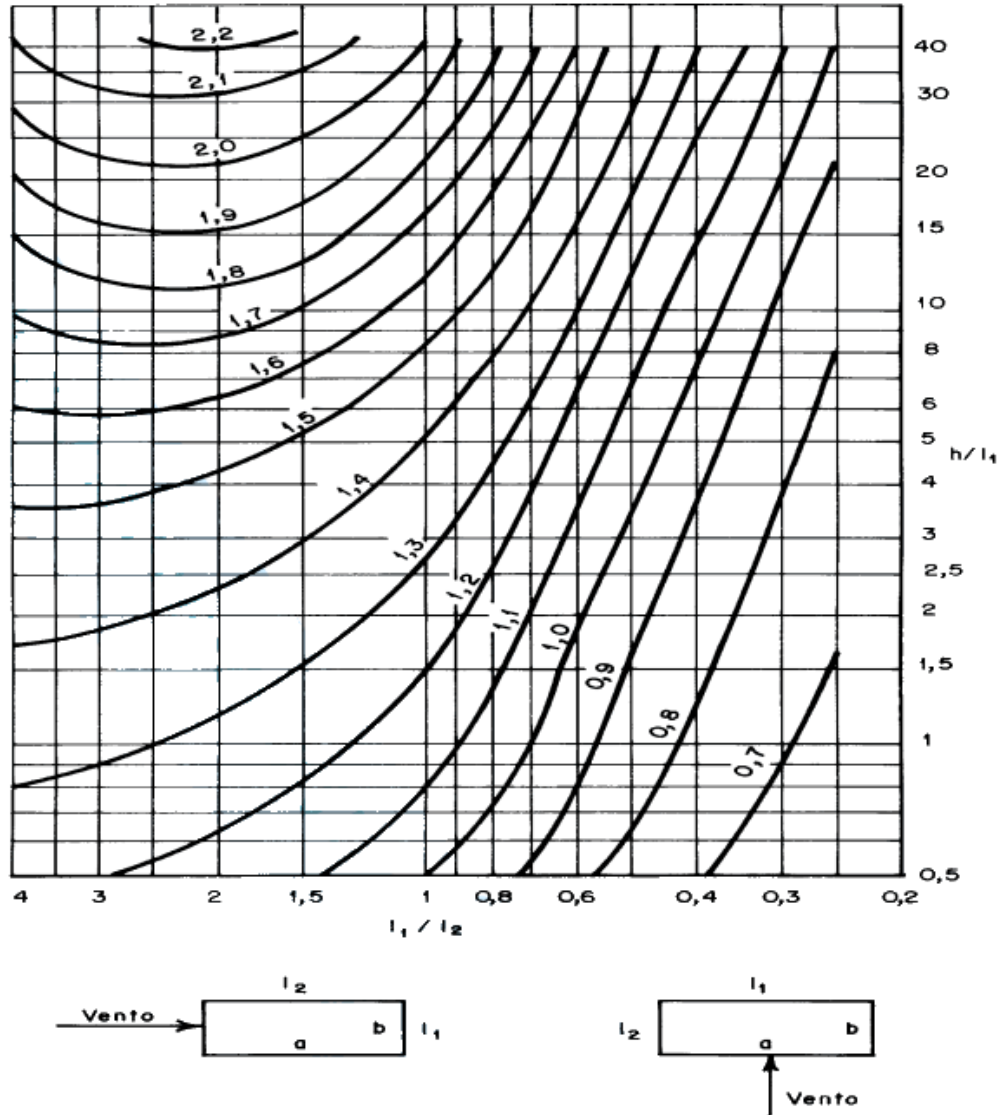


Figura 2 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).

A pressão dinâmica do vento q_e é calculada através da Equação (2) :

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

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

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

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

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

V_0 representa a velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade equivale a uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A NBR 6123 (1988) apresenta um gráfico de isopletras da velocidade básica no Brasil.

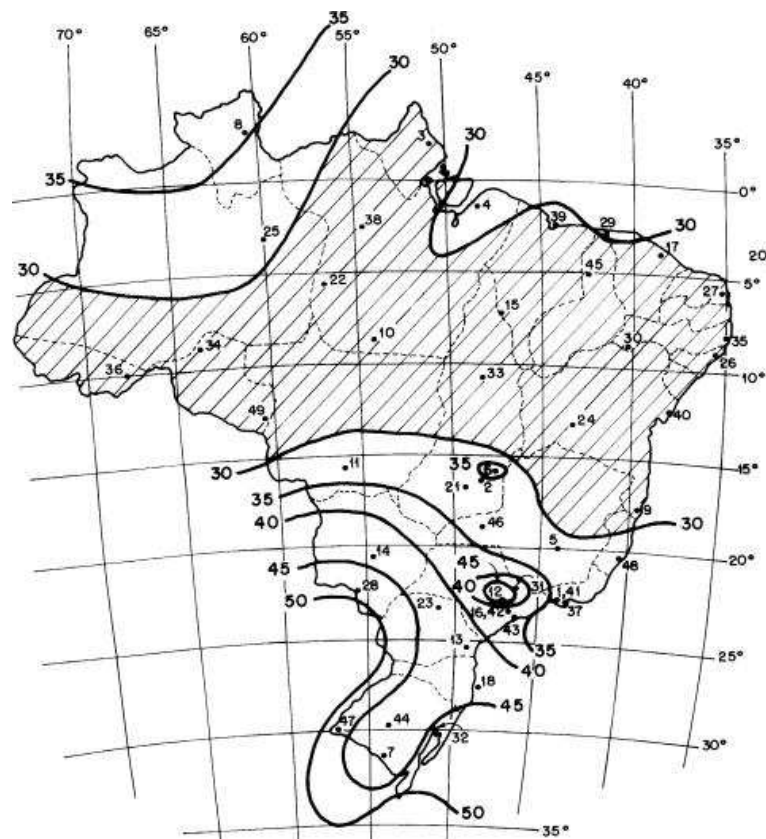


Figura 3 - Isopletras da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).

O fator topográfico S_1 é determinado em função do tipo de relevo onde a edificação se encontra. Três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado ($S_1=1$), vales protegidos de ventos em qualquer direção ($S_1=0,9$) e taludes ou morros (S_1 é uma função de z).

Quando a edificação estiver em terrenos em talude ou morros S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura 4, retirada da NBR 6123 (1988).

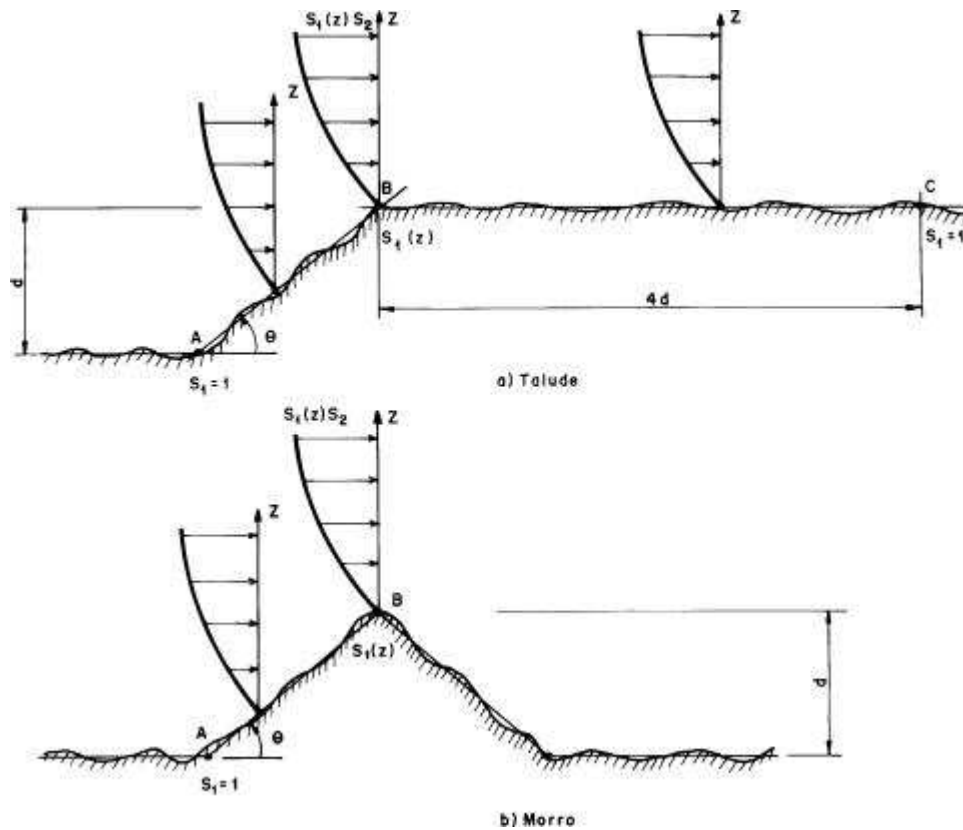


Figura 4 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)].

Se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, da Figura 4, $S_1=1$.

Se a edificação estiver localizada nos pontos B, da Figura 4, S_1 será determinado através das seguintes equações:

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

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

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

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

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

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

onde:

b : parâmetro meteorológico

F_r : fator de rajada

p : expoente da lei potencial de variação de S_2

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

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

Parâmetros considerando uma rajada de 3 s.

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

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63 %. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela 2, com valores mínimos do fator estatístico S_3 . Para determinação deste fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em 5 grupos diferentes.

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

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

De acordo com a Tabela 2, em edificações 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.

Para outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela 3 apresenta valores típicos do fator S_3 , cuja expressão matemática é :

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

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

O vento é uma ação que varia de intensidade no decorrer do tempo de aplicação. Essa variação de velocidade provoca oscilações que podem gerar um desconforto nas pessoas que estão utilizando essas edificações. A NBR 6123 (1988) fornece equações que permitem o cálculo dos deslocamentos horizontais flutuantes, devido a turbulência atmosférica e posterior verificação do conforto humano.

De acordo com a NBR 6123 (1988), no vento natural, a velocidade do vento apresenta flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média. 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 resposta dinâmica total é igual à superposição das respostas média e flutuante.

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

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

onde:

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

A diferença da velocidade média de projeto \bar{V}_p , utilizada para a análise dinâmica, e a velocidade característica V_k , utilizada para a análise estática, é o intervalo de tempo de aplicação da ação do vento. A velocidade V_k é calculado para uma rajada de apenas 3 segundos enquanto a velocidade \bar{V}_p é determinada 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. No presente trabalho, será utilizado apenas o método simplificado, em que a variação da pressão dinâmica com a altura é expressa pela Equação (10) :

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

onde:

- \bar{q}_0 pressão dinâmica , em N/m²
- z altura do elemento sobre o nível do terreno
- z_r altura de referência: $z_r = 10$ m
- h altura total da edificação, em metros
- ξ coeficiente de amplificação dinâmica

Na Equação (10) o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde 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 e são determinados para um intervalo de tempo de 10 minutos. Esses parâmetros estão indicados na 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 utilizados na Equação (9) são diferentes dos mesmos parâmetros p e b utilizados na determinação do Fator S_2 na Equação (7), utilizada para determinação da força estática do vento, estabelecida para uma rajada de 3 segundos.

A Tabela 5, retirada da NBR 6123 (1988), apresenta valores aproximados do parâmetro γ , determinado através do tipo de edificação. Na Tabela 5 também é possível determinar a razão de amortecimento crítico ζ para diversos tipos de estruturas usuais e são apresentadas equações, também aproximadas, que permitem o cálculo da frequência fundamental f_1 (H_z).

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	-

Alternativamente, as frequências naturais podem ser obtidas empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas.

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

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

onde:

\bar{q}_0 : pressão dinâmica em N/m²

\bar{V}_p : velocidade de projeto em m/s

Para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica ξ , utilizado na Equação (10), a NBR 6123 (1988) permite a utilização de gráficos que relacionam as dimensões das edificações com a razão adimensional $\bar{V}_p / f_j L$, sendo $L = 1800\text{m}$. Esses gráficos são apresentados nas Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988). Na Figura 5, é apresentado 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 através da Tabela 5 e h é a altura total da edificação.

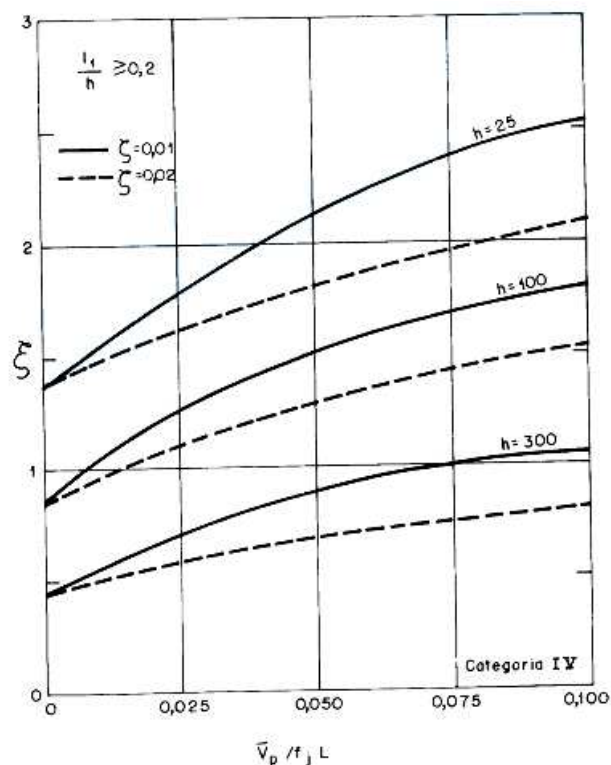


Figura 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV ($L=1800$ m; h em metros).

2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO

Em edificações altas e esbeltas, o vento pode provocar, em determinados instantes, vibrações na estrutura que podem gerar um mal estar nos ocupantes. 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. Outro problema que pode surgir na percepção das vibrações pelos usuários é o estresse causado, baseado no medo de colapso ou danos estruturais. Portanto é necessário que um projeto estrutural garanta que as oscilações que irão ocorrer não sejam sentidas pelos usuários.

O grau de percepção das vibrações depende da aceleração, da frequência da oscilação, do tipo de atividade que a pessoa estiver realizando, da direção que a aceleração atinge o corpo humano, da quantidade de vezes que o evento acontece por dia, do tempo de exposição à vibração e da expectativa de conforto de cada pessoa. O ideal seria que todos esses fatores fossem utilizados na avaliação do conforto humano, porém, a maioria dos critérios de avaliação utilizam meios simplificados, impondo limites a aceleração provocada pelas oscilações. São apresentados a seguir os critérios segundo a NBR 6123 (1988), segundo Hirsch & Bachmann (1995) e os critérios da norma ISO 2631 (1997) e ISO 10137 (2007).

2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

De acordo com a NBR 6123 (1988), em edificações com período fundamental T_1 igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator S_2 . Entretanto, edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta na direção do vento médio.

Segundo a NBR 6123 (1988), no caso de edificações destinadas à ocupação humana, as oscilações induzidas pelas forças flutuantes podem provocar

desconforto nos ocupantes. É estabelecido que a amplitude máxima da aceleração num determinado nível da edificação pode ser calculada através da Equação (12) :

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

onde:

f_j frequência correspondente ao modo j

u_j deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento

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

$$q(z)_{fl} = \bar{q}_0 \cdot b^2 \left[\left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (13)$$

Portanto, deve ser calculada uma força de arrasto F_{fl} , a partir da pressão flutuante $q(z)_{fl}$, através da Equação (14):

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

onde :

C_a – coeficiente de arrasto

A_e – área frontal efetiva sobre o qual o vento atua

$q(z)_{fl}$ – 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 e assim determinado os deslocamentos flutuantes u_j , de forma análoga ao cálculo dos deslocamentos estáticos. De posse dos valores desses deslocamentos é determinada a amplitude da aceleração. De acordo com a NBR 6123 (1988), como indicação geral, a aceleração máxima encontrada pela Equação (12) não deve

superar 0,1 m/s². 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)

Hirsch & Bachmann (1995), mostraram, através de estudos e pesquisas, que o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações, induzidas pela ação do vento em edifícios, é dado em função de valores limites expostos pela aceleração, conforme a Tabela 6, e pela frequência e amplitude máxima, conforme Figura 6.

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)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

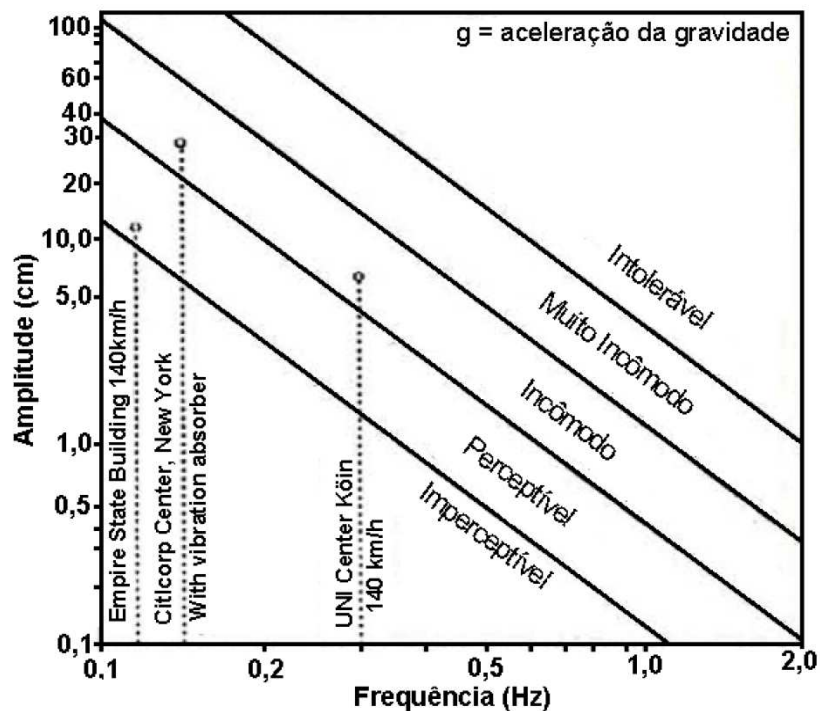


Figura 6 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios-Hirsch&Bachmann(1995).

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

A antiga ISO 2631 (1985) orientava que, para que não houvesse desconforto nem problemas de saúde, frequências na faixa de 0,5 a 80 Hz deveriam ser evitadas por se enquadrarem no limite de percepção e frequências na faixa de 0,1 a 0,5 Hz de enjoo. Eram propostos três níveis diferentes de desconforto humano, assim distinguidos:

- O “limite do conforto reduzido” se aplicava quando atividades tais como comer, ler ou escrever eram perturbadas por vibrações relacionadas ao nível de aceleração.
- O “limite de queda de eficiência” 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. Este “limite de queda de eficiência” era três vezes superior que o limite de conforto reduzido.
- O “limite de tolerância” 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.

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), de acordo com as direções definidas na figura 7.

A Figura 8, ilustrava um critério gráfico para o caso de aceleração longitudinal, indicando diferentes tempos de exposição. Já a Figura 9, mostrava o correspondente critério para acelerações transversais. Estas 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.

O limite de tolerância era obtido multiplicando a aceleração por 2, já o limite de conforto reduzido, dividindo a aceleração por 3,15, obtendo-se assim aceleração pico para cada limite.

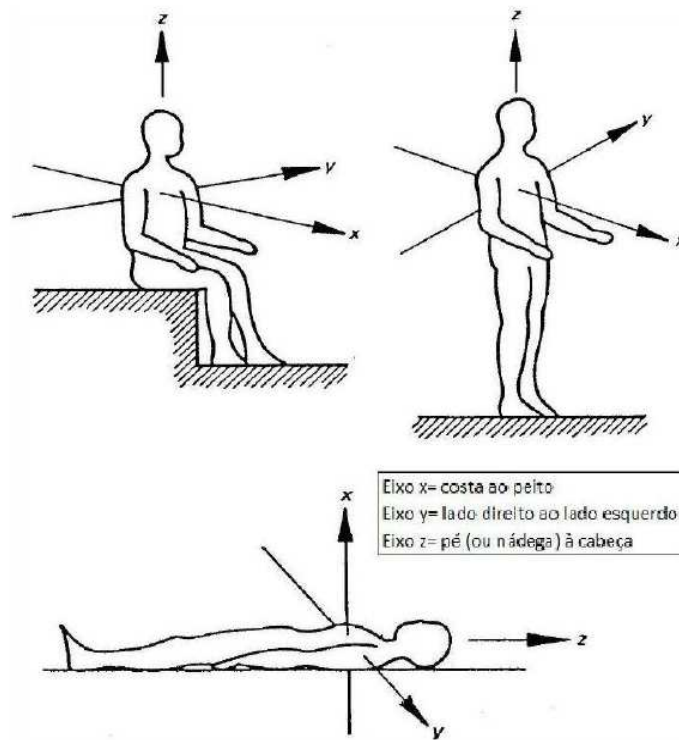


Figura 7 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997)

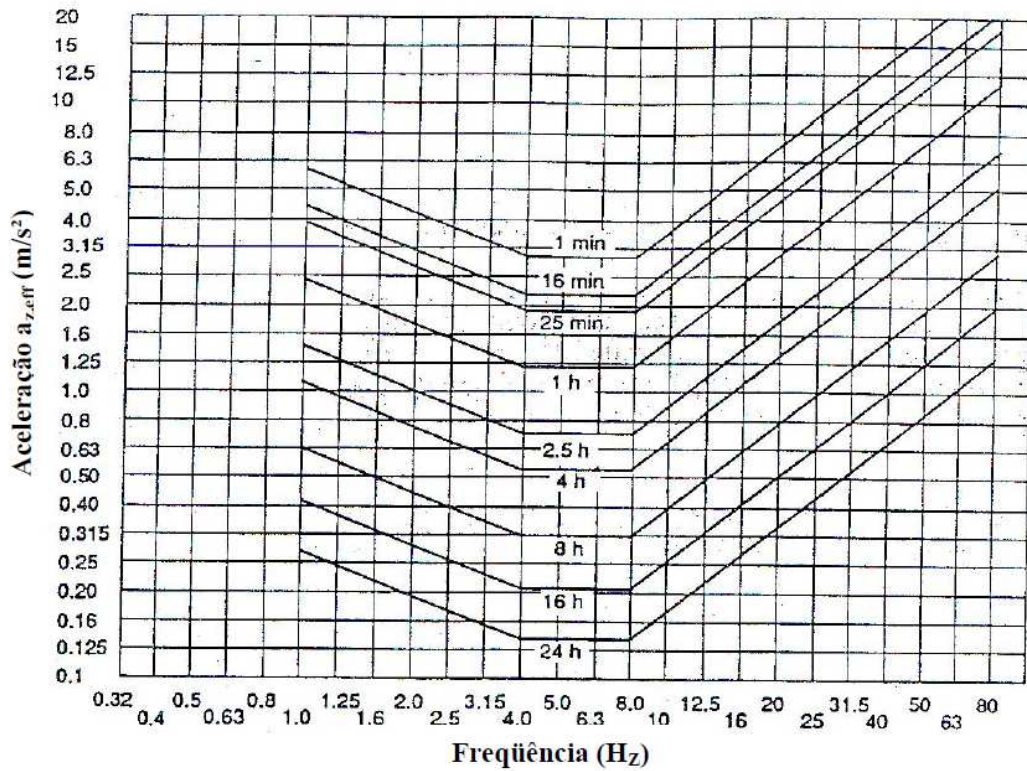


Figura 8 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z, ISO 2631(1985).

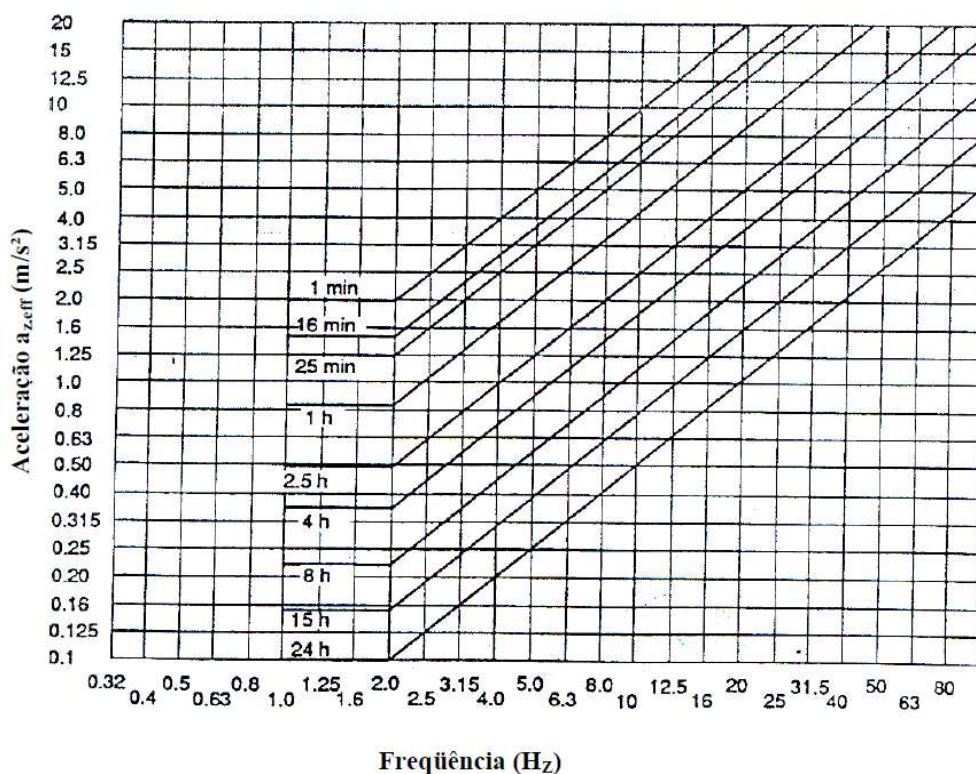


Figura 9 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985).

Atualmente, a ISO 2631 (1997), que substituiu a norma anterior, ISO 2631 (1985), não apresenta os critérios expostos anteriormente (item 2.3), além de não apresentar limites de exposição à vibração, definindo apenas um método para avaliação de exposição à vibração de corpo inteiro.

No prefácio da norma ISO 2631 (1997) explica-se que os critérios adotados anteriormente, na norma ISO 2631 (1985), referentes aos efeitos sobre as pessoas provocados pelo tempo de exposição poderiam ser os mesmos para situações distintas (saúde, eficiência no trabalho e conforto). Entretanto, cabe ressaltar que tais concepções não foram comprovadas por testes experimentais e, deste modo, foram desconsideradas na versão atual da norma ISO 2631 (1997).

No anexo C da norma ISO 2631 (1997) explica-se que o conforto devido a vibrações depende de muitos 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, tais como barulho acústico e temperatura. Portanto, não é definido um limite, e 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, além do já exposto, 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.

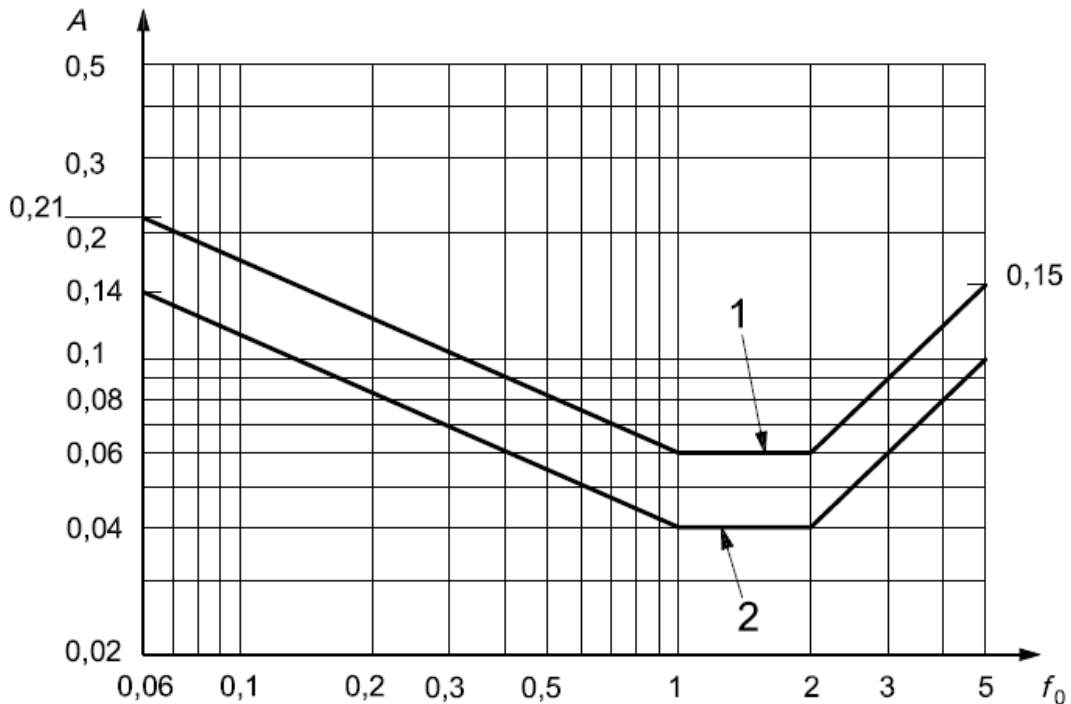
2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)

Atualmente, as normas europeias indicam como referência de avaliações do conforto humano a ISO 10137 (2007), cujo Anexo D traz orientações para a resposta humana a movimentos em edifícios provocados pelo vento. De modo a manter dentro de limites aceitáveis as condições de vida diária relativas à resposta humana às acelerações horizontais dos edifícios provocadas pela ação do vento com retornos de 1 ano, é necessário aplicar critérios de avaliação.

A orientação fornecida neste anexo refere-se a um escritório comercial e a uma ocupação residencial. 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.

Basicamente, o critério apresentado se dá por avaliação do pico de aceleração para a primeira frequência natural. São apresentados ábacos em que aparecem 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 próximo do nível de 90% de probabilidade de percepção. As curvas foram obtidas através 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 10.



Onde

- A pico de aceleração , m/s²
- f_0 primeira frequência natural da estrutura
- 1 curva para escritórios
- 2 curva para residências

Figura 10 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).

Comparando-se o limite da NBR 6123 (1988) com o gráfico acima, pode-se verificar que, no caso de residências, para frequências acima de 0,15 Hz, a curva de aceitabilidade fica abaixo de 0,1m/s², o que aparentaria ser a avaliação proposta pela ISO 10137 (2007) mais rigorosa que a NBR 6123 (1988). Porém, as duas avaliações não podem ser comparadas diretamente, pois os tempos de recorrência propostos em cada critério de avaliação são bastante diferentes. Enquanto que a NBR 6123 (1988) estipula-se que o limite 0,1m/s² deve ser avaliado para um período de recorrência de 10 anos, o critério da ISO 10137 (2007) diz respeito a 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, desta forma, os valores das acelerações também são menores.

Com a finalidade de 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.

Considerando-se, de forma simplificada, que os deslocamentos horizontais são diretamente proporcionais às forças horizontais aplicadas, os deslocamentos para o período de 1 ano serão aproximadamente 0,479 dos deslocamentos para 10 anos. Como, a aceleração é uma função dos deslocamentos, ver Equação (12), a aceleração para um período de 1 ano será 0,479, no que diz respeito ao período de 10 anos. Portanto, 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).

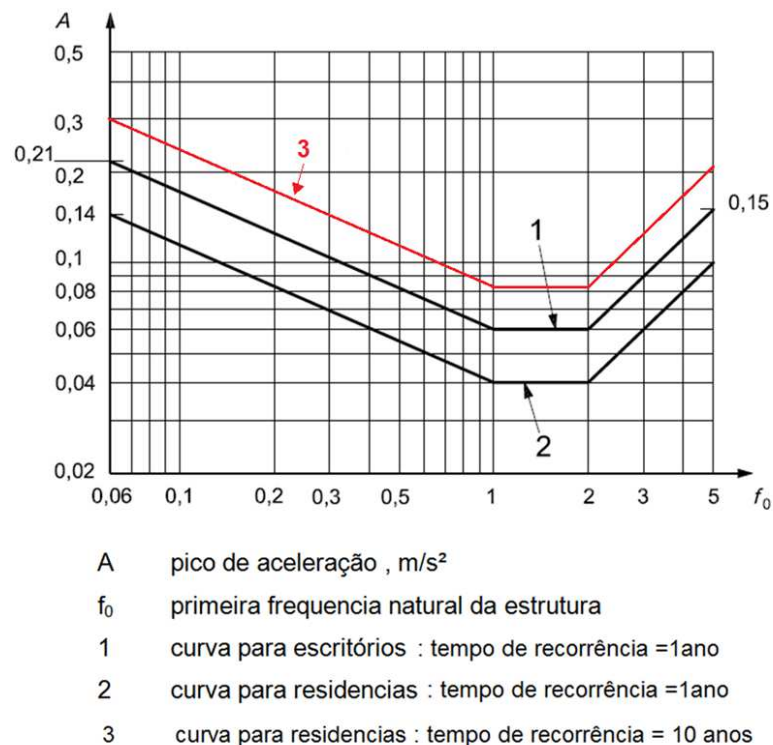


Figura 11 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007).

3 MODELOS ESTRUTURAIS

No presente capítulo são apresentadas as principais características referentes aos modelos estruturais em análise, destacando-se as propriedades físicas e geométricas de seus elementos estruturais, bem como os materiais empregados.

As edificações em estudo correspondem a prédios residenciais cuja estrutura é constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O concreto estrutural utilizado nos modelos possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 45 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 34 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³.

Em relação às variações nos modelos estruturais foram estudadas quatro situações de projeto distintas, variando-se, primeiramente, o número de pavimentos e, posteriormente, retirando-se as vigas de periferia e as vigas das varandas dos modelos, gerando modelos estruturais menos rígidos. Nas Figuras 12 e 13 são apresentadas as plantas estruturais dos modelos. Na Tabela 8 é apresentado um resumo com as diferenciações de cada modelo estrutural investigado.

Tabela 8 - Características de cada modelo.

Modelos	Número de pavimentos	Pé direito (m)	Altura total (m)	Estrutura
Modelo A	20	3	60	Com vigas
Modelo B	30	3	90	Com vigas
Modelo C	20	3	60	Sem vigas de periferia e vigas nas varandas
Modelo D	30	3	90	Sem vigas de periferia e vigas nas varandas

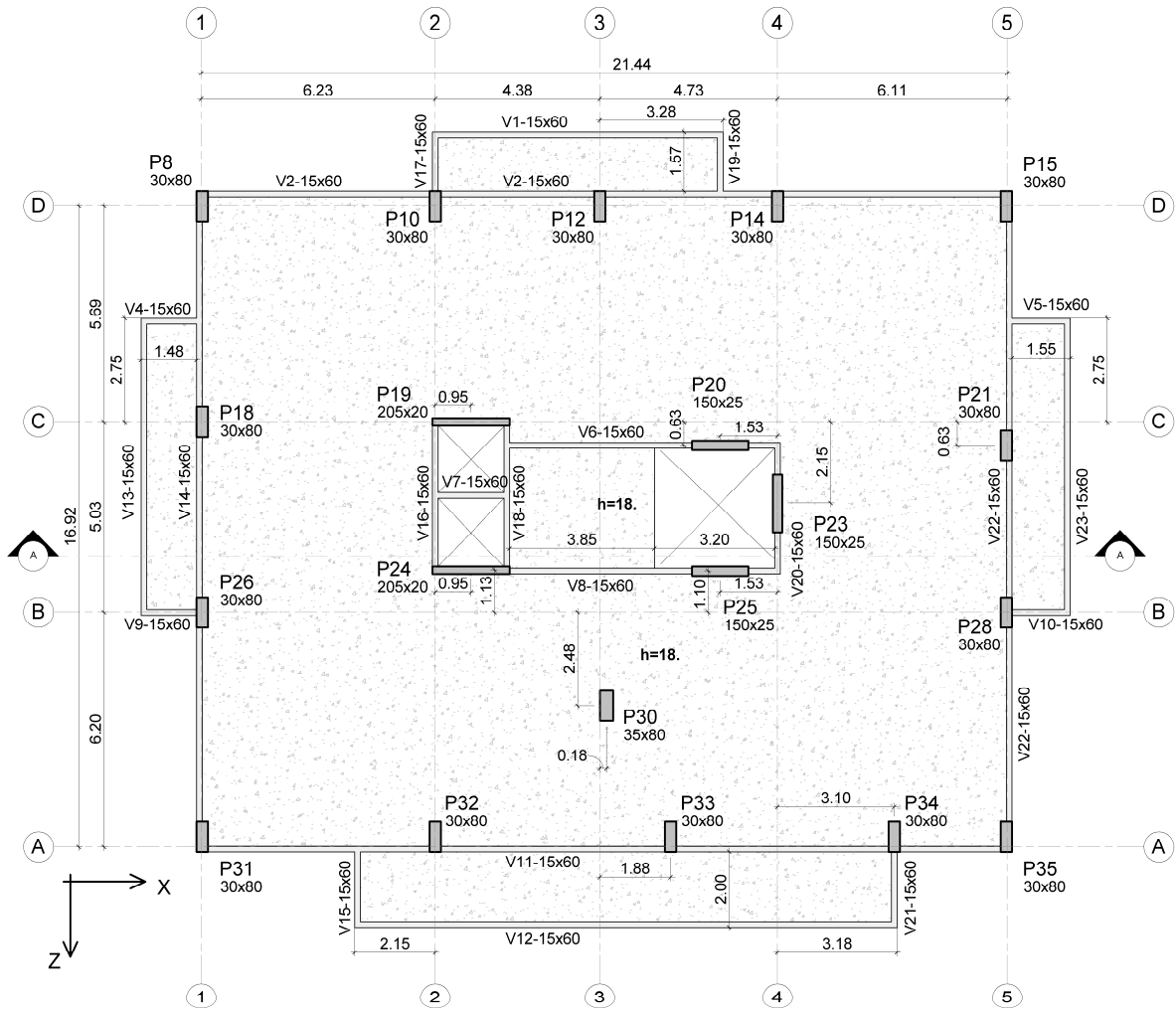


Figura 12 - Planta estrutural - Modelos A e B - Unidades em metro.

Nos Modelos A e B, as varandas e as bordas externas das lajes apresentam vigas com seções iguais a 15x60 cm, nos Modelos C e D, essas vigas são eliminadas. Na Tabela 9 são descritas as propriedades geométricas das vigas existentes nos modelos estruturais.

Tabela 9 - Propriedades geométricas das vigas

Vigas	Modelos A e B	Modelos C e D
V1 ; V4 ; V5 ; V9 ; V10 ; V12 ; V13 ; V15 ; V17 ; V19 ; V21 ; V22 ; V23	15x60 cm	(sem vigas)
V2 ; V11; V14 ; V22	15x60 cm	(sem vigas)
V6 ; V7 ; V8 ; V16 ;V18 ; V20	15x60 cm	15x60 cm

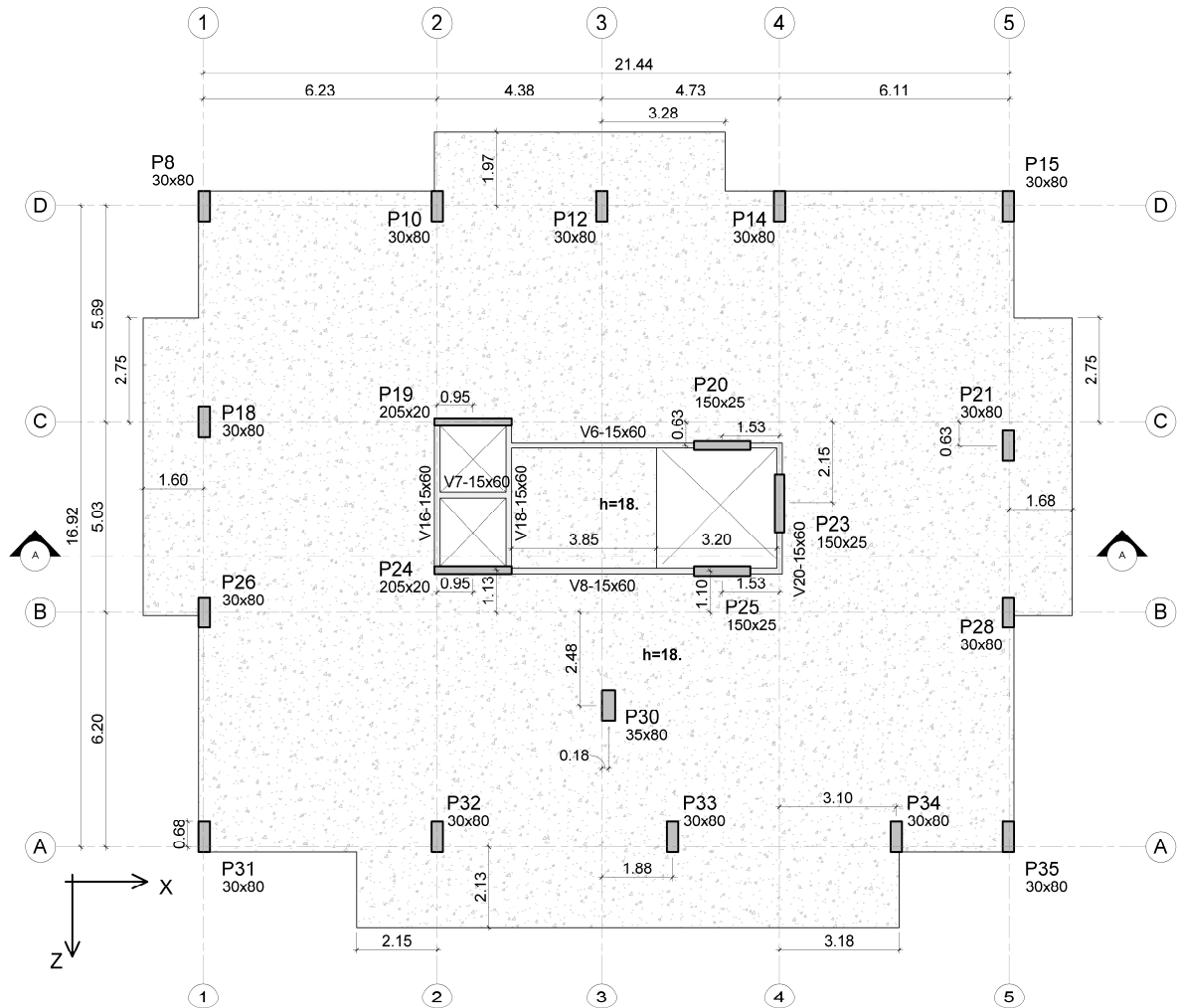


Figura 13 - Planta estrutural - Modelos C e D - Unidades em metros.

Na Tabela 10, são apresentadas as propriedades geométricas dos pilares, idênticos para os 4 modelos estruturais. Nas Figuras de 14 a 20 são apresentados cortes e detalhes que ilustram os modelos estruturais investigados.

Tabela 10 - Propriedades geométricas dos pilares.

Pilares	Dimensão (cm)	
	X	Z
P8 ; P10 ; P12 ; P14 ; P15 ; P18 ; P21 ; P26 ; P28	30	80
P30	35	80
P19 ; P24	205	25
P20 ; P25	150	25
P23	25	150

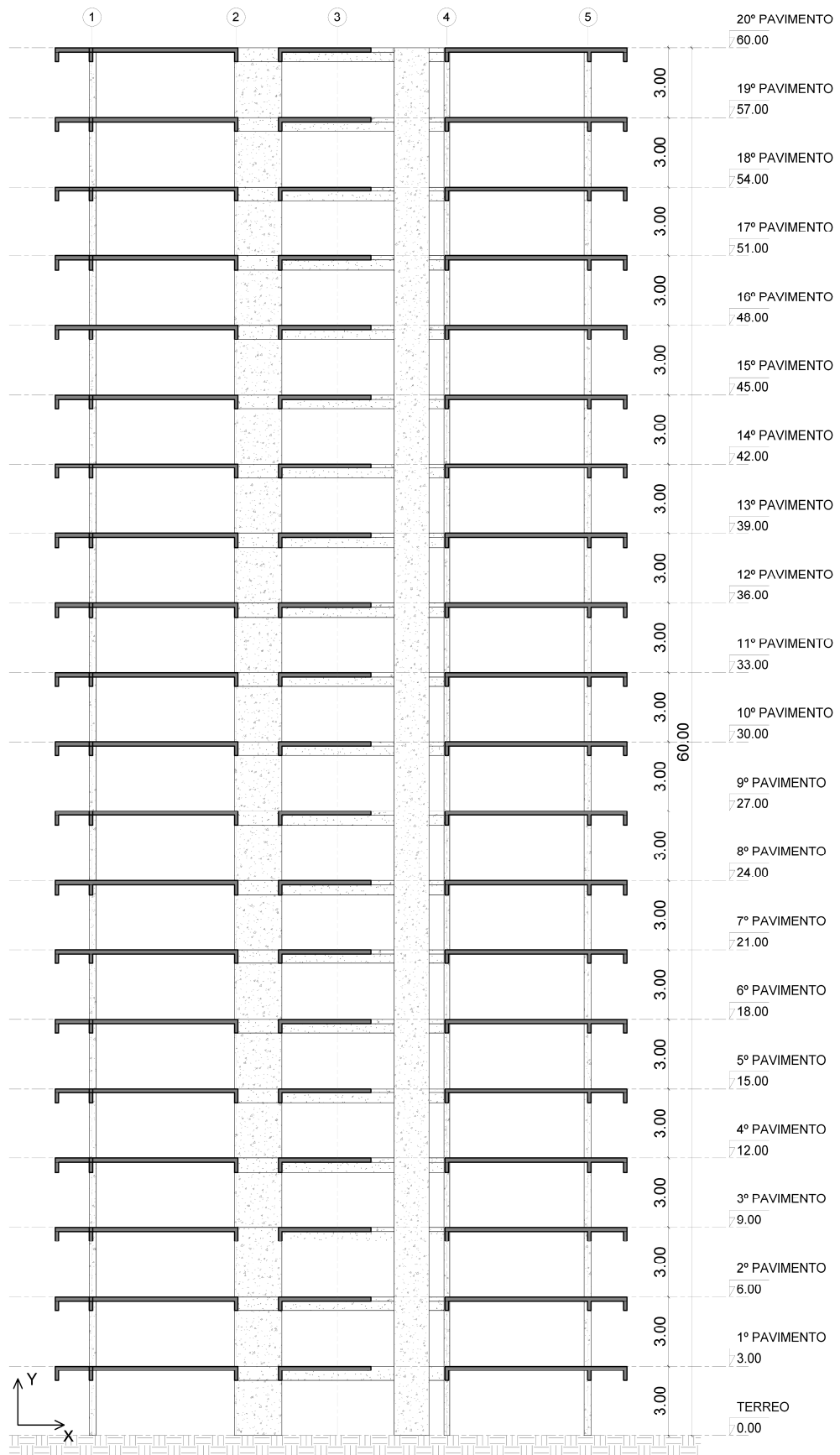


Figura 14 - Corte A - Modelo A - Unidades em metro.

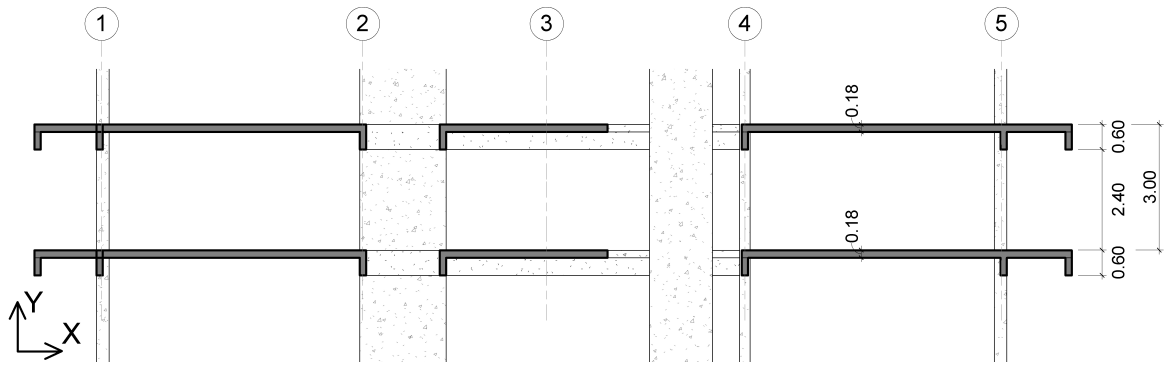


Figura 15 - Corte A - Pavimento tipo - Modelos A e B - Unidades em metro.

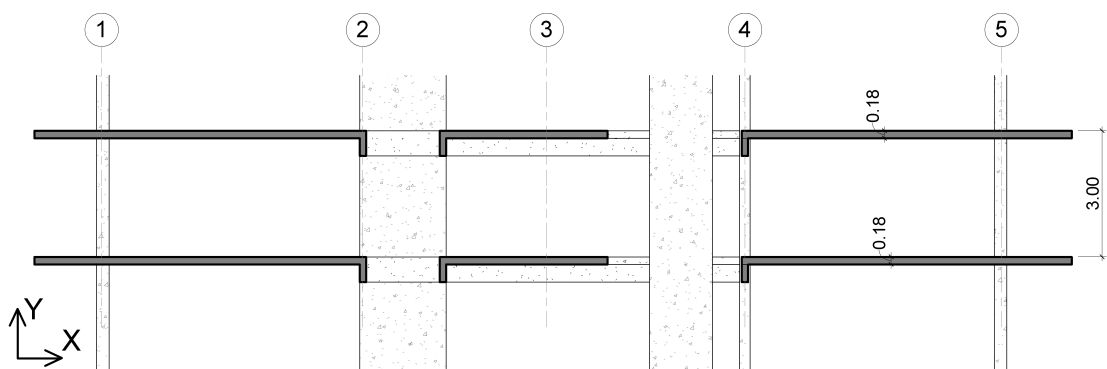


Figura 16 - Corte A - Pavimento tipo - Modelos C e D - Unidades em metro.

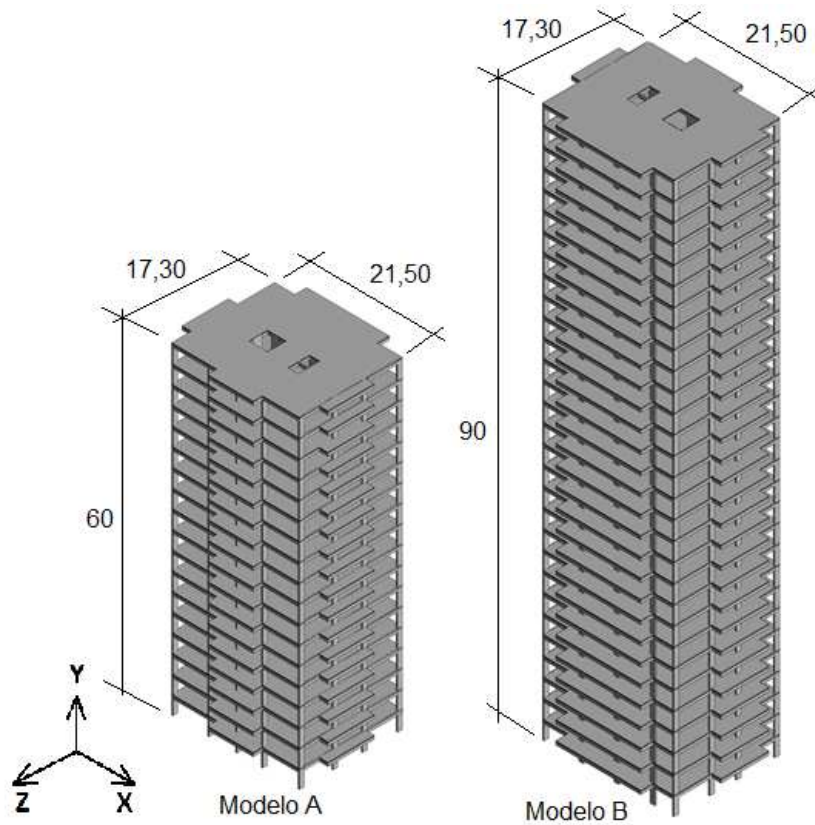


Figura 17 - Perspectivas Modelos A e Modelo B - Unidades em metro.

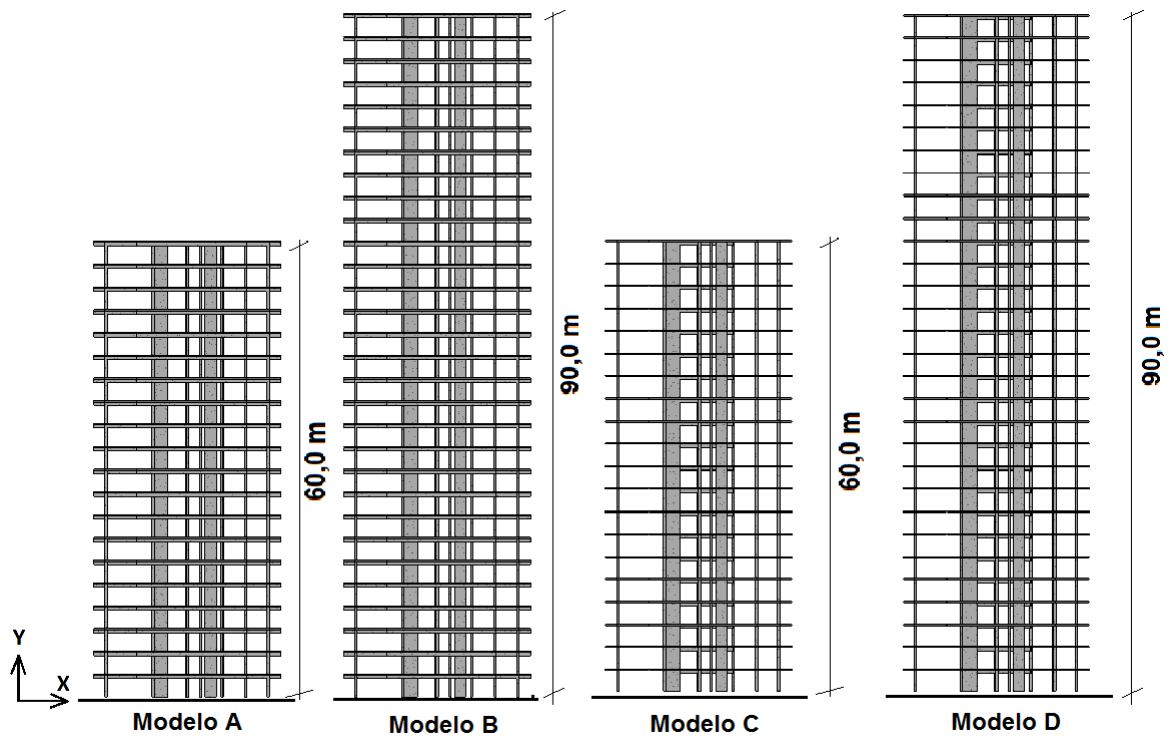


Figura 18 - Vistas Frontais - Unidades em metro

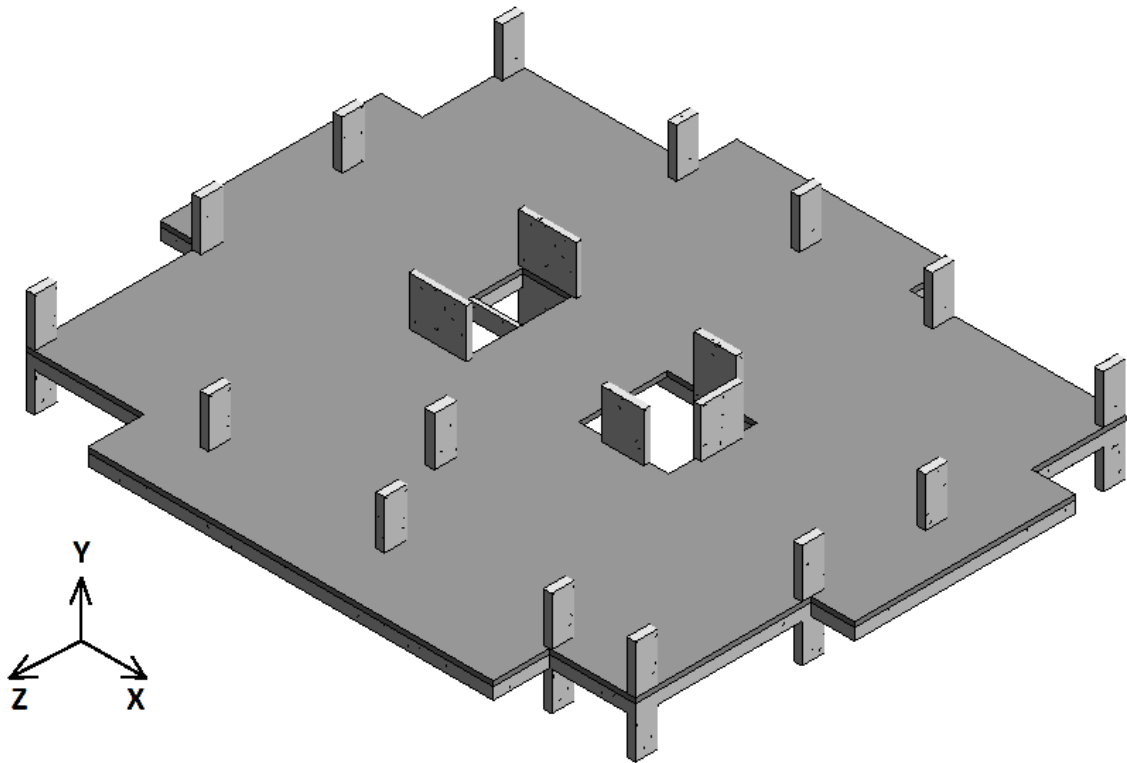


Figura 19 - Perspectiva pavimento tipo - Modelos A e B

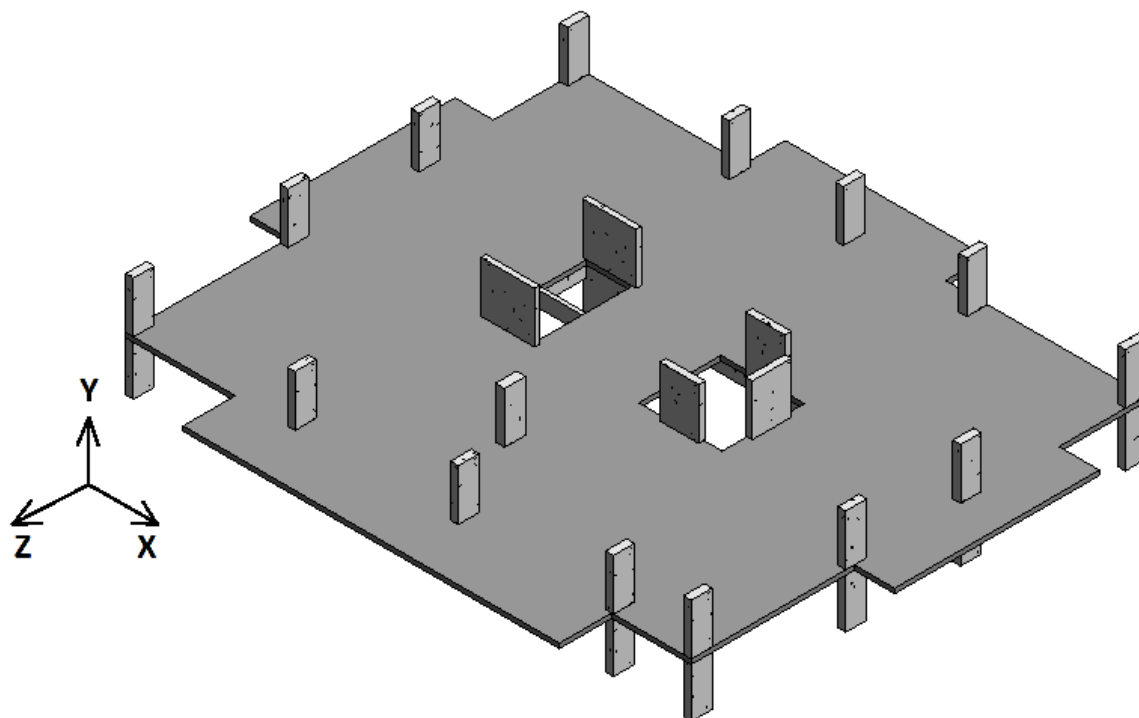


Figura 20 - Perspectiva pavimento tipo - Modelos C e D

Os Modelos Estruturais A e B, apesar de não possuírem vigas dividindo os vãos internos das lajes, conseguem, com as vigas de periferia, formar alguns pórticos, constituídos por vigas e colunas, que ajudam no contraventamento da estrutura. Nos Modelos C e D, a ausência destas vigas de periferia, provoca uma situação em que o sistema de contraventamento fica a cargo basicamente dos pilares. A contribuição das lajes na rigidez da estrutura, apesar de importante neste caso, é pequena e merece muita atenção, tanto que, a NBR 6118 (2014), determina a redução da rigidez das lajes à flexão, para as análises nos estados limites últimos (ELS; regime fissurado), considerando essa redução igual a $0,3 E_{ci} I_c$. Este assunto será tratado com mais atenção no Capítulo 5.

No decorrer deste trabalho serão apresentados critérios de avaliação da estabilidade e rigidez da estrutura, em que se compara os quatro modelos adotados, de modo a verificar a importância das vigas de periferia existentes nos Modelos Estruturais A e B.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

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

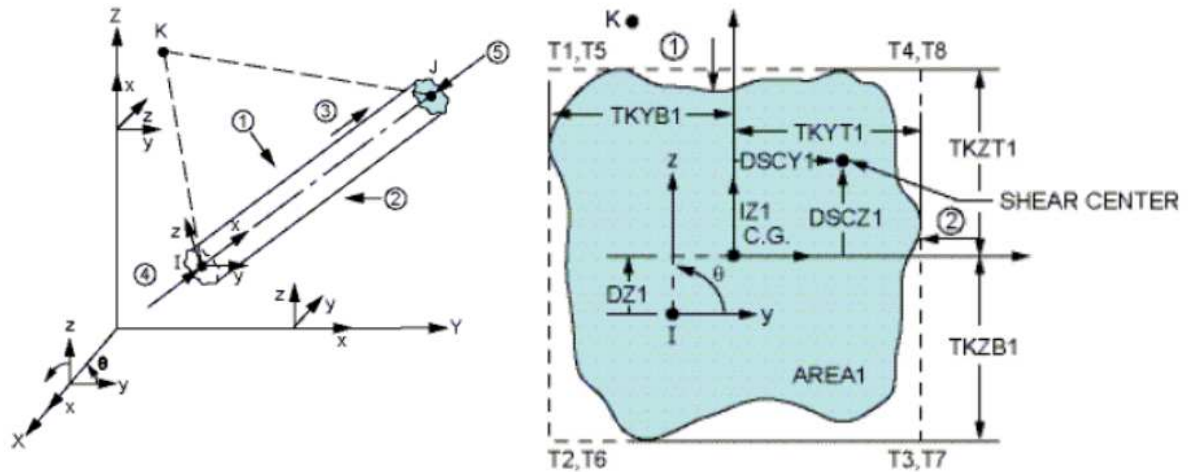
Assim, o método dos elementos finitos deixou de ser apenas mais um método numérico restrito ao uso acadêmico para se tornar uma metodologia corrente de análise e projeto, empregado em diversas áreas de conhecimento, respaldado pelo emprego de programas computacionais, como o ANSYS (2007). Atualmente,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

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

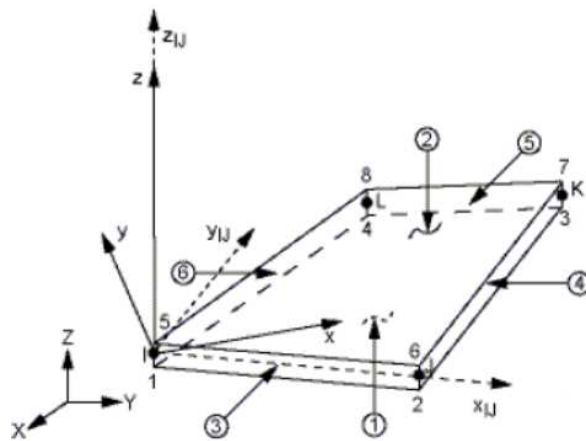
As vigas e colunas em concreto são representadas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. Para tal, usa-se o elemento finito BEAM44, que possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z . Este elemento permite a utilização de diferentes geometrias nas extremidades opostas da barra. A orientação do elemento vai do nó I para o nó J, sendo esse eixo o x . Os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal. A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centróide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo. Essa excentricidade deve ser considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais da estrutura.

A laje em concreto é simulada por meio de elementos finitos de casca. Para tal simulação foi usado o elemento finito SHELL63, que é definido por quatro nós. O

elemento tem seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z . Na Figura 21, são apresentados os elementos finitos adotados e, na Figura 22, são apresentados os Modelos A e C, discretizados.



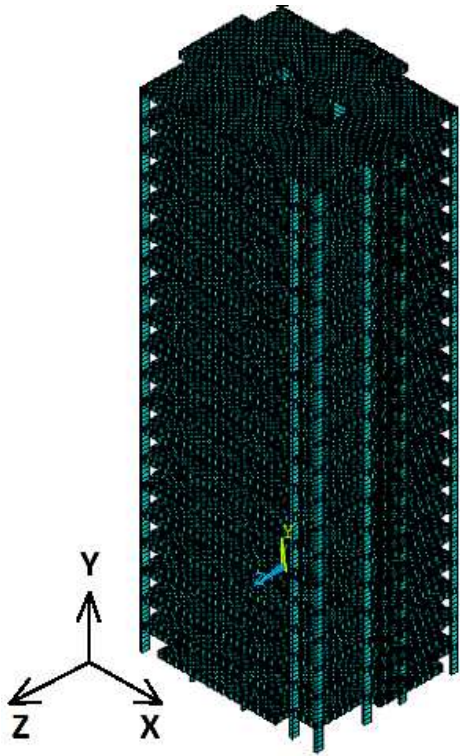
a) Elemento finito tridimensional BEAM44.



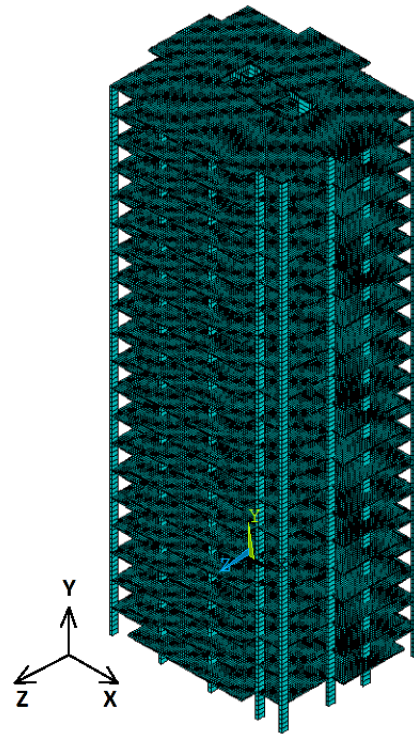
b) Elemento finito SHELL63

Figura 21 - Elementos finitos adotados.

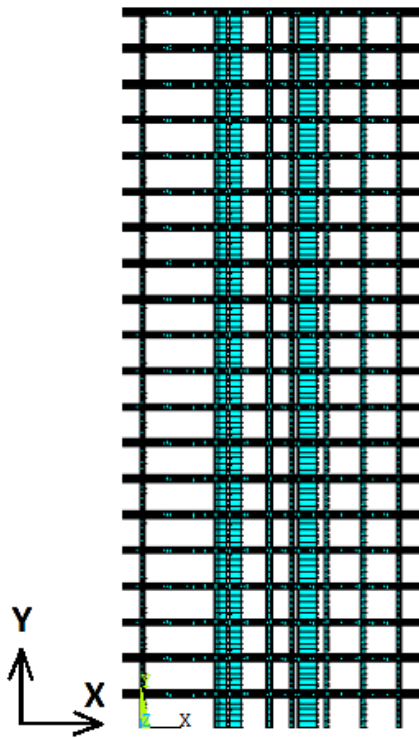
Nas figuras de 22 a 25 são ilustrados os modelos estruturais discretizados utilizando o programa computacional ANSYS (2007).



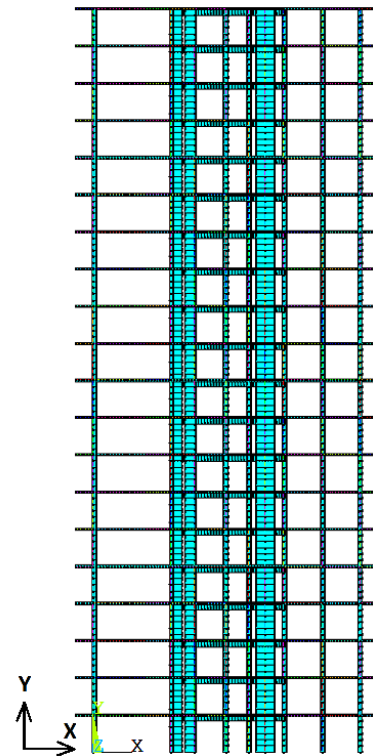
a – Perspectiva Modelo A



b – Perspectiva Modelo C



c – Vista frontal Modelo A



d – Vista frontal Modelo C

Figura 22 - Modelos Computacionais A e C no ANSYS (2007).

Nas análises, considera-se que a estrutura trabalha no regime linear elástico e que as seções permanecem planas no estado deformado. São utilizadas, também, conexões rígidas do tipo “off-set”, de forma a se garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de casca e os nós dos elementos de viga tridimensionais. As condições de contorno consideradas nesta análise restringem os nós da base, de modo que os mesmos estejam impedidos de se deslocarem translacionalmente, na horizontal e na vertical.

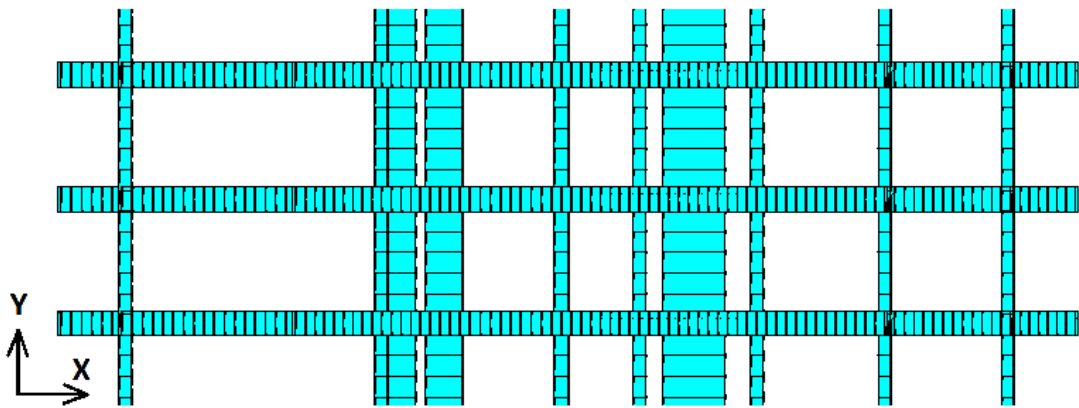


Figura 23 - Corte A - Modelo computacional - Modelos A e B.

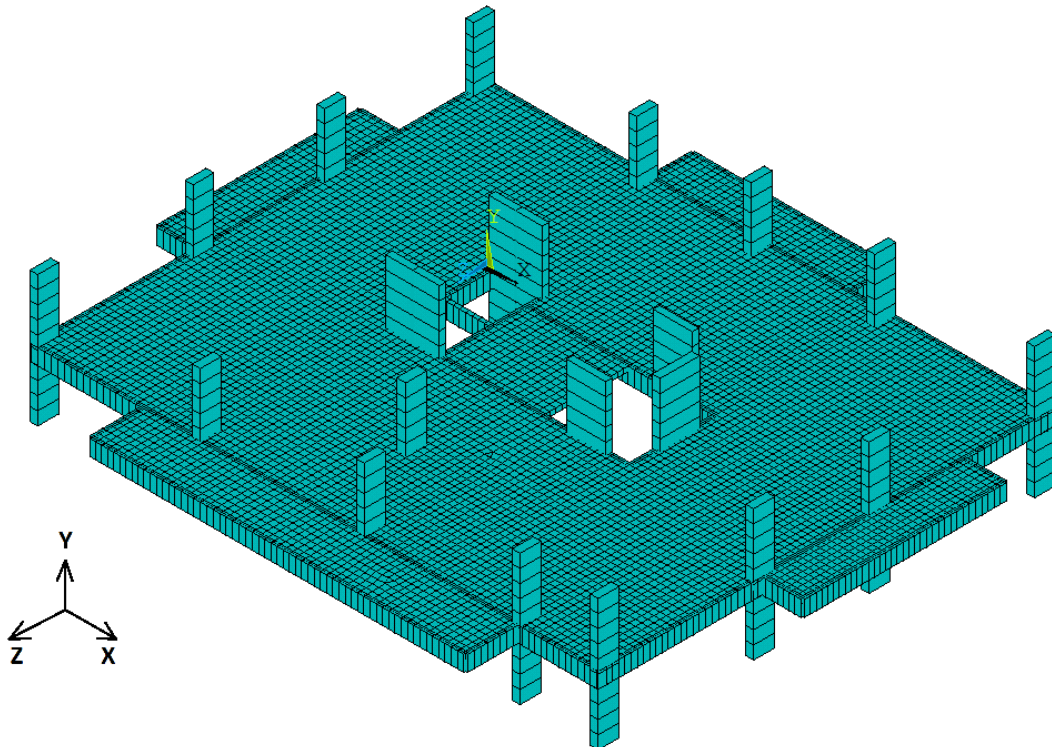


Figura 24 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelos A e B

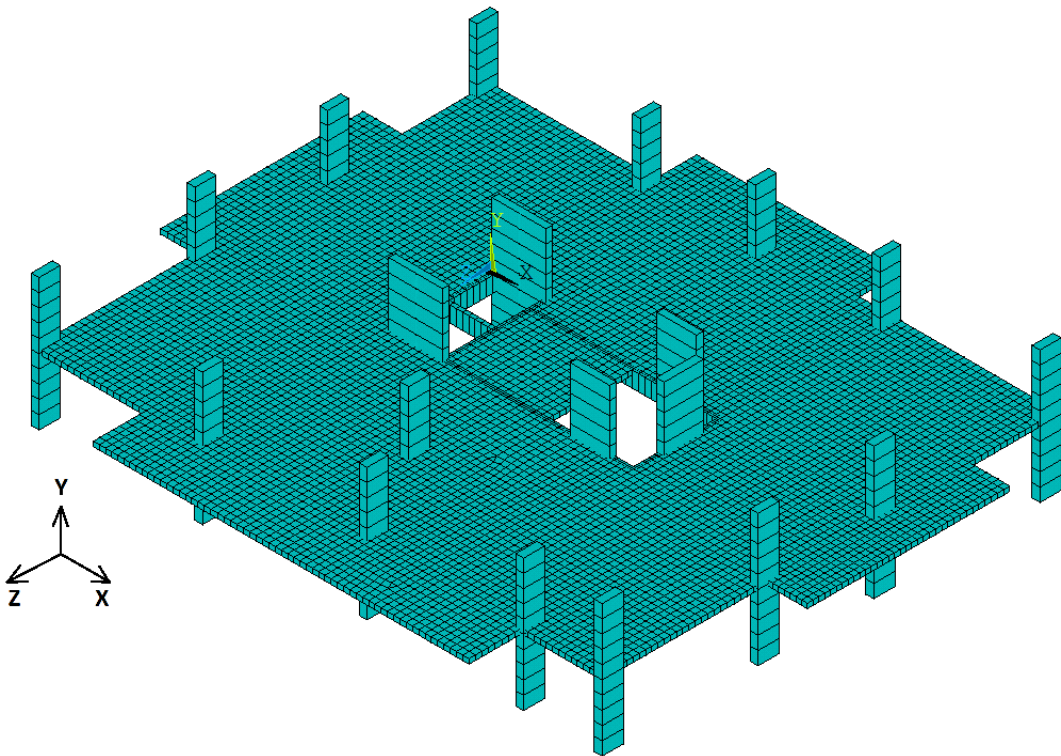


Figura 25 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelos C e D

Tabela 11 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo.

Modelos	Numero de nós	Número de elementos	Número de graus de liberdade
Modelo A	155042	163920	930186
Modelo B	232552	245880	1395246
Modelo C	155042	153120	930186
Modelo D	232552	229680	1395246

5 ANÁLISE ESTÁTICA

Nesse capítulo, são apresentados os resultados das análises estáticas. Considerou-se a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta o estado-limite de serviço e o estado limite último.

5.1 Descrição dos carregamentos

Os carregamentos adotados para a análise estática foram separados em:

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

5.1.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos estruturais em estudo

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado diretamente pelo programa ANSYS, considerando toda a estrutura em concreto armado com peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. As cargas devido a alvenaria foram calculadas considerando estas como blocos cerâmicos com revestimentos tradicionais (chapisco, emboço, reboco e pintura), tendo 13 cm de espessura total, com peso específico igual 14 kN/m³.

A quantidade total de alvenaria foi calculada de acordo com a planta de arquitetura apresentada na Figura 26. O peso total da alvenaria foi distribuído uniformemente sobre as lajes, chegando ao valor de 2,8 kN/m². Foi considerada também uma carga permanente de revestimento sobre os pisos igual a 1,0 kN/m². A Tabela 12 apresenta os valores das cargas verticais aplicados na estrutura.

Tabela 12 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura

Ações	Abreviatura	Tipo	Valores
Peso próprio da estrutura	PP	permanente	2500 Kg / m ³
Revestimentos no piso	CP ₁	permanente	100 Kg / m ²
Alvenarias	CP ₂	permanente	280 Kg / m ²
Sobrecarga de utilização	SC	variável	150 Kg / m ²

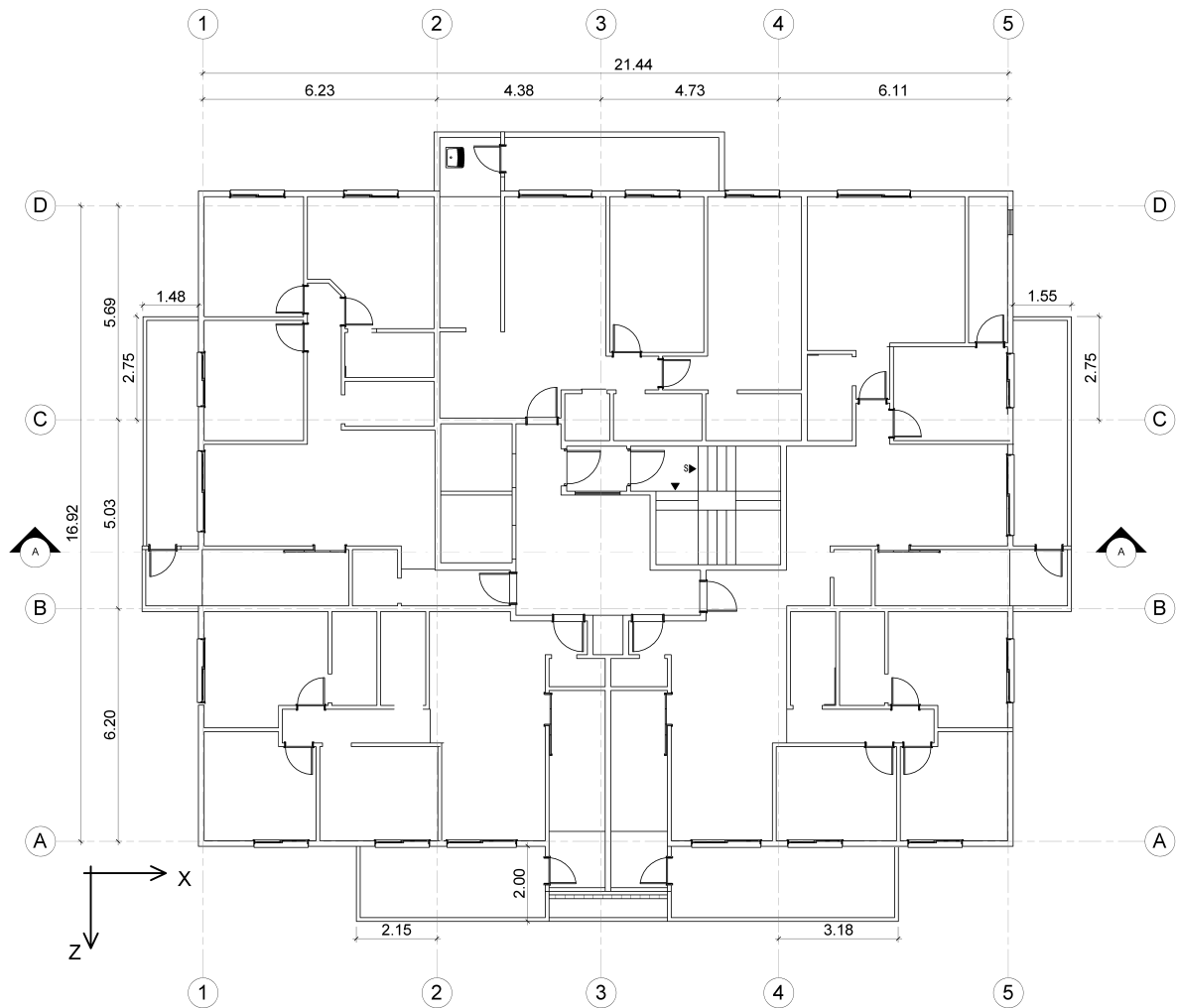


Figura 26 - Planta de arquitetura - Unidades em metros.

5.1.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo

Para determinação das cargas horizontais devido ao vento, de acordo com a NBR 6123 (1988), primeiramente é necessário classificar a edificação e o terreno onde a mesma será executada. Seguem as classificações adotadas para os modelos estruturais em estudo :

- Terreno plano ou fracamente acidentado
- Categoria IV : Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados.
- Classe B : Toda edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m.
- Grupo 2 : Edificações para hotéis e residências

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

- Fator topográfico $S_1 = 1,00$
- Parâmetro $b = 0,85$
- Parâmetro $p = 0,125$
- Parâmetro $F_r = 0,98$
- Fator estatístico $S_3 = 1,00$ (tempo de recorrência :50 anos)

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 .

Para simplificar o entendimento da aplicação das cargas de ventos, os mesmos foram nomeados em vento frontal ou vento lateral, conforme a Figura 27.

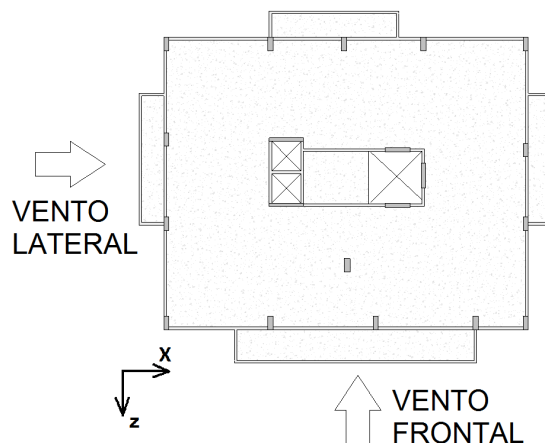


Figura 27 - Direções da ação do vento adotadas.

Os coeficientes de arrasto utilizados foram determinados para cada modelo e para cada direção de vento adotados, utilizando a Figura 2. Na Tabela 13, são apresentados os coeficientes de arrasto encontrados para os modelos em estudo.

Tabela 13 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.

Direção do vento	Modelos A e C	Modelos B e C
Vento Frontal	1,35	1,40
Vento Lateral	1,25	1,32

Na modelagem, a força de arrasto devido ao vento foi aplicada nos nós dos encontros dos pilares de fachada em cada pavimento. Cada pilar recebeu um força devido à uma área de contribuição. Nas Tabelas 14 a 17 são apresentadas as cargas de vento aplicadas em cada modelo estrutural em estudo. Nestas tabelas a pressão de vento está multiplicada pelo coeficiente de arrasto.

Tabela 14 - Cargas horizontais devido ao vento frontal nos Modelos A e C.

Piso	Cota z(m)	Pressão $q.C_a$ (kN/m ²)	Força horizontal devido ao vento frontal (kN)					Força total por pavimento (kN)
			P31	P32	P33	P34	P35	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,52	4,90	9,78	9,51	7,03	2,39	33,61
2º pav	6	0,62	5,83	11,63	11,31	8,36	2,84	39,97
3º pav	9	0,69	6,45	12,87	12,52	9,25	3,14	44,23
4º pav	12	0,74	6,94	13,83	13,45	9,94	3,38	47,53
5º pav	15	0,78	7,33	14,62	14,22	10,51	3,57	50,26
6º pav	18	0,81	7,68	15,30	14,89	11,00	3,74	52,60
7º pav	21	0,85	7,98	15,90	15,47	11,43	3,89	54,67
8º pav	24	0,88	8,25	16,44	16,00	11,82	4,02	56,52
9º pav	27	0,90	8,49	16,93	16,47	12,17	4,14	58,21
10º pav	30	0,93	8,72	17,39	16,91	12,50	4,25	59,77
11º pav	33	0,95	8,93	17,81	17,32	12,80	4,35	61,21
12º pav	36	0,97	9,13	18,20	17,70	13,08	4,45	62,55
13º pav	39	0,99	9,31	18,56	18,06	13,35	4,54	63,82
14º pav	42	1,01	9,49	18,91	18,40	13,59	4,62	65,01
15º pav	45	1,02	9,65	19,24	18,72	13,83	4,70	66,14
16º pav	48	1,04	9,81	19,55	19,02	14,06	4,78	67,22
17º pav	51	1,06	9,96	19,85	19,31	14,27	4,85	68,25
18º pav	54	1,07	10,10	20,14	19,59	14,48	4,92	69,23
19º pav	57	1,09	10,24	20,41	19,86	14,67	4,99	70,17
20º pav	60	1,10	10,37	20,68	20,11	14,86	5,05	71,08

Tabela 15 - Cargas horizontais devido ao vento lateral nos Modelos A e C.

Piso	Cota z(m)	Pressão $q.C_a$ (kN/m ²)	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total por pavimento (kN)
			P08	P18	P26	P31	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,48	4,35	7,98	8,14	4,53	25,00
2º pav	6	0,57	5,18	9,49	9,68	5,38	29,73
3º pav	9	0,63	5,73	10,51	10,71	5,96	32,91
4º pav	12	0,68	6,16	11,29	11,51	6,40	35,36
5º pav	15	0,72	6,51	11,94	12,17	6,77	37,39
6º pav	18	0,75	6,81	12,49	12,74	7,08	39,13
7º pav	21	0,78	7,08	12,98	13,24	7,36	40,67
8º pav	24	0,81	7,32	13,42	13,69	7,61	42,05
9º pav	27	0,83	7,54	13,83	14,10	7,84	43,31
10º pav	30	0,86	7,74	14,20	14,48	8,05	44,46
11º pav	33	0,88	7,93	14,54	14,83	8,24	45,53
12º pav	36	0,90	8,10	14,86	15,15	8,42	46,54
13º pav	39	0,92	8,27	15,16	15,46	8,59	47,48
14º pav	42	0,93	8,42	15,44	15,75	8,76	48,36
15º pav	45	0,95	8,57	15,71	16,02	8,91	49,21
16º pav	48	0,96	8,71	15,96	16,28	9,05	50,01
17º pav	51	0,98	8,84	16,21	16,53	9,19	50,77
18º pav	54	0,99	8,97	16,44	16,77	9,32	51,50
19º pav	57	1,01	9,09	16,67	17,00	9,45	52,20
20º pav	60	1,02	9,20	16,88	17,22	9,57	52,88

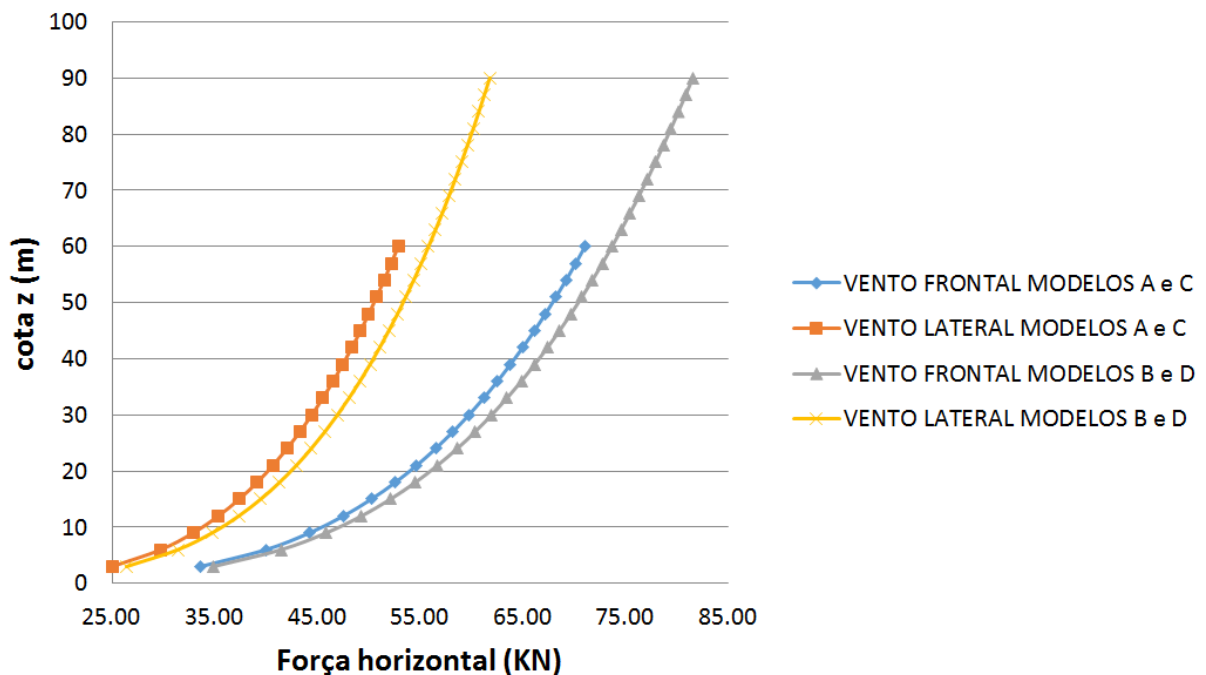


Figura 28 - Comparação entre as forças de vento provocadas pelos ventos frontal e lateral.

Tabela 16 - Cargas horizontais devido ao vento frontal nos Modelos B e D.

Piso	Cota z(m)	Pressão $q.C_a$ (kN/m ²)	Força horizontal devido ao vento frontal (kN)					Força total por pavimento (kN)
			P31	P32	P33	P34	P35	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,54	5,09	10,14	9,86	7,29	2,48	34,85
2º pav	6	0,64	6,05	12,06	11,73	8,67	2,95	41,45
3º pav	9	0,71	6,69	13,34	12,98	9,59	3,26	45,87
4º pav	12	0,76	7,19	14,34	13,95	10,31	3,50	49,29
5º pav	15	0,81	7,60	15,16	14,75	10,90	3,71	52,12
6º pav	18	0,84	7,96	15,87	15,44	11,41	3,88	54,55
7º pav	21	0,88	8,27	16,49	16,04	11,86	4,03	56,69
8º pav	24	0,91	8,55	17,05	16,59	12,26	4,17	58,62
9º pav	27	0,94	8,81	17,56	17,08	12,62	4,29	60,37
10º pav	30	0,96	9,04	18,03	17,54	12,96	4,41	61,98
11º pav	33	0,98	9,26	18,46	17,96	13,27	4,51	63,48
12º pav	36	1,00	9,47	18,87	18,36	13,57	4,61	64,87
13º pav	39	1,03	9,66	19,25	18,73	13,84	4,71	66,18
14º pav	42	1,04	9,84	19,61	19,08	14,10	4,79	67,42
15º pav	45	1,06	10,01	19,95	19,41	14,34	4,88	68,59
16º pav	48	1,08	10,17	20,28	19,73	14,58	4,96	69,71
17º pav	51	1,10	10,33	20,59	20,03	14,80	5,03	70,77
18º pav	54	1,11	10,48	20,88	20,32	15,01	5,10	71,79
19º pav	57	1,13	10,62	21,17	20,59	15,22	5,17	72,77
20º pav	60	1,14	10,75	21,44	20,86	15,41	5,24	73,71
21º pav	63	1,16	10,89	21,70	21,11	15,60	5,30	74,61
22º pav	66	1,17	11,01	21,96	21,36	15,78	5,37	75,49
23º pav	69	1,18	11,14	22,20	21,60	15,96	5,43	76,33
24º pav	72	1,19	11,26	22,44	21,83	16,13	5,48	77,15
25º pav	75	1,21	11,37	22,67	22,06	16,30	5,54	77,94
26º pav	78	1,22	11,48	22,89	22,27	16,46	5,60	78,70
27º pav	81	1,23	11,59	23,11	22,48	16,61	5,65	79,45
28º pav	84	1,24	11,70	23,32	22,69	16,77	5,70	80,18
29º pav	87	1,25	11,80	23,53	22,89	16,91	5,75	80,88
30º pav	90	1,26	11,90	23,73	23,08	17,06	5,80	81,57

As diferenças entre os valores das forças horizontais para o mesmo modelo entre o vento frontal e o lateral são devidas a diferença entre os valores dos coeficientes de arrasto para cada direção e em função da área de aplicação (diferentes para cada fachada). A diferença entre as forças para a mesma direção do vento e na mesma cota, porém, entre os modelos A e B, que diferem apenas em sua altura, é devido a diferença do coeficiente de arrasto, do qual é tomado um valor superior para as edificações mais altas.

Tabela 17 - Cargas horizontais devido ao vento lateral nos Modelos B e D.

Piso	Cota z(m)	Pressão $q.C_a$ (kN/m ²)	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total por pavimento (kN)
			P08	P18	P26	P31	
térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º pav	3	0,51	4,60	8,43	8,60	4,78	26,40
2º pav	6	0,61	5,47	10,02	10,22	5,68	31,40
3º pav	9	0,67	6,05	11,09	11,31	6,29	34,75
4º pav	12	0,72	6,50	11,92	12,16	6,76	37,34
5º pav	15	0,76	6,87	12,61	12,86	7,15	39,48
6º pav	18	0,80	7,19	13,19	13,46	7,48	41,32
7º pav	21	0,83	7,48	13,71	13,98	7,77	42,95
8º pav	24	0,86	7,73	14,18	14,46	8,04	44,40
9º pav	27	0,88	7,96	14,60	14,89	8,28	45,73
10º pav	30	0,91	8,17	14,99	15,29	8,50	46,95
11º pav	33	0,93	8,37	15,35	15,66	8,70	48,08
12º pav	36	0,95	8,56	15,69	16,00	8,90	49,14
13º pav	39	0,97	8,73	16,01	16,33	9,08	50,14
14º pav	42	0,98	8,89	16,31	16,63	9,25	51,07
15º pav	45	1,00	9,05	16,59	16,92	9,41	51,96
16º pav	48	1,02	9,19	16,86	17,19	9,56	52,81
17º pav	51	1,03	9,33	17,12	17,46	9,71	53,61
18º pav	54	1,05	9,47	17,36	17,71	9,85	54,38
19º pav	57	1,06	9,60	17,60	17,95	9,98	55,12
20º pav	60	1,08	9,72	17,83	18,18	10,11	55,84
21º pav	63	1,09	9,84	18,04	18,40	10,23	56,52
22º pav	66	1,10	9,95	18,26	18,62	10,35	57,18
23º pav	69	1,11	10,07	18,46	18,83	10,47	57,82
24º pav	72	1,13	10,17	18,66	19,03	10,58	58,44
25º pav	75	1,14	10,28	18,85	19,22	10,69	59,04
26º pav	78	1,15	10,38	19,03	19,41	10,79	59,62
27º pav	81	1,16	10,48	19,22	19,60	10,90	60,19
28º pav	84	1,17	10,57	19,39	19,78	11,00	60,74
29º pav	87	1,18	10,67	19,56	19,95	11,09	61,27
30º pav	90	1,19	10,76	19,73	20,12	11,19	61,79

5.2 Análises e combinações de carga

Foram realizadas duas análises da estrutura, uma análise para o estado limite de serviço e uma para o estado limite último. Para cada análise, foi utilizado um tipo de combinação de cargas e a adoção dos $(E.I)_{sec}$ dos elementos de forma particular. Na análise no estado limite de serviço, os deslocamentos foram obtidos considerando a estrutura em sua fase elástica não fissurada e, portanto, utilizando o $(E.I)_{sec}$ da estrutura sem o uso de nenhum coeficiente redutor.

Com referência a análise no estado limite último, para considerar a não-linearidade física dos elementos estruturais em seus estados fissurados, foi utilizada a orientação apresentada na NBR 6118 (2014), que realiza uma consideração aproximada da não linearidade física, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais valores reduzidos. Nas duas análises, as características geométricas foram determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais. Na Tabela 18 é apresentado um resumo das análises realizadas, indicando o $(E.I)_{sec}$ de cada elemento utilizado. Para concreto classe C45, utilizado nos modelos em estudo, $E_{ci} = 38 \text{ GPa}$ e $E_{cs}=34 \text{ GPa}$.

Tabela 18 - Análises realizadas e respectivas características.

Análises	Estado limite	Fase	$(E.I)_{sec}$ Laje	$(E.I)_{sec}$ Viga	$(E.I)_{sec}$ Pilar	Combinação de carga
01	Serviço	Elástica não fissurada	$E_{cs} I_c$	$E_{cs} I_c$	$E_{cs} I_c$	01
02	Último	Fissurada	$0,3 E_{ci} I_c$	$0,4 E_{ci} I_c$	$0,8 E_{ci} I_c$	02

Para as combinações de ações, foram adotadas duas combinações diferentes. Uma combinação para ser utilizada no estado limite de serviço e outra a ser utilizada no estado limite último. A NBR-6183 (2014) orienta que quando houver duas cargas variáveis atuando em conjunto, por exemplo, o vento atuando junto com a sobrecarga de utilização, na combinação entre elas, uma deve ser considerada principal e a outra secundária. Dependendo do tipo de combinação, as cargas variáveis podem ser reduzidas por um coeficiente ψ . Isto deve-se a consideração de

probabilidade baixa de duas ou mais sobrecargas atuarem de forma simultânea com seus valores característicos. As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura, conforme uma adaptação da NBR 6118 (2014), conforme apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 - Classificação das combinações de serviço

Tipo	Tempo de atuação	Quando usar
Quase permanentes	Atuam em um grande período da vida da estrutura	Verificação de deformações excessivas
Frequentes	Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura	Verificação de deslocamentos horizontais limites; vibrações excessivas; deformações excessivas decorrentes do vento
Raras	Ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura	Formação de fissuras

No presente trabalho, será utilizado para o estado limite de serviço uma combinação frequente. De acordo com a NBR 6118 (2014), combinação frequente é aquela que deve ser utilizada para verificações dos deslocamentos horizontais provocados pelo vento, que devem ser comparados com os deslocamentos limites. Nas combinações frequentes, a carga variável principal deve ser reduzida por ψ_1 e as cargas variáveis secundárias por ψ_2 . Nas combinações utilizadas no estado limite último a sobrecarga considerada como principal deve ser considerada com seu valor característico e as cargas variáveis secundárias deverão ser reduzidas pelo fator ψ_0 . Nas duas combinações realizadas nesse estudo, o vento será considerado como carga variável principal, pois o objetivo dessa dissertação é a análise da estabilidade global da estrutura, sendo neste caso a ação do vento preponderante. Na Tabela 20, são apresentados os valores de ψ para as ações variáveis utilizadas nesse estudo.

Tabela 20 - Fatores ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 utilizados neste estudo para as ações variáveis.

Ações variáveis	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga accidental	0,5	0,4	0,3
Pressão dinâmica do vento	0,6	0,3	0,0

Tabela 21 - Combinações de carga adotadas.

Combinações	Estado limite	Cargas acidentais	Vento	Tipo
01	Serviço (ELS)	Secundária	Principal	Frequentes de serviço (CF)
02	Último (ELU)	Secundária	Principal	Última normal

Segundo a NBR 6118 (2014), todas as ações devem ser ponderadas pelo coeficiente γ_f . Para os estados limites de serviço, γ_f é sempre igual a 1,00. Para os estados limites últimos, considerando todas as ações como desfavoráveis, γ_f deve ser tomado igual a 1,4. Na combinação 1, a carga de vento foi reduzida por $\psi_1 = 0,3$ e as cargas acidentais foram reduzidas por $\psi_2 = 0,3$. Na combinação 2, utilizada para o estado limite último, a carga de vento é considerada com seu valor característico e a carga acidental reduzida pelo fator $\psi_0 = 0,5$. Na tabela 22, são apresentada as duas combinações utilizadas com seus respectivos coeficientes adotados.

Tabela 22 - Combinações com coeficientes finais adotados.

Combinação 1 ELS	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_2 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \psi_1 \cdot \text{Vento}$ 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3 Vento com $\gamma_f = 1,0$; $\psi_2 = 0,3$; $\psi_1 = 0,3$
Combinação 2 ELU	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_0 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \text{Vento}$ 1,4 Cargas Permanentes + 0,7 Cargas Acidentais + 1,4 Vento com $\gamma_f = 1,4$; $\psi_0 = 0,5$

5.3 Deslocamentos translacionais

As recomendações da norma brasileira NBR 6118 (2014), no que tange a deslocamentos globais da estrutura, preconiza que, em edifícios de dois ou mais pavimentos, o deslocamento máximo no topo da edificação não deve exceder ao limite de $h/1700$, em que h é a altura da estrutura, provocado pela ação do vento para uma combinação frequente com $\psi_1 = 0,3$. A razão desta limitação é evitar os deslocamentos impostos às paredes das edificações. Portanto, no presente trabalho

essa verificação é realizada na Análise 1, considerando a estrutura no estado limite de serviço utilizando a combinação 1. Na tabela 23, são apresentados os limites de deslocamentos horizontais para os modelos em estudo. Nas tabelas 24 e 25, são apresentados os deslocamentos horizontais por pavimento para a Análise 01 (ELS).

Tabela 23 - Limites de deslocamentos no topo do edifício.

Modelos	Altura da edificação h	Limite h/1700
Modelo A e C	60 m	3,52 cm
Modelo B e D	90 m	5,29 cm

Tabela 24 - Deslocamentos translacionais horizontais. Análise 01 (ELS). Vento frontal.

Pavimento	H (m)	Análise 01 - Vento frontal - Deslocamentos (cm)							
		Modelo A		Modelo B		Modelo C		Modelo D	
		u _x	u _z	u _x	u _z	u _x	u _z	u _x	u _z
TERREO	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1 PAV	3	0,00	0,03	0,00	0,06	0,00	0,07	0,00	0,12
2 PAV	6	0,01	0,10	0,01	0,19	0,00	0,23	0,00	0,41
3 PAV	9	0,02	0,18	0,02	0,34	0,01	0,43	0,01	0,77
4 PAV	12	0,04	0,26	0,04	0,50	0,02	0,65	0,02	1,18
5 PAV	15	0,06	0,34	0,07	0,66	0,05	0,88	0,05	1,61
6 PAV	18	0,09	0,41	0,10	0,81	0,08	1,11	0,09	2,04
7 PAV	21	0,12	0,49	0,14	0,97	0,12	1,32	0,14	2,47
8 PAV	24	0,16	0,55	0,19	1,12	0,16	1,53	0,20	2,89
9 PAV	27	0,20	0,61	0,24	1,26	0,21	1,73	0,27	3,30
10 PAV	30	0,24	0,67	0,30	1,40	0,27	1,91	0,34	3,70
11 PAV	33	0,29	0,72	0,36	1,53	0,33	2,08	0,42	4,09
12 PAV	36	0,33	0,76	0,43	1,66	0,40	2,23	0,51	4,46
13 PAV	39	0,38	0,80	0,50	1,78	0,46	2,37	0,61	4,82
14 PAV	42	0,44	0,83	0,58	1,90	0,54	2,49	0,71	5,16
15 PAV	45	0,49	0,85	0,66	2,01	0,61	2,60	0,82	5,48
16 PAV	48	0,54	0,87	0,74	2,11	0,69	2,69	0,93	5,79
17 PAV	51	0,60	0,88	0,82	2,20	0,77	2,76	1,05	6,07
18 PAV	54	0,66	0,89	0,91	2,29	0,86	2,82	1,17	6,34
19 PAV	57	0,71	0,89	1,00	2,37	0,94	2,87	1,30	6,59
20 PAV	60	0,77	0,88	1,10	2,44	1,03	2,90	1,43	6,82
21 PAV	63			1,19	2,50			1,57	7,02
22 PAV	66			1,29	2,56			1,71	7,21
23 PAV	69			1,39	2,61			1,85	7,38
24 PAV	72			1,49	2,65			2,00	7,52
25 PAV	75			1,60	2,68			2,15	7,65
26 PAV	78			1,70	2,70			2,30	7,76
27 PAV	81			1,80	2,72			2,45	7,85
28 PAV	84			1,91	2,73			2,60	7,91
29 PAV	87			2,02	2,73			2,76	7,97
30 PAV	90			2,13	2,72			2,92	8,00

Tabela 25 - Deslocamentos translacionais horizontais. Análise 01 (ELS). Vento lateral.

Pavimento	H (m)	Análise 01 - Vento lateral - Deslocamentos (cm)							
		Modelo A		Modelo B		Modelo C		Modelo D	
		u_x	u_z	u_x	u_z	u_x	u_z	u_x	u_z
TERREO	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1 PAV	3	0,03	0,01	0,05	0,01	0,04	0,00	0,07	0,00
2 PAV	6	0,08	0,02	0,15	0,02	0,12	0,01	0,21	0,01
3 PAV	9	0,14	0,03	0,26	0,04	0,21	0,01	0,39	0,03
4 PAV	12	0,20	0,05	0,37	0,07	0,30	0,02	0,57	0,04
5 PAV	15	0,25	0,07	0,48	0,09	0,38	0,03	0,75	0,06
6 PAV	18	0,29	0,09	0,57	0,12	0,46	0,04	0,92	0,08
7 PAV	21	0,32	0,11	0,67	0,15	0,53	0,05	1,08	0,10
8 PAV	24	0,35	0,13	0,75	0,19	0,58	0,07	1,24	0,13
9 PAV	27	0,38	0,16	0,83	0,22	0,63	0,08	1,38	0,16
10 PAV	30	0,39	0,18	0,89	0,26	0,66	0,10	1,51	0,20
11 PAV	33	0,40	0,21	0,95	0,30	0,69	0,12	1,63	0,23
12 PAV	36	0,40	0,24	1,01	0,35	0,70	0,14	1,74	0,27
13 PAV	39	0,40	0,26	1,05	0,40	0,71	0,16	1,84	0,32
14 PAV	42	0,38	0,29	1,09	0,45	0,70	0,18	1,92	0,36
15 PAV	45	0,37	0,32	1,12	0,50	0,69	0,20	1,99	0,42
16 PAV	48	0,34	0,35	1,14	0,55	0,66	0,23	2,05	0,47
17 PAV	51	0,32	0,38	1,15	0,61	0,63	0,25	2,10	0,53
18 PAV	54	0,28	0,41	1,16	0,67	0,59	0,28	2,13	0,58
19 PAV	57	0,24	0,45	1,16	0,73	0,54	0,30	2,15	0,65
20 PAV	60	0,20	0,48	1,15	0,79	0,48	0,33	2,17	0,71
21 PAV	63			1,14	0,85			2,16	0,78
22 PAV	66			1,12	0,92			2,15	0,85
23 PAV	69			1,09	0,98			2,13	0,92
24 PAV	72			1,05	1,05			2,09	0,99
25 PAV	75			1,01	1,11			2,04	1,06
26 PAV	78			0,96	1,18			1,99	1,14
27 PAV	81			0,90	1,25			1,92	1,21
28 PAV	84			0,84	1,32			1,84	1,29
29 PAV	87			0,77	1,39			1,75	1,37
30 PAV	90			0,70	1,47			1,66	1,45

Pode-se verificar que sobre a ação do vento paralelo a uma direção, surgem deslocamentos na direção dos dois eixos horizontais. Isto deve-se a não simetria da edificação. Pode-se também verificar que sobre a ação do vento frontal (paralelo ao eixo-z), os deslocamentos u_z e u_x , principalmente próximo ao topo da edificação, nos Modelos A e B, quase se igualam, mostrando um efeito de torção sobre o eixo Y. Já nos Modelos C e D, sem vigas na periferia, para a ação do vento frontal, os deslocamentos u_z se mostram muito superiores do que u_x , evidenciando uma perda significativa da rigidez da estrutura paralela ao eixo Z.

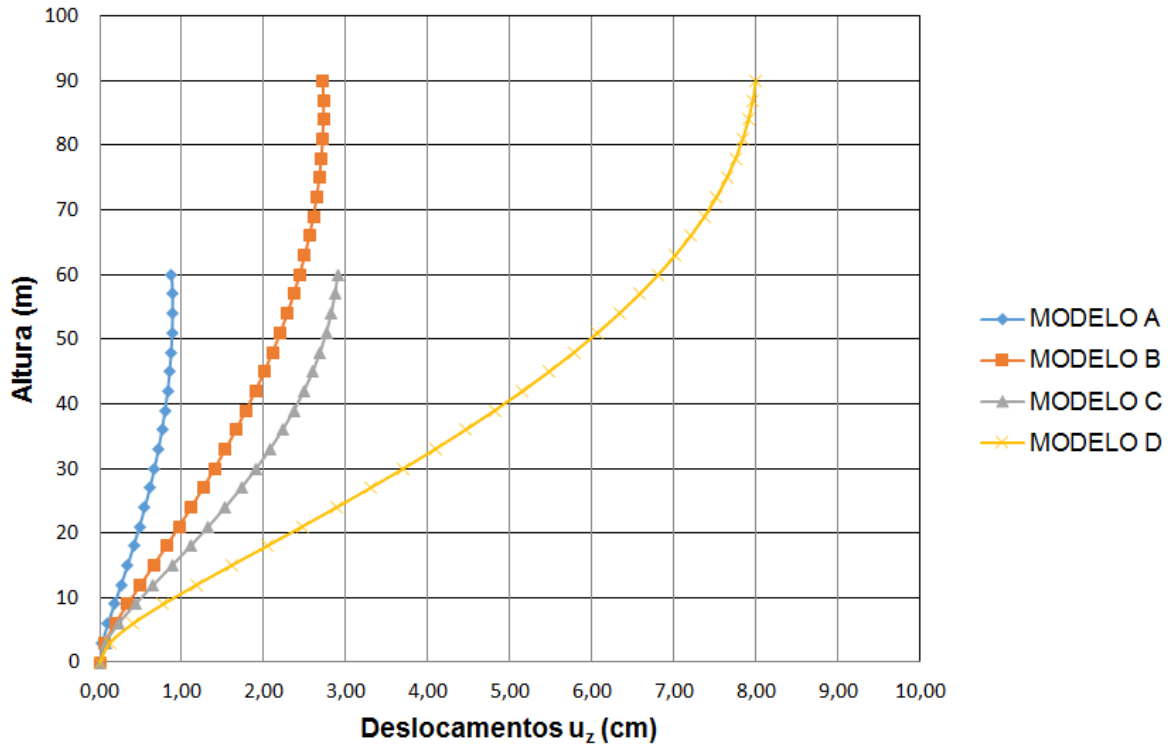


Figura 29 - Deslocamentos u_z . Análise 01 (ELS). Vento frontal.

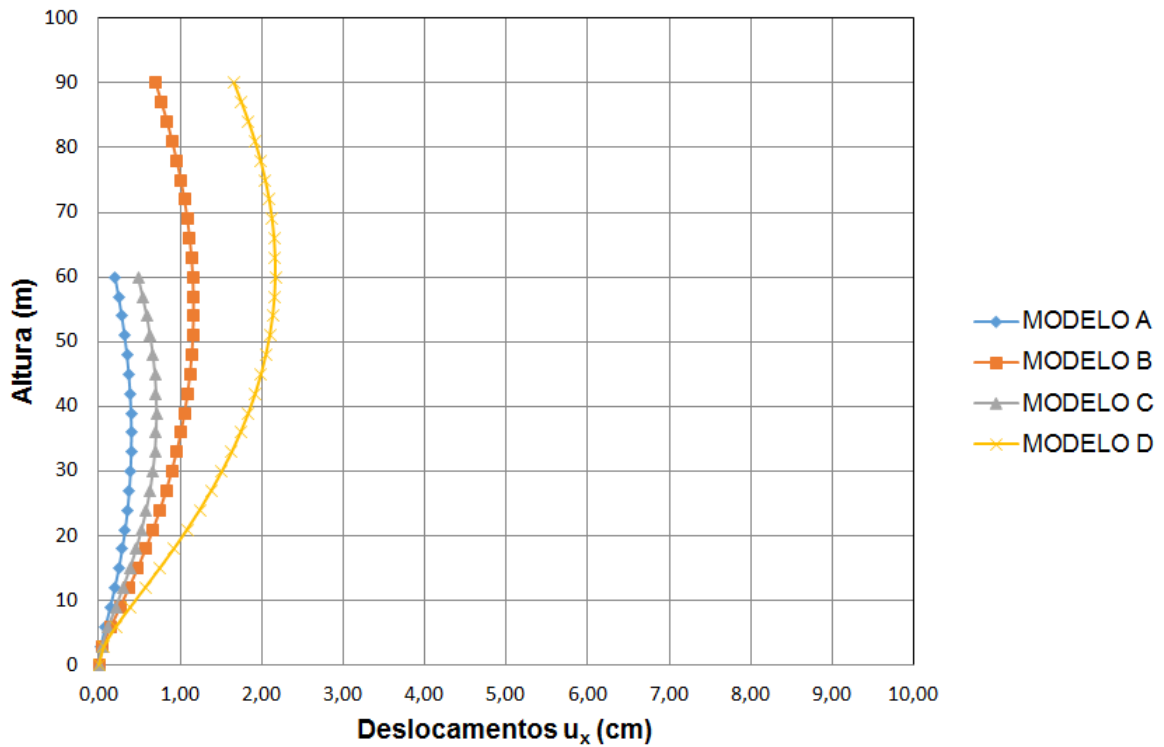


Figura 30 - Deslocamentos u_x . Análise 01 (ELS). Vento lateral.

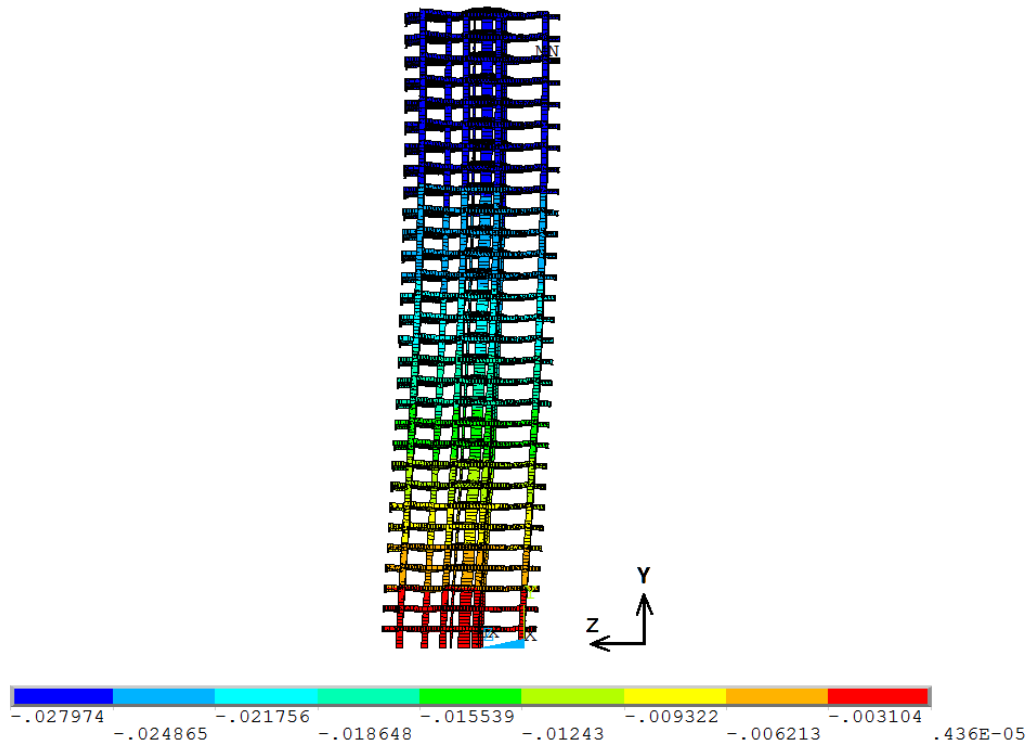


Figura 31 - Modelo B. Deslocamentos horizontais em Z. Análise 01 (ELS). Vento frontal.
Unidade: metro

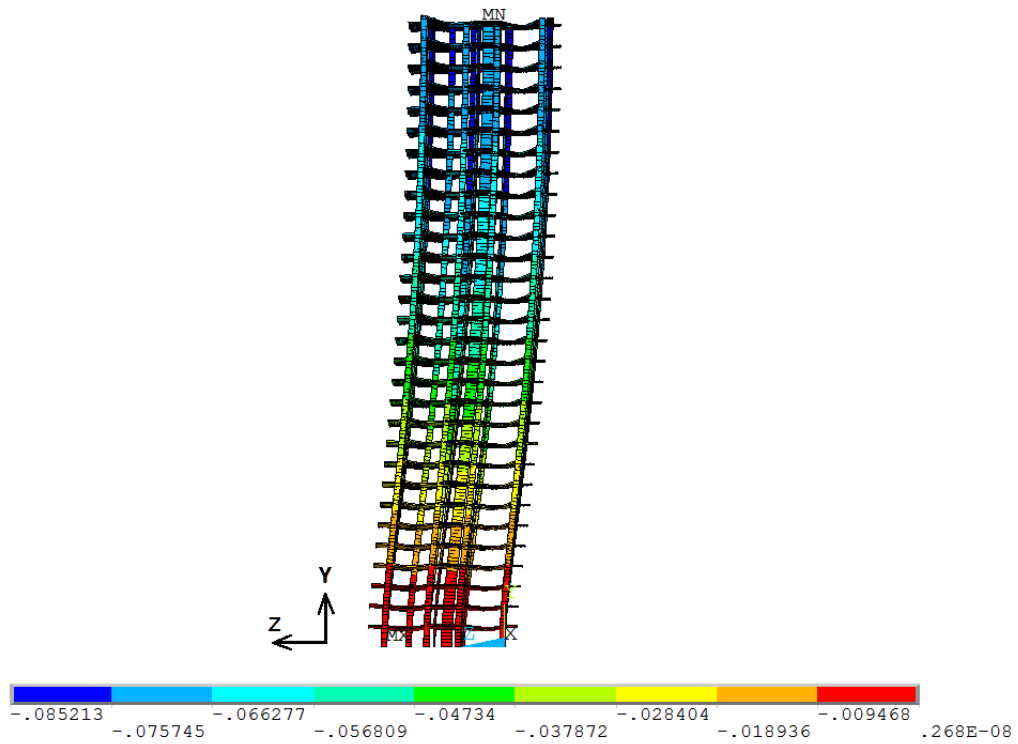


Figura 32 - Modelo D. Deslocamentos horizontais em Z. Análise 01 (ELS). Vento frontal.
Unidade: metro

Os deslocamentos totais horizontais (u_t), em cada nível, serão dados pela Equação (15) :

$$u_t = \sqrt{u_x^2 + u_z^2} \quad (15)$$

Tabela 26 – Deslocamentos horizontais totais no topo da edificação. Modelos A e B.

Direção do vento	Modelo A (cm)			Modelo B (cm)		
	u_x	u_z	u_t	u_x	u_z	u_t
Frontal	0,77	0,88	1,17	2,13	2,72	3,45
Lateral	0,20	0,48	0,52	0,70	1,47	1,63

Tabela 27 – Deslocamentos horizontais totais no topo da edificação. Modelos C e D.

Direção do vento	Modelo C (cm)			Modelo D (cm)		
	u_x	u_z	u_t	u_x	u_z	u_t
Frontal	1,03	2,90	3,07	2,92	8,00	8,51
Lateral	0,48	0,33	0,58	1,66	1,45	2,20

Os deslocamentos máximos obtidos na Análise 1 devem ser inferiores aos deslocamentos máximos permitidos, conforme apresentado no início deste item. A Tabela 28, apresenta os valores dos deslocamentos totais no topo da edificação comparados com o limite imposto $h/1700$ [NBR 6118 (2014)].

Tabela 28 - Verificação dos deslocamentos no topo do edificação (ELS).

	Deslocamento no topo do edifício (cm)							
	Modelo A		Modelo B		Modelo C		Modelo D	
	Vento frontal	Vento lateral	Vento frontal	Vento lateral	Vento frontal	Vento lateral	Vento frontal	Vento lateral
Análise1(ELS)	1,17	0,52	3,45	1,63	3,07	0,58	8,51	2,20
$h/1700$	3,52		5,29		3,52		5,29	
Verificação	atende		atende		atende		não atende	

Portanto, pode-se verificar que a eliminação das vigas de periferia nos modelos C e D, diminuiu a rigidez da estrutura, provocando deslocamentos superiores que nos modelos com vigas. Entretanto, somente o modelo D teve deslocamentos acima dos permitidos de acordo com o limite estabelecido.

5.4 Diagrama de esforços solicitantes

Dando prosseguimento aos estudos, são apresentados a seguir os resultados dos esforços solicitantes máximos encontrados na estrutura, considerando a Análise 02 obtida no estado limite último (ELU). São apresentados somente os esforços sobre a ação do vento frontal (incidindo na direção paralela e contrária ao eixo Z), pois foi sobre essa ação que surgiram os maiores esforços de momentos fletores nos pilares. Os esforços apresentados foram calculados considerando somente a não linearidade física, conforme apresentada na Tabela 18. A não linearidade geométrica (efeitos de 2ª ordem) não foi considerada inicialmente. No próximo capítulo será verificada a estabilidade global da estrutura, estabelecendo a necessidade ou não da consideração dos efeitos de 2ª ordem, corrigindo os valores dos esforços, caso necessário.

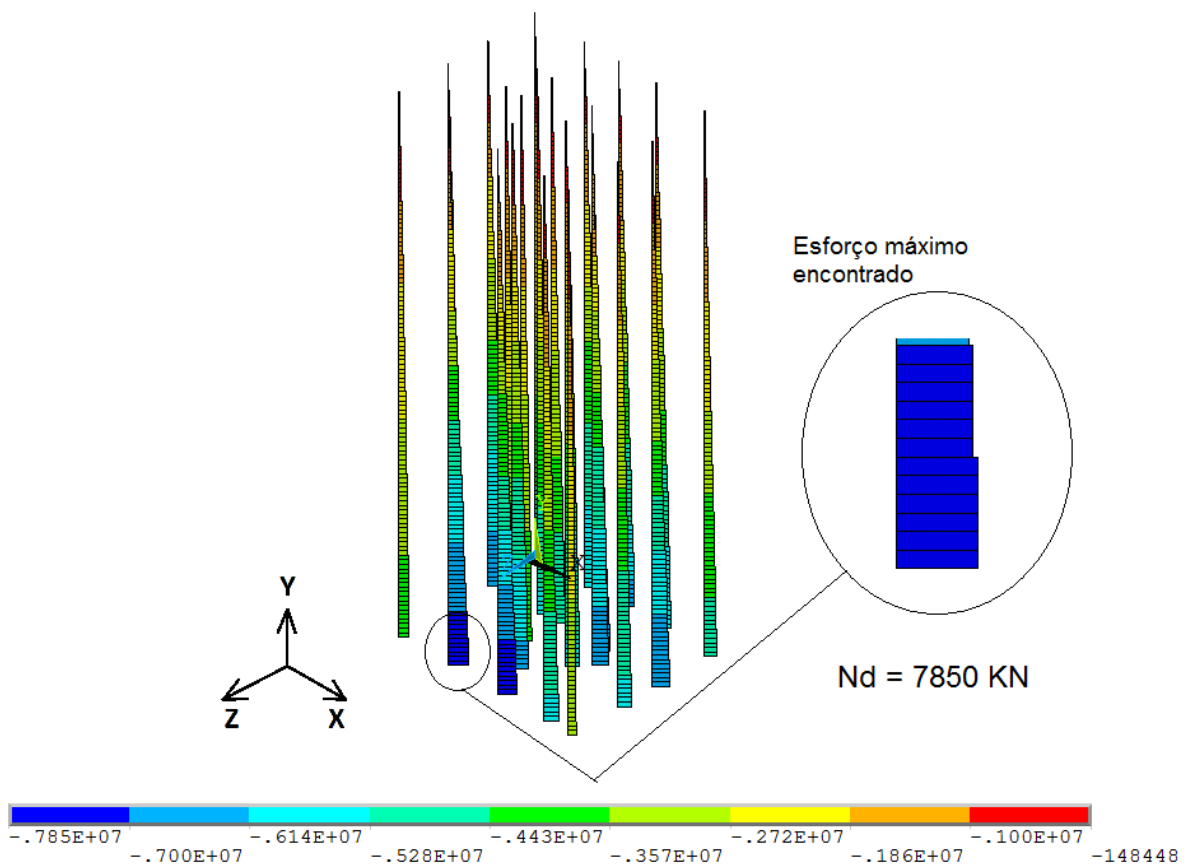


Figura 33 - Diagrama de esforço normal. Modelo A. Vento frontal. Unidades: N.

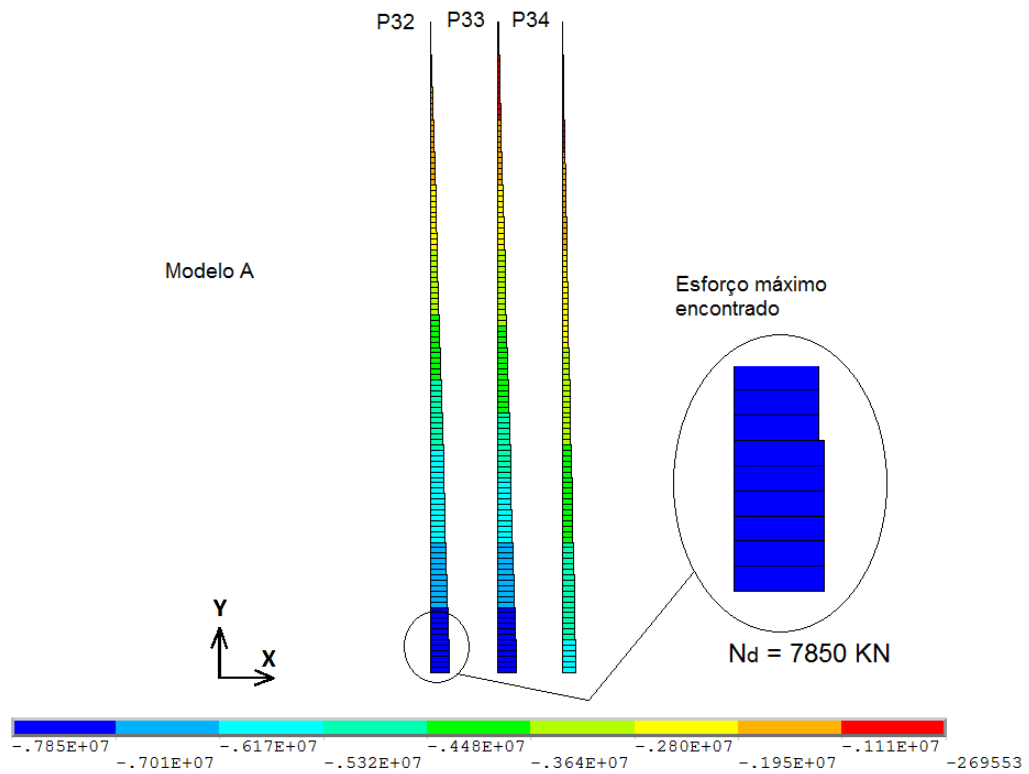


Figura 34 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo A. Vento Frontal. Unidades : N

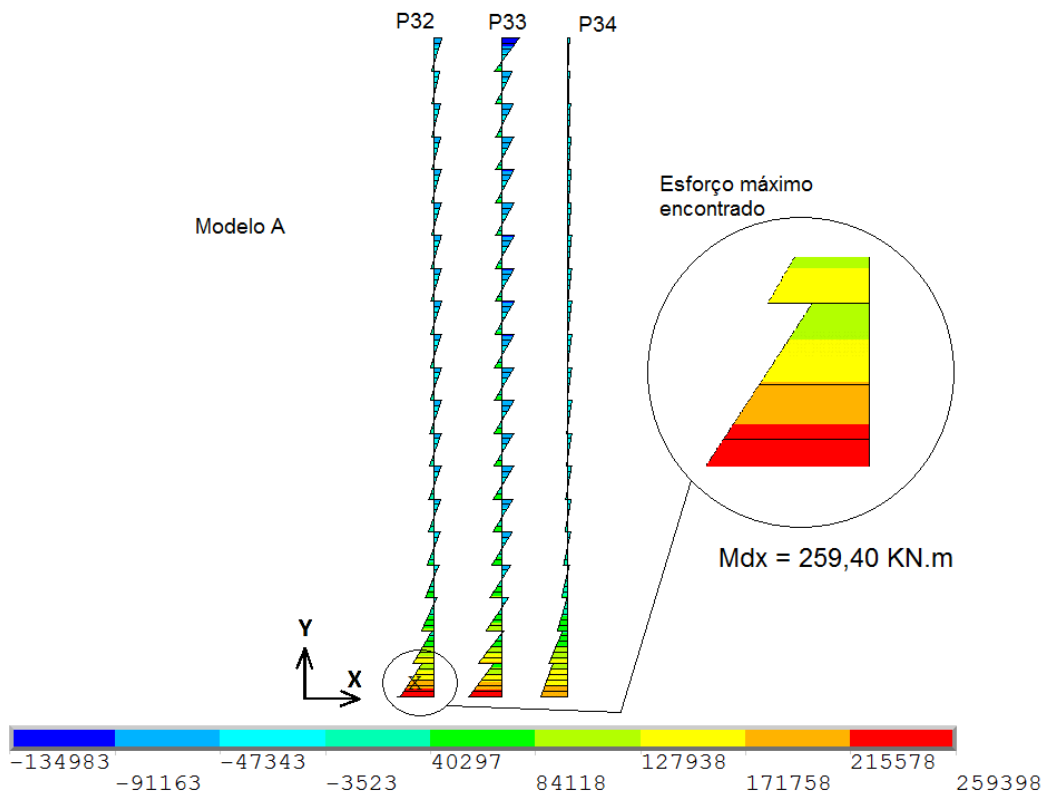


Figura 35 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Modelo A. Vento frontal. Unidades: Nm.

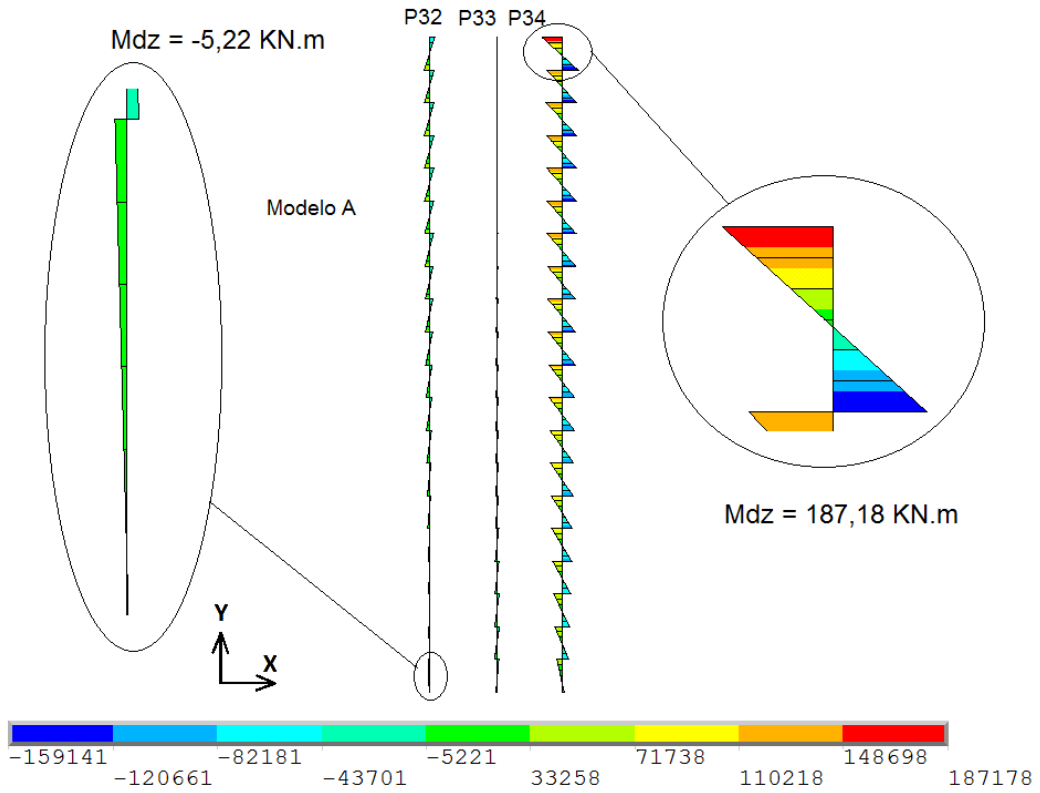


Figura 36 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32 , P33 e P34. Modelo A – Vento Frontal - Unidades : Nm

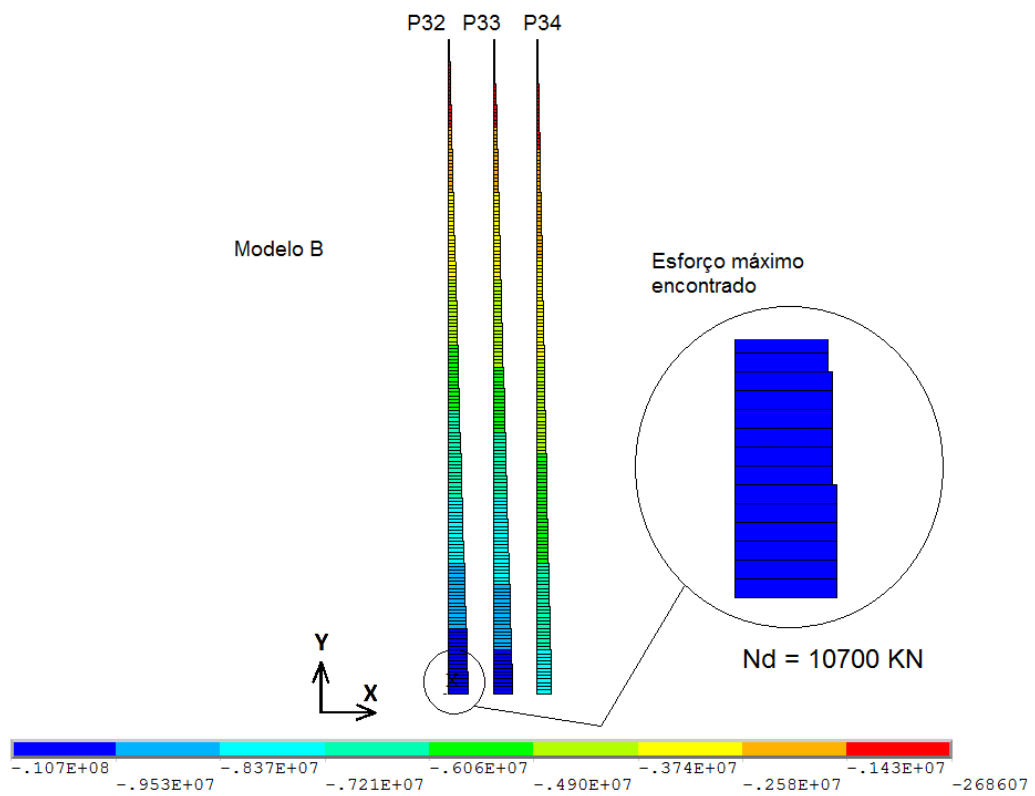


Figura 37 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : N

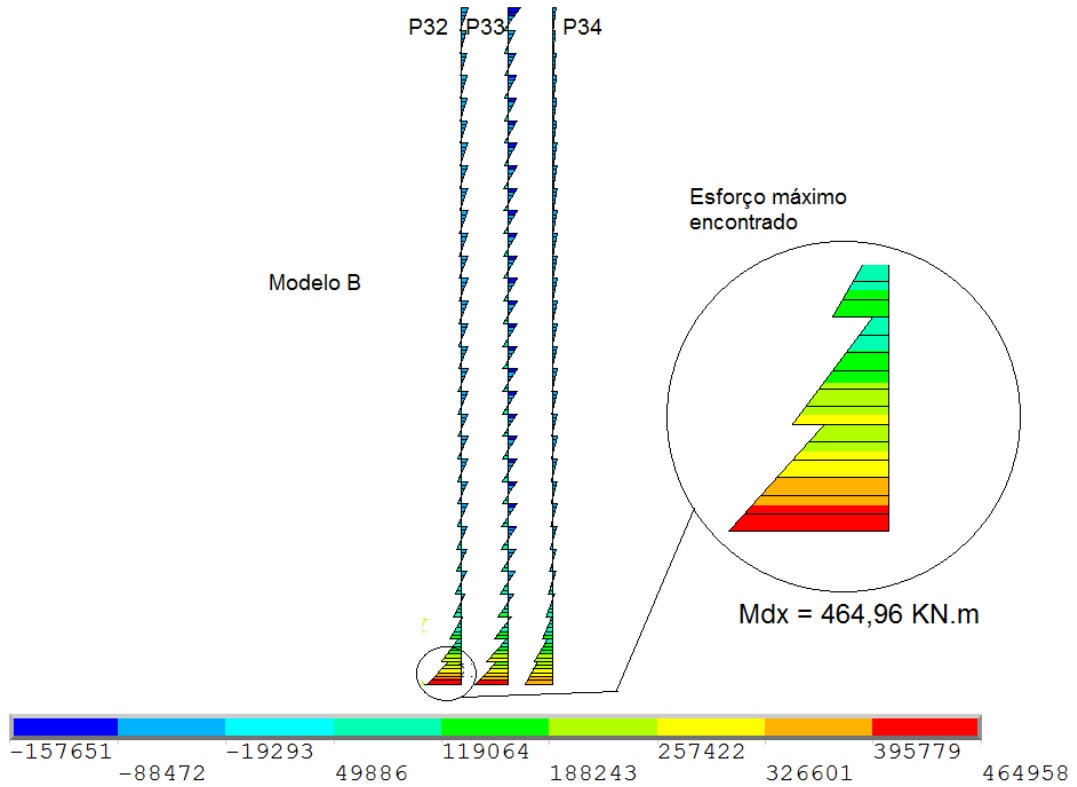


Figura 38 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : Nm

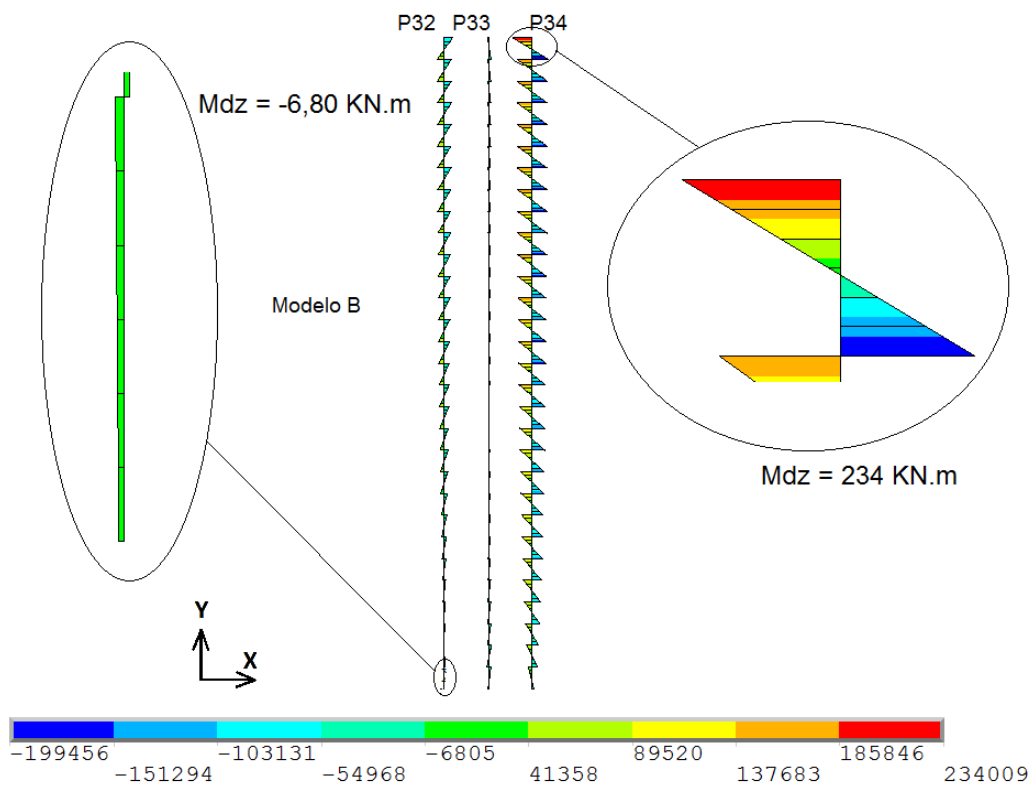


Figura 39 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32 , P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Unidades : Nm

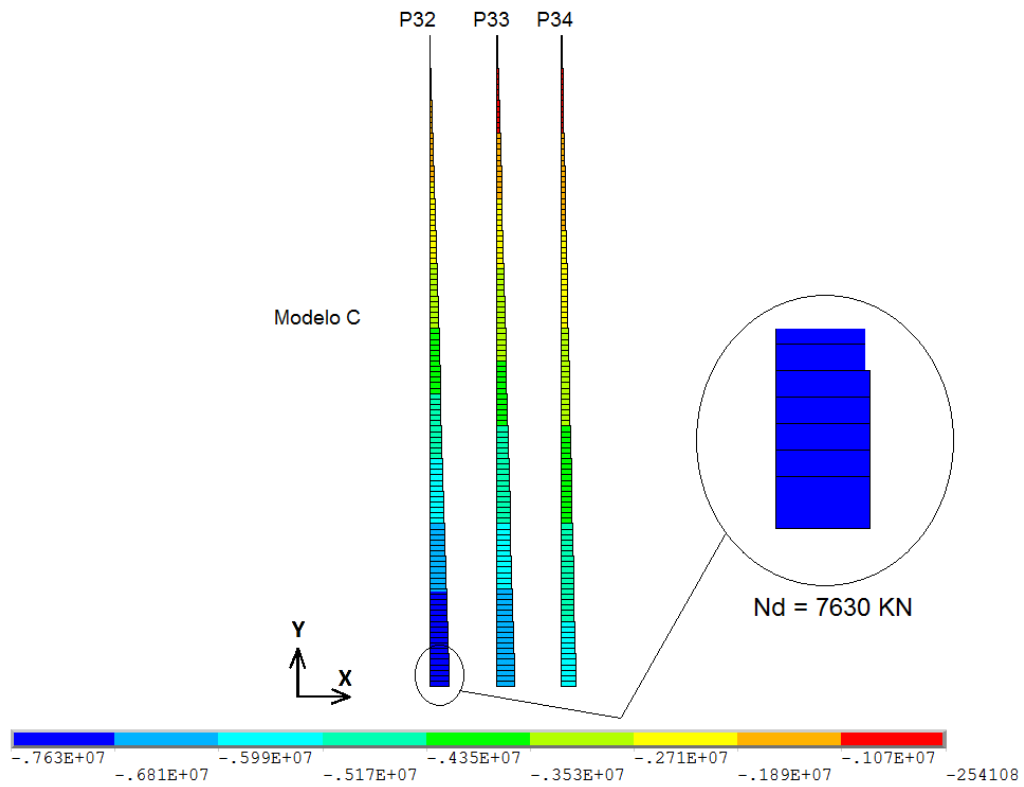


Figura 40 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : N

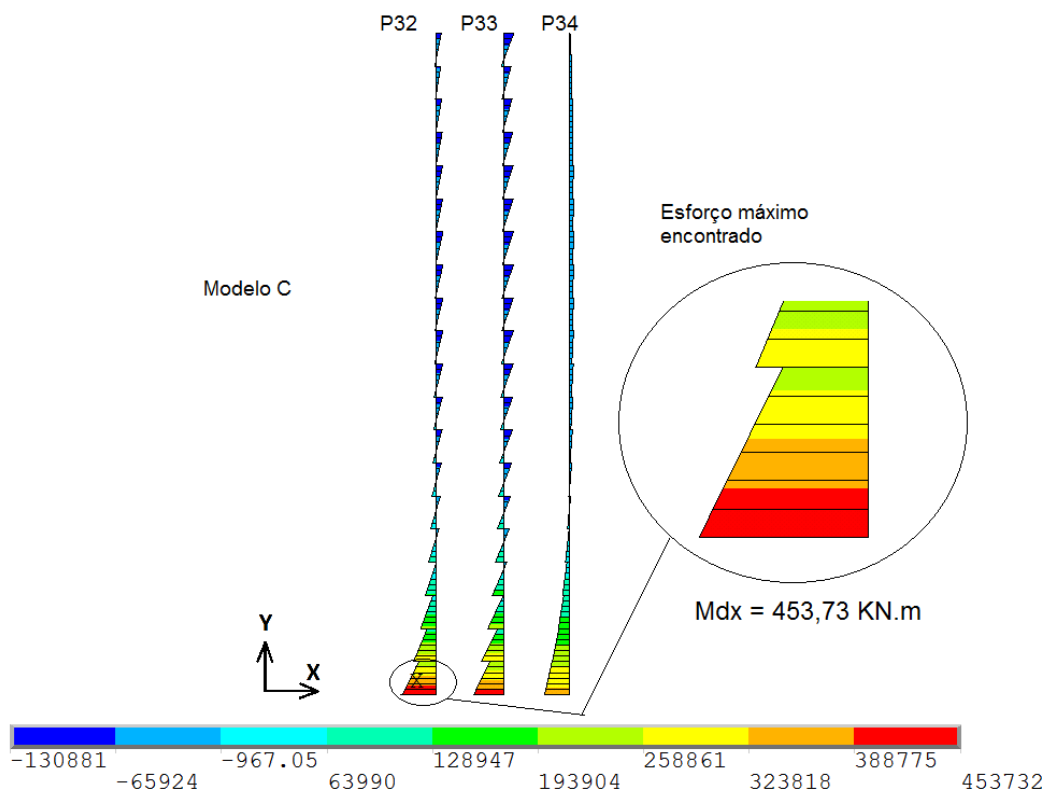


Figura 41 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X - P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : Nm

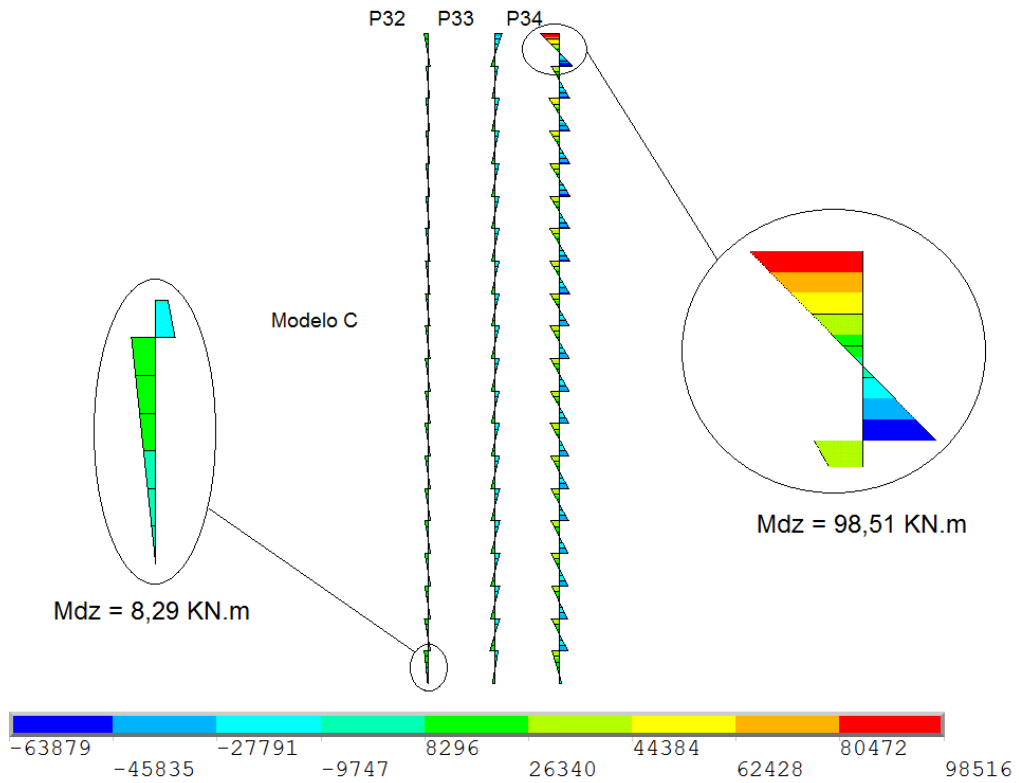


Figura 42 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32, P33 e P34. Modelo C. Vento Frontal. Unidades : Nm

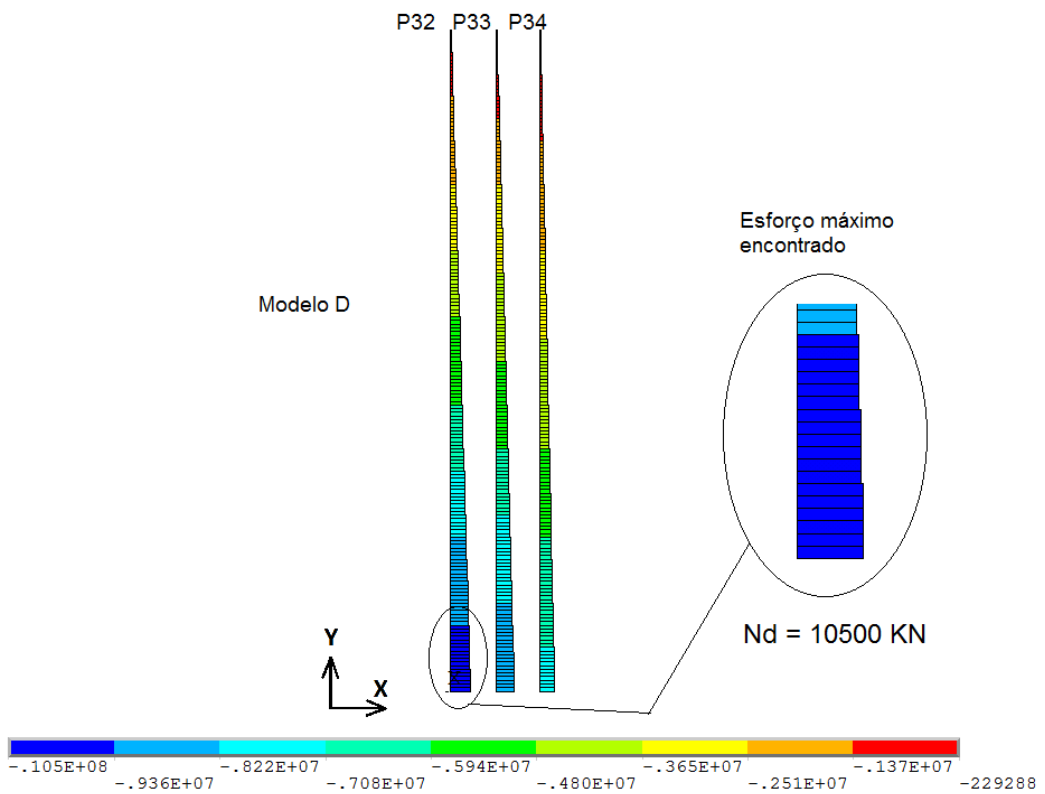


Figura 43 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : N

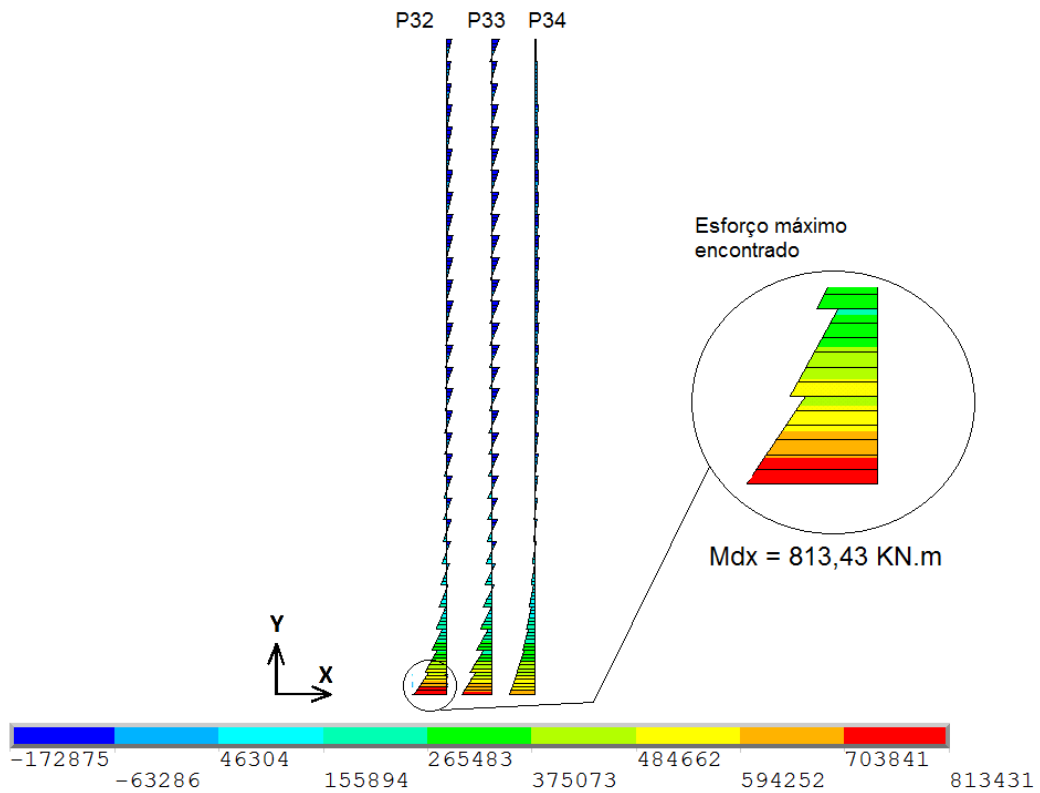


Figura 44-Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X - P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : Nm

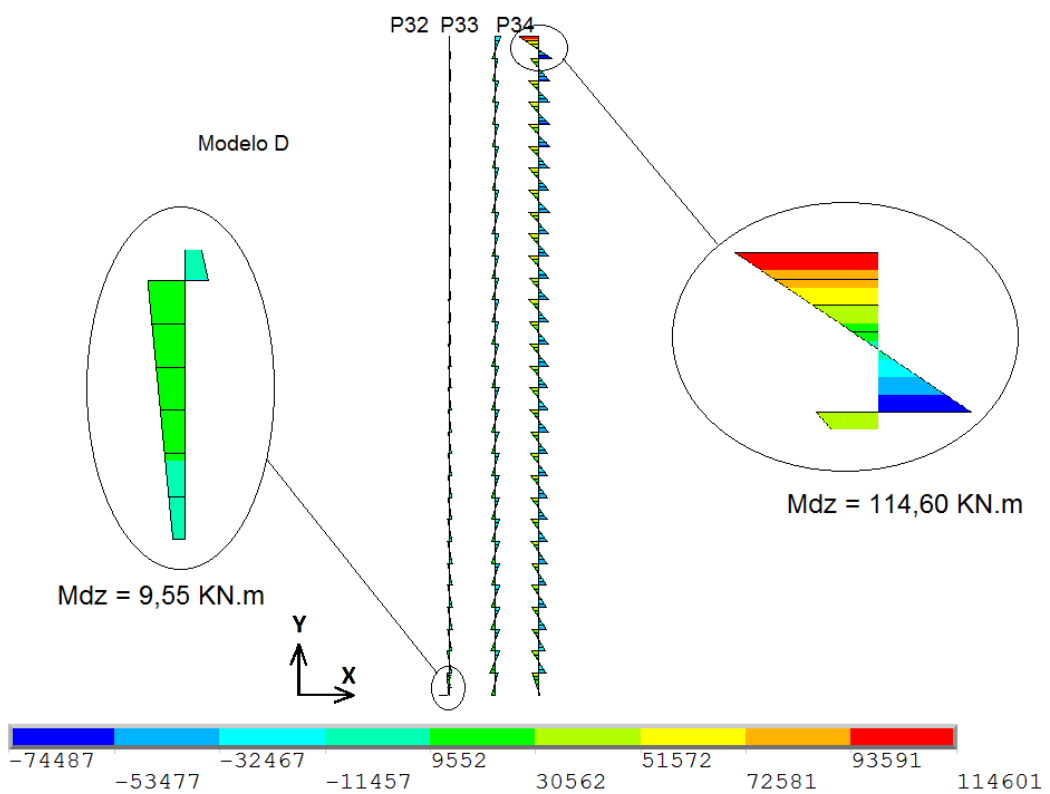


Figura 45 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z - P32, P33 e P34. Modelo D. Vento Frontal. Unidades : Nm

Considerando-se os pilares com dimensões 30x80cm, o P32 foi o que apresentou maiores esforços normais e momentos fletores em sua base. Com o objetivo de analisar os efeitos das retiradas das vigas de periferia nos esforços, os resultados dos Modelos A e C foram agrupados na Tabela 29 e dos Modelos B e D, na Tabela 30. O pilar P32, deve ter sua armação dimensionada, em cada modelo, de acordo com a combinação de esforços apresentados na Tabela 29 e 30, caracterizando uma flexão composta oblíqua. Os esforços apresentados foram obtidos através da combinação 2 (ELU), sendo esforços finais de cálculos. Entretanto, cabe ressaltar que esses esforços foram obtidos sem a consideração da não linearidade geométrica e, portanto, podem vir a ser amplificados após a análise global da estrutura, a qual será apresentada no próximo capítulo.

Tabela 29 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelos A e C. Vento frontal.

Modelos	Esforço Normal N_d (kN)	Momento Fletor em relação ao eixo X M_{dx} (kNm)	Momento fletor em relação ao eixo Z M_{dz} (kNm)
Modelo A	7850,00	259,40	-5,22
Modelo C	7630,00	453,73	8,29
Diferença	- 2,8 %	+ 74,9 %	+ 58,8 %

Tabela 30 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelos B e D. Vento frontal.

Modelos	Esforço Normal N_d (kN)	Momento Fletor em relação ao eixo X M_{dx} (kNm)	Momento fletor em relação ao eixo Z M_{dz} (kNm)
Modelo B	10700,00	464,96	-6,80
Modelo D	10500,00	813,43	9,55
Diferença	-1,87 %	+ 74,9 %	+ 40,44 %

Pode-se verificar que a retirada das vigas das periferias nos Modelos C e D acarretou em um aumento da ordem de 75% no momento fletor M_{dx} , frente a uma diminuição insignificante do esforço normal. Portanto, o pilar P32 ficou submetido a uma condição de dimensionamento muito mais desfavorável ao serem retiradas as vigas nos modelos C e D, podendo inclusive inviabilizar seu dimensionamento, ao elevar a taxa de armadura necessária para combater esse acréscimo de esforço.

6 ESTABILIDADE GLOBAL

Toda estrutura de um edifício, independentemente do seu número de pavimentos, deve ser bem dimensionada para suportar os esforços gerados pelas cargas horizontais. Porém, além de suportar tais esforços, denominados efeitos de 1ª ordem, é necessário verificar os acréscimos dos esforços gerados pelas cargas verticais devido aos deslocamentos que a estrutura sofre, denominados efeitos de 2ª ordem.

As estruturas são, na maioria das vezes, concebidas em sua situação não deformada. Entretanto, ao aplicar os carregamentos, essas estruturas se deformam. Essa nova configuração deformada é caracterizada, principalmente, por deslocamentos horizontais em relação a posição inicial da estrutura. As cargas verticais se deslocam juntamente, gerando uma excentricidade, que, conseqüentemente, gera novos esforços na estrutura, não considerados inicialmente. A esses acréscimos é dado o nome de esforços de 2ª ordem. Esses efeitos não são diretamente proporcionais ao carregamento inicial e, portanto, são denominados como não linearidade geométrica.

Para avaliar a necessidade ou não de se considerar os efeitos de segunda ordem a atual NBR 6118 (2014) classifica as estruturas em nós fixos ou nós móveis. As estruturas são consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e por isso os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis, inferiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos, maiores que 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem, e por isso os efeitos de 2ª ordem devem ser levados em consideração na obtenção dos esforços finais. Para verificar se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis a própria NBR 6118 (2014) indica a utilização do parâmetro de instabilidade α .

Nesse trabalho, além da utilização do parâmetro de instabilidade α , outros parâmetros de sensibilidade da estrutura serão utilizados para comparação dos modelos estudados. No caso da estrutura ser considerada de nós móveis, havendo necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem, a NBR 6118 (2014) indica a utilização do coeficiente γ_z , determinado para cada combinação de cálculo. O

coeficiente γ_z é um amplificador dos esforços horizontais a fim de determinar os esforços finais, incluindo os de 1ª e os de 2ª ordem juntos, que apresentam desempenho satisfatório para edifícios em concreto armado.

6.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro α tem como objetivo único fornecer uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. De acordo com a NBR 6118 (2014), uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se o seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (16)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \quad \text{se : } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se : } n \geq 4$$

sendo:

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

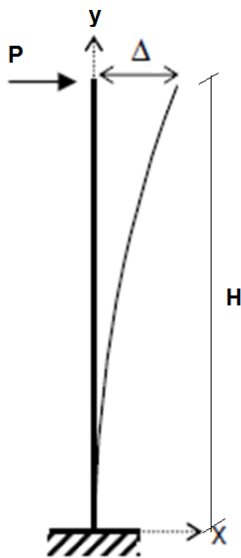
N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de I_c (inércia) deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares. A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma :

- calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Para cada modelo adotado, utilizando o ANSYS (2007), foi determinado o deslocamento Δ_1 , no topo da edificação, para uma carga unitária aplicada no topo da estrutura, em cada uma das direções horizontais, separadamente. A Equação (17), conhecida da mecânica das estruturas, fornece o deslocamento para o topo de um pilar sujeito a uma carga horizontal aplicada também em seu topo:



$$\Delta = \frac{PH^3}{3EI} \quad (17)$$

Igualando o deslocamento encontrado Δ_1 , de cada modelo, com a Equação (17) e sabendo-se que o carregamento que gerou o deslocamento é unitário, é determinado $E_{cs}I_c$ através da Equação (18):

$$E_{cs}I_c = \frac{H^3}{3\Delta_1} \quad (18)$$

Os deslocamentos Δ_1 , os valores $E_{cs}I_c$, os parâmetros α encontrados, os valores limites α_1 e a classificação da estrutura de acordo com o parâmetro α são apresentados na Tabela 31, para cada modelo e direção do vento adotada.

Tabela 31 - Cálculo do parâmetro de instabilidade α , obtido em relação as direções paralelas aos eixos X e Z, respectivamente.

Modelo	MODELO A		MODELO B		MODELO C		MODELO D	
Direção	Eixo Z	Eixo X	Eixo Z	Eixo X	Eixo Z	Eixo X	Eixo Z	Eixo X
Carga aplicada	Fz =1 N	Fx =1 N	Fz =1 N	Fx =1 N	Fz =1 N	Fx =1 N	Fz =1 N	Fx =1 N
Δ_1 ($\times 10^{-7}$) m	0,71	0,69	1,32	1,20	1,81	1,15	3,09	2,03
(Ecs.) _{eq} ($\times 10^{12}$)	1,02	1,05	1,85	2,02	0,40	0,62	0,79	1,19
N_k (kN)	95260	95260	142890	142890	91240	91240	136860	136860
α	0,58	0,57	0,79	0,76	0,91	0,73	1,19	0,96
α_1	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Classificação da estrutura	Nós fixos	Nós fixos	Nós móveis	Nós móveis	Nós móveis	Nós móveis	Nós móveis	Nós móveis

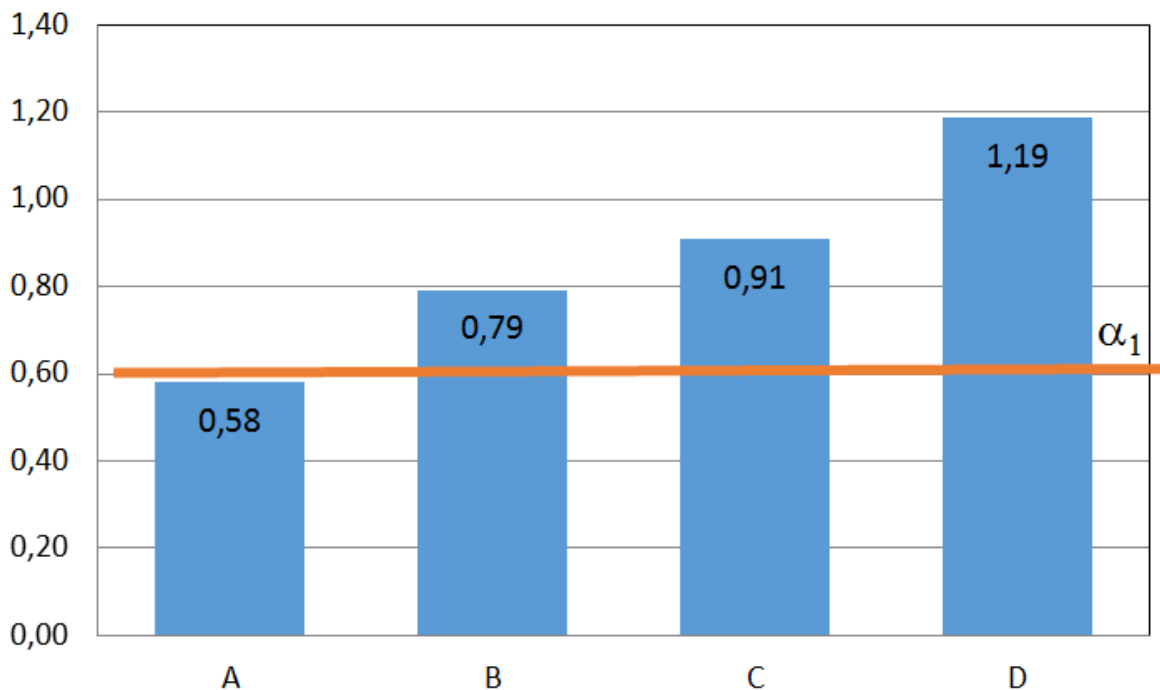


Figura 46 - Valores de α para a direção paralela ao eixo z.

Portanto, somente o modelo A é considerado como uma estrutura de nós fixos e seria dispensada uma análise de 2ª ordem, evitando quaisquer ajustes nas cargas horizontais a fim de calcular os esforços finais da estrutura. Os demais modelos, são considerados, de acordo com o critério do parâmetro α , estruturas de

nós móveis, sendo necessário levar em consideração os efeitos de 2ª ordem para obter os esforços finais globais. Porém, é interessante notar que, na determinação do parâmetro α , todos os modelos são considerados em seu estado não-fissurado e, portanto, sem nenhuma redução nos $E_{cs}I_c$ dos elementos estruturais. Consequentemente, o parâmetro α não é sensível à consideração da não linearidade física, que deve ser adotada nos estados limites últimos.

6.2 Índice de esbeltez de corpo rígido

Segundo Borges et al (2009), considera-se como índice de esbeltez de corpo rígido de uma edificação :

$$\beta_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (19)$$

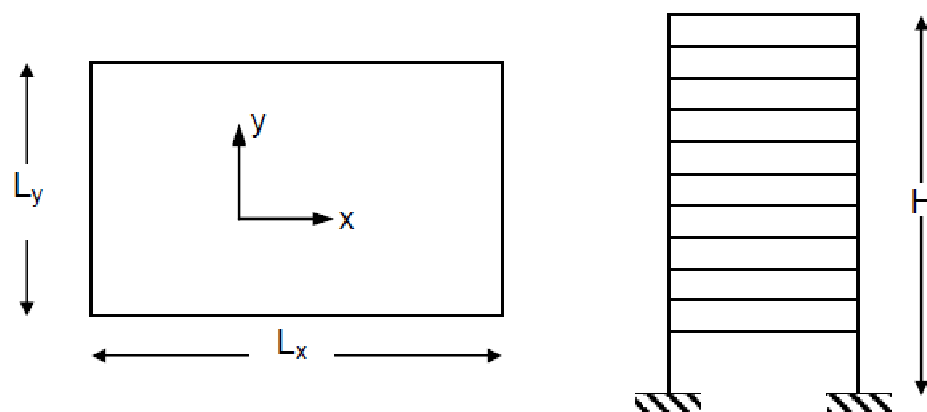


Figura 47 – Esquema para cálculo da esbeltez.

Onde H é a altura total e $L_{x,y}$ é o comprimento, em planta, segundo as direções X e Y . Os limites, para classificação das edificações segundo o índice de esbeltez de corpo rígido são :

$$\begin{aligned} \beta_{x,y} &\leq 4 && \text{edifício de pequena esbeltez} \\ 4 < \beta_{x,y} &\leq 6 && \text{edifício de média esbeltez} \\ \beta_{x,y} &> 6 && \text{edifício de alta esbeltez} \end{aligned}$$

Para os modelos em estudo temos: $L_x = 21,54$ m e $L_y = 17,29$ m. Na Tabela 32 são apresentados a classificação de cada modelo de acordo o índice de esbeltez de corpo rígido.

Tabela 32 - Índices de esbeltez de corpo rígido.

Modelos	H	β_x	β_y	Classificação
Modelo A	60 m	2,78	3,47	Pequena esbeltez
Modelo B	90 m	4,18	5,20	Média esbeltez
Modelo C	60 m	2,78	3,47	Pequena esbeltez
Modelo D	90 m	4,18	5,20	Média esbeltez

É interessante notar que para cálculo dos índices de esbeltez de corpo rígido é levado em conta apenas a forma da edificação, os modelos A e C são idênticos para cálculo desses índices, da mesma forma que os modelos B e D também serão idênticos entre si. Portanto, esse índice não é sensível ao tipo de contraventamento ou estrutura interna da edificação, sendo aconselhável seu uso apenas em um estudo inicial da estrutura.

6.3 Índice de esbeltez efetiva global

Segundo Borges et al (2009), baseado no CEB (1978), o índice de esbeltez efetiva pode ser calculado para a estrutura, de acordo com a Equação (20):

$$\lambda_{ef} = \left[\frac{12 \cdot E_{CS} \cdot \Delta_1 \cdot A_p}{H} \right]^{0,5} \quad (20)$$

onde :

E_{CS} módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto;

Δ_1 deslocamento horizontal do andar superior em relação à base, sob a ação de uma força horizontal unitária aplicada no topo, obtido de uma análise linear;

A_p soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados;

H altura total da edificação.

Os valores Δ_1 foram calculados da mesma forma do cálculo do parâmetro de instabilidade α . Segundo Borges et al (2009), de acordo com o valor do índice de esbeltez efetiva, tem-se :

$\lambda \leq 40$	pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem;
$40 < \lambda \leq 80$	esbeltez moderada;
$80 < \lambda \leq 100$	esbeltez média;
$100 < \lambda \leq 140$	esbeltez alta;
$\lambda > 140$	esbeltez muito alta.

Para a determinação do índice de esbeltez efetiva foi utilizado apenas a direção Z, por esta apresentar maiores deslocamentos na estrutura e, portanto, sendo a direção crítica para os modelos em estudo. Na Tabela 33, são apresentados os valores do índice de esbeltez efetiva, considerando a estrutura em seu regime elástico e, na Tabela 34, considerando a estrutura em seu regime fissurado, utilizando a redução das inércias dos elementos estruturais de acordo com a Tabela 18, anteriormente apresentada.

Tabela 33 - Índice de esbeltez efetiva e classificação - Regime elástico.

	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
E_{cs} (GPa)	34	34	34	34
Δ_1 ($\times 10^{-7}$ m)	0,71	1,32	1,81	3,09
A_p (m ²)	5,75	5,75	5,75	5,75
H (m)	60	90	60	90
λ_{eff}	52,6	58,6	84,2	89,8
Classificação	Esbeltez moderada	Esbeltez moderada	Esbeltez média	Esbeltez média

Tabela 34 - Índice de esbeltez efetiva e classificação - Regime fissurado.

	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
E_{cs} (GPa)	fissurado	fissurado	fissurado	fissurado
Δ_1 ($\times 10^{-7}$ m)	1,42	2,51	3,63	3,09
A_p (m ²)	5,75	5,75	5,75	5,75
H (m)	60	90	60	90
λ_{eff}	74,5	80,9	119,1	130,0
Classificação	Esbeltez moderada	Esbeltez média	Esbeltez alta	Esbeltez alta

De acordo com o índice de esbeltez efetiva, os quatro modelos estruturais avaliados são esbeltos e necessitam da consideração dos efeitos de segunda ordem, inclusive o Modelo A, que, de acordo com o parâmetro de instabilidade α , foi considerado uma estrutura de nós fixos. A consideração da não-linearidade física, considerando as estruturas no regime fissurado, apresentada na Tabela 34, elevou os deslocamentos Δ_1 significativamente, acarretando inclusive a alteração a classificação dos modelos B, C e D.

6.4 Rigidez efetiva global

De acordo com Borges et al (2009), define-se como coeficiente de rigidez efetiva global associado a cada direção preferencial X , Y , Z, o valor $K_{x,y,z}$ dado pela Equação (21) :

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{\Delta_{x,y,z}} \quad (21)$$

Sendo $\Delta_{x,y,z}$ os deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias, segundo a Figura 48.

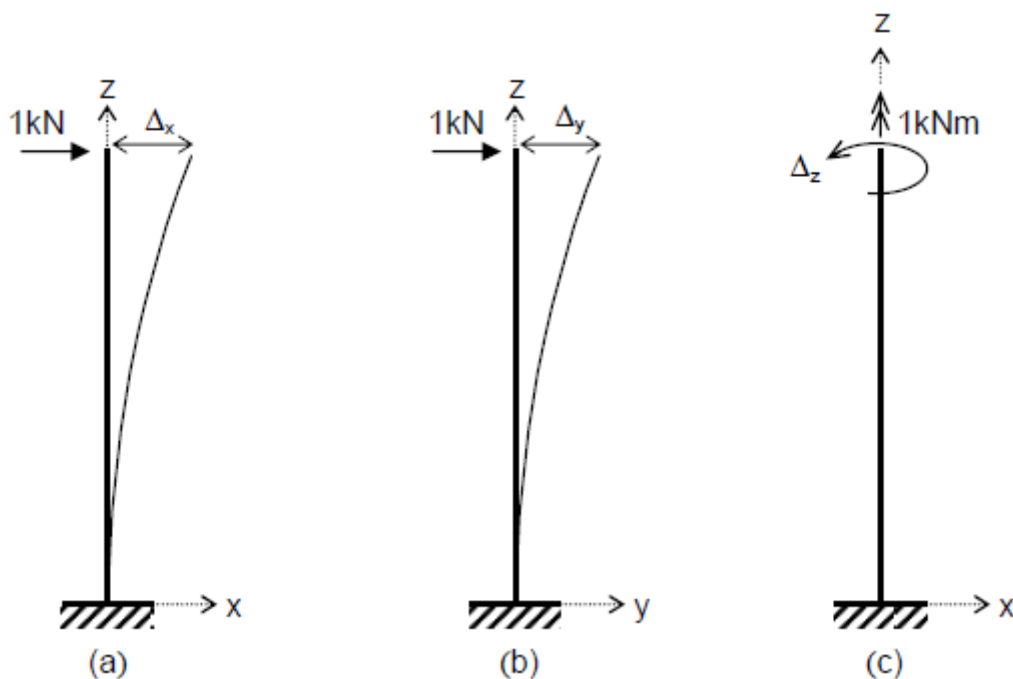


Figura 48 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges, 2009)

Esses coeficientes de rigidez são calculados para a estrutura admitida na fase elástica (associados às ações em serviço) e na fase fissurada (associados às ações de cálculo). Para a fase fissurada, serão adotados, de forma aproximada, valores de $E_{cs}I_c$ reduzidos, de acordo com a Tabela 18.

Sua importância está no fato de servir como parâmetro de comparação de rigidez global para estruturas projetadas sob ações de diferentes valores, bem como para comparação da rigidez global na fase elástica (rigidez bruta) e na fase fissurada (rigidez reduzida). Na Tabela 35, são apresentados os valores encontrados para os modelos em estudo, mostrando a diminuição da rigidez global da estrutura, de acordo com esse índice, ao se levar em conta a não-linearidade física no regime fissurado.

Tabela 35 - Valores rigidez efetiva global - Unidades kN/m

Modelos	MODELO A		MODELO B		MODELO C		MODELO D	
	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx
Regime elástico	14119	14587	7599	8332	5515	8676	3236	4915
Regime fissurado	7042	7937	3984	4651	2755	3906	1543	2247
Diminuição de rigidez	50,1%	45,6%	47,6%	44,2%	50,0%	55,0%	52,3%	54,3%

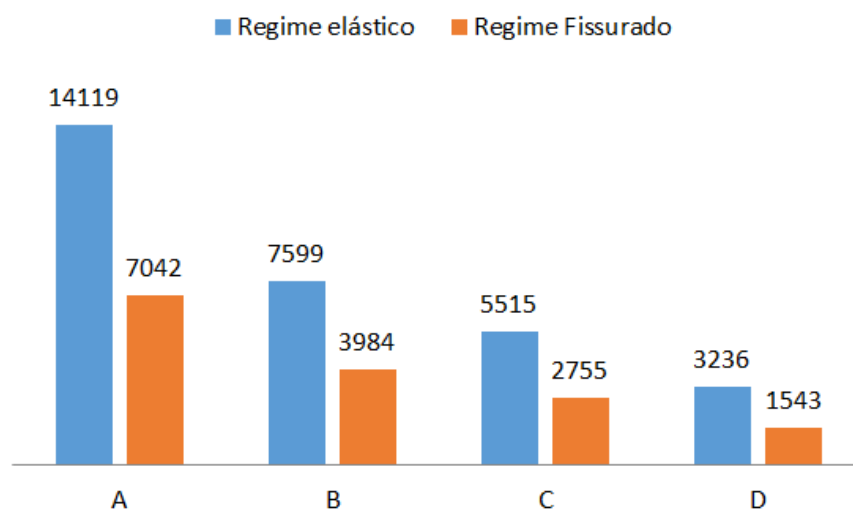


Figura 49 - Valores da rigidez efetiva global para o eixo Z.

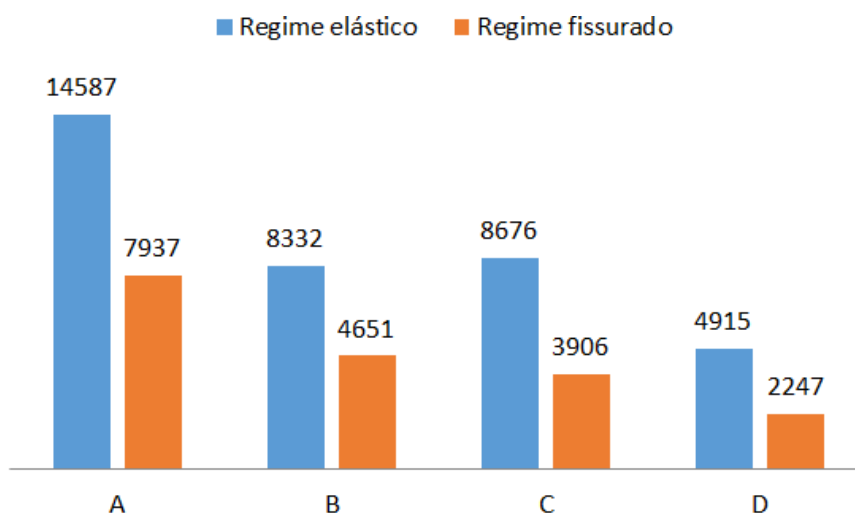


Figura 50 - Valores de rigidez para o eixo X

A consideração da não linearidade física diminuiu a rigidez global dos modelos estruturais em estudo. A diminuição é mais significativa nos Modelos C e D, mostrando que esses modelos, sem as vigas de periferia, são mais sensíveis a consideração da não linearidade física. Nesses Modelos C e D, as lajes são fundamentais a contribuição da rigidez da estrutura, porém, ao reduzir suas inércias, utilizando o fator 0,3 para as lajes, no regime fissurado, a rigidez global da estrutura é muito comprometida.

6.5 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z , criado por Franco e Vasconcelos (1991), é um coeficiente que amplifica os carregamentos horizontais, numa análise de 1ª ordem, fornecendo esforços finais de cálculo. Os esforços finais obtidos desta forma incluem os esforços de 2ª ordem com certa precisão. O coeficiente γ_z é apresentado também na NBR 6118 (2014), como um parâmetro avaliador da estrutura e utilizado para obtenção dos esforços finais globais. De acordo com a NBR 6118 (2014), o coeficiente pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, adotando os valores de rigidez dos elementos estruturais dados pelo item 15.7.3 da própria norma. Nos modelos em

estudo nesta dissertação, para determinação do coeficiente γ_z será adotada a rigidez dos elementos estruturais de acordo com a Tabela 18.

A NBR 6118 (2014) sugere que uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, sendo esse processo válido somente para $\gamma_z \leq 1,3$. O coeficiente γ_z deve ser calculado para cada combinação de carregamento de acordo com a Equação (22):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (22)$$

onde:

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

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$. Nos casos que $\gamma_z > 1,3$, não é válido multiplicar os esforços horizontais por γ_z , nesse casos, deve-se realizar uma análise mais refinada na consideração da não linearidade geométrica para cálculo dos esforços, com métodos mais rigorosos como a modificação na matriz de rigidez ou o processo P- Δ .

Estudos variados mostram que o processo simplificado do γ_z vem apresentando desempenho satisfatório para edifícios em concreto armado. Como o γ_z é calculado para cada combinação de carregamento, tanto para o estado limite de serviço quanto para o estado limite último, é levada em consideração a não linearidade física e, portanto, é sensível a essa consideração.

Para determinação do γ_z , para cada análise, os deslocamentos foram obtidos utilizando o ANSYS (2007). Para montagem das tabelas de cálculo do coeficiente γ_z ,

os valores característicos dos carregamentos verticais utilizados estão discriminados nas Tabelas 36 e 37. As cargas devido ao vento foram obtidas através das Tabelas 14 e 15 , utilizando os coeficientes para cada combinação.

Tabela 36 - Valores característicos dos carregamentos para os Modelos A e B.

Tipo	Valores unitários	Quantidades	Total (kN)
Peso próprio	2500 Kg/m ³	102,1 m ³	2553,0
Revestimentos + Alvenaria	100 + 280 = 380 Kg/m ²	417,13 m ²	1585,0
Sobrecargas	150 Kg/m ²	417,13 m ²	626,0

Tabela 37 - Valores característicos dos carregamentos para os Modelos C e D.

Tipo	Valores unitários	Quantidades	Total (kN)
Peso próprio	2500 Kg/m ³	94,1 m ³	2352,0
Revestimentos + Alvenaria	100 + 280 = 380 Kg/m ²	417,13 m ²	1585,0
Sobrecargas	150 Kg/m ²	417,13 m ²	626,0

Nas Tabelas 38 a 45 a seguir, utilizadas para a determinação dos γ_z , os carregamentos estão com seus valores de cálculos majorados e reduzidos para cada combinação utilizada, de acordo com a Tabela 22. A única observação é que para determinação do γ_z no estado limite último, de acordo com a NBR 6118 (2014), os esforços horizontais devem ser majorados por γ_f/γ_{f3} , e não por γ_f (com $\gamma_f=1,4$ e $\gamma_{f3}=1,1$).

Posteriormente, esses esforços serão majorados pelo próprio γ_z encontrado. Portanto, para o estado limite último, o carregamento de vento apresentado nas tabelas, estão majorados por $1,4/1,1 = 1,27$. Se o γ_z encontrado for maior que 1,10, os esforços serão recalculados com os carregamentos de vento majorados por $1,27 \cdot \gamma_z$. Como verificado através do parâmetro α ,que a direção crítica para os modelos estruturais investigados é o eixo Z, serão apresentados apenas os valores dos coeficientes γ_z , considerando as combinações de carregamento em que o vento atua na direção paralela ao eixo Z (vento frontal).

Tabela 38- Cálculo γ_z . Modelo A. Análise 1. ELS.

PISO	H (m)	uz (cm)	Cargas Verticais (kN)				$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)
			PP	CP	SC	Total			
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0,00	0	0
1º Pav	3	0,03	2553	1585	188	4325	1,44	10	30
2º Pav	6	0,10	2553	1585	188	4325	4,37	12	72
3º Pav	9	0,18	2553	1585	188	4325	7,78	13	120
4º Pav	12	0,26	2553	1585	188	4325	11,26	14	171
5º Pav	15	0,34	2553	1585	188	4325	14,67	15	226
6º Pav	18	0,41	2553	1585	188	4325	17,92	16	284
7º Pav	21	0,49	2553	1585	188	4325	20,99	16	345
8º Pav	24	0,55	2553	1585	188	4325	23,84	17	407
9º Pav	27	0,61	2553	1585	188	4325	26,47	17	472
10º Pav	30	0,67	2553	1585	188	4325	28,86	18	538
11º Pav	33	0,72	2553	1585	188	4325	31,00	18	607
12º Pav	36	0,76	2553	1585	188	4325	32,87	19	676
13º Pav	39	0,80	2553	1585	188	4325	34,49	19	747
14º Pav	42	0,83	2553	1585	188	4325	35,83	20	820
15º Pav	45	0,85	2553	1585	188	4325	36,90	20	894
16º Pav	48	0,87	2553	1585	188	4325	37,69	20	969
17º Pav	51	0,88	2553	1585	188	4325	38,21	20	1045
18º Pav	54	0,89	2553	1585	188	4325	38,44	21	1123
19º Pav	57	0,89	2553	1585	188	4325	38,41	21	1201
20º Pav	60	0,88	2553	1585	188	4325	37,92	21	1281
Σ							519	Σ	12028
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,05

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{519}{12028}} = 1,05$$

O valor encontrado do coeficiente $\gamma_z = 1,05$ é menor que o valor limite de 1,10. Portanto, de acordo com a NBR 6118 (2014), o Modelo A, no estado limite de serviço (ELS), pode ser considerado uma estrutura de nós fixos, sendo dispensável levar em consideração os efeitos de 2ª ordem na obtenção dos deslocamentos finais da estrutura.

Tabela 39 - Cálculo γ_z . Modelo B. Análise 1. ELS.

PISO	H (m)	uz (cm)	Cargas Verticais (kN)				Δ Mtot.d (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)
			PP	CP	SC	Total			
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
1º Pav	3	0,06	2553	1585	188	4325	3	10	31
2º Pav	6	0,19	2553	1585	188	4325	8	12	75
3º Pav	9	0,34	2553	1585	188	4325	15	14	124
4º Pav	12	0,50	2553	1585	188	4325	22	15	178
5º Pav	15	0,66	2553	1585	188	4325	28	16	235
6º Pav	18	0,81	2553	1585	188	4325	35	16	295
7º Pav	21	0,97	2553	1585	188	4325	42	17	358
8º Pav	24	1,12	2553	1585	188	4325	48	18	422
9º Pav	27	1,26	2553	1585	188	4325	55	18	489
10º Pav	30	1,40	2553	1585	188	4325	61	19	558
11º Pav	33	1,53	2553	1585	188	4325	66	19	629
12º Pav	36	1,66	2553	1585	188	4325	72	19	701
13º Pav	39	1,78	2553	1585	188	4325	77	20	775
14º Pav	42	1,90	2553	1585	188	4325	82	20	850
15º Pav	45	2,01	2553	1585	188	4325	87	21	927
16º Pav	48	2,11	2553	1585	188	4325	91	21	1005
17º Pav	51	2,20	2553	1585	188	4325	95	21	1084
18º Pav	54	2,29	2553	1585	188	4325	99	22	1164
19º Pav	57	2,37	2553	1585	188	4325	102	22	1246
20º Pav	60	2,44	2553	1585	188	4325	105	22	1328
21º Pav	63	2,50	2553	1585	188	4325	108	22	1411
22º Pav	66	2,56	2553	1585	188	4325	111	23	1496
23º Pav	69	2,61	2553	1585	188	4325	113	23	1581
24º Pav	72	2,65	2553	1585	188	4325	114	23	1668
25º Pav	75	2,68	2553	1585	188	4325	116	23	1755
26º Pav	78	2,70	2553	1585	188	4325	117	24	1843
27º Pav	81	2,72	2553	1585	188	4325	118	24	1932
28º Pav	84	2,73	2553	1585	188	4325	118	24	2022
29º Pav	87	2,73	2553	1585	188	4325	118	24	2113
30º Pav	90	2,72	2553	1585	188	4325	118	24	2204
						Σ	2343	Σ	30501
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,08

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{2343}{30501}} = 1,08$$

O valor do coeficiente $\gamma_z = 1,08$ encontrado é menor que 1,10. Portanto, de acordo com a NBR 6118 (2014), o Modelo B, no estado limite de serviço (ELS), pode ser também considerado uma estrutura de nós fixos, sendo dispensável levar em consideração os efeitos de 2ª ordem na obtenção dos esforços globais e deslocamentos finais.

Tabela 40 - Cálculo γ_z . Modelo C. Análise 1. ELS.

PISO	H (m)	uz (cm)	Cargas Verticais (kN)				Δ Mtot.d (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)	
			PP	CP	SC	Total				
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0,00	0	0	
1º Pav	3	0,07	2352	1585	188	4124	2,87	10	30	
2º Pav	6	0,23	2352	1585	188	4124	9,43	12	72	
3º Pav	9	0,43	2352	1585	188	4124	17,82	13	120	
4º Pav	12	0,65	2352	1585	188	4124	26,99	14	171	
5º Pav	15	0,88	2352	1585	188	4124	36,36	15	226	
6º Pav	18	1,11	2352	1585	188	4124	45,62	16	284	
7º Pav	21	1,32	2352	1585	188	4124	54,59	16	345	
8º Pav	24	1,53	2352	1585	188	4124	63,14	17	407	
9º Pav	27	1,73	2352	1585	188	4124	71,20	17	472	
10º Pav	30	1,91	2352	1585	188	4124	78,72	18	538	
11º Pav	33	2,08	2352	1585	188	4124	85,66	18	607	
12º Pav	36	2,23	2352	1585	188	4124	91,99	19	676	
13º Pav	39	2,37	2352	1585	188	4124	97,69	19	747	
14º Pav	42	2,49	2352	1585	188	4124	102,74	20	820	
15º Pav	45	2,60	2352	1585	188	4124	107,14	20	894	
16º Pav	48	2,69	2352	1585	188	4124	110,88	20	969	
17º Pav	51	2,76	2352	1585	188	4124	113,97	20	1045	
18º Pav	54	2,82	2352	1585	188	4124	116,44	21	1123	
19º Pav	57	2,87	2352	1585	188	4124	118,37	21	1201	
20º Pav	60	2,90	2352	1585	188	4124	119,71	21	1281	
							Σ	1471	Σ	12028
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,14	

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{1471}{12028}} = 1,14$$

O valor do coeficiente $\gamma_z = 1,14$ encontrado é maior que o limite de 1,10. Portanto, de acordo com a NBR 6118 (2014), o Modelo Estrutural C, para o estado limite de serviço (ELS), é considerado uma estrutura de nós móveis, no que tange a consideração do vento frontal é necessário levar em consideração os efeitos de 2ª ordem na obtenção dos esforços globais e deslocamentos finais para esta combinação de carregamento.

Tabela 41 - Cálculo γ_z . Modelo D. Análise 1. ELS.

PISO	H (m)	uz (m)	Cargas Verticais (kN)				$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)
			PP	CP	SC	Total			
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0,00	0	0
1º Pav	3	0,12	2352	1585	188	4562	5,58	10	31
2º Pav	6	0,41	2352	1585	188	4124	16,74	12	75
3º Pav	9	0,77	2352	1585	188	4124	31,88	14	124
4º Pav	12	1,18	2352	1585	188	4124	48,72	15	178
5º Pav	15	1,61	2352	1585	188	4124	66,29	16	235
6º Pav	18	2,04	2352	1585	188	4124	84,09	16	295
7º Pav	21	2,47	2352	1585	188	4124	101,79	17	358
8º Pav	24	2,89	2352	1585	188	4124	119,21	18	422
9º Pav	27	3,30	2352	1585	188	4124	136,22	18	489
10º Pav	30	3,70	2352	1585	188	4124	152,75	19	558
11º Pav	33	4,09	2352	1585	188	4124	168,72	19	629
12º Pav	36	4,46	2352	1585	188	4124	184,08	19	701
13º Pav	39	4,82	2352	1585	188	4124	198,79	20	775
14º Pav	42	5,16	2352	1585	188	4124	212,82	20	850
15º Pav	45	5,48	2352	1585	188	4124	226,13	21	927
16º Pav	48	5,79	2352	1585	188	4124	238,69	21	1005
17º Pav	51	6,07	2352	1585	188	4124	250,49	21	1084
18º Pav	54	6,34	2352	1585	188	4124	261,50	22	1164
19º Pav	57	6,59	2352	1585	188	4124	271,70	22	1246
20º Pav	60	6,82	2352	1585	188	4124	281,09	22	1328
21º Pav	63	7,02	2352	1585	188	4124	289,65	22	1411
22º Pav	66	7,21	2352	1585	188	4124	297,38	23	1496
23º Pav	69	7,38	2352	1585	188	4124	304,28	23	1581
24º Pav	72	7,52	2352	1585	188	4124	310,33	23	1668
25º Pav	75	7,65	2352	1585	188	4124	315,56	23	1755
26º Pav	78	7,76	2352	1585	188	4124	319,96	24	1843
27º Pav	81	7,85	2352	1585	188	4124	323,57	24	1932
28º Pav	84	7,91	2352	1585	188	4124	326,42	24	2022
29º Pav	87	7,97	2352	1585	188	4124	328,61	24	2113
30º Pav	90	8,00	2352	1585	188	4124	330,10	24	2204
						Σ	6203	Σ	30501
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,26

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{6203}{30501}} = 1,26$$

O valor do coeficiente $\gamma_z=1,26$ encontrado também é maior que o limite de 1,10. Para os Modelos C e D, será necessário atualizar os deslocamentos da estrutura já apresentados no capítulo anterior, recalculando a estrutura, majorando

os esforços de vento pelo valor do coeficiente γ_z encontrado para combinação 1 no estado limite de serviço (ELS). Essa atualização será apresentada no final deste capítulo.

Seguindo os estudos, é determinado o valor do coeficiente γ_z para o estado limite último, utilizando a Análise 2, que adota a combinação 2 e considera a estrutura em seu estado de fissuração, reduzindo as rigidezes dos elementos estruturais conforme os valores propostos pela NBR 6118 (2014) e apresentados neste trabalho na Tabela 18.

Tabela 42 - Cálculo γ_z . Modelo A. Análise 2. ELU.

PISO	H (m)	uz (m)	Cargas Verticais (kN)				$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)
			PP	CP	SC	Total			
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
1º Pav	3	0,22	3574	2219	438	6231	14	43	128
2º Pav	6	0,71	3574	2219	438	6231	44	51	305
3º Pav	9	1,33	3574	2219	438	6231	83	56	506
4º Pav	12	1,99	3574	2219	438	6231	124	60	725
5º Pav	15	2,66	3574	2219	438	6231	166	64	958
6º Pav	18	3,32	3574	2219	438	6231	207	67	1204
7º Pav	21	3,95	3574	2219	438	6231	246	69	1459
8º Pav	24	4,55	3574	2219	438	6231	284	72	1724
9º Pav	27	5,12	3574	2219	438	6231	319	74	1998
10º Pav	30	5,64	3574	2219	438	6231	352	76	2279
11º Pav	33	6,13	3574	2219	438	6231	382	78	2568
12º Pav	36	6,57	3574	2219	438	6231	409	80	2863
13º Pav	39	6,96	3574	2219	438	6231	434	81	3164
14º Pav	42	7,31	3574	2219	438	6231	456	83	3471
15º Pav	45	7,61	3574	2219	438	6231	474	84	3784
16º Pav	48	7,86	3574	2219	438	6231	490	85	4101
17º Pav	51	8,07	3574	2219	438	6231	503	87	4424
18º Pav	54	8,22	3574	2219	438	6231	512	88	4752
19º Pav	57	8,34	3574	2219	438	6231	520	89	5084
20º Pav	60	8,41	3574	2219	438	6231	524	90	5421
						Soma Σ	6542	Soma Σ	50919
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,15

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{6542}{50919}} = 1,15$$

Tabela 43 - Cálculo γ_z . Modelo B. Análise 2. ELU.

PISO	H (m)	uz (m)	Cargas Verticais (kN)				$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)	
			PP	CP	SC	Total				
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0	
1º Pav	3	0,40	3574	2219	438	6231	25	44	133	
2º Pav	6	1,32	3574	2219	438	6231	82	53	316	
3º Pav	9	2,48	3574	2219	438	6231	155	58	525	
4º Pav	12	3,76	3574	2219	438	6231	234	63	752	
5º Pav	15	5,08	3574	2219	438	6231	317	66	994	
6º Pav	18	6,41	3574	2219	438	6231	400	69	1248	
7º Pav	21	7,74	3574	2219	438	6231	482	72	1513	
8º Pav	24	9,05	3574	2219	438	6231	564	75	1788	
9º Pav	27	10,33	3574	2219	438	6231	644	77	2072	
10º Pav	30	11,58	3574	2219	438	6231	721	79	2364	
11º Pav	33	12,79	3574	2219	438	6231	797	81	2663	
12º Pav	36	13,97	3574	2219	438	6231	870	82	2969	
13º Pav	39	15,10	3574	2219	438	6231	941	84	3281	
14º Pav	42	16,19	3574	2219	438	6231	1009	86	3600	
15º Pav	45	17,24	3574	2219	438	6231	1074	87	3924	
16º Pav	48	18,23	3574	2219	438	6231	1136	89	4253	
17º Pav	51	19,18	3574	2219	438	6231	1195	90	4588	
18º Pav	54	20,07	3574	2219	438	6231	1251	91	4928	
19º Pav	57	20,91	3574	2219	438	6231	1303	93	5273	
20º Pav	60	21,70	3574	2219	438	6231	1352	94	5622	
21º Pav	63	22,42	3574	2219	438	6231	1397	95	5975	
22º Pav	66	23,09	3574	2219	438	6231	1439	96	6333	
23º Pav	69	23,71	3574	2219	438	6231	1477	97	6695	
24º Pav	72	24,26	3574	2219	438	6231	1512	98	7061	
25º Pav	75	24,75	3574	2219	438	6231	1542	99	7430	
26º Pav	78	25,19	3574	2219	438	6231	1570	100	7804	
27º Pav	81	25,57	3574	2219	438	6231	1593	101	8181	
28º Pav	84	25,89	3574	2219	438	6231	1613	102	8561	
29º Pav	87	26,16	3574	2219	438	6231	1630	103	8945	
30º Pav	90	26,38	3574	2219	438	6231	1644	104	9332	
							Σ	29968	Σ	129123
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,30	

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{29968}{129123}} = 1,30$$

Para o Modelo A, no estado limite último, o valor do coeficiente $\gamma_z=1,15$ encontrado é maior que o limite 1,1 e abaixo do limite 1,3. Para o Modelo B, o valor encontrado $\gamma_z=1,30$ fica no limite estabelecido $\gamma_z \leq 1,3$. Portanto, para estes dois modelos (A e B), pode-se obter os esforços finais majorando os esforços horizontais pelo valor do coeficiente γ_z .

Tabela 44 - Cálculo γ_z . Modelo C. Análise 2. ELU.

PISO	H (m)	uz (m)	Cargas Verticais (kN)				Δ Mtot.d (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)	
			PP	CP	SC	Total				
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0	
1º Pav	3	0,41	3292	2219	438	5949	24	43	128	
2º Pav	6	1,40	3292	2219	438	5949	83	51	305	
3º Pav	9	2,74	3292	2219	438	5949	163	56	506	
4º Pav	12	4,27	3292	2219	438	5949	254	60	725	
5º Pav	15	5,90	3292	2219	438	5949	351	64	958	
6º Pav	18	7,55	3292	2219	438	5949	449	67	1204	
7º Pav	21	9,19	3292	2219	438	5949	547	69	1459	
8º Pav	24	10,79	3292	2219	438	5949	642	72	1724	
9º Pav	27	12,32	3292	2219	438	5949	733	74	1998	
10º Pav	30	13,77	3292	2219	438	5949	819	76	2279	
11º Pav	33	15,13	3292	2219	438	5949	900	78	2568	
12º Pav	36	16,39	3292	2219	438	5949	975	80	2863	
13º Pav	39	17,55	3292	2219	438	5949	1044	81	3164	
14º Pav	42	18,59	3292	2219	438	5949	1106	83	3471	
15º Pav	45	19,53	3292	2219	438	5949	1162	84	3784	
16º Pav	48	20,36	3292	2219	438	5949	1211	85	4101	
17º Pav	51	21,08	3292	2219	438	5949	1254	87	4424	
18º Pav	54	21,70	3292	2219	438	5949	1291	88	4752	
19º Pav	57	22,24	3292	2219	438	5949	1323	89	5084	
20º Pav	60	22,71	3292	2219	438	5949	1351	90	5421	
							Σ	15682	Σ	50919
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	1,45	

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{15682}{50919}} = 1,45$$

Para o modelo C, no estado limite último, o valor encontrado de $\gamma_z=1,45$ fica acima do valor limite estabelecido $\gamma_z \leq 1,3$.

Tabela 45 - Cálculo γ_z . Modelo D. Análise 2. ELU.

PISO	H (m)	uz (m)	Cargas Verticais (kN)				Δ Mtot.d (kN.m)	Vento (kN)	M1,tot,d (kN.m)
			PP	CP	SC	Total			
Térreo	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
1º Pav	3	0,74	3292	2219	438	5949	44	44	133
2º Pav	6	2,58	3292	2219	438	5949	153	53	316
3º Pav	9	5,09	3292	2219	438	5949	303	58	525
4º Pav	12	8,02	3292	2219	438	5949	477	63	752
5º Pav	15	11,20	3292	2219	438	5949	666	66	994
6º Pav	18	14,51	3292	2219	438	5949	863	69	1248
7º Pav	21	17,88	3292	2219	438	5949	1064	72	1513
8º Pav	24	21,27	3292	2219	438	5949	1265	75	1788
9º Pav	27	24,63	3292	2219	438	5949	1466	77	2072
10º Pav	30	27,95	3292	2219	438	5949	1663	79	2364
11º Pav	33	31,21	3292	2219	438	5949	1857	81	2663
12º Pav	36	34,39	3292	2219	438	5949	2046	82	2969
13º Pav	39	37,47	3292	2219	438	5949	2229	84	3281
14º Pav	42	40,46	3292	2219	438	5949	2407	86	3600
15º Pav	45	43,33	3292	2219	438	5949	2578	87	3924
16º Pav	48	46,09	3292	2219	438	5949	2742	89	4253
17º Pav	51	48,72	3292	2219	438	5949	2899	90	4588
18º Pav	54	51,23	3292	2219	438	5949	3048	91	4928
19º Pav	57	53,60	3292	2219	438	5949	3189	93	5273
20º Pav	60	55,83	3292	2219	438	5949	3321	94	5622
21º Pav	63	57,92	3292	2219	438	5949	3446	95	5975
22º Pav	66	59,87	3292	2219	438	5949	3562	96	6333
23º Pav	69	61,67	3292	2219	438	5949	3669	97	6695
24º Pav	72	63,33	3292	2219	438	5949	3768	98	7061
25º Pav	75	64,84	3292	2219	438	5949	3857	99	7430
26º Pav	78	66,21	3292	2219	438	5949	3939	100	7804
27º Pav	81	67,45	3292	2219	438	5949	4013	101	8181
28º Pav	84	68,56	3292	2219	438	5949	4079	102	8561
29º Pav	87	69,57	3292	2219	438	5949	4139	103	8945
30º Pav	90	70,49	3292	2219	438	5949	4194	104	9332
						Σ	72943	Σ	129123
PP : peso próprio CP : cargas permanentes SC : sobrecarga								γ_z	2,30

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{72943}{129123}} = 2,30$$

Como já sinalizado, através dos índices de sensibilidade da estrutura, os modelos C e D, com a retirada das vigas de periferia, aliado à diminuição da rigidez da laje pelo fator 0,3, ficou com seus sistemas de contraventamento muito comprometidos. Nestes dois modelos, não é permitido obter os esforços finais através do processo γ_z , pois os valores encontrados são superiores ao limite 1,3. Seria necessário obter os esforços através de uma análise mais refinada: método exato ou o método P-Delta, que não fazem parte desse estudo. No modelo D, em particular, o valor encontrado de $\gamma_z=2,41$ ficou muito acima do valor limite estabelecido $\gamma_z \leq 1,3$. Isto evidencia que o modelo se tornou muito instável sem as vigas de periferia.

Comparando os Modelos B e D, já havia um acréscimo em torno de 75% dos momentos fletores na base dos pilares, considerando apenas a não linearidade física (ver Tabela 29). Mesmo não realizando uma análise de 2ª ordem mais refinada para o Modelo D, o que seria correto neste caso, o valor do γ_z encontrada sinalizada que os esforços horizontais nos pilares neste modelo, ao ser levar em conta a não linearidade geométrica, serão amplificados de tal forma que o modelo será inviabilizado no dimensionamento da armação destes pilares.

Na tabela 46, são apresentados os valores dos coeficientes γ_z para as duas análises realizadas para cada modelo estrutural.

Tabela 46 - Valores de γ_z . Vento frontal .

	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
Análise 1- ELS	1,05	1,08	1,14	1,26
Análise 2- ELU	1,15	1,30	1,45	2,30

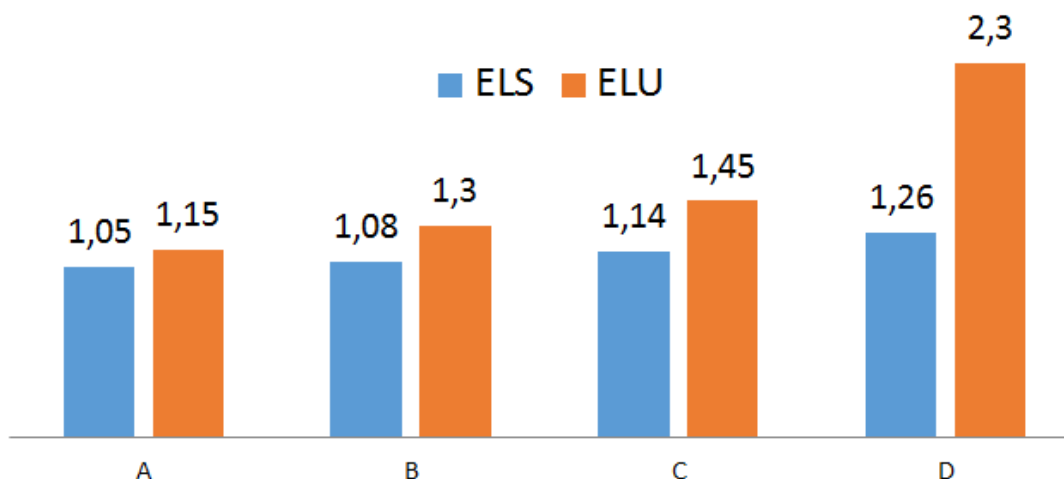


Figura 51 - Comparação de valores entre os coeficientes γ_z calculados.

6.6 Análises considerando a não linearidade geométrica

A seguir são utilizados os valores dos coeficientes γ_z encontrados para realizar uma análise não linear, considerando a não linearidade geométrica. Os modelos estruturais são novamente calculados utilizando o ANSYS (2007), reajustando as combinações utilizadas, multiplicando-se as cargas devido ao vento por γ_z . Na combinação no estado limite último, conforme já explicado, o valor de γ_f para as carga de vento são minoradas por $\gamma_{f3}=1,1$ e multiplicadas em seguida por γ_z . Na Tabela 47, são apresentadas as combinações ajustadas para as análises considerando a não linearidade geométrica.

Tabela 47 - Combinações com coeficientes finais adotados adotando processo γ_z .

Combinação 1 ELS	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_2 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \psi_1 \cdot \gamma_z \cdot \text{Vento}$ 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3. γ_z Vento com $\gamma_f = 1,0$; $\psi_2 = 0,3$; $\psi_1 = 0,3$
Combinação 2 ELU	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_0 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f / \gamma_3 \cdot \gamma_z \cdot \text{Vento}$ 1,4 Cargas Permanentes + 0,7 Cargas Acidentais + 1,27. γ_z Vento com $\gamma_f = 1,4$; $\psi_0 = 0,5$; $\gamma_3 = 1,1$

Nas tabelas 48 e 49 são apresentados os valores encontrados para os deslocamentos horizontais no topo da estrutura, considerando o vento paralelo ao eixo Z (vento frontal), comparando os valores encontrados na análise linear e na análise não linear, considerando os efeitos de 2ª ordem.

Tabela 48 - Deslocamentos totais no topo da edificação. Modelos A e B.

Análise	Modelo A			Modelo B		
	u_x (cm)	u_z (cm)	u_t (cm)	u_x (cm)	u_z (cm)	u_t (cm)
ELS - Linear (NL)	0,77	0,88	1,17	2,13	2,72	3,45
ELS - Não linear (L)	0,76	0,94	1,20	2,12	3,05	3,71
Comparativo de valores						
Amplificação (NL / L)	0,99	1,07	1,03	0,99	1,12	1,07
γ_z utilizado	1,05			1,08		

Tabela 49 - Deslocamentos totais no topo da edificação. Modelos C e D.

Análise	Modelo C			Modelo D		
	u_x (cm)	u_z (cm)	u_t (cm)	u_x (cm)	u_z (cm)	u_t (cm)
ELS – Linear (NL)	1,03	2,90	3,07	2,92	8,00	8,51
ELS - Não linear (L)	1,02	3,36	3,51	2,84	10,52	10,89
Comparativo de valores						
Amplificação (NL / L)	0,99	1,16	1,14	0,97	1,31	1,28
γ_z utilizado	1,14			1,26		

Pode-se verificar que, ao majorar o carregamento devido ao vento paralelo ao eixo Z (vento frontal), os deslocamentos horizontais paralelos a essa direção (u_z) sofrem uma amplificação ligeiramente superior que o valor de γ_z utilizado. Já os deslocamentos totais (u_t) sofrem amplificações praticamente iguais ao valor de γ_z . Com base nos valores dos deslocamentos horizontais atualizados, verificou-se novamente se estes continuavam ou não atendendo ao limite estabelecido $H/1700$.

Tabela 50 – Verificação dos deslocamentos no topo do edificação (ELS).

Análise	Deslocamento no topo do edifício (cm)							
	Modelo A		Modelo B		Modelo C		Modelo D	
	L	NL	L	NL	L	NL	L	NL
Análise1	1,17	1,20	3,45	3,71	3,07	3,51	8,51	10,89
$h/1700$	3,52		5,29		3,52		5,29	
Verificação	atende		atende		atende		não atende	

Percebe-se, nesta nova verificação, que os Modelos A e B continuam atendendo ao limite. O Modelo C aproximou-se do limite e o Modelo D, que já se encontrava fora do limite, mostrou-se inviável.

Igualmente a atualização dos deslocamentos, se faz necessário também a atualização dos esforços, numa análise não linear, considerando os acréscimos de esforços devido a não linearidade geométrica. Portanto, a estrutura é novamente calculada considerando o estado limite último (ELU), utilizando as combinações apresentadas na Tabela 47. São apresentados os resultados somente para o vento paralelo a direção Z (vento frontal). Para o dimensionamento de todos os pilares,

entretanto, seria necessário realizar as análises também para o vento lateral, realizando a envoltória dos resultados encontrados. Os esforços apresentados a seguir, conforme já explicado, são apenas para os Modelos Estruturais A e B, que obtiveram coeficientes γ_z menores que o limite de 1,3. Os modelos C e D, que obtiveram valores dos coeficientes γ_z acima deste limite, não podem ter seus esforços atualizados utilizando o processo γ_z . Seria necessário obter os esforços finais através de uma análise mais refinada: método exato ou o método P-Delta, que não fazem parte desse estudo.

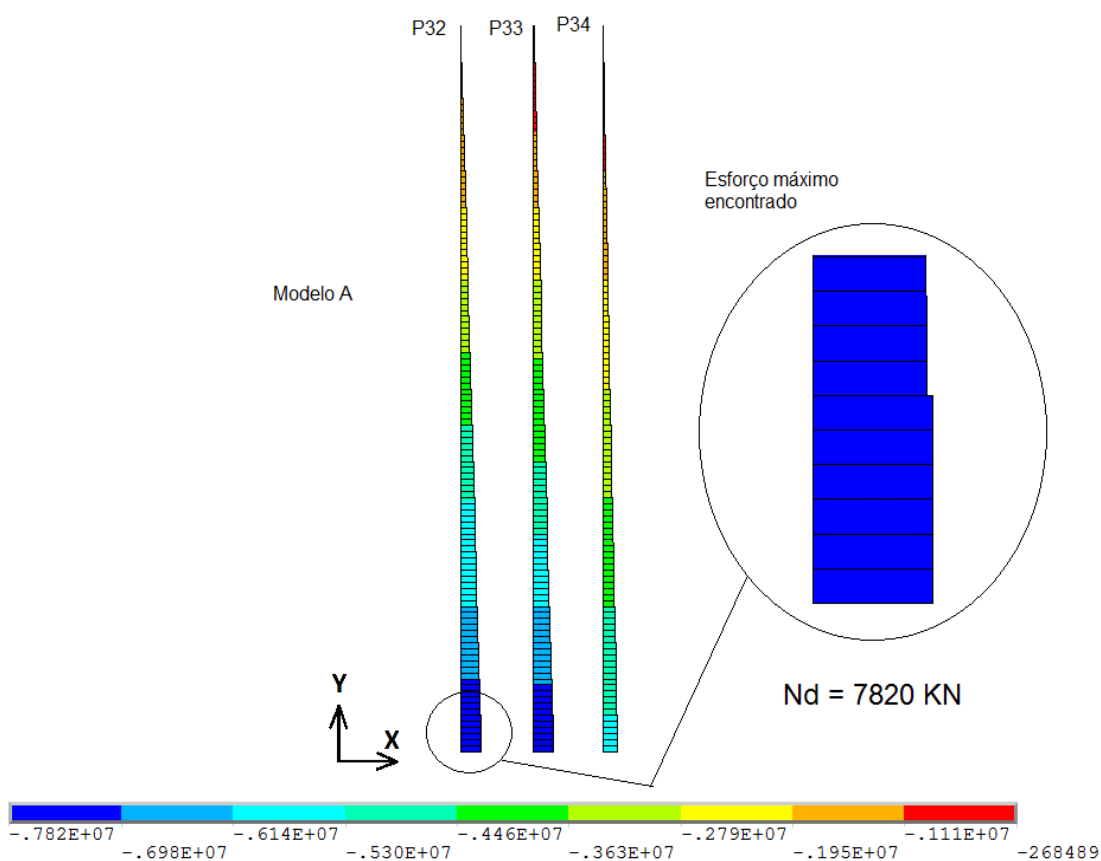


Figura 52 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo A. Vento Frontal. Análise não linear geométrica - Unidades: N

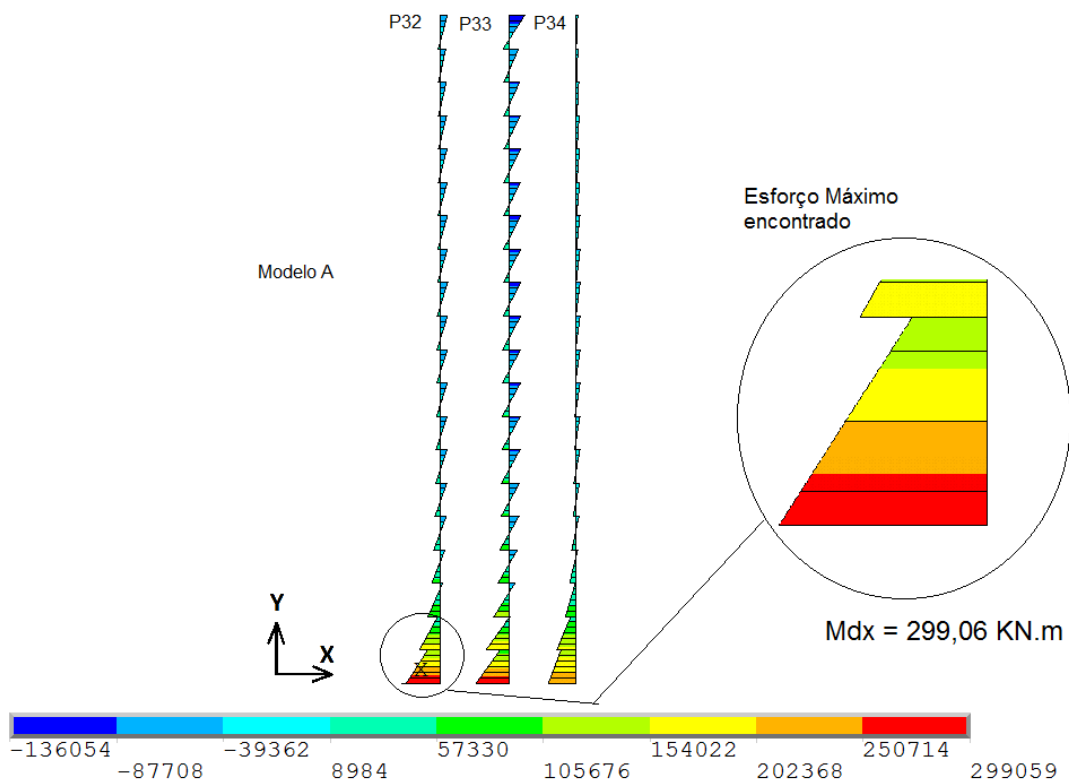


Figura 53 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo A. Vento Frontal. Unidades: N.m

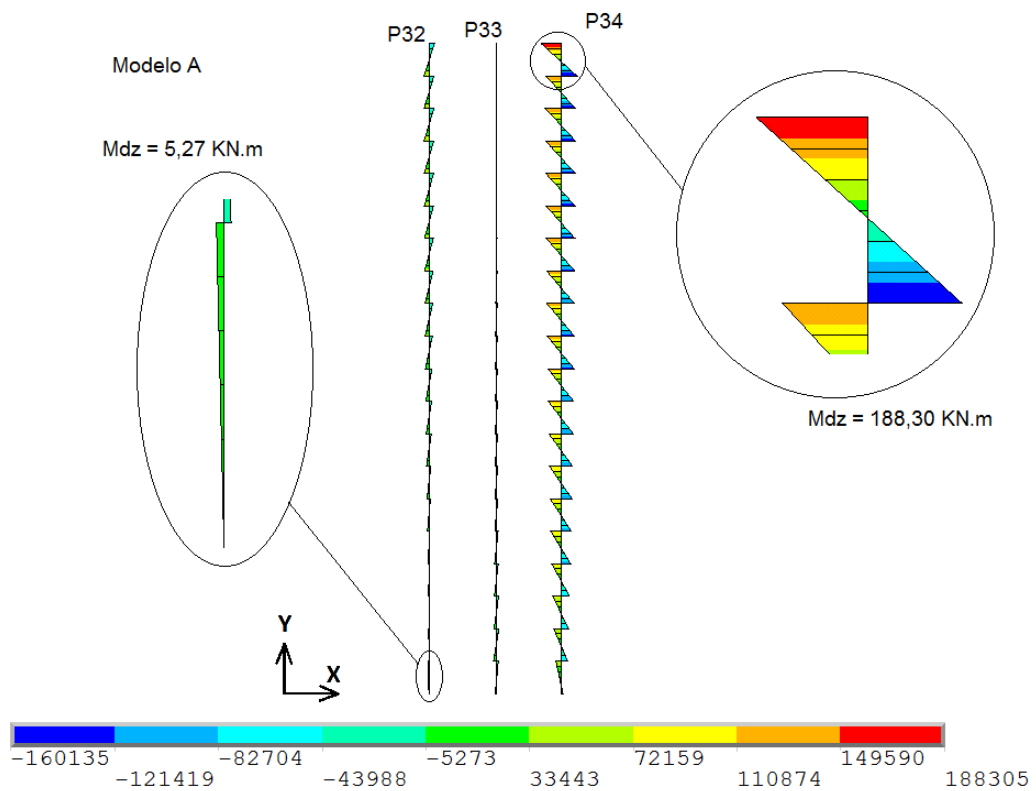


Figura 54 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo A. Vento Frontal. Unidades: N.m

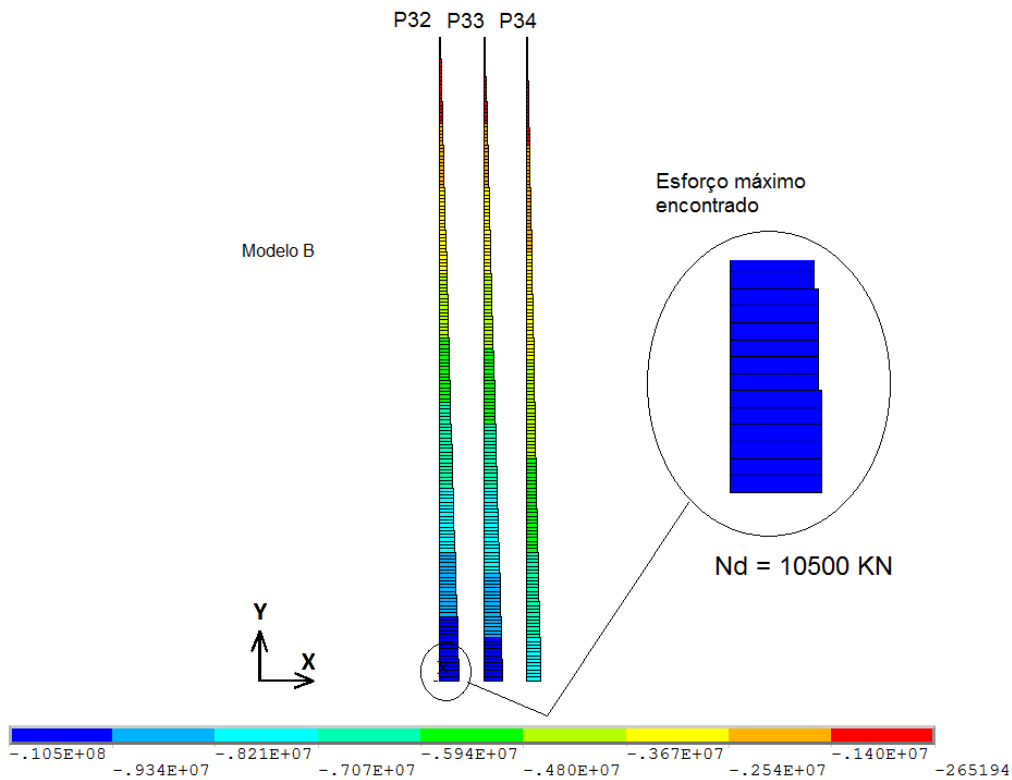


Figura 55 - Diagrama de esforço normal P32, P33 e P34. Modelo B. Vento Frontal. Análise não linear geométrica. Unidades: N

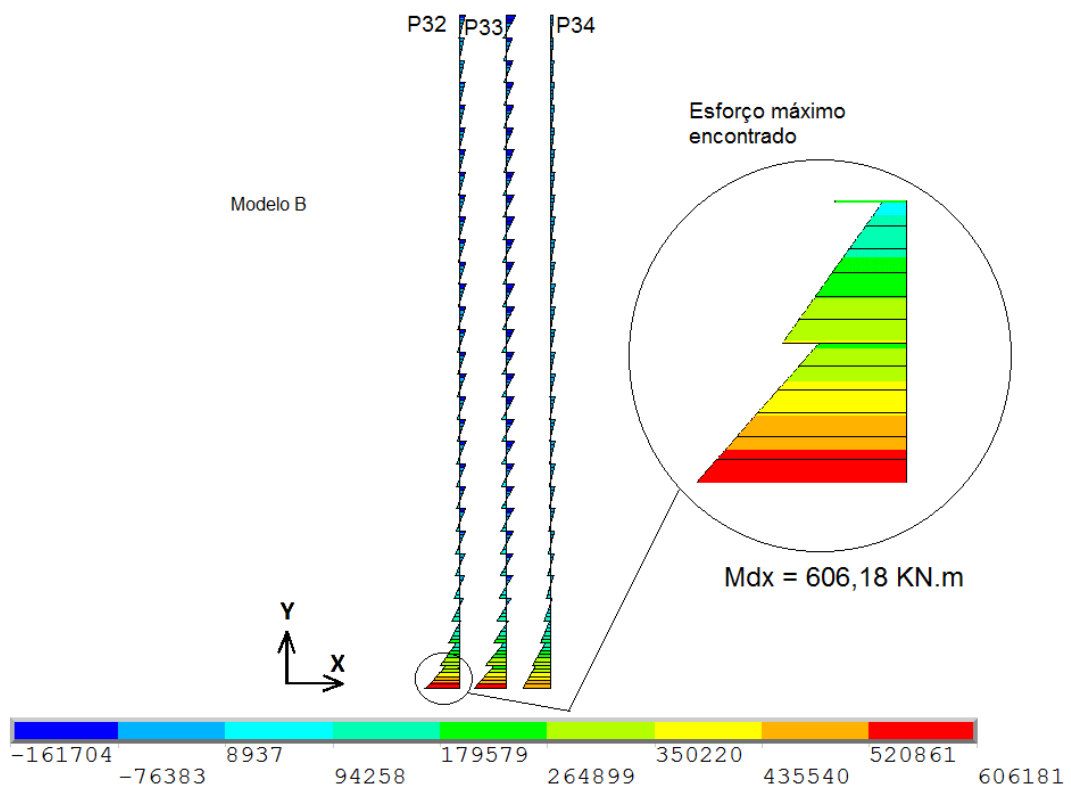


Figura 56 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global X. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo B. Vento Frontal. Unidades: Nm

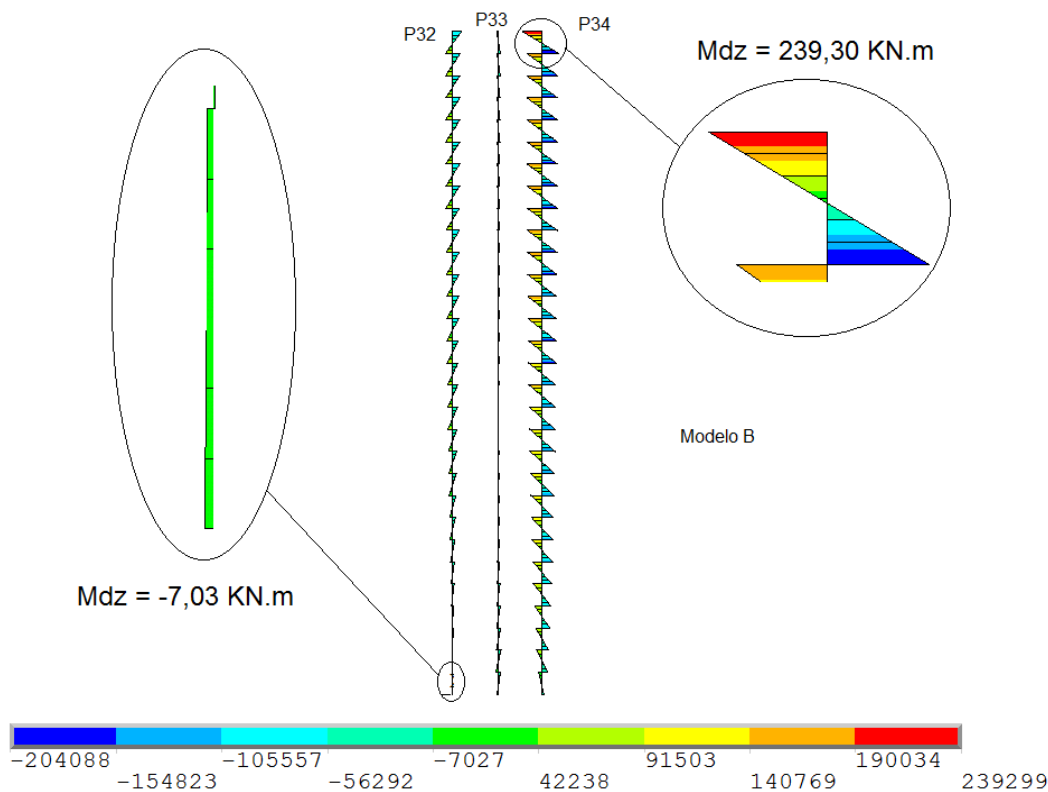


Figura 57 - Diagrama de momentos fletores em relação ao eixo global Z. P32, P33 e P34. Análise não linear geométrica. Modelo B. Vento Frontal. Unidades: Nm

Tabela 51 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelo A. Vento frontal. Análise linear x Análise não linear geométrica.

Modelo A	Esforço Normal N_d (kN)	Momento Fletor em relação ao eixo x M_{dx} (kN.m)	Momento fletor em relação ao eixo z M_{dz} (kN.m)
ELU - Linear (NL)	7850,00	259,40	-5,22
ELU - Não linear	7820,00	299,06	-5,27
Amplificação	-0,99	1,15	1,00

Tabela 52 - Esforços de cálculo para o Pilar P32. Modelo B. Vento frontal. Análise linear x Análise não linear geométrica.

Modelo B	Esforço Normal N_d (kN)	Momento Fletor em relação ao eixo x M_{dx} (kN.m)	Momento fletor em relação ao eixo z M_{dz} (kN.m)
ELU - Linear (NL)	10700,00	464,96	-6,80
ELU - Não linear	10500,00	606,18	-7,03
Amplificação	0,98	1,30	1,03

Ao realizar a análise, conforme apresentado nas Tabelas 51 e 52, pode-se observar que somente os momentos fletores em relação ao eixo X são alterados significativamente, ao amplificar o carregamento de vento pelo γ_z . Nos esforços encontrados, conforme demonstrado até aqui, são considerados os efeitos da não linearidade física (ELS e ELU) e, também, da não linearidade geométrica global da estrutura. Destaca-se que para a verificação e dimensionamento dos pilares, seria ainda necessário, com posse dos esforços encontrados, realizar uma análise adicional dos efeitos locais de 2ª ordem ao longo dos eixos dos pilares.

A NBR 6118 (2014) apresenta critérios, que se atendidos, podem dispensar a análise dos efeitos locais de 2ª ordem, e os pilares seriam dimensionados somente com os esforços obtidos considerando os efeitos de 2ª ordem global. Caso contrário, os pilares devem ser dimensionados para esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem global + 2ª ordem local) obtidos, de acordo com a NBR 6118 (2014), através do método geral ou de métodos aproximados: método do pilar-padrão com curvatura aproximada, método do pilar-padrão com rigidez K aproximada ou método do pilar-padrão acoplado a diagramas M,N e 1/r.

7 ANÁLISE MODAL

A análise modal tem como objetivo determinar os vários períodos em que a estrutura pode naturalmente entrar em ressonância, considerando para isso toda a massa da estrutura e sua flexibilidade. Quando um agente externo excitador fornece periodicamente energia a um sistema, pode ocorrer a coincidência da frequência de excitação com uma das frequências naturais do sistema, no qual o correspondente modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema vibre com grandes amplitudes. Desta forma, para que a estrutura não entre em colapso, é necessário que a frequência de excitação não coincida com a frequência natural da estrutura.

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

7.1 Frequências naturais (autovalores)

Nos modelos investigados, as condições de contorno restringem somente as translações na base da estrutura. Na Tabela 53, são apresentadas as frequências naturais referentes aos dez primeiros modos de vibração, obtidas através de uma análise numérica utilizando o ANSYS (2007).

De acordo com a Tabela 53 a seguir, é possível verificar que a frequência fundamental entre cada modelo diminui de valor conforme o modelo se torne menos rígido. Por exemplo, o Modelo A apresenta $f_{01}=0,40$ Hz, enquanto o Modelo C, que apresenta a mesma altura, porém sem as vigas de periferia, sendo, por isso, menos rígido, apresenta $f_{01}=0,27$ Hz, ou seja, 32,5% menor. Da mesma forma, o Modelo B apresenta $f_{01}=0,25$ Hz, enquanto o Modelo D, que apresenta a mesma altura, porém sem as vigas de periferia, sendo, por isso, menos rígido globalmente, apresenta $f_{01}=0,17$ Hz, ou seja, 32% menor.

Tabela 53 - Frequências naturais dos modelos estruturais.

	Modelo A (20 andares com vigas)	Modelo B (30 andares com vigas)	Modelo C (20 andares sem vigas)	Modelo D (30 andares sem vigas)
f_{01}	0,40 Hz	0,25 Hz	0,27 Hz	0,17 Hz
f_{02}	0,41 Hz	0,26 Hz	0,28 Hz	0,19 Hz
f_{03}	0,49 Hz	0,34 Hz	0,34 Hz	0,21 Hz
f_{04}	0,51 Hz	0,49 Hz	0,49 Hz	0,49 Hz
f_{05}	1,17 Hz	0,76 Hz	0,82 Hz	0,52 Hz
f_{06}	1,24 Hz	0,81 Hz	0,88 Hz	0,58 Hz
f_{07}	1,51 Hz	1,01 Hz	1,06 Hz	0,67 Hz
f_{08}	2,20 Hz	1,42 Hz	1,51 Hz	0,96 Hz
f_{09}	2,23 Hz	1,44 Hz	1,67 Hz	1,04 Hz
f_{10}	2,63 Hz	1,74 Hz	1,94 Hz	1,23 Hz

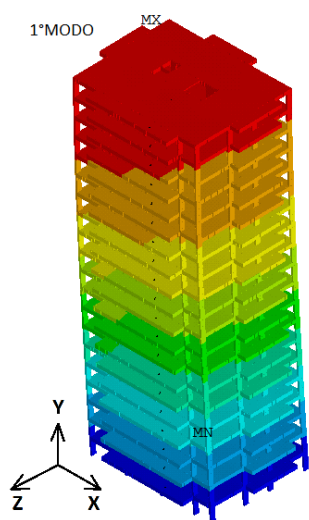
Tabela 54 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais.

	Modelo A (20 andares com vigas)	Modelo B (30 andares com vigas)	Modelo C (20 andares sem vigas)	Modelo D (30 andares sem vigas)
T_{01}	2,50 s	4,00 s	3,70 s	5,88 s
T_{02}	2,44 s	3,85 s	3,57 s	5,26 s
T_{03}	2,04 s	2,94 s	2,94 s	4,76 s
T_{04}	1,96 s	2,04 s	2,04 s	2,04 s
T_{05}	0,85 s	1,32 s	1,22 s	1,92 s
T_{06}	0,81 s	1,23 s	1,14 s	1,72 s
T_{07}	0,66 s	0,99 s	0,94 s	1,49 s
T_{08}	0,45 s	0,70 s	0,66 s	1,04 s
T_{09}	0,45 s	0,69 s	0,60 s	0,96 s
T_{10}	0,38 s	0,57 s	0,52 s	0,81 s

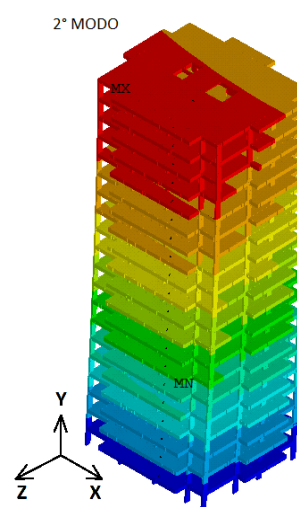
Segundo a NBR 6123 (1988), edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio, como observamos serem os casos de todos os modelos em estudo, apresentados na Tabela 54.

7.2 Modos de vibração (autovetores)

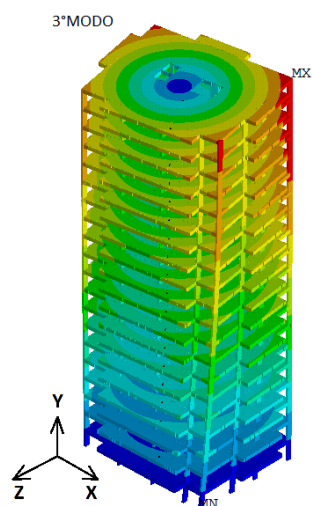
Na sequência deste estudo, são apresentados os dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada. Tais formas modais estão correlacionadas com as dez primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente.



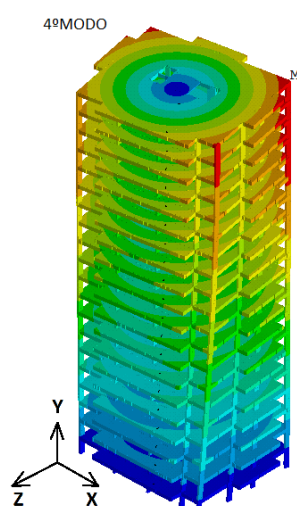
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 0,40\text{Hz}$)



b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 0,41\text{Hz}$)



c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 0,49\text{Hz}$)



d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 0,51\text{Hz}$)

Figura 58 - Modos de vibração da estrutura. Modelo A (1° ao 4° modo).

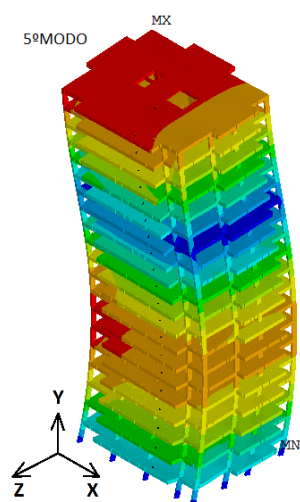
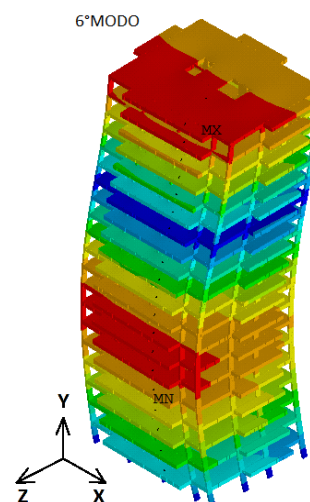
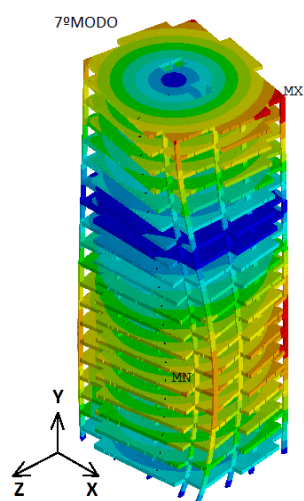
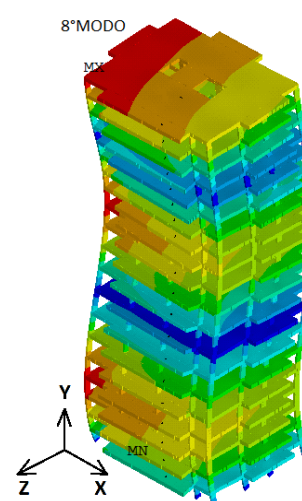
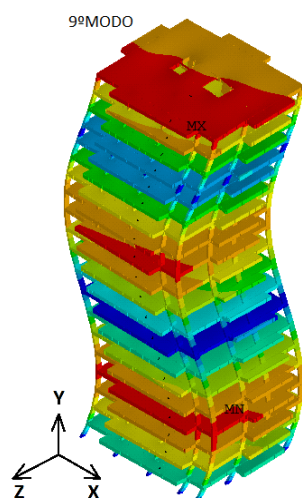
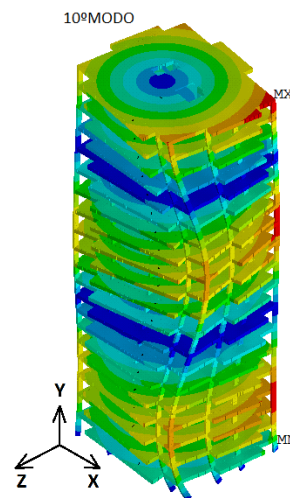
e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 1,17\text{Hz}$)f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 1,24\text{Hz}$)g) Sétimo modo de vibração ($f_{07}= 1,51\text{Hz}$)h) Oitavo modo de vibração ($f_{08}= 2,20\text{Hz}$)i) Nono modo de vibração ($f_{09}= 2,23\text{Hz}$)j) Décimo modo de vibração ($f_{10}= 2,63\text{Hz}$)

Figura 59 - Modos de vibração da estrutura. Modelo A (5º ao 10º modo).

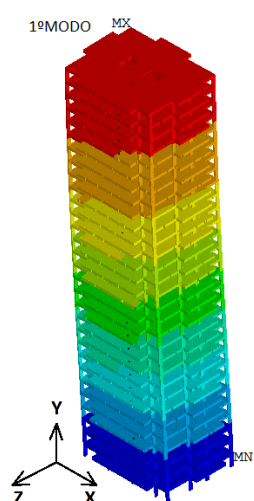
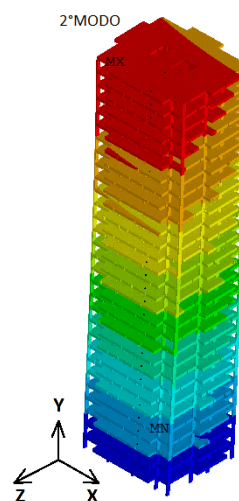
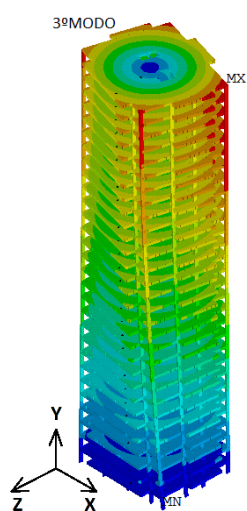
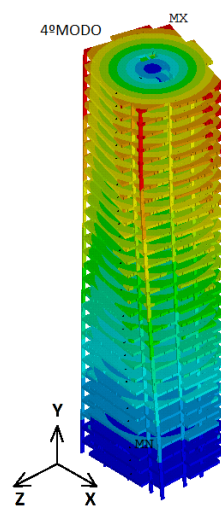
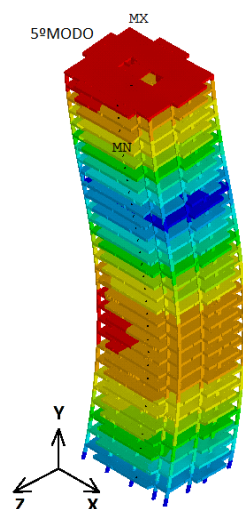
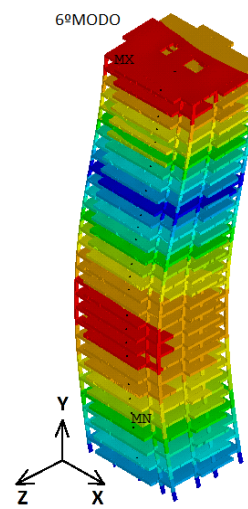
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 0,25\text{Hz}$)b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 0,26\text{Hz}$)c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 0,34\text{Hz}$)d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 0,49\text{Hz}$)e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 0,76\text{Hz}$)f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 0,81\text{Hz}$)

Figura 60 - Modos de vibração da estrutura. Modelo B (1º ao 6º modo).

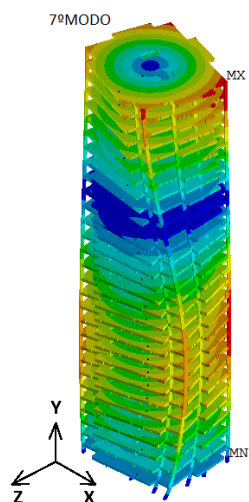
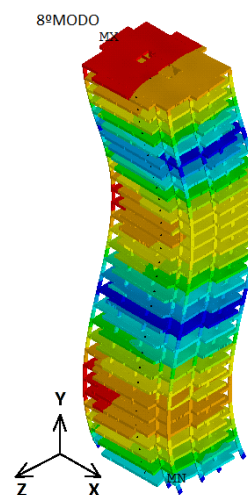
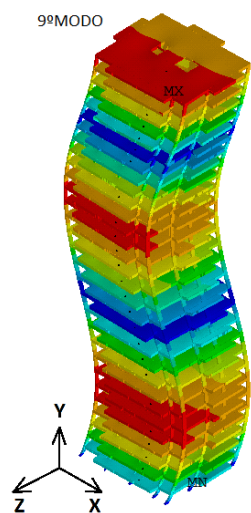
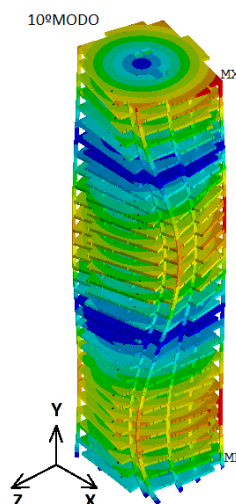
g) Sétimo modo de vibração ($f_{07}= 1,01\text{Hz}$)h) Oitavo modo de vibração ($f_{08}= 1,42\text{Hz}$)i) Nono modo de vibração ($f_{09}= 1,44\text{Hz}$)j) Décimo modo de vibração ($f_{10}= 1,74\text{Hz}$)

Figura 61 - Modos de vibração da estrutura. Modelo B (7º ao 10º modo).

Pode-se verificar que para os Modelos A e B, que divergem somente em sua altura, os modos de vibração para as duas estruturas são idênticos para os 10 primeiros modos, divergindo apenas nos valores das frequências. O modelo B, que possui altura superior (10 pavimentos a mais) perde rigidez e, com isso, as frequências naturais diminuem. As frequências do modelo B são em média 36 % menores que as frequências do modelo A.

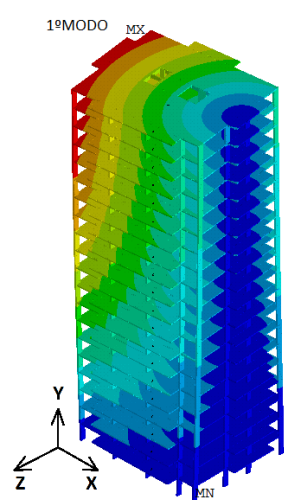
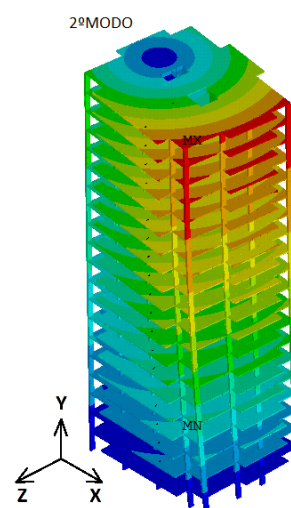
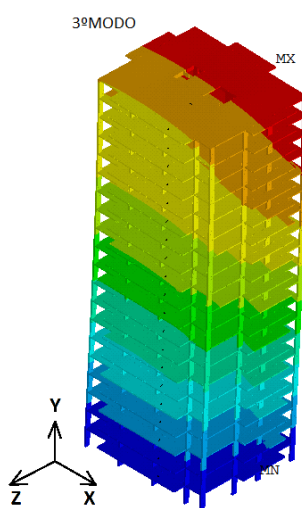
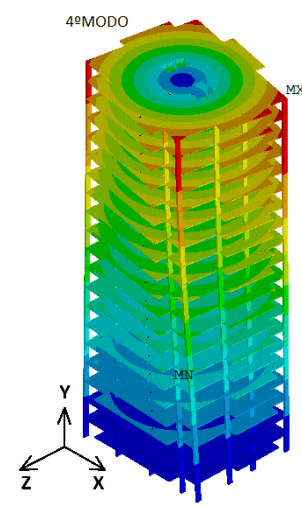
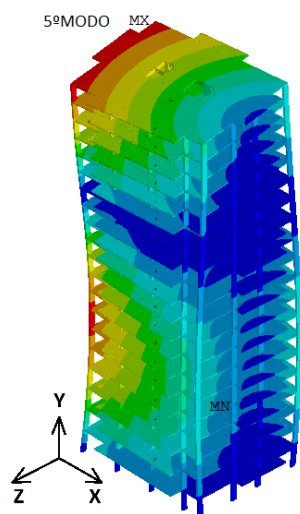
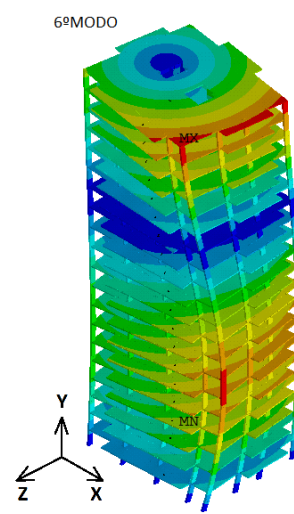
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 0,27\text{Hz}$)b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 0,28\text{Hz}$)c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 0,34\text{Hz}$)d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 0,49\text{Hz}$)e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 0,82\text{Hz}$)f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 0,88\text{Hz}$)

Figura 62 - Modos de vibração da estrutura. Modelo C (1º ao 6º modo).

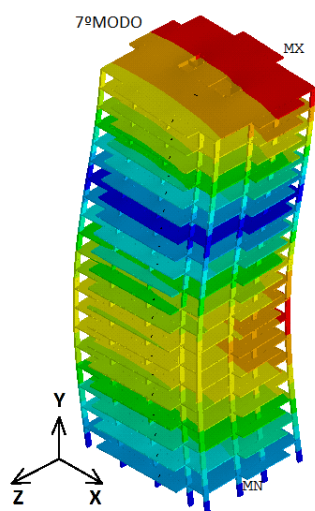
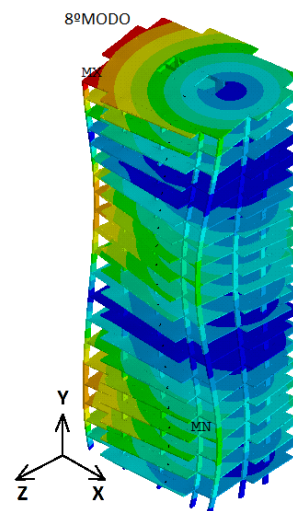
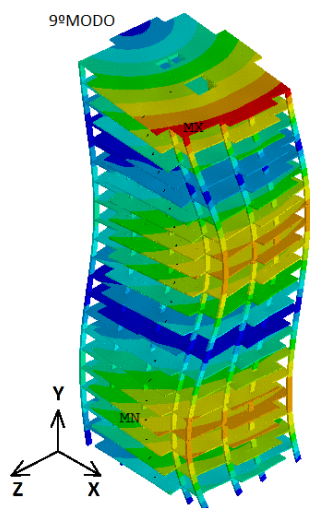
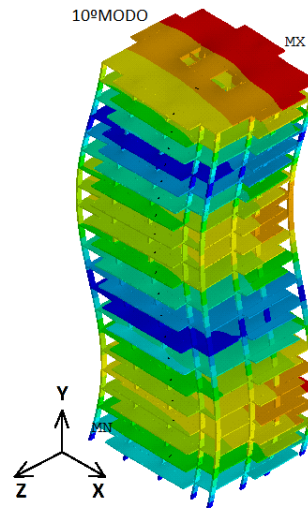
g) Sétimo modo de vibração ($f_{07}= 1,06\text{Hz}$)h) Oitavo modo de vibração ($f_{08}= 1,51\text{Hz}$)i) Nono modo de vibração ($f_{09}= 1,67\text{Hz}$)j) Décimo modo de vibração ($f_{10}= 1,94\text{Hz}$)

Figura 63 - Modos de vibração da estrutura. Modelo C (7º ao 10º modo).

O modelo C, com a mesma altura do modelo A, porém sem as vigas de periferia, perdeu rigidez e, por isso, os valores das suas frequências naturais diminuíram em relação às frequências do modelo A. Os modos de vibração do modelo C não são idênticos aos do modelo A, já que seus dois primeiros modos apresentam flexão combinada com torção, mostrando que as vigas de periferia têm grande importância na rigidez à torção da estrutura.

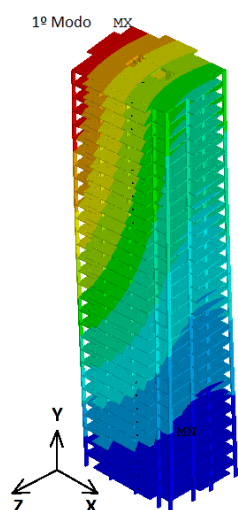
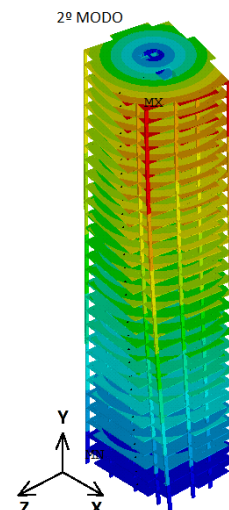
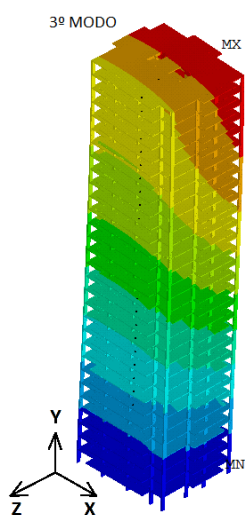
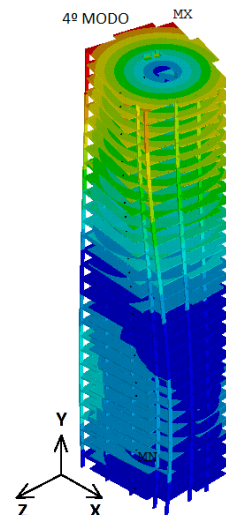
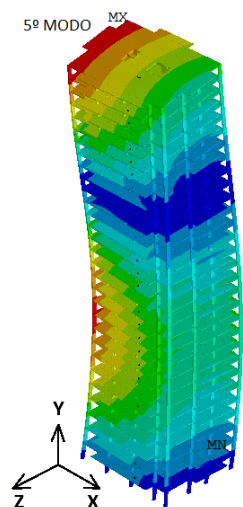
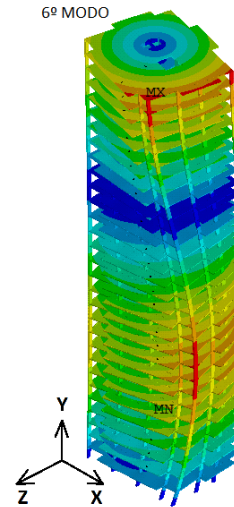
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 0,17\text{Hz}$)b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 0,19\text{Hz}$)c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 0,21\text{Hz}$)d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 0,49\text{Hz}$)e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 0,52\text{Hz}$)f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 0,58\text{Hz}$)

Figura 64 - Modos de vibração da estrutura. Modelo D (1º ao 6º modo).

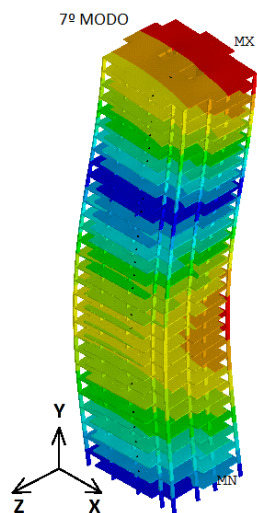
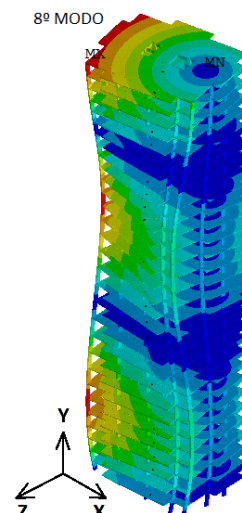
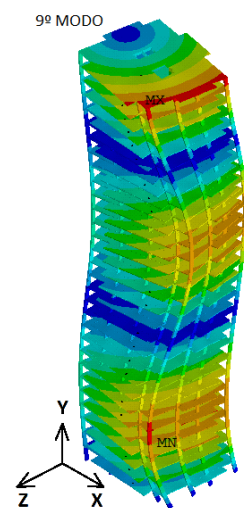
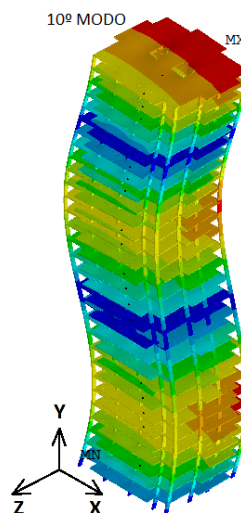
g) Sétimo modo de vibração ($f_{05} = 0,58\text{Hz}$)h) Oitavo modo de vibração ($f_{05} = 0,67\text{Hz}$)i) Nono modo de vibração ($f_{05} = 0,96\text{Hz}$)j) Décimo modo de vibração ($f_{05} = 1,04\text{Hz}$)

Figura 65 - Modos de vibração da estrutura. Modelo D (7º ao 10º modo).

O modelo D foi o que apresentou os valores das frequências naturais mais baixas ao longo da análise, em função de ser o menos rígido entre os quatro modelos estruturais estudados, conforme já investigado no capítulo de estabilidade global. Em seguida, na Tabela 55, é descrito cada modo de vibração para os modelos em estudo, informando a preponderância dos efeitos para cada modo de vibração.

Tabela 55 – Comportamento dinâmico das estruturas

Modos de vibração	Preponderância dos efeitos			
	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
Primeiro	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em X combinada com torção em Y	1º modo de flexão em relação ao eixo X
Segundo	1º modo de flexão em relação ao eixo Z	1º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em X combinada com torção em Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y
Terceiro	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de flexão em relação ao eixo Z	1º modo de flexão em relação ao eixo Z
Quarto	2º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y
Quinto	2º modo de flexão em relação ao eixo X	2º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X	2º modo de flexão em relação ao eixo X
Sexto	2º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de torção em relação ao eixo Y	3º modo de torção em relação ao eixo Y
Sétimo	3º modo de torção em relação ao eixo Y	3º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em relação ao eixo Z
Oitavo	3º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de torção em relação ao eixo Y	3º modo de torção em relação ao eixo Y + flexão
Nono	3º modo de flexão em relação ao eixo Z	3º modo de flexão em relação ao eixo Z	4º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X + flexão
Décimo	4º modo de torção em relação ao eixo Y	4º modo de torção em relação ao eixo Y	3º modo de flexão em relação ao eixo Z ao eixo Y	3º modo de flexão em relação ao eixo Z

7.3 Frequências naturais através de fórmulas simplificadas

Além das frequências e modos de vibração determinadas através do ANSYS, a seguir são apresentadas algumas fórmulas que estimam a frequência fundamental de um edifício, a fim de compararmos os resultados manuais com os resultados numéricos. Uma estimativa da frequência fundamental de um edifício é possível usando a expressão Hirsch & Bachmann (1995):

$$f(\text{Hz}) = 0,4 \cdot \left(\frac{100}{h} \right)^{1,6} \quad (23)$$

No Eurocódigo 1-4 (2010), a frequência fundamental de flexão, f_1 , para edifícios com vários pisos e de altura superior a 50m, pode ser estimada através da expressão :

$$f_1 = \frac{46}{h} \quad [\text{Hz}] \quad (24)$$

A NBR 6123 (1988) apresenta para edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas, a seguinte expressão para determinação do primeiro período fundamental :

$$f_1 = \frac{1}{0,05 + 0,015h} \quad (25)$$

Tabela 56 - Frequências naturais para o 1º modo de vibração

Fonte	Equação ou metodologia adotada	Frequências			
		Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D
NBR 6123 (1988)	$f_1 = \frac{1}{0,05 + 0,015h}$	1,05 Hz	0,71 Hz	1,05 Hz	0,71 Hz
Hirsch & Bachmann (1995)	$f(\text{Hz}) = 0,4 \cdot \left(\frac{100}{h} \right)^{1,6}$	0,90 Hz	0,47 Hz	0,90 Hz	0,47 Hz
Eurocódigo 1-4 (2010)	$f_1 = \frac{46}{h} [\text{Hz}]$	0,76 Hz	0,51 Hz	0,76 Hz	0,51 Hz
ANSYS	Modelo Numérico	0,40 Hz	0,25 Hz	0,27 Hz	0,17 Hz

A Figura 66 apresenta um estudo comparativo entre o valor da frequência fundamental dos edifícios em estudo, com base no emprego das três equações analíticas apresentadas na Tabela 56, em conjunto com a frequência fundamental destes edifícios, obtidas via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2007). Foi considerada, também, uma variação da altura dos modelos estruturais (30 m a 120 m), a partir do emprego das soluções analíticas, como ilustrado na Figura 66.

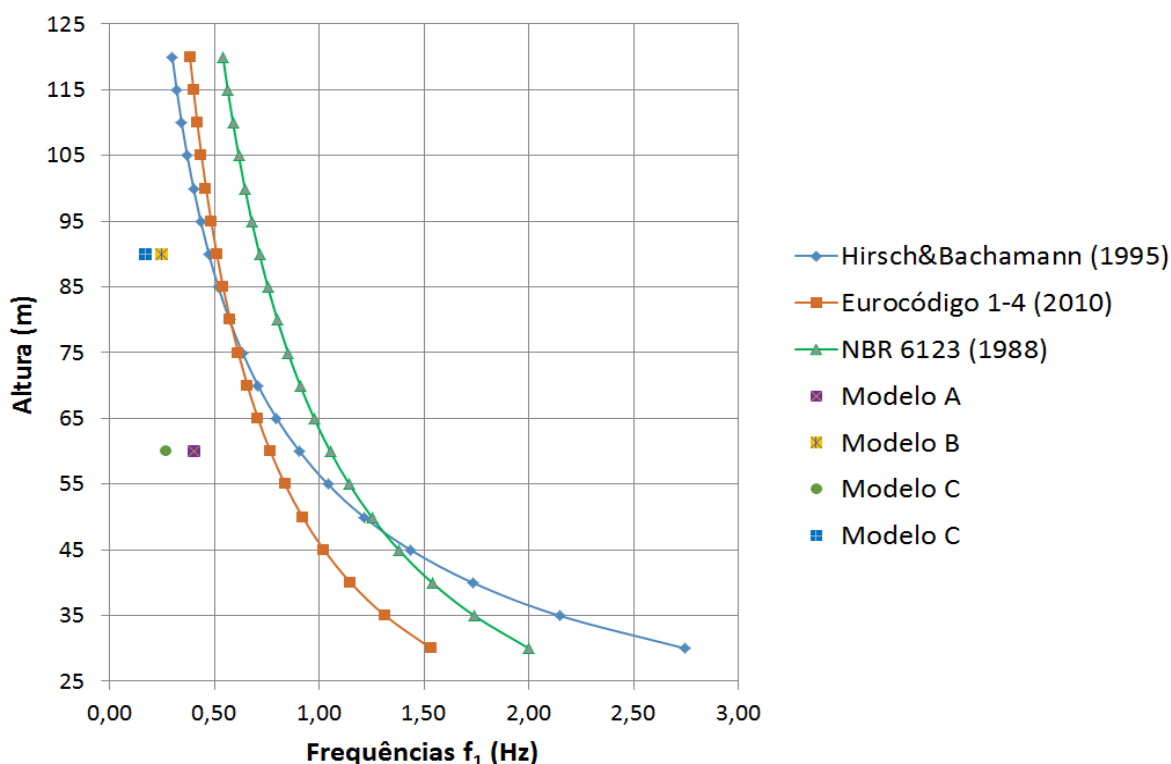


Figura 66 - Estudo comparativo entre as equações simplificadas e método numérico

Nas três equações analíticas apresentadas, as frequências dependem apenas da altura da edificação, não se levando em consideração o tipo de estrutura nem a rigidez. Pode-se verificar que a Equação (25), proposta pela NBR 6123 (1988), apresenta os valores superiores de frequência fundamental para edificações com alturas maiores que 50 metros. Para os quatro modelos em estudo, as frequências obtidas numericamente através do ANSYS (2007) apresentaram valores bem abaixo dos encontrados analiticamente, mostrando a discrepância entre o processo numérico, mais sofisticado e os métodos analíticos, simplificados, já que todos os pontos obtidos numericamente ficaram fora das curvas analíticas.

8 ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO

O conforto humano é avaliado através dos critérios apresentados no segundo capítulo deste trabalho. Para determinação da resposta dinâmica da estrutura induzida pelo vento, foi utilizado o método simplificado, proposto pela NBR 6123 (1988). São apresentados dois resultados, um devido à resposta da parcela flutuante do vento e outro, à resposta total, de modo ser possível ter uma ideia quantitativa dos resultados. O fator S_3 considerado foi para uma probabilidade de 63% em um tempo de recorrência de 10 anos, a fim de ajustar a avaliação com o critério adotado pela NBR 6123 (1988), que considera admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos. Primeiramente, são apresentadas as forças horizontais devido às pressões dinâmicas provocadas pelo vento. Essas forças são aplicadas na estrutura obtendo-se os deslocamentos horizontais. Após, de posse desses deslocamentos, juntamente com a frequência fundamental para cada modelo estrutural investigado, são apresentados os valores das acelerações, obtidas de acordo com a Equação (12), e realizadas as análises no que tange o conforto humano.

Os modelos estruturais foram avaliados de acordo com os limites estabelecidos pela NBR-6118:1988, pelos critérios propostos por Hirsch & Bachmann (1995), pelos limites apresentados pela ISO 2631 (1997) e pelos limites da ISO 10137 (2007). Os três primeiros critérios possuem seus limites definidos apenas em função do valor da aceleração, conforme já apresentado no Capítulo 2.

Os critérios da ISO 10137 (2007) são os únicos que não dependem somente da aceleração, mas de uma combinação de frequência e aceleração, conforme Figura 10. Porém, como já explicado, os limites da Figura 10 são para um tempo de recorrência de 1 ano, enquanto o critério adotado pela NBR 6123 (1988), é para um período de 10 anos, por isso é necessário fazer o ajuste. Assim, para cada frequência adotada, tem-se o limite para o tempo de recorrência igual a 1 ano, obtido diretamente na Figura 10. Na Tabela 57, são apresentados estes valores para os modelos investigados, bem com os limites ajustados para um período de 10 anos, obtidos multiplicando os limites de 1 ano por 2,09, conforme explicado no Item 2.4, e que serão utilizados para avaliação dos modelos, nas Tabelas 60 a 75.

Tabela 57 - Valores limites para as aceleração de acordo com a ISO 10137 (2007).

Fonte	Modelos	f_{01}	Aceleração limite m/s^2	
			T = 1 ano	T = 10 anos
NBR-6118:1988	A e C	1,05	0,040	0,084
	B e C	0,71	0,048	0,100
Hirsh& Bach.	A e C	0,9	0,042	0,088
	B e C	0,47	0,055	0,115
Eurocodigo	A e C	0,76	0,045	0,094
	B e C	0,51	0,053	0,111
ANSYS	A	0,4	0,060	0,125
	B	0,25	0,077	0,161
	C	0,27	0,076	0,159
	D	0,17	0,090	0,188

Pode-se verificar que, de acordo com a ISO 10137 (2007), o menor limite para os valores de aceleração é igual a $0,084m/s^2$ para uma frequência igual a 1,05 Hz, como apresentado na Tabela 57. Destaca-se que as análises de conforto humano serão separadas nos itens 8.2 a 8.5 a seguir, para cada método de cálculo referente ao valor da frequência fundamental (1ª frequência natural) dos modelos em estudo, conforme as equações apresentadas na Tabela 56. Objetiva-se, portanto, comparar as avaliações finais de conforto humano dos edifícios, ressaltando a importância da obtenção da frequência natural de cada modelo estrutural investigado.

8.1 Determinação das forças dinâmicas devido ao vento

Inicialmente, faz-se necessário estabelecer alguns parâmetros de projeto para determinação da pressão dinâmica do vento, conforme descrito a seguir:

Fator topográfico	$S_1 = 1,00$	
Fator estatístico	$S_3 = 0,78$	(63% de probabilidade de ocorrência para um período de 10 anos)
Parâmetro	$b = 0,71$	(estabelecido através da Tabela 4)
Expoente	$p = 0,23$	(estabelecido através da Tabela 4)
$\gamma = 1,2$		(estabelecido através da Tabela 5)
$\zeta : 0,020$		(estabelecido através da Tabela 5)
$\xi = 1,4$		(estabelecido através de interpolação na Figura 5; fator de amplificação dinâmica, foi adotado o mesmo valor para os 4 modelos)

De posse desses parâmetros, são determinados os valores das pressões flutuantes exercidas pelo vento sobre a estrutura, através da Equação (13), e as respectivas forças flutuantes em cada pavimento, através da Equação (14). Essas forças são aplicadas na estrutura da mesma forma que na análise estática, nos nós dos encontros dos pilares de fachada em cada pavimento. Igualmente, na obtenção dos deslocamentos translacionais devidos à parcela total, as forças horizontais foram determinadas substituindo a parcela da pressão flutuante da Equação (14) pela pressão total, obtida pela Equação (10). Os deslocamentos são obtidos utilizando o ANSYS (2007).

Tabela 58 - Pressões provocadas pelo vento nos Modelos A e C.

PISO	H (m)	Análise dinâmica			Análise estática	
		Pressão média kN/m ²	Pressão flutuante kN/m ²	Pressão total kN/m ²	Pressão KN/m ²	ψ_1 * Pressão kN/m ²
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º Pav	3	0,09	0,01	0,10	0,52	0,16
2º Pav	6	0,12	0,03	0,14	0,62	0,19
3º Pav	9	0,14	0,04	0,19	0,69	0,21
4º Pav	12	0,16	0,06	0,22	0,74	0,22
5º Pav	15	0,18	0,08	0,26	0,78	0,23
6º Pav	18	0,19	0,10	0,30	0,81	0,24
7º Pav	21	0,21	0,12	0,33	0,85	0,25
8º Pav	24	0,22	0,15	0,37	0,88	0,26
9º Pav	27	0,23	0,17	0,40	0,90	0,27
10º Pav	30	0,25	0,19	0,44	0,93	0,28
11º Pav	33	0,26	0,21	0,47	0,95	0,28
12º Pav	36	0,27	0,24	0,50	0,97	0,29
13º Pav	39	0,28	0,26	0,54	0,99	0,30
14º Pav	42	0,29	0,29	0,57	1,01	0,30
15º Pav	45	0,30	0,31	0,61	1,02	0,31
16º Pav	48	0,30	0,33	0,64	1,04	0,31
17º Pav	51	0,31	0,36	0,67	1,06	0,32
18º Pav	54	0,32	0,39	0,71	1,07	0,32
19º Pav	57	0,33	0,41	0,74	1,09	0,33
20º Pav	60	0,34	0,44	0,78	1,10	0,33

Pode-se verificar que a parcela flutuante se iguala à parcela média e a supera a partir do 14º pavimento, mostrando que para os pavimentos superiores a parcela

flutuante do vento é mais significativa que a parcela média. Nas Figuras 67 e 68, também estão incluídas as pressões utilizadas nas análises estáticas, objetivando a comparação de resultados.

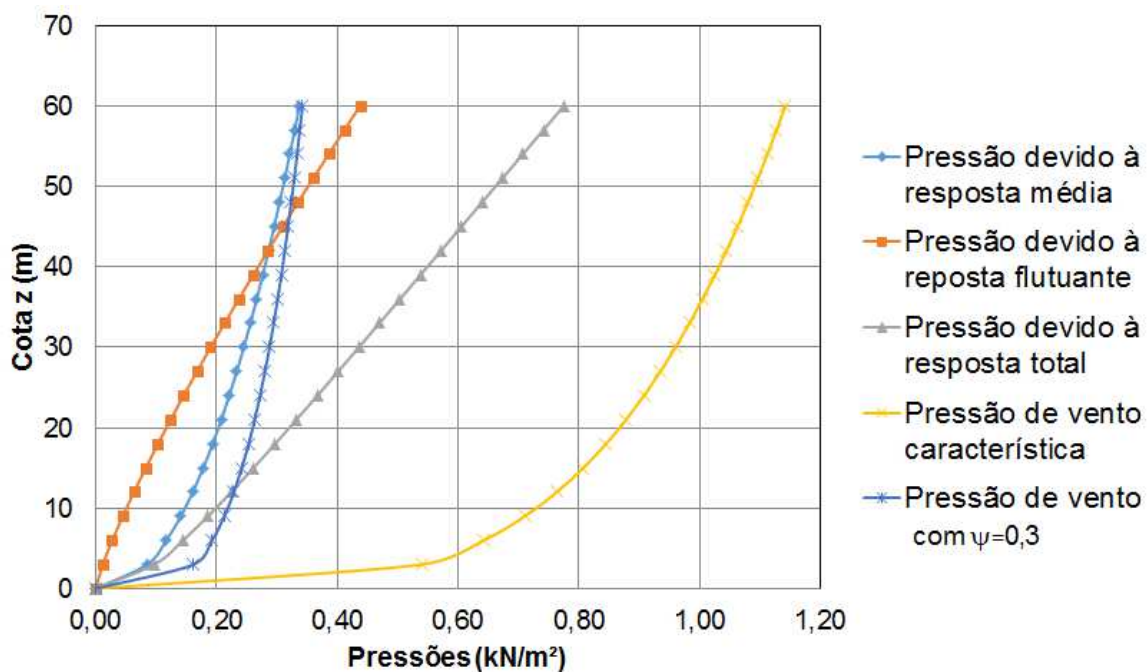


Figura 67 - Comparativo entre as pressões provocadas pelo vento. Modelos A e C

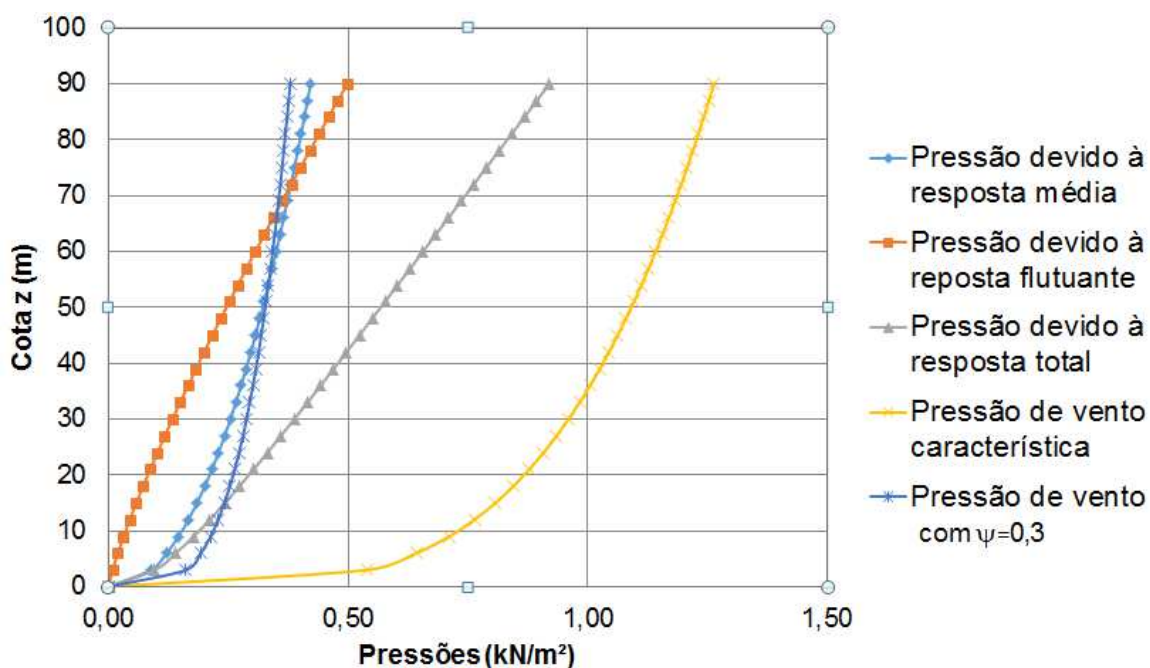


Figura 68 - Comparativo entre as pressões provocadas pelo vento. Modelos B e D

Tabela 59 - Pressões provocadas pelo vento nos Modelos B e D.

PISO	H (m)	Análise dinâmica			Análise estática	
		Pressão média kN/m ²	Pressão flutuante kN/m ²	Pressão total kN/m ²	Pressão KN/m ²	ψ_1 * Pressão kN/m ²
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1º Pav	3	0,09	0,01	0,10	0,54	0,16
2º Pav	6	0,12	0,02	0,14	0,64	0,19
3º Pav	9	0,15	0,03	0,18	0,71	0,21
4º Pav	12	0,17	0,04	0,21	0,76	0,23
5º Pav	15	0,18	0,06	0,24	0,81	0,24
6º Pav	18	0,20	0,07	0,27	0,84	0,25
7º Pav	21	0,22	0,09	0,30	0,88	0,26
8º Pav	24	0,23	0,10	0,33	0,91	0,27
9º Pav	27	0,24	0,12	0,36	0,94	0,28
10º Pav	30	0,25	0,13	0,39	0,96	0,29
11º Pav	33	0,27	0,15	0,42	0,98	0,29
12º Pav	36	0,28	0,17	0,44	1,00	0,30
13º Pav	39	0,29	0,18	0,47	1,03	0,31
14º Pav	42	0,30	0,20	0,50	1,04	0,31
15º Pav	45	0,31	0,22	0,52	1,06	0,32
16º Pav	48	0,32	0,23	0,55	1,08	0,32
17º Pav	51	0,32	0,25	0,58	1,10	0,33
18º Pav	54	0,33	0,27	0,60	1,11	0,33
19º Pav	57	0,34	0,29	0,63	1,13	0,34
20º Pav	60	0,35	0,31	0,66	1,14	0,34
21º Pav	63	0,36	0,32	0,68	1,16	0,35
22º Pav	66	0,37	0,34	0,71	1,17	0,35
23º Pav	69	0,37	0,36	0,74	1,18	0,35
24º Pav	72	0,38	0,38	0,76	1,19	0,36
25º Pav	75	0,39	0,40	0,79	1,21	0,36
26º Pav	78	0,39	0,42	0,81	1,22	0,37
27º Pav	81	0,40	0,44	0,84	1,23	0,37
28º Pav	84	0,41	0,46	0,87	1,24	0,37
29º Pav	87	0,42	0,48	0,89	1,25	0,38
30º Pav	90	0,42	0,50	0,92	1,26	0,38

Nos modelos B e D, a parcela flutuante se iguala à parcela média e a supera a partir do 24º pavimento, mostrando novamente que para os pavimentos superiores a parcela flutuante do vento é mais significativa que a parcela média.

8.2 Avaliação de conforto humano: frequências obtidas via NBR 6123 (1988)

A Tabela 60 apresenta a análise de conforto humano do Modelo A, com base na obtenção da frequência fundamental da estrutura, via NBR 6123 (1988). Utilizando o valor ($f_{01}=1,05\text{Hz}$), verifica-se que na resposta flutuante, os valores das acelerações situam-se acima dos limites estabelecidos a partir do 5º pavimento da edificação e a partir do 7º pavimento (“incômodo”). Com referência a resposta dinâmica total, a partir do 4º pavimento surgem acelerações que provocam níveis de “incômodo” e a partir do 9º pavimento “muito incômodo”.

Tabela 60 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo A.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz _{FL} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação				uz _{TT} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,05	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	1,05	0,02	0,0108	A	IMP	C	A	0,06	0,0258	A	IMP	C	A
2º	6	1,05	0,08	0,0334	A	IMP	C	A	0,18	0,0797	A	P	C	A
3º	9	1,05	0,14	0,0603	A	P	C	A	0,33	0,1437	NA	P	C	NA
4º	12	1,05	0,20	0,0886	A	P	C	NA	0,48	0,2109	NA	INC	C	NA
5º	15	1,05	0,27	0,1172	NA	P	C	NA	0,64	0,2785	NA	INC	C	NA
6º	18	1,05	0,33	0,1453	NA	P	C	NA	0,79	0,3451	NA	INC	PC	NA
7º	21	1,05	0,40	0,1727	NA	INC	C	NA	0,94	0,4101	NA	INC	PC	NA
8º	24	1,05	0,46	0,1990	NA	INC	C	NA	1,09	0,4727	NA	INC	PC	NA
9º	27	1,05	0,51	0,2239	NA	INC	C	NA	1,22	0,5326	NA	MI	PC	NA
10º	30	1,05	0,57	0,2473	NA	INC	C	NA	1,35	0,5893	NA	MI	PC	NA
11º	33	1,05	0,62	0,2688	NA	INC	C	NA	1,48	0,6424	NA	MI	QD	NA
12º	36	1,05	0,66	0,2884	NA	INC	C	NA	1,59	0,6916	NA	MI	QD	NA
13º	39	1,05	0,70	0,3057	NA	INC	C	NA	1,69	0,7364	NA	MI	QD	NA
14º	42	1,05	0,74	0,3206	NA	INC	PC	NA	1,78	0,7766	NA	MI	QD	NA
15º	45	1,05	0,76	0,3328	NA	INC	PC	NA	1,87	0,8118	NA	MI	QD	NA
16º	48	1,05	0,79	0,3423	NA	INC	PC	NA	1,93	0,8418	NA	MI	QD	NA
17º	51	1,05	0,80	0,3487	NA	INC	PC	NA	1,99	0,8663	NA	MI	QD	NA
18º	54	1,05	0,81	0,3520	NA	INC	PC	NA	2,03	0,8851	NA	MI	QD	NA
19º	57	1,05	0,81	0,3522	NA	INC	PC	NA	2,06	0,8984	NA	MI	QD	NA
20º	60	1,05	0,80	0,3470	NA	INC	PC	NA	2,08	0,9043	NA	MI	QD	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 61 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo B.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,71	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,71	0,05	0,0091	A	IMP	C	A	0,11	0,0221	A	IMP	C	A
2°	6	0,71	0,14	0,0283	A	IMP	C	A	0,35	0,0687	A	P	C	A
3°	9	0,71	0,26	0,0513	A	P	C	A	0,63	0,1248	NA	P	C	NA
4°	12	0,71	0,38	0,0759	A	P	C	A	0,93	0,1846	NA	INC	C	NA
5°	15	0,71	0,51	0,1010	NA	P	C	NA	1,24	0,2461	NA	INC	C	NA
6°	18	0,71	0,63	0,1263	NA	P	C	NA	1,55	0,3082	NA	INC	C	NA
7°	21	0,71	0,76	0,1516	NA	INC	C	NA	1,86	0,3704	NA	INC	PC	NA
8°	24	0,71	0,89	0,1767	NA	INC	C	NA	2,17	0,4324	NA	INC	PC	NA
9°	27	0,71	1,01	0,2015	NA	INC	C	NA	2,48	0,4938	NA	MI	PC	NA
10°	30	0,71	1,13	0,2258	NA	INC	C	NA	2,79	0,5545	NA	MI	PC	NA
11°	33	0,71	1,25	0,2495	NA	INC	C	NA	3,09	0,6142	NA	MI	PC	NA
12°	36	0,71	1,37	0,2726	NA	INC	C	NA	3,38	0,6726	NA	MI	QD	NA
13°	39	0,71	1,48	0,2950	NA	INC	C	NA	3,67	0,7297	NA	MI	QD	NA
14°	42	0,71	1,59	0,3165	NA	INC	PC	NA	3,95	0,7852	NA	MI	QD	NA
15°	45	0,71	1,69	0,3371	NA	INC	PC	NA	4,22	0,8389	NA	MI	QD	NA
16°	48	0,71	1,79	0,3567	NA	INC	PC	NA	4,48	0,8907	NA	MI	QD	NA
17°	51	0,71	1,89	0,3752	NA	INC	PC	NA	4,73	0,9403	NA	MI	QD	NA
18°	54	0,71	1,97	0,3925	NA	INC	PC	NA	4,96	0,9878	NA	MI	QD	NA
19°	57	0,71	2,05	0,4085	NA	INC	PC	NA	5,19	1,0328	NA	MI	D	NA
20°	60	0,71	2,13	0,4233	NA	INC	PC	NA	5,40	1,0753	NA	MI	D	NA
21°	63	0,71	2,19	0,4366	NA	INC	PC	NA	5,60	1,1151	NA	MI	D	NA
22°	66	0,71	2,25	0,4484	NA	INC	PC	NA	5,79	1,1521	NA	MI	D	NA
23°	69	0,71	2,31	0,4587	NA	INC	PC	NA	5,96	1,1862	NA	MI	D	NA
24°	72	0,71	2,35	0,4675	NA	INC	PC	NA	6,12	1,2173	NA	MI	D	NA
25°	75	0,71	2,38	0,4745	NA	INC	PC	NA	6,26	1,2453	NA	MI	D	NA
26°	78	0,71	2,41	0,4799	NA	INC	PC	NA	6,38	1,2701	NA	MI	D	NA
27°	81	0,71	2,43	0,4835	NA	INC	PC	NA	6,49	1,2916	NA	MI	D	NA
28°	84	0,71	2,44	0,4853	NA	INC	PC	NA	6,58	1,3098	NA	MI	D	NA
29°	87	0,71	2,44	0,4855	NA	INC	PC	NA	6,66	1,3250	NA	MI	D	NA
30°	90	0,71	2,43	0,4827	NA	INC	PC	NA	6,71	1,3358	NA	MI	D	NA

NBR-6118:1988

A: Aceitável

NA: Não aceitável

Hirsh & Bachman (1995)

IMP: Imperceptível

P: Perceptível

INC: Incômodo

MI: Muito incômodo

INT: Intolerável

ISO-2631:1997

C: Confortável

PC: Pouco confortável

QD: Quase desconfortável

D: Desconfortável

EX: Extremamente desconfortável

Ao se utilizar $f_{01}=0,71\text{Hz}$, obtida pela Equação (25), proposta na NBR 6123 (1988), o Modelo Estrutural B, apresentou indicadores de conforto humano desfavoráveis, inclusive nos pavimentos inferiores na resposta dinâmica flutuante.

Tabela 62 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo C.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,05	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	1,05	0,06	0,0244	A	IMP	C	A	0,12	0,0521	A	P	C	A
2°	6	1,05	0,19	0,0812	A	P	C	A	0,40	0,1731	NA	INC	C	NA
3°	9	1,05	0,36	0,1554	NA	INC	C	NA	0,76	0,3302	NA	INC	PC	NA
4°	12	1,05	0,55	0,2382	NA	INC	C	NA	1,16	0,5051	NA	MI	PC	NA
5°	15	1,05	0,75	0,3250	NA	INC	PC	NA	1,58	0,6874	NA	MI	QD	NA
6°	18	1,05	0,95	0,4129	NA	INC	PC	NA	2,00	0,8715	NA	MI	QD	NA
7°	21	1,05	1,15	0,5002	NA	MI	PC	NA	2,42	1,0534	NA	MI	D	NA
8°	24	1,05	1,35	0,5856	NA	MI	PC	NA	2,83	1,2310	NA	MI	D	NA
9°	27	1,05	1,54	0,6683	NA	MI	QD	NA	3,22	1,4022	NA	MI	D	NA
10°	30	1,05	1,72	0,7474	NA	MI	QD	NA	3,60	1,5657	NA	INT	D	NA
11°	33	1,05	1,89	0,8222	NA	MI	QD	NA	3,95	1,7202	NA	INT	EX	NA
12°	36	1,05	2,05	0,8921	NA	MI	QD	NA	4,28	1,8647	NA	INT	EX	NA
13°	39	1,05	2,20	0,9565	NA	MI	QD	NA	4,59	1,9983	NA	INT	EX	NA
14°	42	1,05	2,33	1,0149	NA	MI	D	NA	4,87	2,1199	NA	INT	EX	NA
15°	45	1,05	2,45	1,0667	NA	MI	D	NA	5,12	2,2290	NA	INT	EX	NA
16°	48	1,05	2,55	1,1116	NA	MI	D	NA	5,34	2,3249	NA	INT	EX	NA
17°	51	1,05	2,64	1,1492	NA	MI	D	NA	5,53	2,4074	NA	INT	EX	NA
18°	54	1,05	2,71	1,1797	NA	MI	D	NA	5,69	2,4765	NA	INT	EX	NA
19°	57	1,05	2,77	1,2035	NA	MI	D	NA	5,82	2,5336	NA	INT	EX	NA
20°	60	1,05	2,80	1,2202	NA	MI	D	NA	5,93	2,5792	NA	INT	EX	NA

NBR-6118:1988

A: Aceitável

NA: Não aceitável

Hirsh & Bachman (1995)

IMP: Imperceptível

P: Perceptível

INC: Incômodo

MI: Muito incômodo

INT: Intolerável

ISO-2631:1997

C: Confortável

PC: Pouco confortável

QD: Quase desconfortável

D: Desconfortável

EX: Extremamente desconfortável

O Modelo C, ao utilizar a frequência $f_{01}=1,05\text{Hz}$, apresentou índices muito desfavoráveis com valores de acelerações “não aceitáveis” na resposta total, a partir do 2° pavimento. E, segundo Hirsch & Bachmann (1995), obteve acelerações dentro da faixa de “muito incômodo” a partir do 7° pavimento na resposta flutuante.

O Modelo Estrutural D, conforme observa-se na Tabela 63, apresentou os piores resultados. Considerando somente a resposta flutuante, a partir do 3° pavimento, obteve valores de acelerações acima do limite $0,1\text{m/s}^2$. Foi o único dos quatro modelos que apresentou, na resposta flutuante, acelerações acima da faixa de “intolerável”.

Tabela 63 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo D.

RISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz _{FL} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação				uz _{TT} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,71	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,71	0,10	0,0190	A	IMP	C	A	0,22	0,0431	A	IMP	C	A
2°	6	0,71	0,32	0,0636	A	P	C	A	0,72	0,1442	NA	P	C	NA
3°	9	0,71	0,61	0,1221	NA	P	C	NA	1,39	0,2767	NA	INC	C	NA
4°	12	0,71	0,94	0,1880	NA	INC	C	NA	2,14	0,4260	NA	INC	PC	NA
5°	15	0,71	1,30	0,2580	NA	INC	C	NA	2,94	0,5843	NA	MI	PC	NA
6°	18	0,71	1,66	0,3301	NA	INC	PC	NA	3,75	0,7471	NA	MI	QD	NA
7°	21	0,71	2,03	0,4030	NA	INC	PC	NA	4,58	0,9117	NA	MI	QD	NA
8°	24	0,71	2,39	0,4760	NA	INC	PC	NA	5,41	1,0764	NA	MI	D	NA
9°	27	0,71	2,76	0,5486	NA	MI	PC	NA	6,23	1,2401	NA	MI	D	NA
10°	30	0,71	3,12	0,6204	NA	MI	PC	NA	7,04	1,4018	NA	MI	D	NA
11°	33	0,71	3,47	0,6909	NA	MI	QD	NA	7,84	1,5608	NA	INT	D	NA
12°	36	0,71	3,82	0,7600	NA	MI	QD	NA	8,63	1,7165	NA	INT	EX	NA
13°	39	0,71	4,16	0,8272	NA	MI	QD	NA	9,39	1,8684	NA	INT	EX	NA
14°	42	0,71	4,48	0,8924	NA	MI	QD	NA	10,13	2,0158	NA	INT	EX	NA
15°	45	0,71	4,80	0,9554	NA	MI	QD	NA	10,85	2,1585	NA	INT	EX	NA
16°	48	0,71	5,10	1,0157	NA	MI	D	NA	11,54	2,2956	NA	INT	EX	NA
17°	51	0,71	5,39	1,0733	NA	MI	D	NA	12,20	2,4271	NA	INT	EX	NA
18°	54	0,71	5,67	1,1279	NA	MI	D	NA	12,83	2,5525	NA	INT	EX	NA
19°	57	0,71	5,93	1,1793	NA	MI	D	NA	13,42	2,6713	NA	INT	EX	NA
20°	60	0,71	6,17	1,2273	NA	MI	D	NA	13,99	2,7832	NA	INT	EX	NA
21°	63	0,71	6,39	1,2717	NA	MI	D	NA	14,51	2,8880	NA	INT	EX	NA
22°	66	0,71	6,59	1,3123	NA	MI	D	NA	15,00	2,9854	NA	INT	EX	NA
23°	69	0,71	6,78	1,3489	NA	MI	D	NA	15,45	3,0747	NA	INT	EX	NA
24°	72	0,71	6,94	1,3815	NA	MI	D	NA	15,86	3,1563	NA	INT	EX	NA
25°	75	0,71	7,08	1,4098	NA	MI	D	NA	16,23	3,2297	NA	INT	EX	NA
26°	78	0,71	7,20	1,4339	NA	MI	D	NA	16,56	3,2948	NA	INT	EX	NA
27°	81	0,71	7,30	1,4536	NA	MI	D	NA	16,84	3,3517	NA	INT	EX	NA
28°	84	0,71	7,38	1,4690	NA	MI	D	NA	17,09	3,4007	NA	INT	EX	NA
29°	87	0,71	7,44	1,4808	NA	INT	D	NA	17,30	3,4427	NA	INT	EX	NA
30°	90	0,71	7,48	1,4885	NA	INT	D	NA	17,48	3,4779	NA	INT	EX	NA

NBR-6118:1988

A: Aceitável

NA: Não aceitável

Hirsh & Bachman (1995)

IMP: Imperceptível

P: Perceptível

INC: Incômodo

MI: Muito incômodo

INT: Intolerável

ISO-2631:1997

C: Confortável

PC: Pouco confortável

QD: Quase desconfortável

D: Desconfortável

EX: Extremamente desconfortável

Pode-se observar, que ao utilizar as frequências obtidas pela Equação (25), proposta na NBR 6123 (1988), que foram os maiores valores obtidos dentre os métodos apresentados no Item 7.3, os quatro modelos apresentaram índices muito desfavoráveis, mesmo considerando somente a resposta flutuante.

8.3 Avaliação utilizando as frequências via Hirsch & Bachmann (1995)

Neste item são analisadas as questões do conforto humano utilizando a frequência fundamental de cada modelo investigado, via Equação (23), proposta por Hirsch & Bachmann (1995).

Tabela 64 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo A.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz_{FL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				uz_{TT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,90	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,90	0,02	0,0079	A	IMP	C	A	0,06	0,0190	A	IMP	C	A
2°	6	0,90	0,08	0,0245	A	IMP	C	A	0,18	0,0586	A	P	C	A
3°	9	0,90	0,14	0,0443	A	IMP	C	A	0,33	0,1056	NA	P	C	NA
4°	12	0,90	0,20	0,0651	A	P	C	A	0,48	0,1549	NA	INC	C	NA
5°	15	0,90	0,27	0,0861	A	P	C	A	0,64	0,2046	NA	INC	C	NA
6°	18	0,90	0,33	0,1068	NA	P	C	NA	0,79	0,2536	NA	INC	C	NA
7°	21	0,90	0,40	0,1269	NA	P	C	NA	0,94	0,3013	NA	INC	C	NA
8°	24	0,90	0,46	0,1462	NA	P	C	NA	1,09	0,3473	NA	INC	PC	NA
9°	27	0,90	0,51	0,1645	NA	INC	C	NA	1,22	0,3913	NA	INC	PC	NA
10°	30	0,90	0,57	0,1817	NA	INC	C	NA	1,35	0,4330	NA	INC	PC	NA
11°	33	0,90	0,62	0,1975	NA	INC	C	NA	1,48	0,4720	NA	INC	PC	NA
12°	36	0,90	0,66	0,2119	NA	INC	C	NA	1,59	0,5081	NA	MI	PC	NA
13°	39	0,90	0,70	0,2246	NA	INC	C	NA	1,69	0,5410	NA	MI	PC	NA
14°	42	0,90	0,74	0,2355	NA	INC	C	NA	1,78	0,5705	NA	MI	PC	NA
15°	45	0,90	0,76	0,2445	NA	INC	C	NA	1,87	0,5964	NA	MI	PC	NA
16°	48	0,90	0,79	0,2515	NA	INC	C	NA	1,93	0,6185	NA	MI	PC	NA
17°	51	0,90	0,80	0,2562	NA	INC	C	NA	1,99	0,6365	NA	MI	QD	NA
18°	54	0,90	0,81	0,2586	NA	INC	C	NA	2,03	0,6503	NA	MI	QD	NA
19°	57	0,90	0,81	0,2587	NA	INC	C	NA	2,06	0,6601	NA	MI	QD	NA
20°	60	0,90	0,80	0,2550	NA	INC	C	NA	2,08	0,6644	NA	MI	QD	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmann (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Os Modelo A e B, conforme observa-se nas Tabelas 64 e 65, apresentaram níveis de “incômodo” a partir do 9° pavimento e do 15° pavimento, respectivamente, considerando somente a resposta flutuante do vento.

Tabela 65 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo B.

RISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,47	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,47	0,05	0,0040	A	IMP	C	A	0,11	0,0097	A	IMP	C	A
2°	6	0,47	0,14	0,0124	A	IMP	C	A	0,35	0,0301	A	IMP	C	A
3°	9	0,47	0,26	0,0225	A	IMP	C	A	0,63	0,0547	A	P	C	A
4°	12	0,47	0,38	0,0332	A	IMP	C	A	0,93	0,0809	A	P	C	A
5°	15	0,47	0,51	0,0443	A	IMP	C	A	1,24	0,1078	NA	P	C	A
6°	18	0,47	0,63	0,0554	A	P	C	A	1,55	0,1351	NA	P	C	NA
7°	21	0,47	0,76	0,0664	A	P	C	A	1,86	0,1623	NA	INC	C	NA
8°	24	0,47	0,89	0,0774	A	P	C	A	2,17	0,1895	NA	INC	C	NA
9°	27	0,47	1,01	0,0883	A	P	C	A	2,48	0,2164	NA	INC	C	NA
10°	30	0,47	1,13	0,0989	A	P	C	A	2,79	0,2430	NA	INC	C	NA
11°	33	0,47	1,25	0,1093	NA	P	C	A	3,09	0,2691	NA	INC	C	NA
12°	36	0,47	1,37	0,1195	NA	P	C	NA	3,38	0,2948	NA	INC	C	NA
13°	39	0,47	1,48	0,1293	NA	P	C	NA	3,67	0,3198	NA	INC	PC	NA
14°	42	0,47	1,59	0,1387	NA	P	C	NA	3,95	0,3441	NA	INC	PC	NA
15°	45	0,47	1,69	0,1477	NA	INC	C	NA	4,22	0,3676	NA	INC	PC	NA
16°	48	0,47	1,79	0,1563	NA	INC	C	NA	4,48	0,3903	NA	INC	PC	NA
17°	51	0,47	1,89	0,1644	NA	INC	C	NA	4,73	0,4121	NA	INC	PC	NA
18°	54	0,47	1,97	0,1720	NA	INC	C	NA	4,96	0,4328	NA	INC	PC	NA
19°	57	0,47	2,05	0,1790	NA	INC	C	NA	5,19	0,4526	NA	INC	PC	NA
20°	60	0,47	2,13	0,1855	NA	INC	C	NA	5,40	0,4712	NA	INC	PC	NA
21°	63	0,47	2,19	0,1913	NA	INC	C	NA	5,60	0,4886	NA	INC	PC	NA
22°	66	0,47	2,25	0,1965	NA	INC	C	NA	5,79	0,5049	NA	MI	PC	NA
23°	69	0,47	2,31	0,2010	NA	INC	C	NA	5,96	0,5198	NA	MI	PC	NA
24°	72	0,47	2,35	0,2048	NA	INC	C	NA	6,12	0,5334	NA	MI	PC	NA
25°	75	0,47	2,38	0,2079	NA	INC	C	NA	6,26	0,5457	NA	MI	PC	NA
26°	78	0,47	2,41	0,2103	NA	INC	C	NA	6,38	0,5566	NA	MI	PC	NA
27°	81	0,47	2,43	0,2119	NA	INC	C	NA	6,49	0,5660	NA	MI	PC	NA
28°	84	0,47	2,44	0,2127	NA	INC	C	NA	6,58	0,5740	NA	MI	PC	NA
29°	87	0,47	2,44	0,2128	NA	INC	C	NA	6,66	0,5806	NA	MI	PC	NA
30°	90	0,47	2,43	0,2115	NA	INC	C	NA	6,71	0,5854	NA	MI	PC	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 66 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo C.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,90	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,90	0,06	0,0179	A	IMP	C	A	0,12	0,0383	A	IMP	C	A
2º	6	0,90	0,19	0,0597	A	P	C	A	0,40	0,1272	NA	P	C	NA
3º	9	0,90	0,36	0,1142	NA	P	C	NA	0,76	0,2426	NA	INC	C	NA
4º	12	0,90	0,55	0,1750	NA	INC	C	NA	1,16	0,3711	NA	INC	PC	NA
5º	15	0,90	0,75	0,2387	NA	INC	C	NA	1,58	0,5051	NA	MI	PC	NA
6º	18	0,90	0,95	0,3033	NA	INC	C	NA	2,00	0,6403	NA	MI	QD	NA
7º	21	0,90	1,15	0,3675	NA	INC	PC	NA	2,42	0,7740	NA	MI	QD	NA
8º	24	0,90	1,35	0,4303	NA	INC	PC	NA	2,83	0,9044	NA	MI	QD	NA
9º	27	0,90	1,54	0,4910	NA	MI	PC	NA	3,22	1,0302	NA	MI	D	NA
10º	30	0,90	1,72	0,5491	NA	MI	PC	NA	3,60	1,1503	NA	MI	D	NA
11º	33	0,90	1,89	0,6041	NA	MI	PC	NA	3,95	1,2638	NA	MI	D	NA
12º	36	0,90	2,05	0,6554	NA	MI	QD	NA	4,28	1,3700	NA	MI	D	NA
13º	39	0,90	2,20	0,7027	NA	MI	QD	NA	4,59	1,4681	NA	MI	D	NA
14º	42	0,90	2,33	0,7456	NA	MI	QD	NA	4,87	1,5575	NA	INT	D	NA
15º	45	0,90	2,45	0,7837	NA	MI	QD	NA	5,12	1,6376	NA	INT	EX	NA
16º	48	0,90	2,55	0,8167	NA	MI	QD	NA	5,34	1,7081	NA	INT	EX	NA
17º	51	0,90	2,64	0,8443	NA	MI	QD	NA	5,53	1,7687	NA	INT	EX	NA
18º	54	0,90	2,71	0,8667	NA	MI	QD	NA	5,69	1,8195	NA	INT	EX	NA
19º	57	0,90	2,77	0,8842	NA	MI	QD	NA	5,82	1,8614	NA	INT	EX	NA
20º	60	0,90	2,80	0,8965	NA	MI	QD	NA	5,93	1,8949	NA	INT	EX	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

O Modelo Estrutural C, ao se adotar $f_{01}=0,90$ Hz, apresentou acelerações “não aceitáveis” a partir do 3º pavimento, no que concerne somente a resposta flutuante. Mesmo considerando o critério menos rigoroso [ISO 2631 (1997)], obteve-se acelerações dentro do limite “quase desconfortável” na resposta flutuante.

As frequências obtidas de acordo com a Equação (23) proposta por Hirsch & Bachmann (1995), se comparadas com as obtidas de acordo com NBR 6123 (1988), são, para os Modelos A e C, 14,3% inferiores, e, para os Modelos B e D, 33,8% inferiores. Isso gerou acelerações para os Modelos A e B, 26,53% inferiores, e para os Modelos B e D, 56,2% inferiores.

Tabela 67 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach.(1995). Modelo D.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,47	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,47	0,10	0,0083	A	IMP	C	A	0,22	0,0189	A	IMP	C	A
2°	6	0,47	0,32	0,0279	A	IMP	C	A	0,72	0,0632	A	P	C	A
3°	9	0,47	0,61	0,0535	A	P	C	A	1,39	0,1212	NA	P	C	NA
4°	12	0,47	0,94	0,0824	A	P	C	A	2,14	0,1867	NA	INC	C	NA
5°	15	0,47	1,30	0,1131	NA	P	C	A	2,94	0,2560	NA	INC	C	NA
6°	18	0,47	1,66	0,1446	NA	P	C	NA	3,75	0,3274	NA	INC	PC	NA
7°	21	0,47	2,03	0,1766	NA	INC	C	NA	4,58	0,3995	NA	INC	PC	NA
8°	24	0,47	2,39	0,2086	NA	INC	C	NA	5,41	0,4717	NA	INC	PC	NA
9°	27	0,47	2,76	0,2404	NA	INC	C	NA	6,23	0,5434	NA	MI	PC	NA
10°	30	0,47	3,12	0,2718	NA	INC	C	NA	7,04	0,6143	NA	MI	PC	NA
11°	33	0,47	3,47	0,3028	NA	INC	C	NA	7,84	0,6840	NA	MI	QD	NA
12°	36	0,47	3,82	0,3330	NA	INC	PC	NA	8,63	0,7522	NA	MI	QD	NA
13°	39	0,47	4,16	0,3625	NA	INC	PC	NA	9,39	0,8187	NA	MI	QD	NA
14°	42	0,47	4,48	0,3911	NA	INC	PC	NA	10,13	0,8833	NA	MI	QD	NA
15°	45	0,47	4,80	0,4186	NA	INC	PC	NA	10,85	0,9459	NA	MI	QD	NA
16°	48	0,47	5,10	0,4451	NA	INC	PC	NA	11,54	1,0059	NA	MI	D	NA
17°	51	0,47	5,39	0,4703	NA	INC	PC	NA	12,20	1,0636	NA	MI	D	NA
18°	54	0,47	5,67	0,4943	NA	MI	PC	NA	12,83	1,1185	NA	MI	D	NA
19°	57	0,47	5,93	0,5168	NA	MI	PC	NA	13,42	1,1706	NA	MI	D	NA
20°	60	0,47	6,17	0,5378	NA	MI	PC	NA	13,99	1,2196	NA	MI	D	NA
21°	63	0,47	6,39	0,5573	NA	MI	PC	NA	14,51	1,2656	NA	MI	D	NA
22°	66	0,47	6,59	0,5750	NA	MI	PC	NA	15,00	1,3082	NA	MI	D	NA
23°	69	0,47	6,78	0,5911	NA	MI	PC	NA	15,45	1,3474	NA	MI	D	NA
24°	72	0,47	6,94	0,6054	NA	MI	PC	NA	15,86	1,3831	NA	MI	D	NA
25°	75	0,47	7,08	0,6178	NA	MI	PC	NA	16,23	1,4153	NA	MI	D	NA
26°	78	0,47	7,20	0,6283	NA	MI	PC	NA	16,56	1,4438	NA	MI	D	NA
27°	81	0,47	7,30	0,6370	NA	MI	QD	NA	16,84	1,4688	NA	MI	D	NA
28°	84	0,47	7,38	0,6437	NA	MI	QD	NA	17,09	1,4902	NA	INT	D	NA
29°	87	0,47	7,44	0,6489	NA	MI	QD	NA	17,30	1,5086	NA	INT	D	NA
30°	90	0,47	7,48	0,6523	NA	MI	QD	NA	17,48	1,5240	NA	INT	D	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

O Modelo D apresentou nível de “muito incômodo” a partir do 18° pavimento, considerando a resposta flutuante.

8.4 Avaliação utilizando as frequências via Eurocódigo 1 (Parte 1 - 4; 2010)

A seguir, os modelos estruturais são analisados no que tange a questão do conforto humano utilizando a frequência fundamental de cada modelo investigado via a Equação (24), apresentada no Eurocódigo 1-4 (2010).

Tabela 68 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo A.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,76	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,76	0,02	0,0057	A	IMP	C	A	0,06	0,0135	A	IMP	C	A
2º	6	0,76	0,08	0,0175	A	IMP	C	A	0,18	0,0418	A	IMP	C	A
3º	9	0,76	0,14	0,0316	A	IMP	C	A	0,33	0,0753	A	P	C	A
4º	12	0,76	0,20	0,0464	A	IMP	C	A	0,48	0,1105	NA	P	C	NA
5º	15	0,76	0,27	0,0614	A	P	C	A	0,64	0,1459	NA	P	C	NA
6º	18	0,76	0,33	0,0761	A	P	C	A	0,79	0,1808	NA	INC	C	NA
7º	21	0,76	0,40	0,0905	A	P	C	A	0,94	0,2148	NA	INC	C	NA
8º	24	0,76	0,46	0,1042	NA	P	C	NA	1,09	0,2477	NA	INC	C	NA
9º	27	0,76	0,51	0,1173	NA	P	C	NA	1,22	0,2790	NA	INC	C	NA
10º	30	0,76	0,57	0,1295	NA	P	C	NA	1,35	0,3087	NA	INC	C	NA
11º	33	0,76	0,62	0,1408	NA	P	C	NA	1,48	0,3366	NA	INC	PC	NA
12º	36	0,76	0,66	0,1511	NA	INC	C	NA	1,59	0,3623	NA	INC	PC	NA
13º	39	0,76	0,70	0,1602	NA	INC	C	NA	1,69	0,3858	NA	INC	PC	NA
14º	42	0,76	0,74	0,1679	NA	INC	C	NA	1,78	0,4068	NA	INC	PC	NA
15º	45	0,76	0,76	0,1744	NA	INC	C	NA	1,87	0,4253	NA	INC	PC	NA
16º	48	0,76	0,79	0,1793	NA	INC	C	NA	1,93	0,4410	NA	INC	PC	NA
17º	51	0,76	0,80	0,1827	NA	INC	C	NA	1,99	0,4539	NA	INC	PC	NA
18º	54	0,76	0,81	0,1844	NA	INC	C	NA	2,03	0,4637	NA	INC	PC	NA
19º	57	0,76	0,81	0,1845	NA	INC	C	NA	2,06	0,4707	NA	INC	PC	NA
20º	60	0,76	0,80	0,1818	NA	INC	C	NA	2,08	0,4737	NA	INC	PC	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Ao se utilizar a frequência fundamental $f_{01}=0,76\text{Hz}$, o Modelo A (Tabela 68) apresentou nível de “não aceitável” a partir do 8º pavimento e nível de “incômodo” a partir do 12º pavimento. O Modelo B, como observa-se na Tabela 69, ao se utilizar a frequência fundamental $f_{01}=0,51\text{Hz}$, apresentou níveis “não aceitável” e “incômodo” a partir do a partir do 9º e do 13º pavimentos, respectivamente.

Tabela 69 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo B.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,51	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,51	0,05	0,0047	A	IMP	C	A	0,11	0,0114	A	IMP	C	A
2°	6	0,51	0,14	0,0146	A	IMP	C	A	0,35	0,0355	A	IMP	C	A
3°	9	0,51	0,26	0,0265	A	IMP	C	A	0,63	0,0644	A	P	C	A
4°	12	0,51	0,38	0,0391	A	IMP	C	A	0,93	0,0953	A	P	C	A
5°	15	0,51	0,51	0,0521	A	P	C	A	1,24	0,1270	NA	P	C	NA
6°	18	0,51	0,63	0,0652	A	P	C	A	1,55	0,1590	NA	INC	C	NA
7°	21	0,51	0,76	0,0782	A	P	C	A	1,86	0,1911	NA	INC	C	NA
8°	24	0,51	0,89	0,0912	A	P	C	A	2,17	0,2231	NA	INC	C	NA
9°	27	0,51	1,01	0,1039	NA	P	C	A	2,48	0,2548	NA	INC	C	NA
10°	30	0,51	1,13	0,1165	NA	P	C	NA	2,79	0,2861	NA	INC	C	NA
11°	33	0,51	1,25	0,1287	NA	P	C	NA	3,09	0,3169	NA	INC	PC	NA
12°	36	0,51	1,37	0,1407	NA	P	C	NA	3,38	0,3471	NA	INC	PC	NA
13°	39	0,51	1,48	0,1522	NA	INC	C	NA	3,67	0,3765	NA	INC	PC	NA
14°	42	0,51	1,59	0,1633	NA	INC	C	NA	3,95	0,4051	NA	INC	PC	NA
15°	45	0,51	1,69	0,1739	NA	INC	C	NA	4,22	0,4329	NA	INC	PC	NA
16°	48	0,51	1,79	0,1840	NA	INC	C	NA	4,48	0,4596	NA	INC	PC	NA
17°	51	0,51	1,89	0,1936	NA	INC	C	NA	4,73	0,4852	NA	INC	PC	NA
18°	54	0,51	1,97	0,2025	NA	INC	C	NA	4,96	0,5097	NA	MI	PC	NA
19°	57	0,51	2,05	0,2108	NA	INC	C	NA	5,19	0,5329	NA	MI	PC	NA
20°	60	0,51	2,13	0,2184	NA	INC	C	NA	5,40	0,5548	NA	MI	PC	NA
21°	63	0,51	2,19	0,2253	NA	INC	C	NA	5,60	0,5753	NA	MI	PC	NA
22°	66	0,51	2,25	0,2314	NA	INC	C	NA	5,79	0,5944	NA	MI	PC	NA
23°	69	0,51	2,31	0,2367	NA	INC	C	NA	5,96	0,6120	NA	MI	PC	NA
24°	72	0,51	2,35	0,2412	NA	INC	C	NA	6,12	0,6281	NA	MI	PC	NA
25°	75	0,51	2,38	0,2448	NA	INC	C	NA	6,26	0,6425	NA	MI	QD	NA
26°	78	0,51	2,41	0,2476	NA	INC	C	NA	6,38	0,6553	NA	MI	QD	NA
27°	81	0,51	2,43	0,2495	NA	INC	C	NA	6,49	0,6664	NA	MI	QD	NA
28°	84	0,51	2,44	0,2504	NA	INC	C	NA	6,58	0,6758	NA	MI	QD	NA
29°	87	0,51	2,44	0,2505	NA	INC	C	NA	6,66	0,6836	NA	MI	QD	NA
30°	90	0,51	2,43	0,2491	NA	INC	C	NA	6,71	0,6893	NA	MI	QD	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 70 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo C.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz_{FL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				uz_{TT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,76	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,76	0,06	0,0128	A	IMP	C	A	0,12	0,0273	A	IMP	C	A
2º	6	0,76	0,19	0,0426	A	IMP	C	A	0,40	0,0907	A	P	C	A
3º	9	0,76	0,36	0,0814	A	P	C	A	0,76	0,1730	NA	INC	C	NA
4º	12	0,76	0,55	0,1248	NA	P	C	NA	1,16	0,2646	NA	INC	C	NA
5º	15	0,76	0,75	0,1702	NA	INC	C	NA	1,58	0,3601	NA	INC	PC	NA
6º	18	0,76	0,95	0,2163	NA	INC	C	NA	2,00	0,4566	NA	INC	PC	NA
7º	21	0,76	1,15	0,2620	NA	INC	C	NA	2,42	0,5519	NA	MI	PC	NA
8º	24	0,76	1,35	0,3068	NA	INC	C	NA	2,83	0,6449	NA	MI	QD	NA
9º	27	0,76	1,54	0,3501	NA	INC	PC	NA	3,22	0,7346	NA	MI	QD	NA
10º	30	0,76	1,72	0,3916	NA	INC	PC	NA	3,60	0,8203	NA	MI	QD	NA
11º	33	0,76	1,89	0,4307	NA	INC	PC	NA	3,95	0,9012	NA	MI	QD	NA
12º	36	0,76	2,05	0,4674	NA	INC	PC	NA	4,28	0,9769	NA	MI	QD	NA
13º	39	0,76	2,20	0,5011	NA	MI	PC	NA	4,59	1,0469	NA	MI	D	NA
14º	42	0,76	2,33	0,5317	NA	MI	PC	NA	4,87	1,1106	NA	MI	D	NA
15º	45	0,76	2,45	0,5588	NA	MI	PC	NA	5,12	1,1678	NA	MI	D	NA
16º	48	0,76	2,55	0,5824	NA	MI	PC	NA	5,34	1,2180	NA	MI	D	NA
17º	51	0,76	2,64	0,6021	NA	MI	PC	NA	5,53	1,2612	NA	MI	D	NA
18º	54	0,76	2,71	0,6180	NA	MI	PC	NA	5,69	1,2974	NA	MI	D	NA
19º	57	0,76	2,77	0,6305	NA	MI	QD	NA	5,82	1,3273	NA	MI	D	NA
20º	60	0,76	2,80	0,6393	NA	MI	QD	NA	5,93	1,3512	NA	MI	D	NA

NBR-6118:1988

A: Aceitável

NA: Não aceitável

Hirsh & Bachman (1995)

IMP: Imperceptível

P: Perceptível

INC: Incômodo

MI: Muito incômodo

INT: Intolerável

ISO-2631:1997

C: Confortável

PC: Pouco confortável

QD: Quase desconfortável

D: Desconfortável

EX: Extremamente desconfortável

A frequência fundamental de cada modelo estrutural obtida de acordo com a Equação (24), proposta pelo Eurocódigo 1 (Parte1-4; 2010), se comparadas com as obtidas via Hirsch & Bachmann (1995), são, para os Modelos A e C, 15,5% inferiores, e para os Modelos B e D, 8,5% superiores. Isso gerou valores de acelerações para os Modelos A e B 28,7% inferiores, e para os Modelos B e D, 17,7% superiores.

Os quatro modelos investigados, ao se utilizar a frequência fundamental de acordo com o Eurocódigo 1 (Parte1-4; 2010), obtiveram índices desfavoráveis, considerando apenas a resposta flutuante.

Tabela 71 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo D.

RISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,51	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,51	0,10	0,0098	A	IMP	C	A	0,22	0,0223	A	IMP	C	A
2º	6	0,51	0,32	0,0328	A	IMP	C	A	0,72	0,0744	A	P	C	A
3º	9	0,51	0,61	0,0630	A	P	C	A	1,39	0,1428	NA	P	C	NA
4º	12	0,51	0,94	0,0970	A	P	C	A	2,14	0,2198	NA	INC	C	NA
5º	15	0,51	1,30	0,1331	NA	P	C	NA	2,94	0,3015	NA	INC	C	NA
6º	18	0,51	1,66	0,1703	NA	INC	C	NA	3,75	0,3855	NA	INC	PC	NA
7º	21	0,51	2,03	0,2079	NA	INC	C	NA	4,58	0,4704	NA	INC	PC	NA
8º	24	0,51	2,39	0,2456	NA	INC	C	NA	5,41	0,5554	NA	MI	PC	NA
9º	27	0,51	2,76	0,2831	NA	INC	C	NA	6,23	0,6398	NA	MI	QD	NA
10º	30	0,51	3,12	0,3201	NA	INC	PC	NA	7,04	0,7233	NA	MI	QD	NA
11º	33	0,51	3,47	0,3565	NA	INC	PC	NA	7,84	0,8053	NA	MI	QD	NA
12º	36	0,51	3,82	0,3921	NA	INC	PC	NA	8,63	0,8857	NA	MI	QD	NA
13º	39	0,51	4,16	0,4268	NA	INC	PC	NA	9,39	0,9640	NA	MI	QD	NA
14º	42	0,51	4,48	0,4605	NA	INC	PC	NA	10,13	1,0401	NA	MI	D	NA
15º	45	0,51	4,80	0,4929	NA	MI	PC	NA	10,85	1,1137	NA	MI	D	NA
16º	48	0,51	5,10	0,5241	NA	MI	PC	NA	11,54	1,1845	NA	MI	D	NA
17º	51	0,51	5,39	0,5538	NA	MI	PC	NA	12,20	1,2523	NA	MI	D	NA
18º	54	0,51	5,67	0,5820	NA	MI	PC	NA	12,83	1,3170	NA	MI	D	NA
19º	57	0,51	5,93	0,6085	NA	MI	PC	NA	13,42	1,3783	NA	MI	D	NA
20º	60	0,51	6,17	0,6332	NA	MI	QD	NA	13,99	1,4360	NA	MI	D	NA
21º	63	0,51	6,39	0,6561	NA	MI	QD	NA	14,51	1,4901	NA	INT	D	NA
22º	66	0,51	6,59	0,6771	NA	MI	QD	NA	15,00	1,5404	NA	INT	D	NA
23º	69	0,51	6,78	0,6960	NA	MI	QD	NA	15,45	1,5865	NA	INT	D	NA
24º	72	0,51	6,94	0,7128	NA	MI	QD	NA	15,86	1,6286	NA	INT	EX	NA
25º	75	0,51	7,08	0,7274	NA	MI	QD	NA	16,23	1,6664	NA	INT	EX	NA
26º	78	0,51	7,20	0,7398	NA	MI	QD	NA	16,56	1,7000	NA	INT	EX	NA
27º	81	0,51	7,30	0,7500	NA	MI	QD	NA	16,84	1,7294	NA	INT	EX	NA
28º	84	0,51	7,38	0,7580	NA	MI	QD	NA	17,09	1,7547	NA	INT	EX	NA
29º	87	0,51	7,44	0,7640	NA	MI	QD	NA	17,30	1,7763	NA	INT	EX	NA
30º	90	0,51	7,48	0,7680	NA	MI	QD	NA	17,48	1,7945	NA	INT	EX	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

8.5 Avaliação utilizando as frequências obtidas via ANSYS (2007)

A frequência fundamental para cada modelo investigado, calculada através dos modelos numéricos computacionais utilizando o ANSYS (2007), apresentou os menores valores obtidos. Para o Modelo A, considerando a frequência fundamental numérica $f_{01}=0,40$ Hz, é 38% do valor obtido através da equação proposta pela NBR-6118:1988. Para o modelo B, é de 35%, para o modelo C, é de 25% e para o modelo D, é de 23%. Por isso, como se verá a seguir, adotando essas frequências, encontrar-se-ão valores de acelerações, na resposta flutuante, inferiores aos limites estabelecidos no que cerne ao conforto humano para os quatro modelos em estudo.

Tabela 72 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo A.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz_{FL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				uz_{TT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,40	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,40	0,02	0,0016	A	IMP	C	A	0,06	0,0037	A	IMP	C	A
2º	6	0,40	0,08	0,0048	A	IMP	C	A	0,18	0,0116	A	IMP	C	A
3º	9	0,40	0,14	0,0088	A	IMP	C	A	0,33	0,0209	A	IMP	C	A
4º	12	0,40	0,20	0,0129	A	IMP	C	A	0,48	0,0306	A	IMP	C	A
5º	15	0,40	0,27	0,0170	A	IMP	C	A	0,64	0,0404	A	IMP	C	A
6º	18	0,40	0,33	0,0211	A	IMP	C	A	0,79	0,0501	A	P	C	A
7º	21	0,40	0,40	0,0251	A	IMP	C	A	0,94	0,0595	A	P	C	A
8º	24	0,40	0,46	0,0289	A	IMP	C	A	1,09	0,0686	A	P	C	A
9º	27	0,40	0,51	0,0325	A	IMP	C	A	1,22	0,0773	A	P	C	A
10º	30	0,40	0,57	0,0359	A	IMP	C	A	1,35	0,0855	A	P	C	A
11º	33	0,40	0,62	0,0390	A	IMP	C	A	1,48	0,0932	A	P	C	A
12º	36	0,40	0,66	0,0419	A	IMP	C	A	1,59	0,1004	NA	P	C	A
13º	39	0,40	0,70	0,0444	A	IMP	C	A	1,69	0,1069	NA	P	C	A
14º	42	0,40	0,74	0,0465	A	IMP	C	A	1,78	0,1127	NA	P	C	A
15º	45	0,40	0,76	0,0483	A	IMP	C	A	1,87	0,1178	NA	P	C	A
16º	48	0,40	0,79	0,0497	A	P	C	A	1,93	0,1222	NA	P	C	A
17º	51	0,40	0,80	0,0506	A	P	C	A	1,99	0,1257	NA	P	C	NA
18º	54	0,40	0,81	0,0511	A	P	C	A	2,03	0,1285	NA	P	C	NA
19º	57	0,40	0,81	0,0511	A	P	C	A	2,06	0,1304	NA	P	C	NA
20º	60	0,40	0,80	0,0504	A	P	C	A	2,08	0,1312	NA	P	C	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 73 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo B.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,25	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,25	0,05	0,0011	A	IMP	C	A	0,11	0,0027	A	IMP	C	A
2°	6	0,25	0,14	0,0035	A	IMP	C	A	0,35	0,0085	A	IMP	C	A
3°	9	0,25	0,26	0,0064	A	IMP	C	A	0,63	0,0155	A	IMP	C	A
4°	12	0,25	0,38	0,0094	A	IMP	C	A	0,93	0,0229	A	IMP	C	A
5°	15	0,25	0,51	0,0125	A	IMP	C	A	1,24	0,0305	A	IMP	C	A
6°	18	0,25	0,63	0,0157	A	IMP	C	A	1,55	0,0382	A	IMP	C	A
7°	21	0,25	0,76	0,0188	A	IMP	C	A	1,86	0,0459	A	IMP	C	A
8°	24	0,25	0,89	0,0219	A	IMP	C	A	2,17	0,0536	A	P	C	A
9°	27	0,25	1,01	0,0250	A	IMP	C	A	2,48	0,0612	A	P	C	A
10°	30	0,25	1,13	0,0280	A	IMP	C	A	2,79	0,0687	A	P	C	A
11°	33	0,25	1,25	0,0309	A	IMP	C	A	3,09	0,0761	A	P	C	A
12°	36	0,25	1,37	0,0338	A	IMP	C	A	3,38	0,0834	A	P	C	A
13°	39	0,25	1,48	0,0366	A	IMP	C	A	3,67	0,0905	A	P	C	A
14°	42	0,25	1,59	0,0392	A	IMP	C	A	3,95	0,0974	A	P	C	A
15°	45	0,25	1,69	0,0418	A	IMP	C	A	4,22	0,1040	NA	P	C	A
16°	48	0,25	1,79	0,0442	A	IMP	C	A	4,48	0,1104	NA	P	C	A
17°	51	0,25	1,89	0,0465	A	IMP	C	A	4,73	0,1166	NA	P	C	A
18°	54	0,25	1,97	0,0487	A	IMP	C	A	4,96	0,1225	NA	P	C	A
19°	57	0,25	2,05	0,0507	A	P	C	A	5,19	0,1280	NA	P	C	A
20°	60	0,25	2,13	0,0525	A	P	C	A	5,40	0,1333	NA	P	C	A
21°	63	0,25	2,19	0,0541	A	P	C	A	5,60	0,1383	NA	P	C	A
22°	66	0,25	2,25	0,0556	A	P	C	A	5,79	0,1428	NA	P	C	A
23°	69	0,25	2,31	0,0569	A	P	C	A	5,96	0,1471	NA	INC	C	A
24°	72	0,25	2,35	0,0580	A	P	C	A	6,12	0,1509	NA	INC	C	A
25°	75	0,25	2,38	0,0588	A	P	C	A	6,26	0,1544	NA	INC	C	A
26°	78	0,25	2,41	0,0595	A	P	C	A	6,38	0,1575	NA	INC	C	A
27°	81	0,25	2,43	0,0600	A	P	C	A	6,49	0,1601	NA	INC	C	A
28°	84	0,25	2,44	0,0602	A	P	C	A	6,58	0,1624	NA	INC	C	NA
29°	87	0,25	2,44	0,0602	A	P	C	A	6,66	0,1643	NA	INC	C	NA
30°	90	0,25	2,43	0,0598	A	P	C	A	6,71	0,1656	NA	INC	C	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 74 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo C.

RISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			uz _{FL} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação				uz _{TT} cm	a _{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,27	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,27	0,06	0,0016	A	IMP	C	A	0,12	0,0034	A	IMP	C	A
2°	6	0,27	0,19	0,0054	A	IMP	C	A	0,40	0,0114	A	IMP	C	A
3°	9	0,27	0,36	0,0103	A	IMP	C	A	0,76	0,0218	A	IMP	C	A
4°	12	0,27	0,55	0,0157	A	IMP	C	A	1,16	0,0334	A	IMP	C	A
5°	15	0,27	0,75	0,0215	A	IMP	C	A	1,58	0,0455	A	IMP	C	A
6°	18	0,27	0,95	0,0273	A	IMP	C	A	2,00	0,0576	A	P	C	A
7°	21	0,27	1,15	0,0331	A	IMP	C	A	2,42	0,0697	A	P	C	A
8°	24	0,27	1,35	0,0387	A	IMP	C	A	2,83	0,0814	A	P	C	A
9°	27	0,27	1,54	0,0442	A	IMP	C	A	3,22	0,0927	A	P	C	A
10°	30	0,27	1,72	0,0494	A	P	C	A	3,60	0,1035	NA	P	C	A
11°	33	0,27	1,89	0,0544	A	P	C	A	3,95	0,1137	NA	P	C	A
12°	36	0,27	2,05	0,0590	A	P	C	A	4,28	0,1233	NA	P	C	A
13°	39	0,27	2,20	0,0632	A	P	C	A	4,59	0,1321	NA	P	C	A
14°	42	0,27	2,33	0,0671	A	P	C	A	4,87	0,1402	NA	P	C	A
15°	45	0,27	2,45	0,0705	A	P	C	A	5,12	0,1474	NA	INC	C	A
16°	48	0,27	2,55	0,0735	A	P	C	A	5,34	0,1537	NA	INC	C	A
17°	51	0,27	2,64	0,0760	A	P	C	A	5,53	0,1592	NA	INC	C	NA
18°	54	0,27	2,71	0,0780	A	P	C	A	5,69	0,1638	NA	INC	C	NA
19°	57	0,27	2,77	0,0796	A	P	C	A	5,82	0,1675	NA	INC	C	NA
20°	60	0,27	2,80	0,0807	A	P	C	A	5,93	0,1705	NA	INC	C	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Ao se adotar as frequências obtidas numericamente, os quatro modelos, na resposta flutuante, não atingiram acelerações que pudessem provocar algum incômodo. O maior valor de aceleração encontrada na resposta flutuante foi de 0,085m/s² no 30° pavimento do Modelo D, sendo este valor 15% menor que o valor limite estabelecido pela NBR 6123 (1988), $a_{lim} = 0,1 \text{ m/s}^2$. Considerando a resposta total, os quatro modelos obtiveram índices acima do “não aceitável”, de acordo com a NBR-6118:1988, porém, de acordo com as ISO 2631 (1997) obtiveram índices dentro dos limites “confortável”.

Tabela 75 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo D.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante						Resposta total					
			u_{zFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação				u_{zTT} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037			NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,17	0,00	0,0000	A	IMP	C	A	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,17	0,10	0,0011	A	IMP	C	A	0,22	0,0025	A	IMP	C	A
2°	6	0,17	0,32	0,0036	A	IMP	C	A	0,72	0,0083	A	IMP	C	A
3°	9	0,17	0,61	0,0070	A	IMP	C	A	1,39	0,0159	A	IMP	C	A
4°	12	0,17	0,94	0,0108	A	IMP	C	A	2,14	0,0244	A	IMP	C	A
5°	15	0,17	1,30	0,0148	A	IMP	C	A	2,94	0,0335	A	IMP	C	A
6°	18	0,17	1,66	0,0189	A	IMP	C	A	3,75	0,0428	A	IMP	C	A
7°	21	0,17	2,03	0,0231	A	IMP	C	A	4,58	0,0523	A	P	C	A
8°	24	0,17	2,39	0,0273	A	IMP	C	A	5,41	0,0617	A	P	C	A
9°	27	0,17	2,76	0,0315	A	IMP	C	A	6,23	0,0711	A	P	C	A
10°	30	0,17	3,12	0,0356	A	IMP	C	A	7,04	0,0804	A	P	C	A
11°	33	0,17	3,47	0,0396	A	IMP	C	A	7,84	0,0895	A	P	C	A
12°	36	0,17	3,82	0,0436	A	IMP	C	A	8,63	0,0984	A	P	C	A
13°	39	0,17	4,16	0,0474	A	IMP	C	A	9,39	0,1071	NA	P	C	A
14°	42	0,17	4,48	0,0512	A	P	C	A	10,13	0,1156	NA	P	C	A
15°	45	0,17	4,80	0,0548	A	P	C	A	10,85	0,1237	NA	P	C	A
16°	48	0,17	5,10	0,0582	A	P	C	A	11,54	0,1316	NA	P	C	A
17°	51	0,17	5,39	0,0615	A	P	C	A	12,20	0,1391	NA	P	C	A
18°	54	0,17	5,67	0,0647	A	P	C	A	12,83	0,1463	NA	P	C	A
19°	57	0,17	5,93	0,0676	A	P	C	A	13,42	0,1531	NA	INC	C	A
20°	60	0,17	6,17	0,0704	A	P	C	A	13,99	0,1596	NA	INC	C	NA
21°	63	0,17	6,39	0,0729	A	P	C	A	14,51	0,1656	NA	INC	C	NA
22°	66	0,17	6,59	0,0752	A	P	C	A	15,00	0,1712	NA	INC	C	NA
23°	69	0,17	6,78	0,0773	A	P	C	A	15,45	0,1763	NA	INC	C	NA
24°	72	0,17	6,94	0,0792	A	P	C	A	15,86	0,1810	NA	INC	C	NA
25°	75	0,17	7,08	0,0808	A	P	C	A	16,23	0,1852	NA	INC	C	NA
26°	78	0,17	7,20	0,0822	A	P	C	A	16,56	0,1889	NA	INC	C	NA
27°	81	0,17	7,30	0,0833	A	P	C	A	16,84	0,1922	NA	INC	C	NA
28°	84	0,17	7,38	0,0842	A	P	C	A	17,09	0,1950	NA	INC	C	NA
29°	87	0,17	7,44	0,0849	A	P	C	A	17,30	0,1974	NA	INC	C	NA
30°	90	0,17	7,48	0,0853	A	P	C	A	17,48	0,1994	NA	INC	C	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

No que tange a variação dos valores das acelerações devido à resposta dinâmica flutuante para os quatro modelos estruturais em estudo, calculados em função das frequências naturais numéricas, apesar destes valores atingirem o limite de “perceptível”, os mesmos não atingem o valor limite estabelecido pela NBR 6123 (1988) ($a_{lim} = 0,1 \text{ m/s}^2$), como ilustrado na Figura 69. Entretanto, tal situação é muito mais crítica quando a parcela dinâmica total é considerada na análise, na qual se observa que os valores das acelerações ultrapassam o valor limite estabelecido pela NBR 6123 (1988) ($a_{lim} = 0,1 \text{ m/s}^2$), como ilustrado na Figura 70.

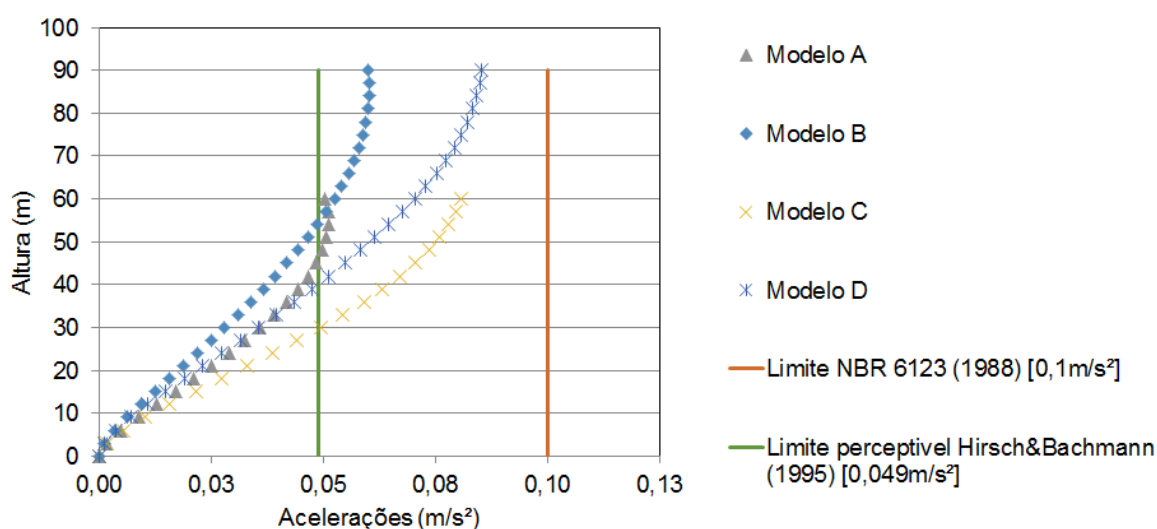


Figura 69 - Variação das acelerações devido resposta flutuante do vento.

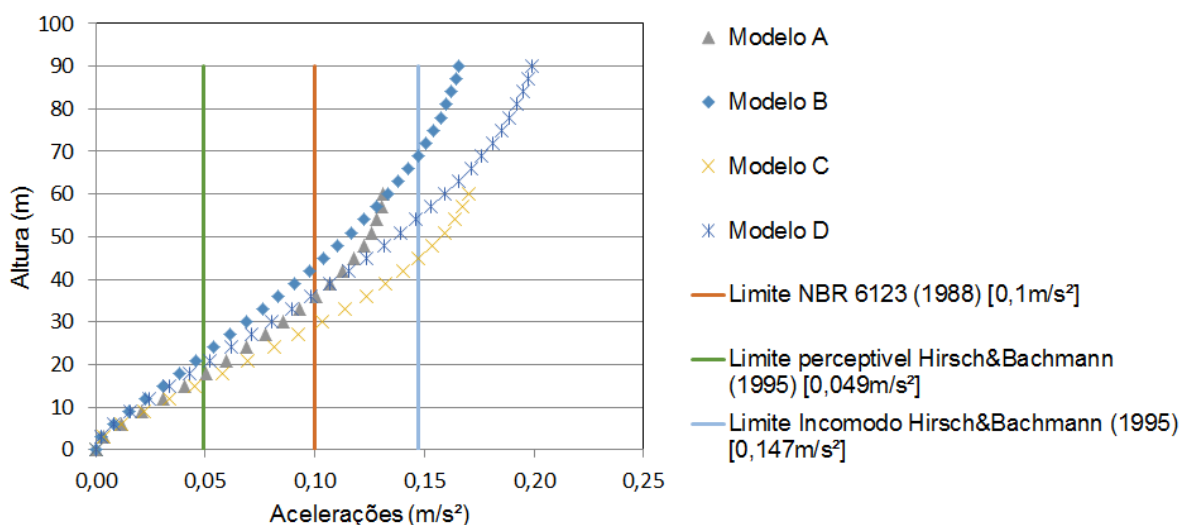


Figura 70 - Variação das acelerações devido resposta total do vento.

8.6 Análise qualitativa dos resultados

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos para cada metodologia de obtenção da frequência fundamental para cada modelo estrutural em análise, na Figura 71 apresentam-se os valores de acelerações no topo da edificação devido à parcela flutuante do vento, e na Figura 72, devido à parcela total. Como aceleração é uma função quadrática da frequência, quanto menor a frequência adotada muito menor será a aceleração obtida.

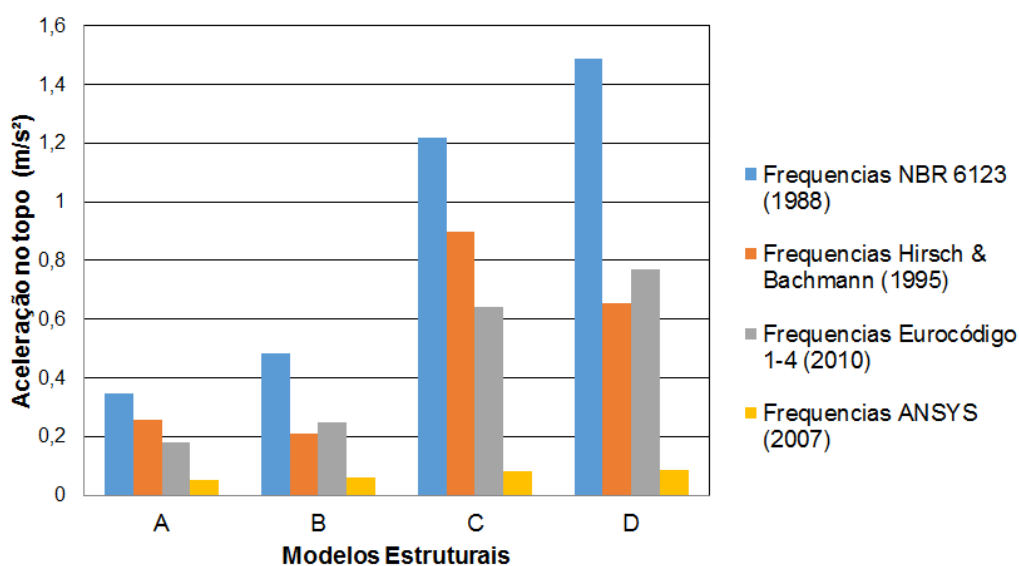


Figura 71 - Acelerações no último pavimento devido à parcela flutuante.

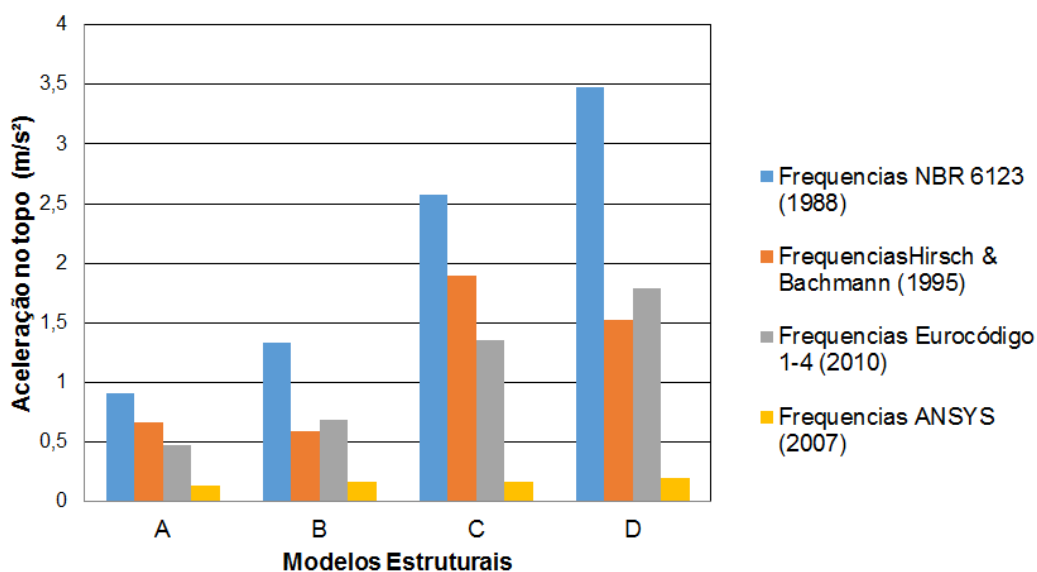


Figura 72 - Acelerações no último pavimento devido à parcela total.

Na Figura 73 são comparadas as acelerações no topo da edificação, devido à parcela flutuante e devido à parcela total, utilizando-se as frequências obtidas numericamente e as obtidas utilizando-se a equação proposta pela NBR 6123 (1988).

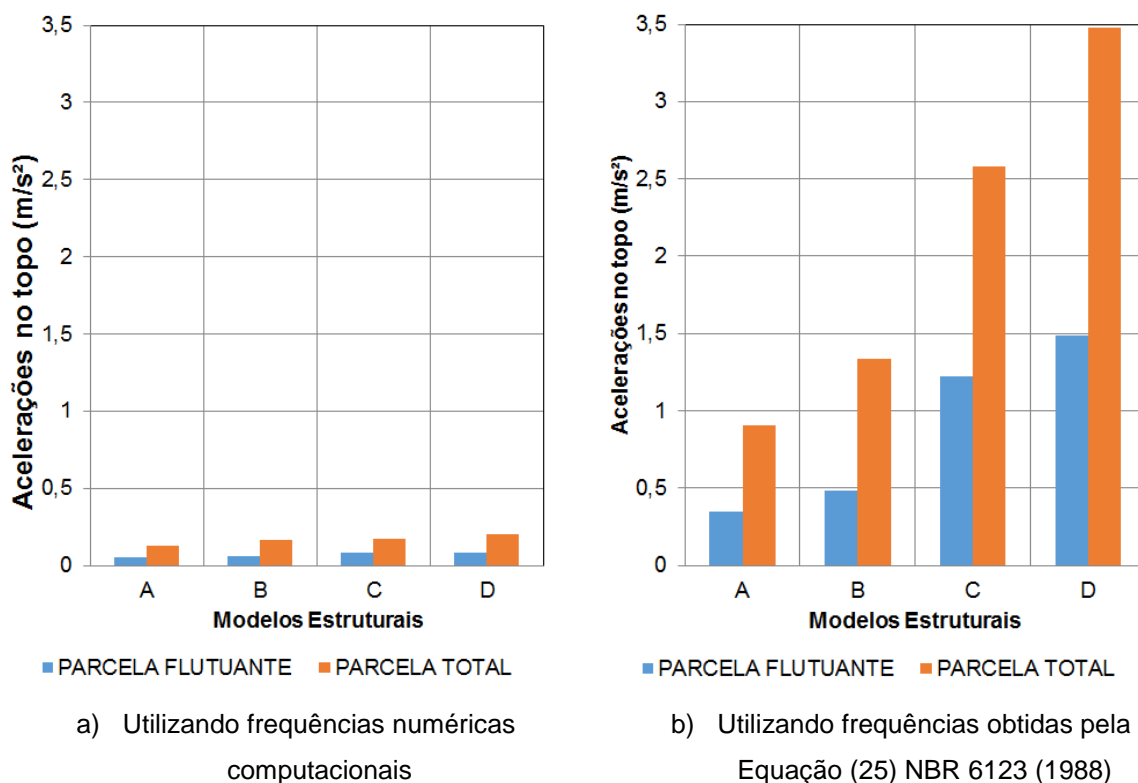


Figura 73 - Acelerações no topo da estrutura devido parcela flutuante e parcela total.

No que diz respeito à comparação entre a resposta devido à parcela total e à parcela flutuante, considerando somente os resultados obtidos no topo de cada estrutura, no Modelo A, a resposta total é 160,6% superior que a resposta flutuante. No Modelo B, 176,7% superior, no Modelo C, 111,4% superior e, no Modelo D, 133,7% superior. Essas relações entre as respostas totais e flutuantes independem da metodologia de obtenção das frequências, dependem apenas das diferenças entre os deslocamentos obtidos na resposta total e na resposta flutuante.

Na Tabela 76 são apresentadas comparações entre os modelos com a mesma altura, A e C (H=60m), B e D (H=90), mostrando os valores das acelerações no topo das edificações devido à resposta flutuante utilizando cada frequência fundamental separadamente.

Tabela 76 – Comparativo das acelerações devido à resposta flutuante entre os Modelos A e C

Modelo	uz_{FL} cm	f_{01} Hz	a_{fl} m/s ²
Modelo A	0,80	1,05	0,3470
Modelo C	2,80	1,05	1,2202
%	351,6%	100,0%	351,6%

a) utilizando as frequências obtidas através da NBR 6123 (1988)

Modelo	uz_{FL} cm	f_{01} Hz	a_{fl} m/s ²
Modelo A	0,80	0,76	0,1818
Modelo C	2,80	0,76	0,6393
%	351,6%	100,0%	351,6%

c) Utilizando frequências obtidas pela Equação(24) Eurocódigo 1-4

Modelo	uz_{FL} cm	f_{01} Hz	a_{fl} m/s ²
Modelo A	0,80	0,90	0,2550
Modelo C	2,80	0,90	0,8965
%	351,6%	100,0%	351,6%

b) utilizando as frequências obtidas através de Hirsch & Bachmann (1995).

Modelo	uz_{FL} cm	f_{01} Hz	a_{fl} m/s ²
Modelo A	0,80	0,40	0,0504
Modelo C	2,80	0,27	0,0807
%	351,6%	67,5%	160,2%

d) Utilizando frequências numéricas computacionais

Comparando os Modelos A e C, considerando apenas as frequências numéricas computacionais, o Modelo A apresentou aceleração na resposta flutuante no 20º pavimento igual a 0,0504 m/s², enquanto que o Modelo C, apresentou 0,0807m/s², sendo, portanto, 60% superior. Comparando os Modelos B e C, o Modelo B apresentou, na resposta flutuante, no 30º pavimento, aceleração igual a 0,0598m/s², enquanto que o Modelo D apresentou 0,0853m/s², sendo, assim, 42,6% superior. Isso mostra que, mesmo considerando as frequências obtidas numericamente, em que os modelos menos rígidos obtiveram valores de frequências inferiores, as acelerações nos modelos menos rígidos são significativamente superiores, em função dos expressivos deslocamentos que esses últimos modelos sofrem.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Introdução

Este trabalho de pesquisa teve por objetivo o estudo do comportamento estrutural de edifícios esbeltos de concreto armado, a partir da obtenção dos deslocamentos e esforços, mediante análise estática; determinação das frequências naturais e modos de vibração dos modelos estruturais, via análise modal; investigação dos parâmetros de estabilidade global; e, também, avaliações de conforto humano, com base no emprego de normas e recomendações de projeto. Objetivou-se, ainda, contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, no que diz respeito ao desenvolvimento de análises de estabilidade global e de verificações de conforto humano sobre modelos de edifícios altos de concreto armado.

9.2 Conclusões

a) Análise estática

Primeiramente foram determinados os deslocamentos translacionais horizontais dos edifícios investigados, no estado limite de serviço, em que foi possível verificar que a eliminação das vigas de periferia nos Modelos Estruturais C e D, diminuiu consideravelmente a rigidez global da estrutura, provocando deslocamentos bastante superiores. Os deslocamentos máximos no topo do Modelo C ($u_t = 3,07$ cm) apresentaram valores 162% superiores àqueles encontrados no Modelo A ($u_t = 1,17$ cm). Da mesma forma, estes valores de deslocamentos no Modelo D ($u_t = 8,51$ cm) foram 146% superiores aos encontrados no Modelo Estrutural B ($u_t = 3,45$ cm).

Em relação aos esforços encontrados ao longo do estudo, foi possível verificar que os momentos fletores nas bases dos pilares nos modelos sem as vigas periféricas (Modelo C e D) apresentaram valores bem superiores aqueles encontrados nos modelos com as respectivas vigas (Modelos A e B). O Modelo Estrutural C apresentou momento fletor, em relação ao eixo x, na base do pilar P32, 74,4% maior do que aquele obtido no Modelo A ($M_{d_{sem\ viga}} = 453,73\text{ kNm} > M_{d_{com\ viga}} = 259,4\text{ kNm}$). Do mesmo modo, estes momentos fletores no Modelo Estrutural D foram 74,9% superiores aos encontrados no Modelo B ($M_{d_{sem\ viga}} = 813,43\text{ kNm} > M_{d_{com\ viga}} = 464,96\text{ kNm}$), evidenciando a importância das vigas de periferia.

b) Estabilidade global

No que tange ao estudo da estabilidade global dos modelos estruturais investigados, foi possível verificar a importância da consideração da não linearidade física dos elementos estruturais, em nível local e, também, da não linearidade geométrica, em nível global, com base nas recomendações da norma brasileira de concreto NBR 6118 (2014). Em particular, a questão da não linearidade física, ao tomar como rigidez dos elementos estruturais valores reduzidos, principalmente o fator 0,3 para as lajes de concreto, mostrou, com clareza, a relevância da presença das vigas de periferia nos modelos investigados.

A utilização de vários parâmetros de sensibilidade, em referência ao estudo da estabilidade global dos edifícios, dentre eles o parâmetro de estabilidade (α), o índice de esbeltez de corpo rígido ($\beta_{x,y}$), o índice de esbeltez efetiva global (λ_{ef}) e o índice de rigidez efetiva global ($K_{x,y,z}$), apontou para a obtenção de resultados similares entre si, ilustrando uma diminuição progressiva da rigidez global dos modelos a partir do aumento da altura e diminuição da quantidade de vigas periféricas. Cabe ressaltar que foi igualmente importante uma avaliação destes parâmetros tanto no que concerne ao regime elástico não fissurado quanto para o regime fissurado, mostrando uma perda significativa da rigidez global dos modelos estruturais em torno de 50%, quando comparada à fase fissurada em relação ao regime não fissurado.

A determinação do coeficiente γ_z foi bastante importante para a análise de estabilidade global e, também, para a determinação dos esforços finais dos modelos investigados nesta dissertação (1ª ordem + 2ª ordem), considerando-se a não linearidade geométrica. Destaca-se que a avaliação deste parâmetro mostrou claramente a importância da presença das vigas de periferia para combater os efeitos de 2ª ordem.

Nos Modelos Estruturais C e D, com base na retirada das vigas de periferia, em conjunto com uma diminuição da rigidez das laje de concreto pelo emprego do fator 0,3, os sistemas de contraventamento destes modelos estruturais foram muito comprometidos. Nestes dois modelos estruturais não foram permitidos obter os esforços finais com base no emprego do processo de cálculo via parâmetro γ_z , pois os valores encontrados foram superiores ao limite de 1,3 prescrito pela NBR 6118 (2014).

c) Análise Modal

No que concerne a análise de autovalores (frequências naturais) e de autovetores (modos de vibração), foi observado que os modelos de edifícios analisados apresentaram a 1ª frequência natural (frequência fundamental) inferiores a 0,4Hz ($f_{01} < 0,4\text{Hz}$).

Com relação aos os Modelos A e C, que possuem a mesma altura ($H = 60\text{m}$), o Modelo Estrutural C apresentou uma frequência fundamental ($f_{01C} = 0,27\text{Hz}$) com um valor da ordem de 67% da frequência fundamental do Modelo A ($f_{01A} = 0,40\text{Hz}$), evidenciando que o valor da frequência fundamental destes modelos analisados está intimamente ligado à rigidez estrutural, devido a eliminação das vigas de periferia no Modelo C. Tal fato ocorre exatamente da mesma maneira em relação aos Modelos B e D ($H = 90\text{m}$: $f_{01D} = 0,17\text{Hz} < f_{01B} = 0,25\text{Hz} \Rightarrow 68\%$).

No que tange a análise dos modos de vibração, foi possível verificar que os quatro modelos estruturais em estudo apresentam o seu primeiro modo de vibração com preponderância dos efeitos de flexão em torno do eixo global X, coincidindo com o eixo de flexão menos rígido apontado na análise estática dos edifícios.

O valor da frequência fundamental de cada modelo estrutural também foi calculada com base no emprego de soluções analíticas simplificadas de projeto, em que foi possível verificar uma diferença bastante significativa entre os valores destas frequências obtidos entre as soluções analíticas e a modelagem mais refinada, via Método dos Elementos Finitos (MEF). Por exemplo, o Modelo A apresentou uma frequência fundamental numérica igual a 0,40Hz ($f_{01A}=0,40\text{Hz}$), enquanto que o valor fornecido pela expressão simplificada proposta pela norma brasileira de vento NBR 6123 (1988) é igual a 1,05 Hz ($f_{01}=1,05\text{Hz}$), portanto 162% superior. Tal fato é relevante e influencia significativamente as análises de conforto humano dos edifícios. Especial atenção deve ser dada por parte dos projetistas de estruturas ao utilizar expressões simplificadas de projeto para o cálculo de frequências naturais, que podem conduzir a resultados bastante distintos.

d) Conforto humano

Em relação as análises de conforto humano, pode-se verificar a relevância do cálculo das frequências naturais dos edifícios. No caso da avaliação de conforto humano dos modelos estruturais em estudo ser feita com base exclusivamente no emprego dos valores das frequências obtidas a partir do uso das fórmulas analíticas simplificadas, os quatro modelos não atenderiam aos critérios de conforto humano desde os pavimentos mais baixos das edificações, tanto no que tange a resposta dinâmica total quanto a parcela flutuante, o que não condiz com a realidade prática de projeto.

Em prosseguimento a análise, foi observado que dentre os modelos estruturais com a mesma altura (Modelos A e C: $H = 60\text{m}$ e B e D: $H = 90\text{m}$), aqueles que apresentaram, na análise de estabilidade global, valores dos parâmetros de instabilidade α e coeficiente γ_z menores, apresentaram valores de acelerações inferiores no que se refere à análise de conforto humano.

Por exemplo, considerando-se somente os valores das acelerações máximas (topo dos edifícios) produzidas somente pela parcela flutuante do vento e utilizando-se os valores das frequências naturais obtidas numericamente, via Método dos Elementos Finitos (MEF), o Modelo A (ELS: $\gamma_z=1,05$), apresentou uma aceleração

máxima igual a $0,0504\text{m/s}^2$ ($a_{\text{máxA}} = 0,0504\text{m/s}^2$). Por outro lado, o Modelo C (ELS: $\gamma_z=1,14$), apresentou um valor de aceleração de pico igual a $0,0807\text{m/s}^2$ ($a_{\text{máxC}} = 0,0807\text{m/s}^2$), portanto 60% superior. Neste sentido, o Modelo B (ELS: $\gamma_z=1,08$) apresentou uma aceleração máxima igual a $0,0598\text{m/s}^2$ ($a_{\text{máxB}} = 0,0598\text{m/s}^2$), enquanto que o modelo D (ELS: $\gamma_z=1,26$) apresentou um valor de aceleração de pico igual a $0,0853\text{m/s}^2$ ($a_{\text{máxD}} = 0,0853\text{m/s}^2$), nesta situação 43% superior. Finalmente, cabe ressaltar que os projetistas estruturais devem ser alertados, no que diz respeito a alterações significativas da rigidez global dos edifícios, pois tal fato pode vir a alterar substancialmente o conforto humano dos usuários.

De forma a se ter uma ideia quantitativa global acerca do efeito do vento sobre as edificações analisadas, quando o efeito total das cargas de vento (parcelas média e flutuante) é considerado para a avaliação do conforto humano, o quadro se modifica e situações associadas a níveis “Não aceitável” e “Incômodo” foram observadas em andares mais elevados destes edifícios. Cabe ressaltar que ao serem considerados os valores numéricos das frequências naturais dos modelos e, ainda, somente o efeito da parcela flutuante da ação do vento, os edifícios investigados (Modelos A e C: $H = 60\text{m}$ e B e D: $H = 90\text{m}$) atenderam perfeitamente aos critérios de conforto humano utilizados nesta dissertação.

9.3 Sugestões para trabalhos futuros

Estudar e implementar computacionalmente um modelo matemático que represente as ações do vento de forma mais realista, com base em modelo probabilístico e não determinístico.

Investigar o comportamento estrutural dinâmico de edifícios altos [concreto armado, aço, mistos (aço-concreto)], quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas.

Estudar alternativas para solucionar os problemas de conforto humano existentes em projetos estruturais de edifícios esbeltos.

Estudar outros tipos de edificações existentes, com base nas análises e critérios de conforto humano estudados neste trabalho.

Variar outros parâmetros associados à geometria dos modelos estruturais investigados, tais como o vão das vigas e a espessura das lajes de concreto.

REFERÊNCIAS

ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISSO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, 2007.

ARAUJO, J. M. *Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. Teoria e Prática na Engenharia Civil*, Rio Grande, v. 15, p. 41-53, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

BLESSMANN, J. *Acidentes causados pelo vento*. 4. ed. rev. e atual. Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001. 144 p.

BLESSMANN, J. *Buffeting effects on neighbouring tall buildings*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, v. 18, n. 1, p. 105--110, ago. 1985.

BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C. ; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. *Análise do comportamento estrutural de um edifícios de esbelto de 42 pavimentos*. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO (CBC), Recife, 2009.

BURTON, M. D.; KWOK, K. C. S.; HITCHCOCK, P. A.; DENOON, R. O. *Frequency dependence of human response to wind-induced building motion*. Journal of Structural Engineering. v.132, n. 2, p. 296-303, fev. 2006.

CHAVEZ, E. S. *Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento*. 2006. 123f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

CHEN, X. *Analysis of alongwind tall building response to transient nonstationary winds*. Journal of Structural Engineering. v.134, n. 5, p. 782–791, maio 2008.

DAVENPORT, A. G. *How can we simplify and generalize wind loads?* Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Ontario, v. 54-55, p. 657-669, fev. 1995.

DAVENPORT, A.G. *Buffeting of Structures by Gusts*. Symposium N.16, Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963.

ELLWANGER, R. J. (2012). *Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos*. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Volume 5, Number 1 (February, 2012) p. 104-136 • ISSN 1983-4195.

FONTE, A. O. C. *Análise não linear geométrica de edifícios altos*. 1992. 223f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

GOULART, M. dos S. S. *Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios*. 2008. 115f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

GRUHN, S. *Avaliação do conforto humano em sistemas estruturais submetidos a vibrações resultantes da ação do vento*. 2007. 83f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2007.

HIRSCH & BACHMANN. Wind-induced vibrations. In: BACHMANN et al. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Boston, Belim: Birkhäuser, 1995.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, Switzerland, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements*, Switzerland, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements*, Switzerland, 1985.

ISYUMOV, N. Alan G. *Davenport's mark on wind engineering*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics , Ontario, v. 104-106, p. 12–24, 2012.

MORAIS, Vinícius Calazans. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*. 2014. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

OLIVEIRA, J. C. A. de. *Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado*. 2009. 121f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

OLIVEIRA, R. S.; CORRÊA, M. R. S. *Análise de pavimentos de concreto armado com a consideração da não-linearidade física: Modelagem e metodologia de aplicação a projetos*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 9, n. 41, p. 77-108, 2007.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n.19, p. 171-206, 2002.

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

SILVA FILHO, G. *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento*. 2012. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.