



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


Fabio Paiva Teixeira

**Modelagem do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e  
Avaliação de Conforto Humano de Edifícios de Concreto Armado**

Rio de Janeiro  
2015

Fabio Paiva Teixeira

**Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação do 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.

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

Rio de Janeiro

2015

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

T266 Teixeira, Fabio Paiva.  
Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação de conforto humano de edifícios de concreto armado / Fabio Paiva Teixeira. - 2015.  
136 f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva, Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares.

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

1. Engenharia Civil. 2. Construção de concreto armado – Dissertações. 3. Conforto humano – Dissertações. 4. Comportamento estrutural – Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Tavares, Maria Elizabeth da Nóbrega. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. 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

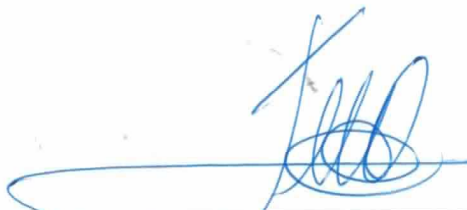
Fabio Paiva Teixeira

Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação 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.

Aprovada em: 24 de agosto de 2015.

Banca Examinadora:



---

Prof. José Guilherme Santos da Silva – Presidente / Orientador  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Profa. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares - Orientadora  
Faculdade de Engenharia – UERJ



---

Prof. Wendell Diniz Varela  
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo – UFRJ



---

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

Rio de Janeiro

2015

## DEDICATÓRIA

À Deus, por me conceder paz espiritual nos momentos difíceis. A minha esposa, Juliana Luíza, por acreditar em mim, e também pelo apoio que me deu e abdicou que sofreu durante esse período. Aos meus pais, Sandra e Augusto, que tiveram participação fundamental na formação de meu caráter e educação.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus, porque sem Ele nada somos e nada seríamos. Obrigado por Suas bênçãos e por ouvir este filho durante minhas preces.

À minha esposa pelos momentos que me tranquilizou e me fez enxergar que o meu caminho era árduo, porém que era capaz de trilhar serena e sabiamente.

Ao meu filho que apesar dos seus sete anos de vida teve sua contribuição para este trabalho, mesmo que de forma indireta.

À minha família pelo apoio incomensurável que me deram para conseguir alcançar esse sonho.

Ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela compreensão, paciência, conselhos, conhecimentos compartilhados e, principalmente, pela amizade que se formou durante esses anos no PGECIV.

À minha coorientadora, professora Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares, pessoa que adquiri um carinho especial como se nos conhecêssemos em vidas passadas, pela compreensão, contribuição no desenvolvimento deste trabalho e pela amizade.

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

À Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), casa do saber, que está sempre formando pessoas capazes e buscando a todo momento o melhor para o seu corpo discente.

Aos meus amigos e colegas que lutaram junto comigo na conquista desse ideal, principalmente a Isabella Gueiros que me guiou durante as tempestades encontradas no decorrer do curso e me transmitiu segurança, acreditando na minha capacidade.

O êxito da vida não se mede pelo caminho que você conquistou, mas sim pelas dificuldades que superou no caminho.

*Abraham Lincoln*

## RESUMO

TEIXEIRA, Fabio Paiva. *Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação de conforto humano de edifícios de concreto armado*. 2015. 136f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Nas últimas décadas, a partir do crescimento substancial da população das grandes cidades, a demanda por espaço para habitação tem crescido de maneira importante. Para atender a estas necessidades, edificações cada vez mais altas e mais esbeltas são projetadas e vãos cada vez maiores são utilizados. Novos materiais são criados e aprimorados para que seja extraído o máximo de desempenho com o menor custo. Deste modo, esta dissertação tem como objetivo o estudo do comportamento estrutural e avaliação de conforto humano de edifícios de concreto armado. Para tal, são considerados ao longo do estudo quatro projetos de edificações de concreto armado distintos, com alturas variando na faixa de 30m a 70m (11 a 24 pavimentos), submetidos às ações das cargas usuais de projeto atuantes sobre edifícios residenciais, além das cargas de vento. No que tange ao desenvolvimento dos modelos computacionais são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS. Inicialmente, a resposta estrutural estática (deslocamentos e esforços) e dinâmica (acelerações de pico) dos modelos é obtida e comparada com base nos valores limites propostos por normas e recomendações de projeto. A partir de análises qualitativas e quantitativas desenvolvidas sobre a resposta dos modelos em estudo o desempenho estrutural dos edifícios analisados é avaliado, no que diz respeito ao conforto humano.

Palavras-chave: Edifícios de concreto armado; Comportamento estrutural; Conforto Humano; Modelagem em elementos finitos.



## ABSTRACT

TEIXEIRA, Fabio Paiva. *Modelling of static and dynamic structural behaviour and evaluation of human comfort of reinforced concrete buildings*. 2015. 136f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

In the last decades, based on the substantial growth of urban populations, the demand for space for housing has grown dramatically. To meet these needs, building ever higher and more slender are designed and increasing spans has been used. New materials are created and improved to be extracted maximum performance at the lowest cost. Thus, this research work aims to study the structural behaviour and human comfort of reinforced concrete buildings. To do this, it is considered throughout the study the design of four different reinforced concrete buildings with height in the range of 30m to 70m (10 to 24 floors), subjected to the actions of usual design loadings on residential buildings in addition to wind loads. Regarding the development of the computational model, usual mesh refinement techniques are used, based on the finite element method simulations, and implemented in the ANSYS program. Initially, the structural models static (displacements and efforts) and dynamic (peak accelerations) response is obtained and compared, based on the limiting values proposed by design standards and technical recommendations. Based on the developed qualitative and quantitative analyses on the investigated structural models response, the structural performance of the analysed buildings is evaluated, on the point of view of human comfort.

Keywords: Reinforced concrete buildings; Structural behaviour; Human comfort; Finite element modelling.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifício Burj Khalifa [2].....	20
Figura 2 - Edifício Millennium Palace [5] .....	20
Figura 3 – Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s)[26].....	28
Figura 4 – Frequência fundamental de edifícios altos [6]. .....	33
Figura 5 – Esquema de modelo dinâmico discreto [26].....	34
Figura 6 – Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência [26]. .....	37
Figura 7 – Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência [26]. .....	38
Figura 8 – Média dos limites da percepção das vibrações senoidais e randômicas [10]. .....	43
Figura 9 – Comparação dos critérios de conforto humano para um período de 1 ano para o retorno de tempestades de vento [10].....	44
Figura 10 – Direções do sistema de coordenadas baricêntricas para vibrações que influenciam humanos [13]. .....	47
Figura 11 – Percepção humana das vibrações de edificações devido ao vento [6].	50
Figura 12 – Limites de tempos de exposição relativo a perda de eficiência para aceleração $a_z$ [14].....	51
Figura 13 – Limites de tempos de exposição relativo a perda de eficiência para aceleração $a_x$ e $a_z$ [14]. .....	52
Figura 14 – Curva de aceleração $a_z$ da percepção do ser humano [28].....	53
Figura 15 – Curva de aceleração $a_x$ e $a_z$ da percepção do ser humano [28]. .....	54
Figura 16 – Modelo tridimensional do ME-I [16].....	56
Figura 17 – ME-I: forma do pavimento tipo. ....	57
Figura 18 – Modelo tridimensional do ME-II [16]. .....	59
Figura 19 – ME-II: forma do pavimento tipo. ....	60
Figura 20 – Modelo tridimensional do ME-III [16].....	61
Figura 21 – ME-III: forma do pavimento tipo. ....	63
Figura 22 – Modelo tridimensional do ME-IV [16].....	64
Figura 23 – ME-IV: forma do pavimento tipo.....	66
Figura 24 – Elemento finito tridimensional BEAM44 [27]. .....	69

Figura 25 – Elemento finito de casca SHELL63 [27].	69
Figura 26 – Modelo numérico-computacional do ME-I.	70
Figura 27 – Modelo numérico-computacional do ME-II.	71
Figura 28 – Modelo numérico-computacional do ME-III.	72
Figura 29 – Modelo numérico-computacional do ME-IV.	73
Figura 30 – Gráfico comparativo entre as frequências.	77
Figura 31 - Modos de vibração do ME-I (1º ao 6º modo).	78
Figura 32 - Modos de vibração do ME-I (7º ao 10º modo).	79
Figura 33 - Modos de vibração do ME-II (1º ao 6º modo).	80
Figura 34 - Modos de vibração do ME-II (7º ao 10º modo).	81
Figura 35 - Modos de vibração do ME-III (1º ao 6º modo).	82
Figura 36 - Modos de vibração do ME-III (7º ao 10º modo).	83
Figura 37 - Modos de vibração do ME-IV (1º ao 6º modo).	84
Figura 38 - Modos de vibração do ME-IV (7º ao 10º modo).	85
Figura 39 – Esquema de aplicação da carga de vento.	88
Figura 40 – ME-I: Deslocamento translacional horizontal.	90
Figura 41 – ME-II: Deslocamento translacional horizontal.	92
Figura 42 – ME-III: Deslocamento translacional horizontal.	94
Figura 43 – ME-IV: Deslocamento translacional horizontal.	97
Figura 44 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [27].	99
Figura 45 – ME-I: Diagrama de esforço normal (unidades em N).	100
Figura 46 – ME-I: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).	101
Figura 47 – ME-I: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z (unidades em Nm).	102
Figura 48 – ME-II: Diagrama de esforço normal (unidades em N).	103
Figura 49 – ME-II: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).	104
Figura 50 – ME-II: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z (unidades em Nm).	105
Figura 51 – ME-III: Diagrama de esforço normal (unidades em N).	106
Figura 52 – ME-III: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).	107

Figura 53 – ME-III: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z (unidades em Nm). .....	108
Figura 54 – ME-IV: Diagrama de esforço normal (unidades em N).....	109
Figura 55 – ME-IV: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm). .....	110

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos [26].....	29
Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico S [26] .....	29
Tabela 3 – Fator estatístico $S_3$ [26] .....	30
Tabela 4 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos [26].....	32
Tabela 5 – Expoente p e parâmetro b [26] .....	36
Tabela 6 – Percepção humana das vibrações de edificações devido ao vento [6] ...	49
Tabela 7 – Propriedades geométricas das seções.....	56
Tabela 8 – Propriedades geométricas das seções.....	58
Tabela 9 – Propriedades geométricas das seções.....	62
Tabela 10 – Propriedades geométricas das seções.....	65
Tabela 11 – Frequências naturais das estruturas .....	76
Tabela 12 – Comportamento dinâmico da estrutura .....	86
Tabela 13 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-I .....	89
Tabela 14 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-I .....	90
Tabela 15 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-II .....	91
Tabela 16 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-II .....	93
Tabela 17 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-III .....	94
Tabela 18 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-III .....	95
Tabela 19 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-IV .....	96
Tabela 20 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-IV .....	98
Tabela 21 – ME-I: Esforços máximos encontrados .....	100
Tabela 22 – ME-II: Esforços máximos encontrados .....	102
Tabela 23 – ME-III: Esforços máximos encontrados .....	105
Tabela 24 – ME-IV: Esforços máximos encontrados.....	108
Tabela 25 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-I .....	112
Tabela 26 – Verificação de conforto humano para o ME-I .....	113
Tabela 27 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-II .....	115
Tabela 28 – Verificação de conforto humano para o ME-II .....	116
Tabela 29 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-III .....	117
Tabela 30 – Verificação de conforto humano para o ME-III .....	118
Tabela 31 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-IV .....	119

Tabela 32 – Verificação de conforto humano para o ME-IV .....	120
Tabela 33 – Verificação de conforto humano para o ME-I .....	122
Tabela 34 – Verificação de conforto humano para o ME-II .....	123
Tabela 35 – Verificação de conforto humano para o ME-III .....	124
Tabela 36 – Verificação de conforto humano para o ME-IV .....	125
Tabela 37 – Comparação entre as análises de conforto .....	126
Tabela 38 – Verificação do conforto humano com fator $S_3=1,0$ pela NBR 6123 [26] .....	130
Tabela 39 – Verificação do conforto humano com fator $S_3=1,0$ pelo CEB/1991 [6]	130

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
BS	British Standards
CEB	Comité Européen Du Béton
ISO	International Standards Organization
NBR	Norma Brasileira

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_0$	área de referência
$A_i$	área de influência correspondente à coordenada $i$
$a$	aceleração da estrutura
$a_j$	aceleração do modo de vibração $j$
$b$	parâmetro meteorológico
$C_a$	coeficiente de arrasto
$C_{ai}$	coeficiente de arrasto correspondente à coordenada $i$
$f$	frequência fundamental
$f_1$	frequência fundamental do 1º modo de vibração
$f_j$	frequência do modo de vibração $j$
$F_H$	força em uma superfície plana de área $A_0$ , perpendicular à respectiva superfície
$F_R$	fator de rajada
$F_{(z)}$	força estática equivalente do vento
$g$	aceleração da gravidade
$h$	altura da edificação
$H$	altura total do edifício
$H_i$	altura entre pavimentos
$L$	dimensão característica
$l_1$	largura ou diâmetro da edificação perpendicular à ação do vento
$m$	período medido em anos
$m_0$	massa discreta de referência
$m_i$	massa discreta correspondente à coordenada $i$
$n$	número de graus de liberdade
$p$	expoente da lei potencial de variação



$P_m$	probabilidade de ser excedida a velocidade do vento
$q$	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento com a altura
$\bar{q}_0$	pressão dinâmica do vento de projeto
$\hat{Q}$	variável estática ou geométrica
$S_1$	fator topográfico
$S_2$	fator da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
$S_3$	fator estatístico
$T_1$	período fundamental da estrutura do 1º modo de vibração
$u_j$	deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo de vibração j
$V_0$	velocidade básica do vento
$V_K$	velocidade característica do vento
$\bar{V}_P$	velocidade do vento de projeto
$x$	primeiro modo de vibração
$x_i$	deslocamento correspondente à coordenada i
$X_i$	força total devida ao vento na direção da coordenada i
$\bar{X}_i$	força $X_i$ média
$\hat{X}_i$	componente flutuante de $X_i$
$z$	cota acima do terreno
$z_i$	altura acima do elemento i sobre o nível do terreno
$z_r$	altura de referência
$\beta_i$	ângulo central entre a direção do vento e o raio que passa pelo ponto em consideração na periferia de um cilindro circular
$\zeta$	razão do amortecimento crítico
$\xi$	coeficiente de amplificação dinâmica
$\gamma$	variável em função do tipo de edificação

$\psi_i$

razão entre a massa discreta correspondente a coordenada  $i$  e a massa discreta de referência

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>19</b>
<b>Revisão bibliográfica</b> .....	<b>20</b>
<b>Motivação e objetivos</b> .....	<b>25</b>
<b>Estrutura da dissertação</b> .....	<b>25</b>
<b>1. AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NBR 6123 [26]</b> .....	<b>27</b>
<b>1.1. Generalidades</b> .....	<b>27</b>
<b>1.2. Aplicação para cálculo das forças devido ao vento nas edificações</b> ....	<b>27</b>
<b>1.3. Verificação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica</b> ...	<b>31</b>
<b>2. CRITÉRIOS PARA O CONFORTO HUMANO</b> .....	<b>41</b>
<b>2.1. Generalidades</b> .....	<b>41</b>
<b>2.2. Considerações quanto à posição do corpo versus vibração</b> .....	<b>45</b>
<b>2.3. Normas de projeto para avaliação de conforto humano</b> .....	<b>48</b>
<b>2.3.1. Norma brasileira NBR 6123 [26]</b> .....	<b>48</b>
<b>2.3.2. Boletim 209 do CEB/1991 apud Hirsch &amp; Bachmann [6]</b> .....	<b>49</b>
<b>2.3.3. Norma ISO 2631/1 [14] e ISO 2631/2 [28]</b> .....	<b>50</b>
<b>3. MODELO ESTRUTURAL</b> .....	<b>55</b>
<b>3.1. Modelo Estrutural I (ME-I)</b> .....	<b>55</b>
<b>3.2. Modelo Estrutural II (ME-II)</b> .....	<b>58</b>
<b>3.3. Modelo Estrutural III (ME-III)</b> .....	<b>61</b>
<b>3.4. Modelo Estrutural IV (ME-IV)</b> .....	<b>64</b>
<b>4. MODELAGEM NUMÉRICO-COMPUTACIONAL</b> .....	<b>67</b>
<b>4.1. Definição do modelo computacional</b> .....	<b>68</b>
<b>5. ANÁLISE MODAL</b> .....	<b>75</b>
<b>5.1. Frequências naturais (autovalores)</b> .....	<b>75</b>
<b>5.2. Modos de vibração (autovetores)</b> .....	<b>77</b>
<b>6. ANÁLISE ESTÁTICA</b> .....	<b>87</b>
<b>6.1. Análise dos deslocamentos translacionais horizontais</b> .....	<b>88</b>
<b>6.1.1. Modelo Estrutural I (ME-I)</b> .....	<b>89</b>
<b>6.1.2. Modelo Estrutural II (ME-II)</b> .....	<b>91</b>
<b>6.1.3. Modelo Estrutural III (ME-III)</b> .....	<b>93</b>
<b>6.1.4. Modelo Estrutural IV (ME-IV)</b> .....	<b>96</b>

<b>6.2. Diagrama de esforços solicitantes.....</b>	<b>99</b>
6.2.1. <i>Esforços do modelo estrutural ME-I .....</i>	<i>100</i>
6.2.2. <i>Esforços do modelo estrutural ME-II .....</i>	<i>102</i>
6.2.3. <i>Esforços do modelo estrutural ME-III .....</i>	<i>105</i>
6.2.4. <i>Esforços do modelo estrutural ME-IV.....</i>	<i>108</i>
<b>7. ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO .....</b>	<b>111</b>
<b>7.1. Análise de conforto humano: frequências numéricas - ANSYS [27] ...</b>	<b>112</b>
7.1.1. <i>Avaliação de conforto humano do ME-I .....</i>	<i>112</i>
7.1.2. <i>Avaliação de conforto humano do ME-II .....</i>	<i>114</i>
7.1.3. <i>Avaliação de conforto humano do ME-III .....</i>	<i>117</i>
7.1.4. <i>Avaliação de conforto humano do ME-IV.....</i>	<i>119</i>
<b>7.2. Verificação de conforto humano: frequências analíticas - NBR 6123..</b>	<b>121</b>
7.2.1. <i>Avaliação de conforto humano do ME-I .....</i>	<i>122</i>
7.2.2. <i>Avaliação de conforto humano do ME-II .....</i>	<i>123</i>
7.2.3. <i>Avaliação de conforto humano do ME-III .....</i>	<i>124</i>
7.2.4. <i>Avaliação de conforto humano do ME-IV.....</i>	<i>125</i>
<b>7.3. Comparação entre os resultados das análises de conforto humano ..</b>	<b>126</b>
<b>8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>128</b>
<b>8.1. Generalidades.....</b>	<b>128</b>
<b>8.2. Conclusões .....</b>	<b>128</b>
<b>8.3. Sugestões para trabalhos futuros.....</b>	<b>131</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>133</b>

## INTRODUÇÃO

As preocupações que se davam em edificações baixas eram com a verificação que a ação do vento provoca na estrutura, visando a ação estática, ou seja, com a estabilidade da estrutura. É muito importante a verificação desses efeitos nas construções, pois estão ligados principalmente ao desenvolvimento da tecnologia dos materiais e da ciência e técnica das construções [1].

Com essa evolução nos processos construtivos e a falta de espaço físico nas grandes cidades mundiais, está cada vez mais constante a preferência na construção de edificações altas para suprir as eventuais necessidades que a falta de espaço em terrenos leva, ficando cada vez mais usual esta prática. Com isso, surge uma preocupação devido a ação do vento nessas estruturas e, conseqüentemente, nos possíveis desconfortos que poderão vir a ocorrer em decorrência dessa vibração causada pelo vento.

Pode-se dizer que o Brasil é considerado um país tímido se comparado a alguns países do resto do mundo, onde nesses países os edifícios atuais chegam a mais de 800 metros de altura, sendo o Burj Khalifa o mais alto do mundo com 828 metros de altura na cidade de Dubai nos Emirados Árabes [2] (Figura 1) e o edifício mais alto atualmente no Brasil é o Millennium Palace que tem 177 metros e está localizado no Balneário Camboriú em Santa Catarina (Figura 2) e teve sua inauguração no ano de 2014, porém existem projetos que estão em construções que podem garantir a marca de 280 metros ao Brasil em alguns anos [3].

Portanto, faz-se necessário cada vez mais uma maior preocupação com o conforto humano que esses edifícios altos venham a proporcionar aos seus usuários, pois de nada adianta construir um edifício que vai causar desconforto aos seus ocupantes, mesmo que seja seguro estruturalmente. Lembrando também que as vibrações excessivas que a ação do vento provoca na estrutura podem gerar problemas de desconforto aos usuários, quiçá possa vir a se transformar em algum tipo de problema estrutural pela fadiga dos elementos estruturais podendo causar um colapso estrutural generalizado [4].



Figura 1 - Edifício Burj Khalifa [2]



Figura 2 - Edifício Millennium Palace [5]

## Revisão bibliográfica

Será abordada agora a apresentação dos trabalhos de diversos autores relacionados ao tema do conforto humano das estruturas que foram utilizados para a confecção deste estudo.

Blessmann [1] destaca a importância dos efeitos estáticos oriundos da ação do vento nas construções em seu livro sobre acidentes causados pelos ventos, principalmente porque esses efeitos estão intimamente ligados ao desenvolvimento da tecnologia dos materiais e da ciência e técnica das construções, tornando as construções cada vez mais suscetíveis a esse tipo de ação e possíveis consequências acidentais.

Hirsch e Bachmann [6] contribuíram para um guia de práticas com um estudo sobre as vibrações induzidas pelos ventos nas mais variadas estruturas, onde também apresentaram o que prevê o CEB/1991 quanto às verificações dos efeitos, os valores de tolerâncias e os cálculos de frequências para se estimar o comportamento dinâmico das estruturas.

Parsons [7] apresenta em seu artigo os efeitos sobre os ocupantes humanos das vibrações que as estruturam transmitem, fazendo relações entre a vibração estrutural com o homem, a saúde, o conforto e a performance humana, e quais as principais características a serem levadas em conta e suas consequências, visando sempre explicar quais efeitos de cada relação que realizou.

Blessmann [8] no livro que trata das ações dos ventos em edifícios, quando trata do assunto do conforto humano, afirmando que a percepção das vibrações dos edifícios está relacionada à aceleração do movimento da edificação, concluindo também que nem sempre ao se aumentar a rigidez da edificação resolve o problema de oscilação da estrutura. Para Blessman [8] também é admissível que se sinta uma leve percepção da vibração no caso de estruturas muito esbeltas durante ventos muito fortes que ocorrem ocasionalmente com alguns anos de intervalo.

Kareem; Kijewskio; e Tamura [9] apresentam em seu trabalho que as estruturas flexíveis podem ser vítimas de níveis excessivos de vibração sobre a ação do vento, afetando negativamente o conforto dos ocupantes. Foram apresentados alguns critérios de percepção do homem das vibrações transmitidas pelas estruturas, pois cada pessoa apresenta um grau de sensibilidade diferente da outra de percepção e, conseqüentemente, apresentaram níveis de desconforto diferentes ao mesmo tipo de vibração.

Kwok; Hitchcock; e Burton [10] publicaram no jornal um artigo sobre a percepção das vibrações e o conforto dos ocupantes nas excitações de edificações altas pelo vento, onde descrevem limites de percepção das vibrações em edificações por seus usuários e apresentam também limites de tolerâncias suportadas dessas vibrações. Para se chegar nessa conclusão usaram simuladores de movimentos e analisaram o comportamento de diversas pessoas de acordo com os graus de vibrações transmitidas para as pessoas pelo simulador.

Gierke e Brammer [11] apresentam em seu trabalho os efeitos dos impactos e das vibrações sobre os humanos, apresentando quais os desconfortos que a vibração pode causar nas pessoas. Para se chegar nessa conclusão foram levados em conta vários fatores que influenciam nessa percepção como a posição corporal, postura, a duração a exposição, o ambiente onde ocorre e outras mais, dividindo essa resposta, que é subjetiva, à percepção estrutural de acordo com a tolerância do homem.

Cunha [12] relata em seu trabalho que as vibrações de baixíssima frequência afetam as pessoas de muitas formas causando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho ou enjoo. Relata também que para se obter resultados mais próximos da realidade para a percepção da vibração e a tolerância a vibração, devem ser levados em conta vários fatores para se ter uma resposta mais precisa e afirma ainda que não se tem qualquer evidência conclusiva que possa garantir uma relação de dependência entre o nível de conforto e o tempo de exposição à vibração.

Naeim [13] apresenta em seu manual de práticas de projeto para prevenção de vibrações em pisos os principais fatores que influenciam na perceptibilidade das vibrações, onde o grau de percepção e de sensibilidade das pessoas para vibrações levam em conta alguns fatores descritos no manual e, conseqüentemente, apresenta também três grandes categorias de respostas do corpo humano a essas vibrações que também são apresentadas pela ISO 2631/1 [14].

Moreira [15] em sua tese de doutorado faz uma análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas, onde são introduzidas ações do vento e abalos sísmicos na estrutura provocando a vibração da mesma, para se analisar como se comporta a estrutura aos diferentes graus de excitação, verificando o conforto humano e os possíveis danos causados por essa vibração aos componentes arquitetônicos e estruturais. Com esse estudo, Moreira [15] conclui que é muito importante uma análise da sensibilidade estrutural de edificações esbeltas às ações estáticas e dinâmicas para se verificar o comportamento estrutural e suas conseqüências. Moreira ainda apresenta uma comparação prática e de fácil aprendizado no anexo 2 de sua tese entre as normas ISO 2361-1 e 2631-2, apresentando quais as principais características levadas em conta em cada uma das normas e as mesmas em termos de limites admitidos.

Oliveira [16] apresenta em sua tese de doutorado uma avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de quatro edificações a fim de aferir a confiabilidade dos projetos estruturais, principalmente para edifícios altos, diante dos estados limites últimos e de utilização. Conclui que ao considerar uma atuação conjunta de todos os elementos estruturais é possível se ter uma resposta mais realista referente a estabilidade global da estrutura. Para isso, foram considerados vários fatores julgados relevantes durante as análises que o levou a fazer também a modelagem computacional dos modelos estruturais estudados para serem analisados. Os



modelos apresentados na tese são, propositalmente, os mesmos apresentados neste trabalho, mas com a finalidade de se verificar o conforto humano.

Cunha, Lima e Souza [17] apresentam em seu livro sobre acidentes estruturais na construção civil um capítulo em que Fusco relata os problemas estruturais que foram encontrados no modelo estrutural analisado devido aos efeitos de segunda ordem e à ação do vento, e quais as medidas que foram tomadas para reforçar a estrutura em virtude desses problemas, pois um dos modelos apresentado por Oliveira [16] é a estrutura real que Fusco apresentou em seu estudo.

Segundo Snaebjörnsson e Reed [18] as acelerações das estruturas que são induzidas pelos ventos são um caso a se estudar porque geram desconforto dos ocupantes em estruturas médias à arranha-céus durante as tempestades de ventos que estão ocorrendo cada vez com mais frequência recentemente. Para isso apresentaram estudos que mostram a percepção humana do movimento descrita em função da aceleração baseados em resultados de análises coletadas em uma estrutura localizada na Islândia.

Bernardini, Spence e Giofrè [19] fizeram um estudo sobre a estimativa das respostas de edificações altas sobre a indução de cargas de ventos, alegando que estas estimativas são afetadas muitas das vezes devido à incerteza e a falta de conhecimento sobre o campo da pressão sobre a superfície do edifício, pois as edificações modernas apresentam formas geométricas complexas. Para isso, apresentaram em seu artigo uma abordagem para lidar com essa possível fonte de erro na estimativa da resposta.

Bashor, Bobby, Correa e Kareem [20] relatam em seu trabalho que a avaliação de desempenho em larga escala de edifícios altos sob vento que esta é uma ferramenta importante para se avaliar o desempenho dinâmico das estruturas e garantir que as suposições de projeto e metodológicas utilizadas para prever as suas respostas são consistentes com o comportamento in situ. Foram comparadas as respostas das acelerações obtidas in situ com os dados obtidos através de um túnel de vento para se avaliar a consistência, chegando à conclusão que os programas são conservadores por demonstrar a dependência dos coeficientes de amortecimento críticos no sistema estrutural empregado e a sensibilidade da amplitude das propriedades dinâmicas.

Yi, Zhang e Li [21] publicaram em seu artigo a respeito das características dinâmicas e repostas de estruturas altas sobre ação do vento durante a passagem

de tufões, onde analisaram um edifício com 420 metros em Hong Kong e obtiveram em campo dados como velocidade do vento, direção do vento, aceleração e resposta de deslocamento da estrutura. Com os dados foram verificadas a resposta em ressonância e as respostas de segunda ordem atuantes e suas contribuições para o deslocamento total da estrutura.

Ferrareto, Mazzilli e França [22] apresentam em seu estudo sobre o conforto humano que os movimentos induzidos nas estruturas pelo vento é uma questão importante e deve ser observada, porém salientam que existem vários critérios relativos à avaliação do conforto humano que não são padronizados por autores e normas, tais como o uso da raiz quadrática média da aceleração, influência da forma de onda e percepção e nível de tolerância de cada usuário. Concluem que no futuro as pessoas devem estar cientes dos movimentos estruturais e serem educadas a lidar com tal problema, desde que o movimento não afete a integridade e segurança estrutural, fazendo com que os desconfortos causados aos usuários pudessem levar a concepção estrutural menos conservadora.

Burton, Kwok, Hitchcock e Denoon [23], em seu artigo, descrevem a resposta humana para movimentos estruturais induzidos pelo vento, apresentam níveis de percepção humana para os movimentos, caracterizando que a resposta de vibração da biodinâmica do corpo humano ocorre durante exposições a baixa frequência, amplitude de movimento constante de aceleração senoidal e demonstra que a frequência fisiológica depende destes movimentos. O resultado de uma série de experimentos no simulador de movimentos mostrou que quando a frequência era aumentada de 0,15 Hz para 1,00 Hz a aceleração medida na cabeça do sujeito em teste era cada vez mais amplificada, demonstrando que a biodinâmica do corpo humano depende desta faixa de frequência. Além disso, citam que podem haver outras implicações na sensação de vibração pelo homem como a percepção visual de movimentos através dos deslocamentos estruturais.

Davenport [24] descreve em seu artigo sobre a complexidade da carga de vento e discute três funções espaciais que controlam a magnitude das respostas: as linhas de influências, os modos de vibração e as distribuições de pressão; oferecendo uma rota promissora para a generalização e simplificação do carregamento de vento.

Chavez [25] apresenta em sua dissertação uma análise dos deslocamentos, acelerações e esforços de um edifício alto para carregamento aleatório de vento,

através de análises dinâmicas. Através destas análises foi verificado o comportamento estrutural devido às pressões flutuantes induzidas pelo vento, comparando os resultados com as recomendações da norma brasileira e avaliando também os níveis de conforto baseado na percepção de acelerações.

## **Motivação e objetivos**

Considerando-se o crescimento exponencial das populações urbanas, a demanda crescente de espaço para habitação tem aumentado de maneira vertiginosa. Deste modo, para atender a estas necessidades, atualmente, os edifícios têm sido projetados cada vez mais altos e mais esbeltos, com vãos livres cada vez maiores, no que diz respeito a prática corrente de projeto, o que torna o desenvolvimento do projeto estrutural destas edificações uma tarefa cada vez mais complexa.

Assim sendo, de maneira a contribuir com a vertente associada ao projeto e ao dimensionamento de edifícios, este trabalho de pesquisa tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural e os níveis de conforto humano de quatro projetos de edificações de concreto armado distintos, com alturas variando na faixa de 30m a 70m (11 a 24 pavimentos), quando submetidos às ações das cargas usuais de projeto atuantes sobre edifícios residenciais, além das cargas de vento.

No que diz respeito a análise do comportamento dos modelos estruturais, inicialmente, desenvolve-se uma análise estática, linear-elástica, na qual são analisados os valores dos deslocamentos e esforços máximos. Em seguida, uma análise modal completa é desenvolvida, objetivando a obtenção das frequências naturais e dos modos de vibração dos edifícios em estudo. Finalmente, procede-se a uma avaliação criteriosa do desempenho estrutural dos modelos estruturais investigados, sob o ponto de vista dos níveis de conforto humano.

## **Estrutura da dissertação**

No capítulo um são descritos os modelos de carregamento dinâmico da pressão do vento nas estruturas, seguindo o que é previsto na NBR 6123 [26] para o

cálculo das cargas. São apresentados dois modelos que levam em conta o efeito dinâmico do vento na norma: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

No capítulo dois é apresentado o que as normas NBR 6123 [26], CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] e ISO 2631-1 [14] impõem como limites e recomendações para verificação do conforto humano nas estruturas.

No terceiro capítulo são apresentadas as características detalhadas dos quatro modelos estruturais que serão investigados neste estudo, tais como suas características arquitetônicas e especificações técnicas do tipo de materiais.

No capítulo quatro é feita a modelagem discretizada dos modelos estruturais através do programa computacional de elementos finitos ANSYS [27], descrevendo os elementos utilizados e sua orientação durante a discretização.

No capítulo cinco é descrita a análise modal realizada em cada uma das quatro estruturas escolhidas, onde se obtêm os resultados dos autovalores e autovetores, ou seja, as frequências naturais da estrutura e os seus modos de vibração, respectivamente. Sendo esta análise importante para se conhecer tais frequências e como a estrutura se comporta nos seus dez primeiros modos de vibração.

No sexto capítulo é apresentada a análise estática dos modelos investigados, principalmente em termos dos deslocamentos translacionais que ocorrem nas estruturas devido a ação dos ventos, comparando-se através de gráficos com os limites recomendados pela norma.

No capítulo sete são apresentadas as análises de conforto humano feitas nos modelos estruturais quanto ao que está previsto nas normas, sendo dividido em duas partes: uma utilizando as frequências das estruturas obtidas pelo programa computacional ANSYS [27]; e a outra utilizando as frequências calculadas de acordo com o que a NBR 6123 [26] propõe.

No capítulo oito são apresentadas as conclusões das análises chegadas neste estudo e seus critérios, além de ainda propor alguns trabalhos que podem ser desenvolvidos futuramente.

## 1. AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NBR 6123 [26]

### 1.1. Generalidades

Neste capítulo serão apresentados os parâmetros e as formas de cálculos para se chegar as cargas de ventos estáticas utilizadas nas estruturas, seguindo o que preceitua a NBR 6123 [26], e a determinação de seu efeito dinâmico através do modelo contínuo simplificado e do modelo discreto.

### 1.2. Aplicação para cálculo das forças devido ao vento nas edificações

Para determinação das forças estáticas devidas ao vento utiliza-se o que a NBR 6123 [26] determina como sendo a velocidade característica  $V_k$  que é uma relação entre a velocidade básica do vento  $V_0$  e os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , conforme é mostrado na Equação (1) que vem a seguir:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

A velocidade básica do vento  $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano podendo soprar em qualquer direção horizontal [26], sendo esta velocidade obtida de acordo com o local onde será construída a estrutura observando-se o gráfico das isopletras da velocidade básica do vento de cada região brasileira conforme a Figura 3. O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo do terreno [26]. O fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno  $S_2$  leva em conta, como o próprio nome já diz, a rugosidade do terreno que pode ser classificado em cinco categorias, as dimensões da edificação que leva em conta a altura ou largura (qual for maior) da edificação dividida em três classes e a altura do terreno que é a altura da edificação em relação ao nível geral do terreno [26], obtendo assim os valores necessários na Tabela 1 para o cálculo de  $S_2$  utilizando a

Equação 2. O fator estatístico  $S_3$  leva em conta o grau de segurança e a vida útil da edificação [26] podendo ser determinado através da Tabela 2.

$$S_2 = bF_r(z/10)^p \quad (2)$$

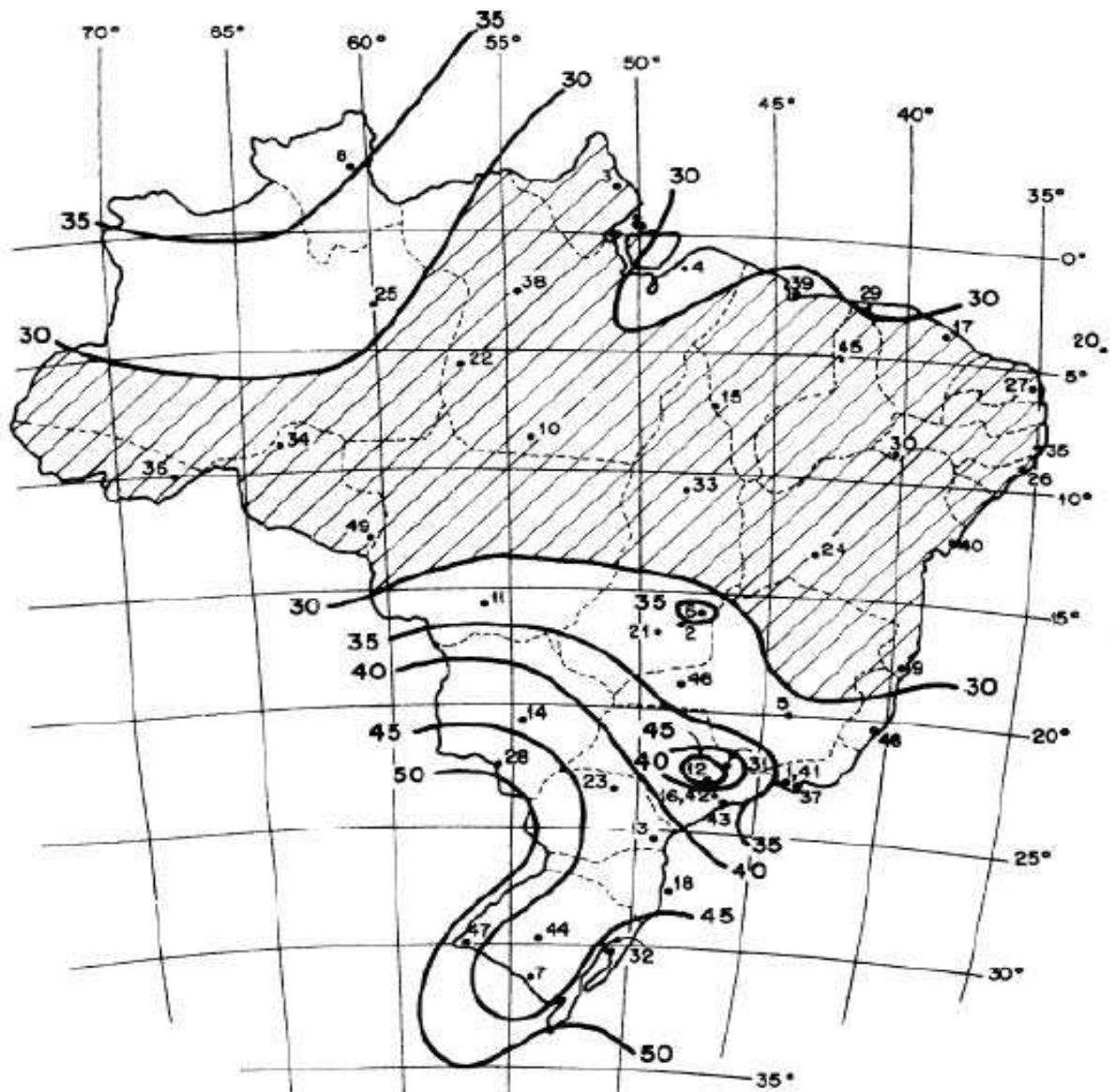


Figura 3 – Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s) [26]

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos [26]

Categoria	$Z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	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

Tabela 2 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$  [26]

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificação 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 ocupacional.	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 construção.	0,83

Os valores de  $S_3$  também podem ser obtidos através da Tabela 3, onde  $P_m$  é a probabilidade de ser excedida a velocidade do vento para aquela região e  $m$  é o período medido em anos, cuja expressão matemática é:

$$S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (3)$$

Tabela 3 – Fator estatístico  $S_3$  [26]

m	Valores de $S_3$ para $P_m$					
	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

Para determinar a velocidade característica do vento foram adotados os seguintes parâmetros para todas as quatro estruturas, variando somente a altura de acordo com cada uma delas:

$V_0 = 35 \text{ m/s}$  – velocidade básica do vento;

$S_1 = 1,0$  – terreno plano ou fracamente acidentado;

$S_2$  = varia de acordo com a altura da estrutura – categoria IV e Classe B ou C; e

$S_3 = 1,0$  – edificação residencial.

Sendo assim, após estabelecidos a velocidade básica do vento e todos os fatores que compõem a Equação (1) podemos chegar ao valor da velocidade



característica ( $V_k$ ), e essa última nos permite calcular a pressão dinâmica ( $q$ ) utilizando a Equação (4).

$$q = 0,613V_k^2 \quad (4)$$

sendo (unidades do SI):  $q$  em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$ .

### 1.3. Verificação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

Agora será ratificada a necessidade de se verificar a resposta flutuante na direção do vento médio para edificações com período fundamental  $T_1$  superior a 1 s, em particular para aquelas fracamente amortecidas. Assim, verifica-se que a equação da velocidade de projeto  $\bar{V}_p$  é a Equação (1) com a substituição do fator  $S_2$  por 0,69, que é o seu valor à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo fornecido pela NBR 6123 [26].

$$\bar{V}_p = 0,69V_0S_1S_3 \quad (5)$$

Para as características dinâmicas da estrutura temos o modelo contínuo simplificado que é utilizado para quando a edificação tiver seção constante e massa distribuída aproximadamente uniforme, com altura inferior a 150 m, sendo considerada na resposta dinâmica destas estruturas unicamente a contribuição do modo fundamental. Geralmente a retenção só do primeiro modo na solução conduz a erros inferiores a 10% [26].

Admite-se que o primeiro modo de vibração pode ser representado com precisão pela equação (6):

$$x = (z/h)^\gamma \quad (6)$$

Onde:

$x$  = primeiro modo de vibração

$z$  = cota acima do terreno

$h$  = altura da edificação

$\gamma$  = variável em função do tipo de edificação

A Tabela 4 retirada da NBR 6123 [26] apresenta os valores aproximados do parâmetro  $\gamma$  em função do tipo de estrutura e permite que se calcule a frequência fundamental  $f_1$  (Hz) para vários tipos de edificações usuais, podendo também chegar ao valor do período fundamental  $T_1$  com o auxílio desta tabela. A Tabela 4 também apresenta os valores da razão do amortecimento crítico  $\zeta$  em função do tipo da estrutura, auxiliando na caracterização dinâmica da estruturas.

Tabela 4 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos [26]

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T_1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	$0,05 + 0,015h$ (h em metros)
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	1,7	0,008	--
Estruturas de madeira	--	0,030	--

A Tabela 4 mostra que a frequência fundamental  $f_1$  é o inverso do período fundamental  $T_1$ , obtendo dessa forma uma maneira de se calcular a frequência da estrutura através de seu período fundamental. E como as estruturas investigadas neste estudo são do tipo apertada de concreto, sem cortina tem-se a equação a seguir:

$$T_1 = 0,05 + 0,015h \quad (7)$$

Fazendo agora uma ressalva, por motivo de comparação com as normas e estudos em outros países, temos a expressão para cálculo de uma estimativa da frequência fundamental apresentada por Hirsch & Bachmann [6]:

$$f(\text{Hz}) = 0,4 \left( \frac{100}{h} \right)^{1,6} \quad (8)$$

Onde:

$h$  = altura do edifício em metros.

A frequência fundamental da estrutura depende sobretudo da sua altura. Foi feita uma investigação utilizando até mesmo programas de computadores complexos para se chegar a cálculos exatos da frequência fundamental da estrutura, onde não foram obtidos valores muito diferentes dos obtidos com fórmulas aproximadas, sendo utilizada a Equação (9), que é uma similar a Equação (8), nesta comparação [6] que vem a seguir:

$$f(\text{Hz}) = \frac{46}{h} \quad (9)$$

A Figura 4 mostra os valores da investigação descrita acima, comprovando que as frequências fundamentais exatas (os pontos) estão margeando a linha da frequência fundamental estimada pela equação (9).

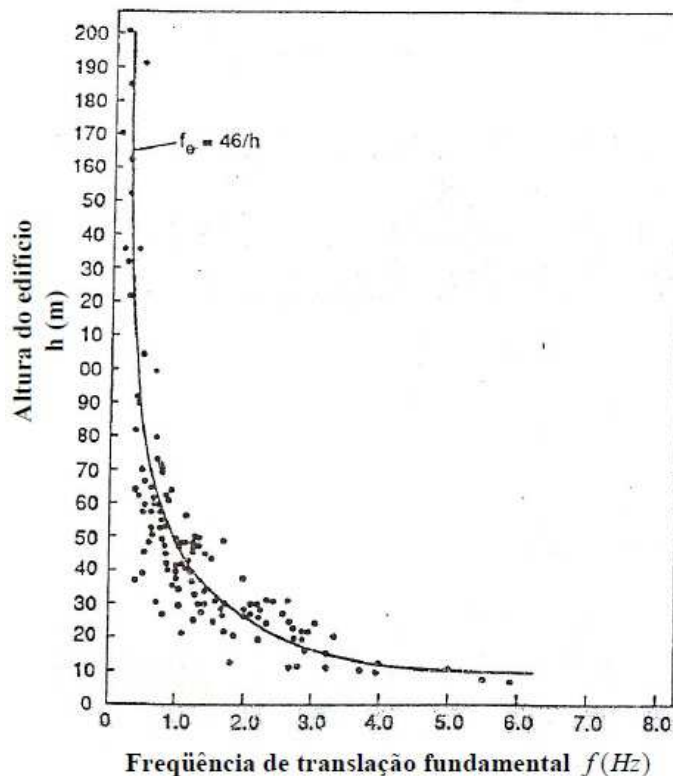


Figura 4 – Frequência fundamental de edifícios altos [6].

Esta ressalva serviu para deixar claro que a altura das edificações está diretamente ligada a frequência fundamental da estrutura, sendo as equações (7), (8) e (9) um bom parâmetro para se utilizar numa análise.

Para as características dinâmicas da estrutura também tem o modelo discreto que, no caso geral, é utilizado para edificações com propriedades variáveis em relação a altura e que é representado conforme a Figura 5.

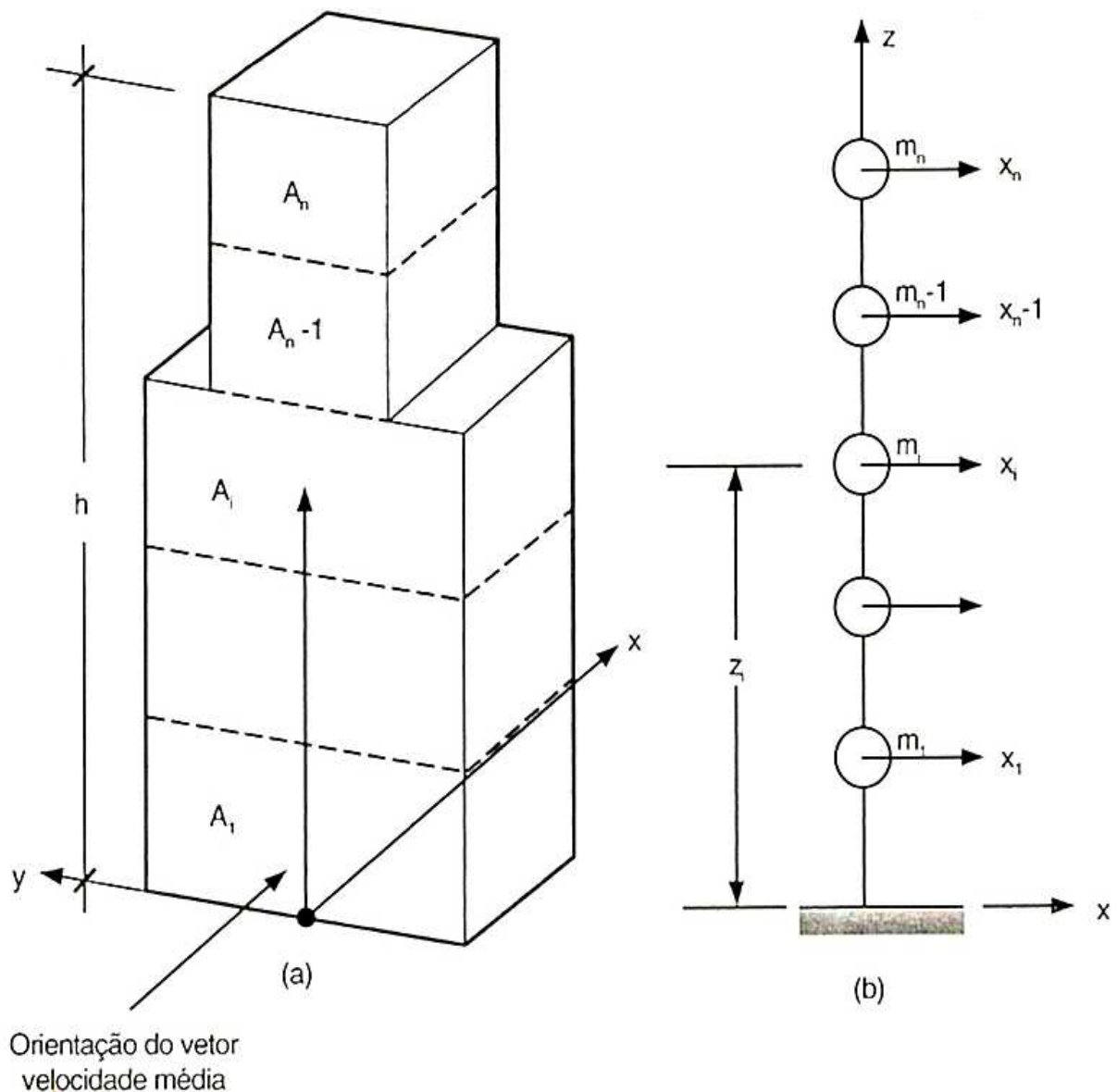


Figura 5 – Esquema de modelo dinâmico discreto [26].

Onde:

$x_i$  = deslocamento correspondente à coordenada  $i$ ;

$A_i$  = área de influencia correspondente à coordenada  $i$ ;

$m_i$  = massa discreta correspondente à coordenada  $i$ ;

$C_{ai}$  = coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ;

$z_i$  = altura do elemento  $i$  sobre o nível do terreno;

$z_r$  = altura de referência:  $z_r = 10$  m;

$n$  = número de graus de liberdade ( $i = 1, 2, \dots, n$ ). No caso de estruturas verticais com um plano de simetria,  $n$  é também igual ao número de elementos em que for dividida a estrutura (ver Figura 5).

Para se obter uma precisão adequada nos resultados, geralmente, um modelo com  $n = 10$  é suficiente, podendo aumentar seu valor caso a edificação apresente ao longo de sua altura variações importantes em suas características [26]. Normalmente o primeiro modo de vibração já é suficiente para obtenção de uma solução como vimos anteriormente, mas caso as forças equivalentes associadas aos seguintes modos de vibração sejam consideráveis, os seguintes modos devem ser investigados também até o último em que essas forças sejam desprezíveis.

Agora que as características dinâmicas da estrutura já são conhecidas, será dada continuidade para o cálculo da resposta dinâmica na direção do vento utilizando também os dois modelos que foram usados para caracterizar a edificação.

No método simplificado o cálculo da resposta dinâmica é obtido pela variação da pressão dinâmica com a altura  $q(z)$  que é expressa pela Equação (10), onde o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante [26].

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

Onde:

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

Sendo:

$\bar{q}_0$ : em  $N/m^2$ ; e

$\bar{V}_p$ : em  $m/s$

O expoente  $p$  e o coeficiente  $b$  são apresentados na Tabela 5 e dependem da categoria de rugosidade do terreno como já explicado na obtenção do fator  $S_2$ . Os

valores de  $z$ ,  $z_r$  e  $h$  significam, respectivamente: a cota acima do terreno; a altura de referência a 10 m ( $z_r = 10$  m); e a altura da edificação acima do terreno medida até o topo da platibanda ou nível do beiral [26].

O coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$  está em função das dimensões da edificação, da razão do amortecimento crítico  $\zeta$ , da frequência  $f$ , podendo ser obtido através do relação adimensional entre a velocidade de projeto e o produto entre a frequência e a dimensão característica  $L$ , descrita na Equação (12), onde  $L = 1800$  m [26].

$$\xi = \frac{\bar{V}_p}{fL} \quad (12)$$

Na tabela a seguir são fornecidos os valores do expoente  $p$  e do parâmetro  $b$  em função da rugosidade, de acordo com a NBR 6123 [26].

Tabela 5 – Expoente  $p$  e parâmetro  $b$  [26]

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

Após analisar a Equação (10) verificamos que a pressão  $q(z)$  é uma função contínua da altura  $z$  sobre o terreno. Com isso, a força estática equivalente  $F(z)$  engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura, podendo ser obtida pela expressão:

$$F(z) = q(z)l_1C_a \quad (13)$$

Onde:

$l_1$  = largura ou diâmetro da edificação perpendicular à ação do vento; e

$C_a$  = coeficiente de arrasto obtido através dos gráficos da NBR 6123 [26].

Para determinação do parâmetro  $C_a$  deve-se considerar a direção do vento, se é frontal ou lateral em relação a estrutura, e fazer uma média entre os valores

para ventos de alta turbulência e ventos de baixa turbulência, conforme recomenda a própria NBR 6123 [26]. Devendo os valores serem obtidos através das Figuras 06 e 07.

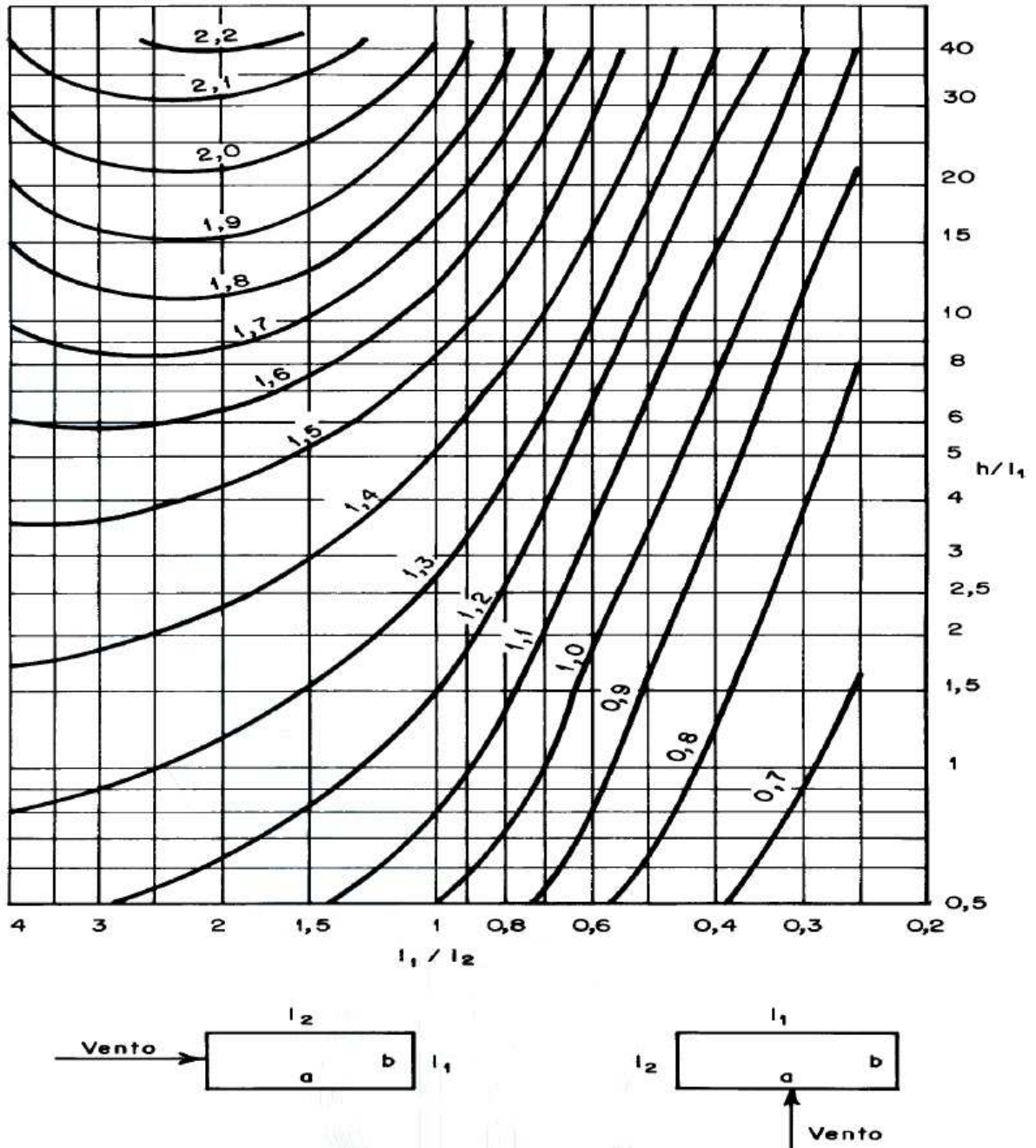


Figura 6 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência [26].

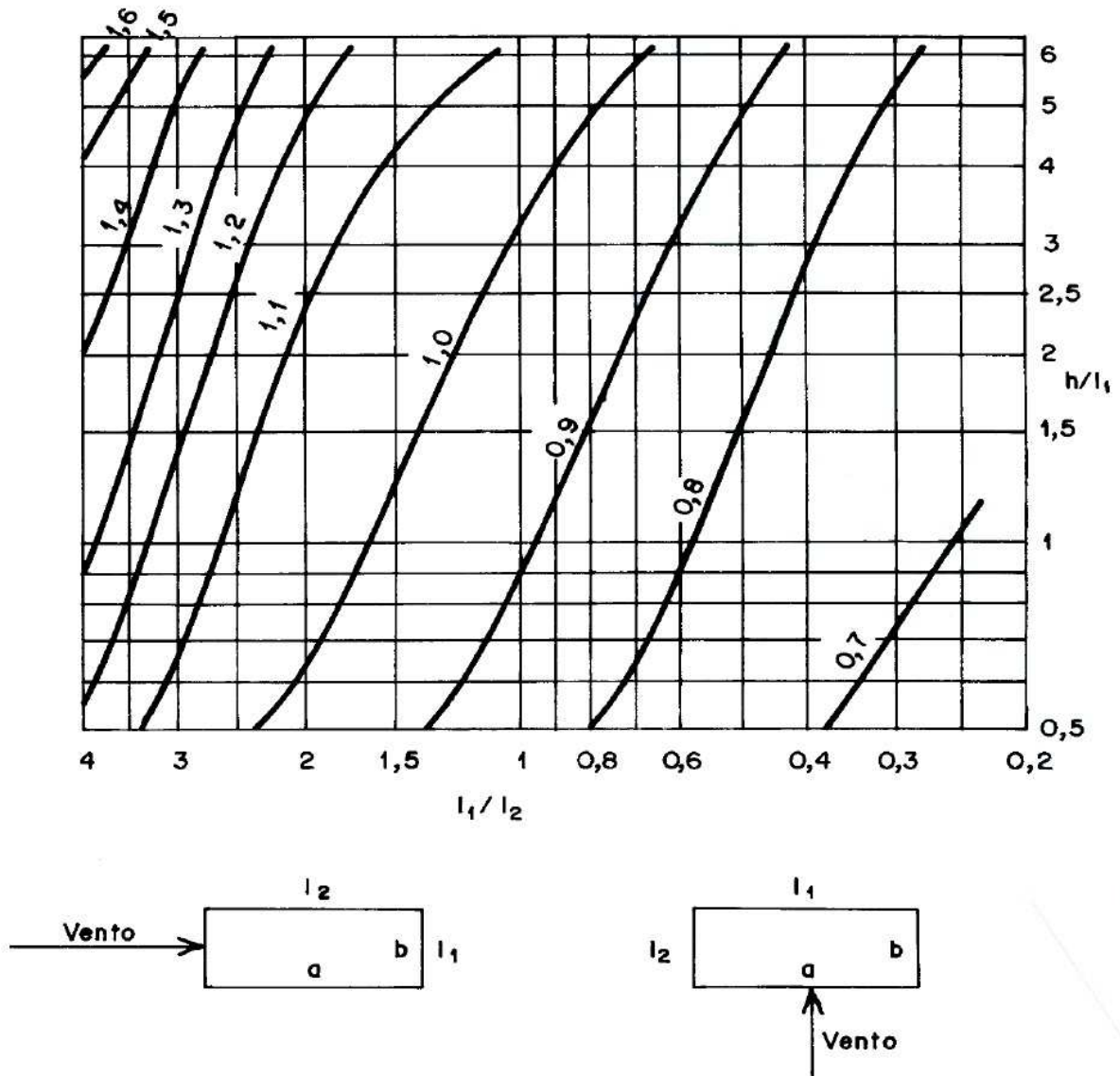


Figura 7 – Coeficiente de arrasto,  $C_d$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência [26].

No modelo discreto o cálculo da resposta dinâmica é obtido a partir da determinação das contribuições modais e a combinação das mesmas. Para determinação das contribuições modais vemos que a força total  $X_i$  devida ao vento na direção da coordenada  $i$  é dada por:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (14)$$



A força média  $\bar{X}_i$  é igual a:

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (15)$$

Lembrando que  $b$  e  $p$  são indicados na Tabela 5.

A componente flutuante  $\hat{X}_i$  é calculada pela equação (16):

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad (16)$$

Sendo:

$$\psi_i = m_i / m_0 \quad (17)$$

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (18)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^p \quad (19)$$

Nas equações (17), (18) e (19),  $m_0$  e  $A_0$  denotam uma massa e uma área arbitrárias de referência, respectivamente, e  $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica de acordo com a classificação da categoria do terreno.

As combinações das contribuições modais podem ser computadas pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Após a obtenção da resposta para cada modo  $j$  ( $j = 1, \dots, r$ ), devem ser determinadas todas as variáveis de interesse associadas a cada modo. Indicando com  $\hat{Q}_j$  uma variável estática qualquer (força, momento fletor, tensão, etc.), ou geométrica (deformação, deslocamento, giro), correspondente ao modo  $j$ , a superposição dos efeitos é calculada por [26]:

$$\hat{Q} = \left[ \sum_{j=1}^r \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (20)$$

A Equação (20) é aplicada quando as frequências naturais  $f_j$  ( $j = 1, \dots, r$ ) estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.

Com isso, são finalizadas as considerações pertinentes sobre a norma vigente brasileira, a NBR 6123 [26], referente as forças devidas ao vento em edificações que serão empregadas neste estudo, sendo apresentadas as formas de se calcular a velocidade característica do vento e a pressão dinâmica, bem como o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

Na sequência virão as considerações vigentes referentes ao conforto humano, que junto desse capítulo serão as bases teóricas e de cálculo de referência para os futuros capítulos.

## 2. CRITÉRIOS PARA O CONFORTO HUMANO

### 2.1. Generalidades

Toda construção, seja para fins residencial, comercial ou industrial, terá pessoas como seus usuários e, portanto, deve gerar conforto e bem-estar para os usuários. Para isso, este capítulo visa introduzir o que as normas vigentes no Brasil e no mundo falam sobre o assunto, para poder serem empregadas nas estruturas investigadas neste estudo. Sem falar que para um projeto ser considerado adequado é importante que todas as suas oscilações estruturais provocadas pelo vento não sejam sentidas pelos seus usuários, pois edifícios muito altos e/ou esbeltos estão sujeitos a sofrer esses tipos de oscilações.

As vibrações que ocorrem em um edifício podem afetar a saúde de uma pessoa de forma indireta podendo causar um estresse ambiental adicional que pode afetar a saúde mental, o estado emocional e outros, e também uma diminuição da concentração nas pessoas, mas é totalmente improvável que ocupantes de edifícios que sofram essas vibrações venham a sofrer danos físicos diretamente ao corpo, de acordo com Parsons [7]. Foi feita também outra relação muito coerente onde fala que as vibrações de baixas frequências em edifícios altos (devido a resposta ao vento, por exemplo) provocam grandes deslocamentos e podem levar a perda de orientação e do equilíbrio em indivíduos.

Blessmann [8] em seu estudo verificou que a amplitude e a frequência de oscilação são os responsáveis pelo grau de perceptibilidade das vibrações, sendo estes fatores proporcionais à aceleração do movimento da edificação. Foi verificado também que nem sempre ao aumentar o enrijecimento da estrutura para diminuir a amplitude dessa oscilação é uma boa solução, pois mesmo assim as pessoas poderiam continuar apresentado a mesma sensação de mal-estar e enjoo sentidas antes do enrijecimento. Alegou também que ao se ter estruturas muito esbeltas é admissível uma leve percepção da vibração que ocorre na estrutura durante ventos de violência excepcional.

Todo projetista fica preocupado com os níveis de vibração que poderão sofrer as estruturas por eles projetadas, o que pode causar um desconforto aos usuários da edificação e, conseqüentemente, reclamação dos usuários devido a essa

vibração. Mas sabe-se que os níveis de perturbação de cada indivíduo são diferentes uns dos outros, não podendo se chegar a um denominador concreto e absoluto, para exatidão em cálculos e um efetivo combate a esse problema. Alguns dos fatores que geram as perturbações podem ser identificados, como por exemplo o estresse provocado em um indivíduo pelo ambiente que está relacionado aos fatores baseados no medo de colapso ou danos estruturais que a estrutura possa vir a sofrer como consequência dessa vibração.

Com a adoção de estruturas cada vez mais altas por projetistas, o que gera uma maior flexibilidade e um menor amortecimento, necessita-se de um sistema de engenharia que garanta a eficiência e eficácia de todo conjunto estrutural, pois inicialmente num projeto são observadas a finalidade funcional, sem levar em consideração o fator usuário; porém, serão as pessoas que utilizarão a estrutura e, por isso, devem ser levadas em consideração quando se fala em vibração, pois trata-se de edifícios altos que são mais suscetíveis a ação do vento. Essas edificações podem sofrer significativos deslocamentos que podem causar um desconforto aos seus usuários, para isso os projetistas devem elaborar modificações no projeto que combatam esses deslocamentos para atender esses critérios de segurança ou mitigar a percepção humana quanto a esses deslocamentos [9].

Segundo Kareem; Kijewskio; e Tamura [9] os deslocamentos nas edificações podem provocar aos seus ocupantes diversas respostas análogas àquelas já associadas as doenças causadas pelo movimento. Mas como sabemos que cada indivíduo responde de maneira diferente para um mesmo tipo de perturbação, os sintomas mais comuns variam de ansiedade, inquietação, medo e, nos mais críticos, dores de cabeça e náuseas. Para se determinar os pontos iniciais que marcam o começo das sensações de desconforto descritas foram realizados estudos numéricos e experimentais. Esses limites de percepção foram estudados por vários autores como Chen e Robertson 1973, Irwin 1982 e 1983, Goto, Shioya e outros 1992 (apud KAREEM; KIJEWSKI; TAMURA, 1999), onde esses limites foram determinados através da resposta de indivíduos aos testes usando simuladores de movimento. Porém, há quem contradiga esses testes como o autor Isyumov 1993 (apud KAREEM; KIJEWSKI; TAMURA, 1999) o qual alega que foram testes, em sua maioria, que se limitaram a excitações senoidais e que em estruturas reais pode haver alguma diferença com os ambientes que foram testados. Tendo esses estudos que chegaram aos limiares da percepção humana às vibrações como base foram

definidos períodos de retorno em que esses limites podem ser ultrapassados, como por exemplo na América do Norte é usado tipicamente um intervalo de 10 anos, no entanto, em regiões com frequentes tufões e furacões pode ser necessário a utilização de um período de retorno menor como de 1 ano.

De acordo com KWOK et al. [10] a necessidade de se desenvolver critérios de utilização em códigos de projeto de edifícios e estruturas foi abordada pela primeira vez por Irwin (1975). O National Building Code of Canada (1977) foi quem introduziu os primeiros critérios de utilização codificadas sugerindo como limite as acelerações de pico da estrutura, podendo ocorrer uma vez a cada dez anos, sendo 1% da aceleração de gravidade para edifícios residenciais e 3% da aceleração de gravidade para edifícios comerciais.

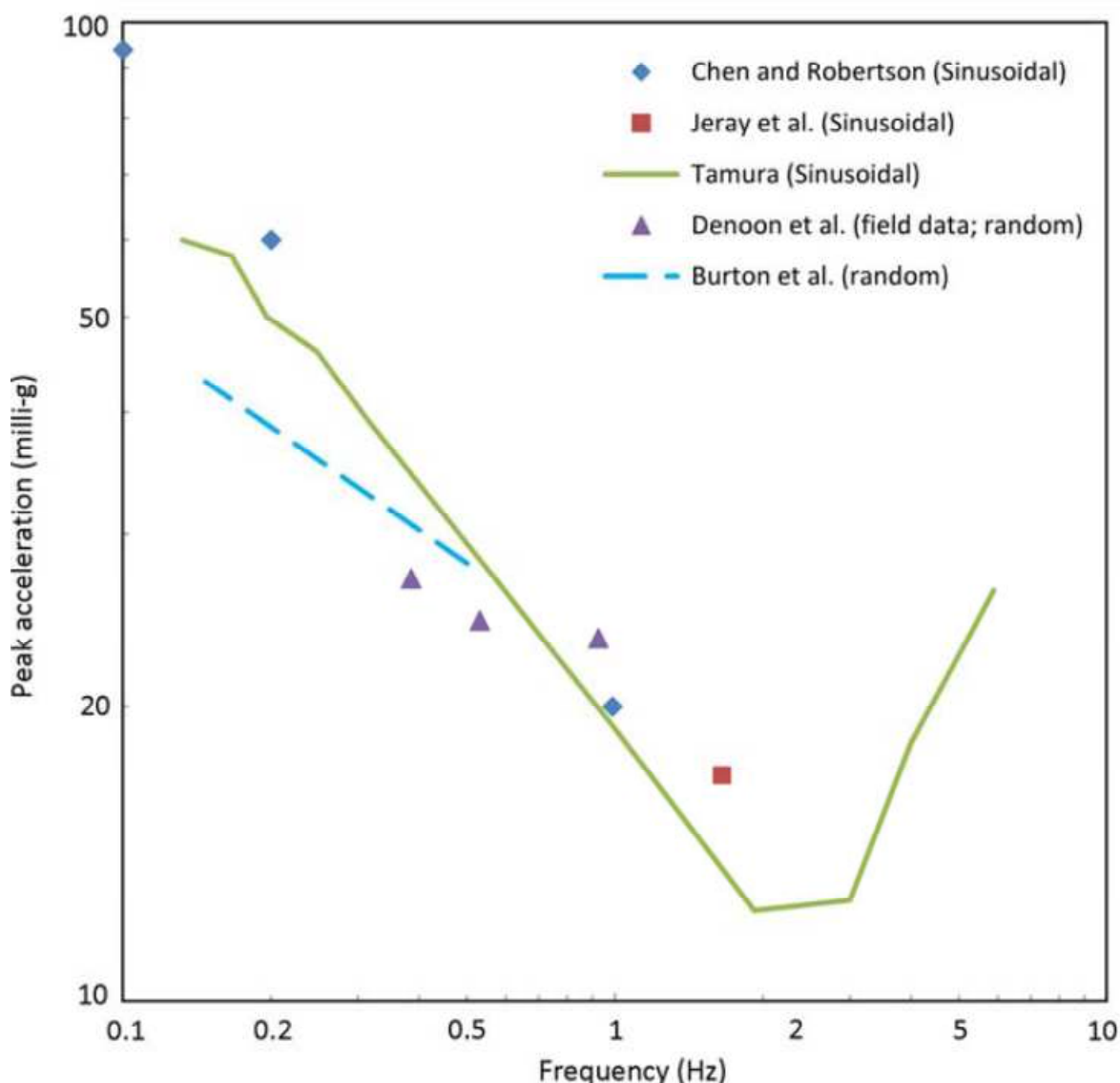


Figura 8 – Média dos limites da percepção das vibrações senoidais e randômicas [10].

A Figura 8 apresenta um resumo dos dados limites de percepção da vibração para o homem obtidos através de experimentos com um simulador de movimento, fazendo uma explanação entre os estudos que já foram feitos sobre o assunto e os respectivos resultados obtidos [10].

Outra comparação interessante é a apresentada pela Figura 9, onde os critérios de níveis de percepção da vibração causada pelas cargas de ventos em edifícios altos por seus ocupantes devido a tempestades de vento são muito próximos, exceto os da AIJ-GEH-2004 H-90 e o da ISO/FDIS 10137:2007(E) para residências que estão bem abaixo dos outros, porém cabe informar que são para o limiar da percepção e não aborda diretamente o conforto dos ocupantes, e, portanto, os valores de aceleração são significativamente mais baixos que os outros critérios sugerem [10].

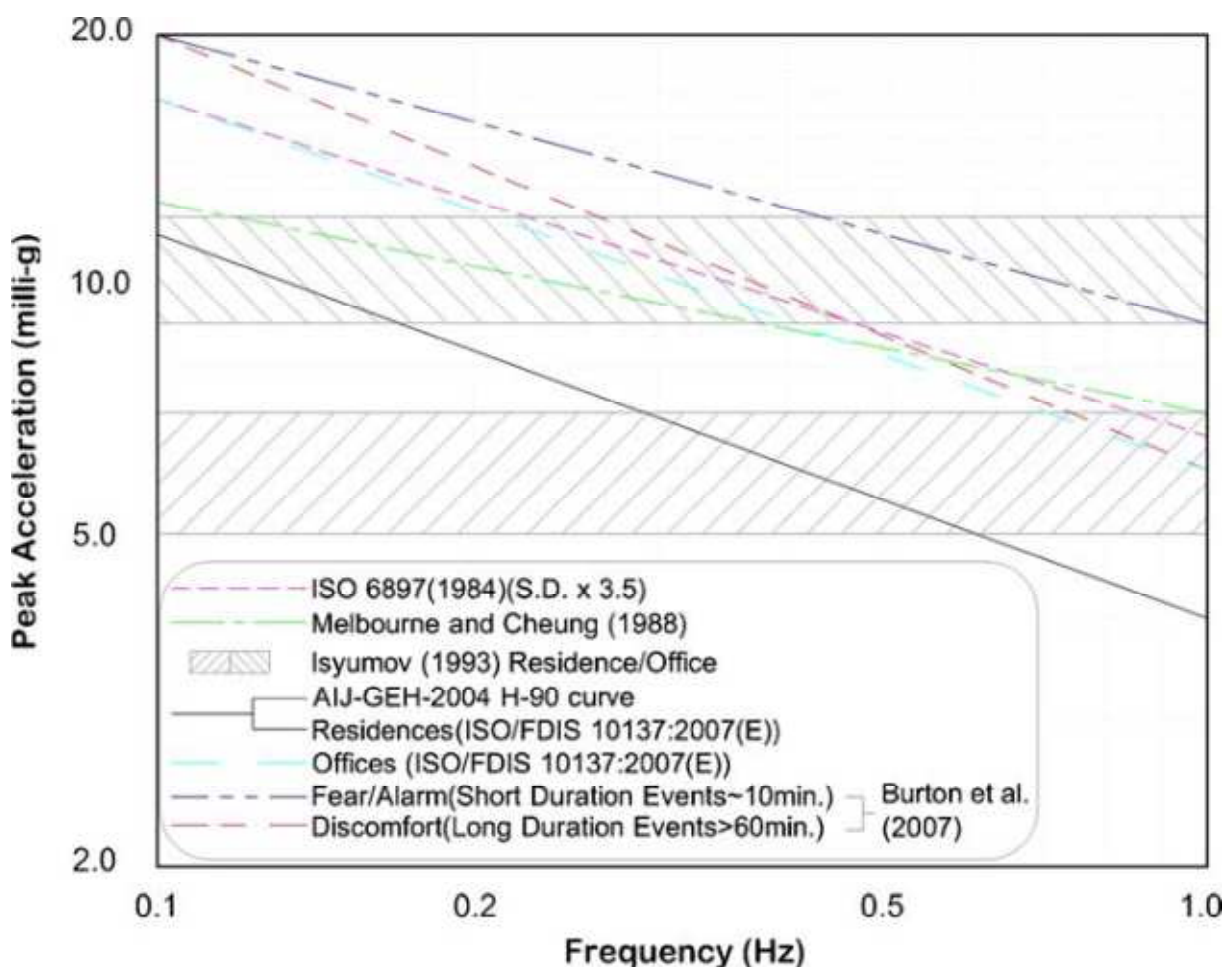


Figura 9 – Comparação dos critérios de conforto humano para um período de 1 ano para o retorno de tempestades de vento [10].

PARSONS [7] descreve em seu trabalho que a Norma ISO 6897 (1984) relata estudos da resposta à vibração em edifícios altos, relacionando às respostas típicas das pessoas ao deslocamento horizontal de edifícios na escala de frequência entre 0,063 a 1,0 Hz. Duas condições são levadas em conta pela norma: as vibrações que ocorrem com frequência e as vibrações que levam um tempo para voltar a ocorrer, como o pico de uma tempestade que leva pelo menos 5 anos para voltar a acontecer. São apresentadas curvas limites em função da raiz quadrada da aceleração e da frequência de vibração, aplicando ambas aos edifícios usados para as diversas finalidades, embora a orientação seja fornecida em termos de limites absolutos da percepção, para os edifícios onde o estado inicial seja estacionário. Outros métodos de percepção como ruídos e a percepção visual dos deslocamentos, ambos provocados pela vibração, não são considerados pela norma.

Ainda de acordo com PARSONS [7] a norma Britânica BS 6472 (1984) faz uma abordagem semelhante, porém mais detalhada e fornece uma orientação geral para exposição humana para vibração das construções na faixa de frequência de 1,0 a 80,0 Hz. Valores limites são fornecidos em função do tipo de edificação (por exemplo, hospitais, residências, escritórios, oficinas, etc), do horário (dia ou noite) e em termos de fatores múltiplos acima dos níveis de limite da percepção (curva base). Por exemplo, limites de vibração em escritórios durante o dia são quatro vezes maiores que os valores da curva base. Para a norma, se os níveis de limitação não forem excedidos ao previsto para percepção humana (aborrecimentos, reclamações) é sinal que os níveis são aceitáveis.

## **2.2. Considerações quanto à posição do corpo versus vibração**

Para Blessmann [8] a forma como a vibração estrutural de edifícios influencia no conforto de seus usuários depende da sua frequência, da direção que atinge o corpo e do seu comportamento ao longo do tempo. Os fatores como local, tipo de atividade, horário e a expectativa de conforto esperada pelas pessoas também são fatores importantes que podem influenciar na percepção e na tolerância às vibrações.

Segundo GIERKE [11], quando a vibração de edificações é percebida por seus usuários pode-se gerar sentimentos de desconforto e de apreensão. A dimensão desse desconforto depende de fatores como a magnitude, frequência, direção e duração da exposição, e da postura e posição corporal, bem como o ponto de contato que está transmitindo o estímulo. Importante lembrar que a resposta as vibrações também são influenciadas pelo ambiente onde ocorrem.

As respostas subjetivas geradas devido à vibração estrutural geralmente são divididas em três grandes categorias: o limiar da percepção; aparecimento das sensações desagradáveis; e o limite da tolerância [11]. Para se fazer uma avaliação mais precisa da aceitabilidade das vibrações e estabelecer os limites quanto ao conforto do ambiente são necessários o conhecimento desses três fatores de resposta.

Em contrapartida, Cunha [12] expõe que não existem evidências conclusivas que garantam uma relação de dependência entre o nível de conforto e o tempo de exposição à vibração.

Para NAEIM [13] são vários os fatores que influenciam o nível de percepção e o grau de sensibilidade das pessoas para vibração. Entre eles estão:

- (a) Posição do corpo humano: considerando o sistema de coordenadas definido na Figura 10 e as definições de seus eixos. De acordo com a ISO (apud NAEIM, 1991), a faixa de frequências para a sensibilidade dos seres humanos à vibração está entre 4 a 8 Hz ao longo do eixo z e entre 0 a 2 Hz para vibrações ao longo dos eixos x ou y. Enquanto as vibrações na direção do eixo z são as mais importantes a serem consideradas para projetos de escritórios ou locais de trabalho, todas as direções dos três eixos vem a ser importantes no projeto de residências e hotéis que são locais que devem fornecer conforto para as pessoas dormirem.
- (b) Características da fonte da excitação como amplitude, teor da frequência e duração.
- (c) Tempo de exposição. Como mostram as Figuras 12 e 13, a tolerância humana a vibração diminui de uma forma característica com o tempo de exposição aumenta.
- (d) Características do sistema de pavimentos. Como a frequência natural (rigidez; massa) e amortecimento.



- (e) Nível de expectativa. Quanto maior a expectativa das vibrações e conhecimento sobre sua origem, menos surpreendente torna-se a vibração. Porque as pessoas esperam mais vibração em locais como oficinas do que em lobbys de hotéis, podendo assim suportar mais vibração nas oficinas do que nos hotéis. A ansiedade e o desconforto podem ser reduzidos se os ocupantes estão cientes da natureza das vibrações e que elas não são uma ameaça a sua segurança e bem-estar.
- (f) Tipo de atividade exercida. O nível de percepção varia com a natureza da atividade que a pessoa está exercendo, tal como trabalhando no escritório, jantando, andando ou dançando.

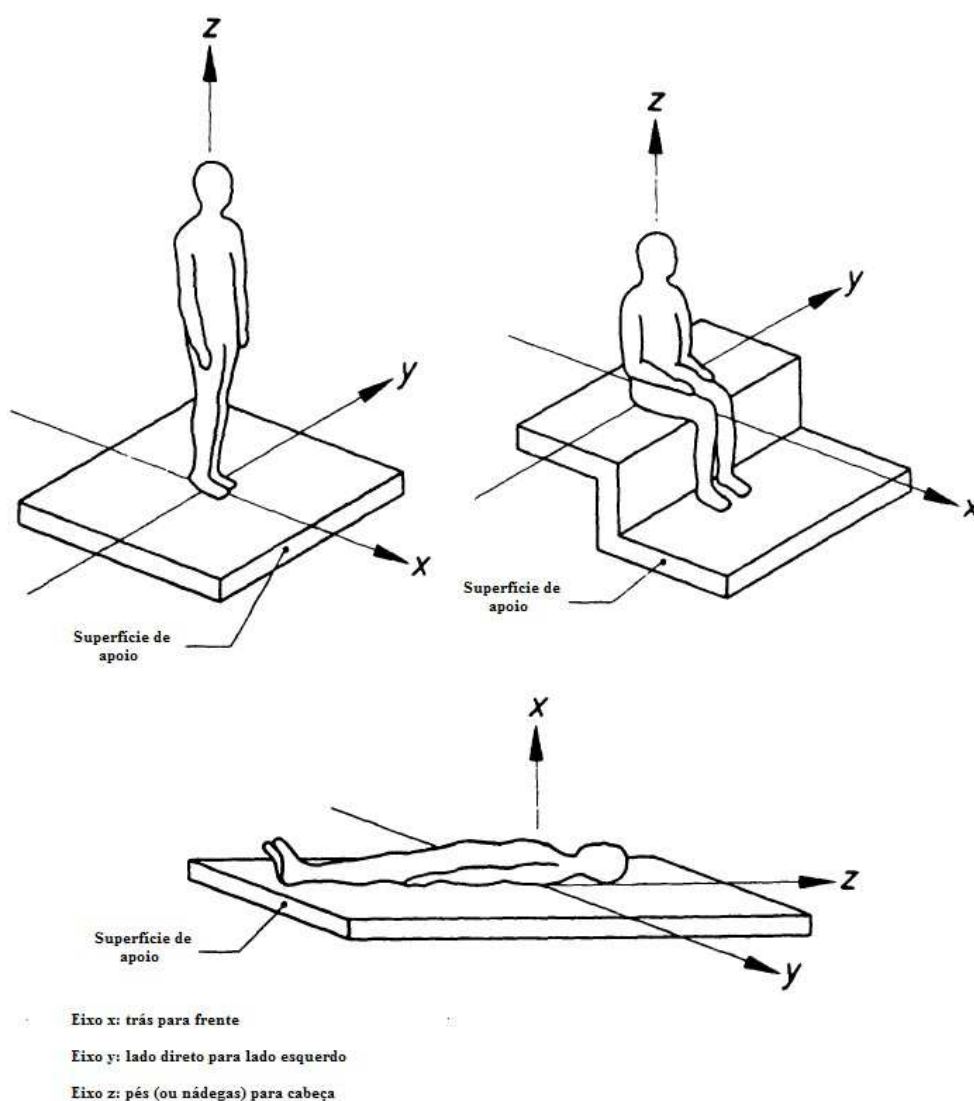


Figura 10 – Direções do sistema de coordenadas baricêntricas para vibrações que influenciam humanos [13].

Segundo GIERKE [11] o corpo age como uma unidade de massa para vibrações abaixo de 2 Hz aproximadamente. Para um homem de pé os picos de ressonância ocorrem próximo de 6 e 12 Hz; e para um homem sentado a primeira ressonância ocorre entre 4 e 6 Hz.

A ISO 2631/1 [14] define três níveis diferentes de desconforto humano:

- (I) Nível de queda de eficiência: define o nível que as vibrações começam a causar uma queda de eficiência nas atividades relacionadas ao trabalho ou aquelas que precisem de concentração para execução, podendo ocasionar fadiga nas pessoas caso esta exposição a vibração seja muito prolongada.
- (II) Nível de conforto reduzido: define o limite do nível de aceleração que a vibração a que uma pessoa está exposta começa a prejudicar atividades como comer, ler ou escrever.
- (III) Nível de limite de exposição: define o valor máximo de tempo a que uma pessoa suporta ficar exposta a determinado nível de aceleração de uma vibração sem que esta possa causar algum dano a sua segurança e a sua saúde.

### **2.3. Normas de projeto para avaliação de conforto humano**

Serão apresentadas algumas formas de se avaliarem o conforto humano em edificações altas.

#### **2.3.1. Norma brasileira NBR 6123 [26]**

As oscilações induzidas pelas forças flutuantes nas edificações podem provocar desconforto aos seus ocupantes. A amplitude máxima da aceleração pode ser calculada através da expressão:

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j \quad (21)$$

Sendo:

$f_j$ : frequência do modo de vibração  $j$

$u_j$ : deslocamento no nível  $z$  devido à resposta flutuante no modo de vibração  $j$

Como indicação geral, o valor da amplitude máxima da aceleração não deve ultrapassar  $0,1 \text{ m/s}^2$ . A verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural. Considera-se admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos [26].

### 2.3.2. Boletim 209 do CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6]

A percepção e o julgamento das pessoas são dados nos termos dos valores limites da amplitude máxima em função da frequência (Figura 11) e os valores limites da aceleração são apresentados pela Tabela 6.

Tabela 6 – Percepção humana das vibrações de edificações devido ao vento [6]

Percepção	Acelerações Limites
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incômodo	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito Incômodo	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$a > 0,15 \text{ g}$

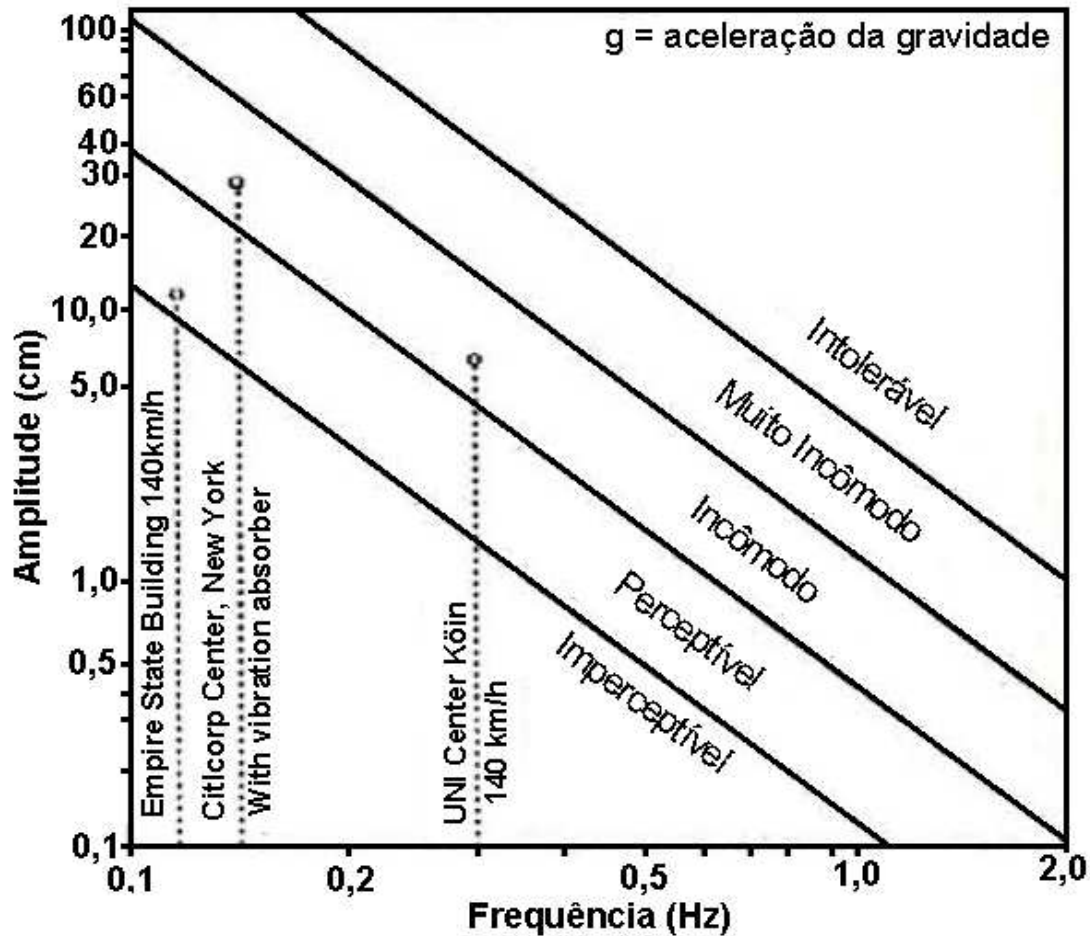


Figura 11 – Percepção humana das vibrações de edificações devido ao vento [6].

### 2.3.3. Norma ISO 2631/1 [14] e ISO 2631/2 [28]

Nestas normas são fornecidos critérios básicos em curvas gráficas para a aceleração longitudinal  $z$  (considerando a pessoa na vertical) e para a aceleração transversal  $x$  e  $y$ , conforme modelo de coordenadas definidos na Figura 10. O gráfico da Figura 12 apresenta os limites de exposição a diferentes tipos de valor de aceleração longitudinal com suas respectivas frequências. A Figura 13 apresenta o gráfico dos mesmos limites mencionados na frase anterior, porém para a aceleração transversal. Estas figuras estão relacionadas ao limite de queda de eficiência para as acelerações  $a_z$  (Figura 12) e,  $a_x$  e  $a_y$  (Figura 13), considerando vários níveis de desconforto.

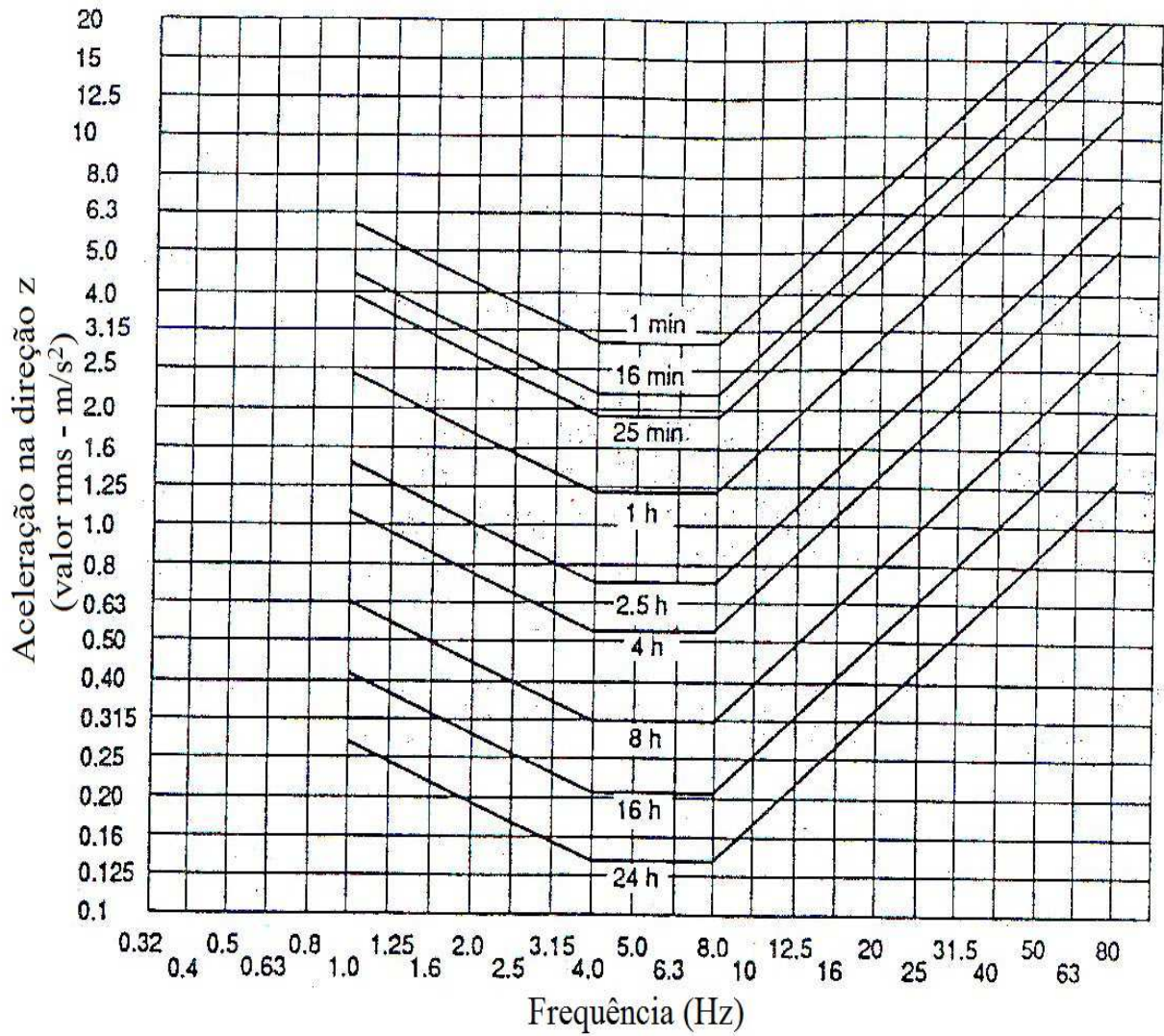


Figura 12 – Limites de tempos de exposição relativo a perda de eficiência para aceleração  $a_z$  [14].

Para se chegar ao limite de tolerância basta multiplicar a aceleração por 2 e para o limite de conforto reduzido divide-se a aceleração por 3,5, obtendo desta forma a aceleração de pico para cada limite.

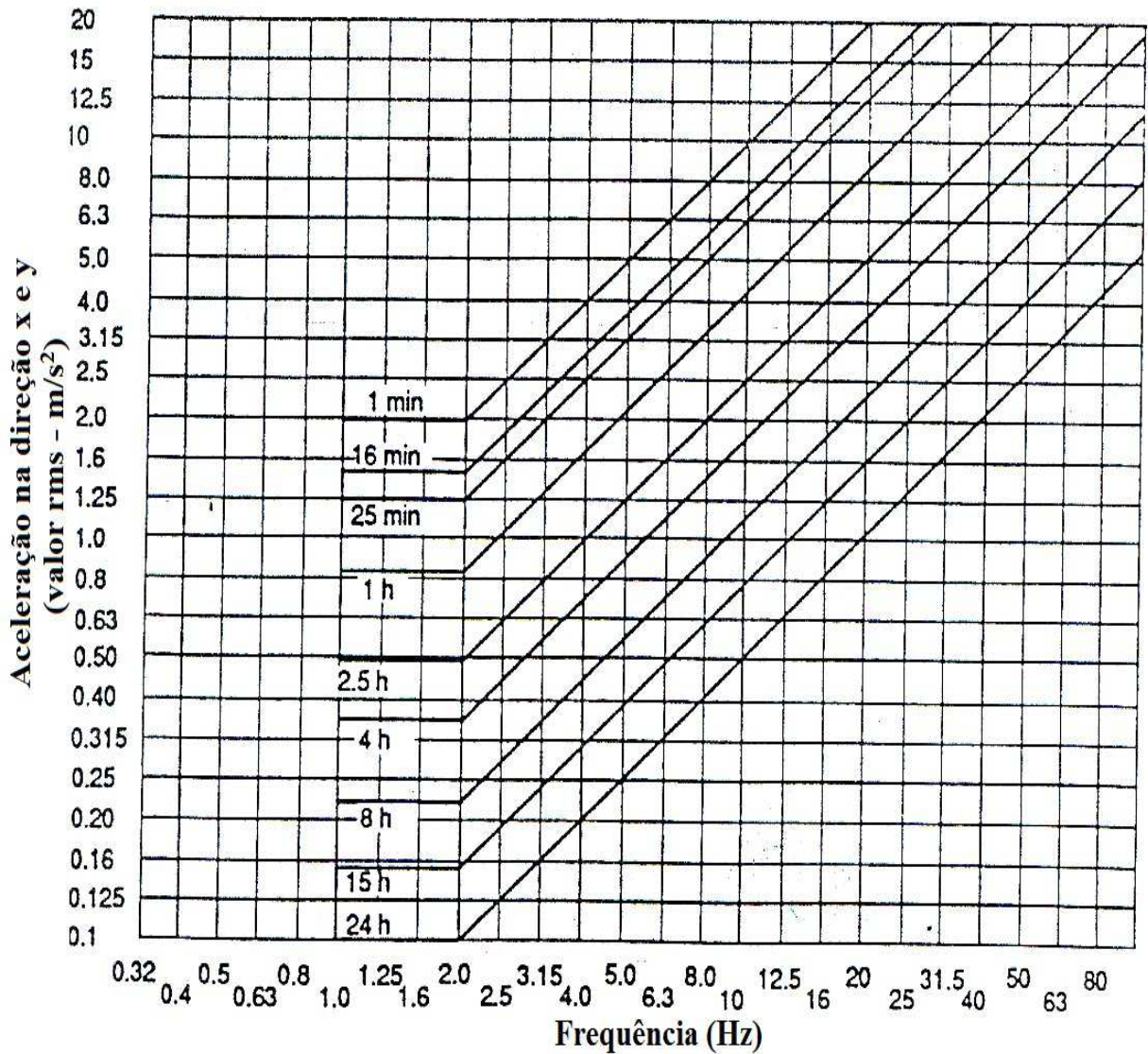


Figura 13 – Limites de tempos de exposição relativo a perda de eficiência para aceleração  $a_x$  e  $a_y$  [14].

O efeito das vibrações de edificações para seus usuários depende das características dessa vibração e de como as pessoas irão sentir. Normalmente a vibração é definida em função de sua aceleração e da sua frequência, fazendo com que o edifício se movimente em uma ou mais direções, sendo que essa direção também sofre influência da posição em que o corpo humano se encontra dentro deste edifício como visto na definição das coordenadas baricêntricas  $x$ ,  $y$  e  $z$  da Figura 10. Ou seja, uma vibração pode ocorrer nos três eixos, afetar inúmeros pontos do corpo e pode ter sua duração variada [7].

A ISO 2631/2 [28] trata dos limites da percepção humana das vibrações, pois considera esses limites satisfatórios para se detectar qualquer problema de desconforto humano, impondo limites que devem ser evitados de serem ultrapassados e, conseqüentemente, evitar que haja desconforto causado por vibrações, sendo estes limites apresentados nos gráficos das Figuras 14 e 15. Então, esta é a diferença básica entre a ISO 2631/1 [14] e a ISO 2631/2 [28], onde a primeira leva em conta o tempo de exposição e apresenta três diferentes limites de tolerância, e a segunda está preocupada com a tutilidade do movimento. E fazendo uma comparação entre a ISO 2631/1 [14] e a ISO 2631/2 [28], quanto ao conforto humano, vemos que esta última faz uma consideração menos rigorosa que a outra. É notável que os valores tomados como picos de aceleração para o limite de conforto reduzido na ISO 2631/1 [14] são mais elevados que os obtidos pelas curvas básicas da ISO 2631/2 [28] quando comparados [15].

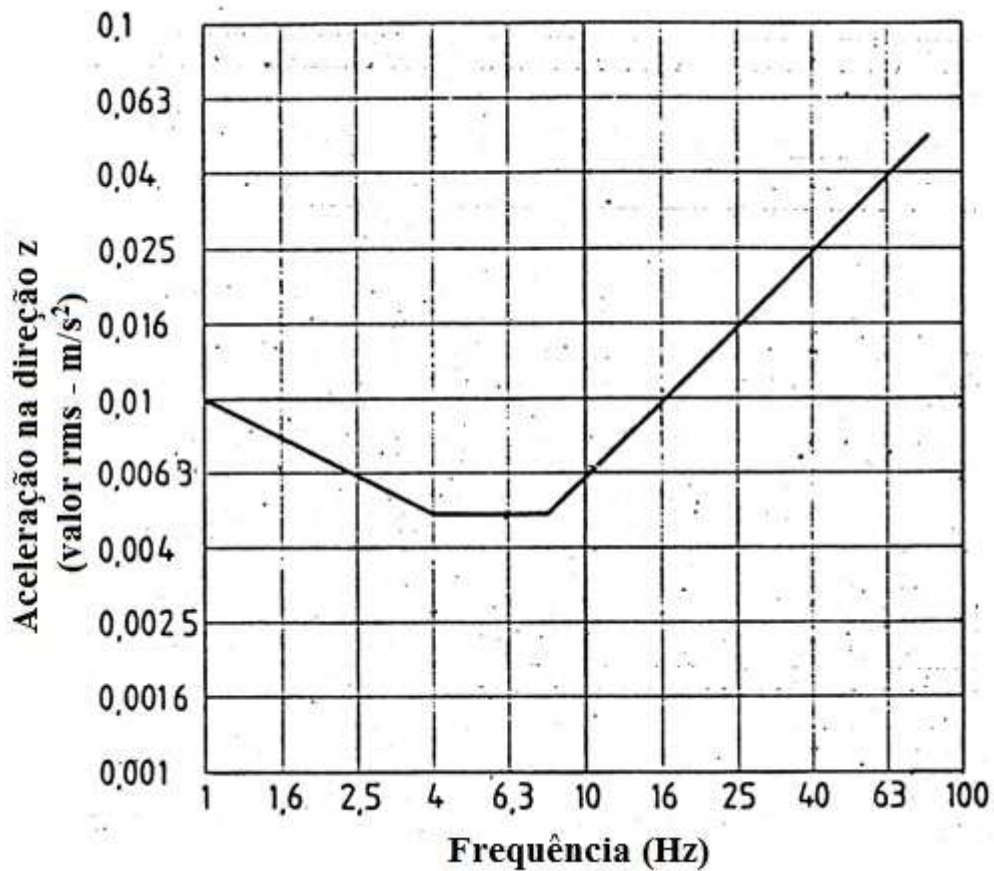


Figura 14 – Curva de aceleração  $a_z$  da percepção do ser humano [28].

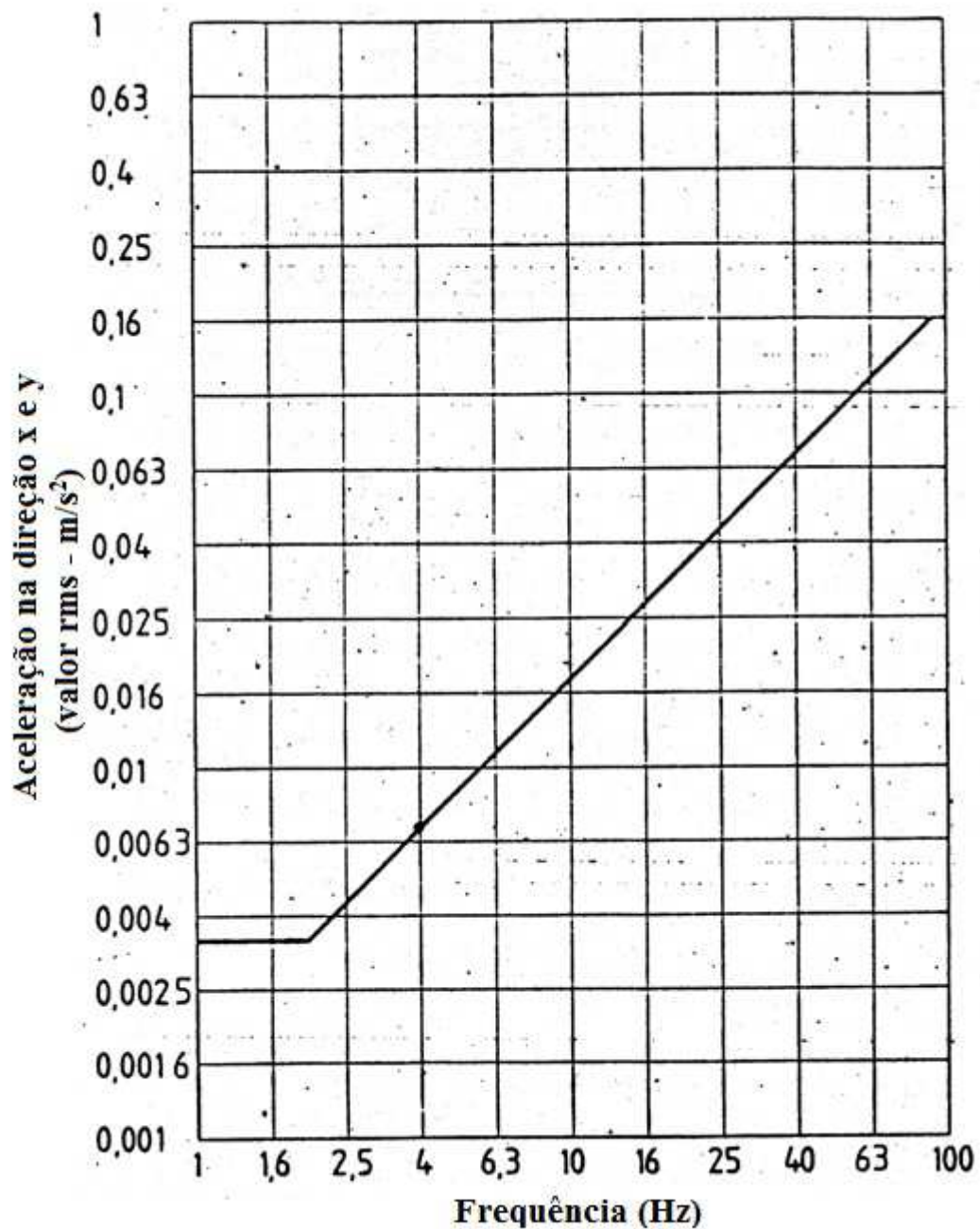


Figura 15 – Curva de aceleração  $a_x$  e  $a_y$  da percepção do ser humano [28].

Quanto aos gráficos apresentados nesse subitem do capítulo 2 nota-se que, seguindo as orientações da ISO 2631/1 [14] e da ISO 2631/2 [28], podem ser utilizados tanto aqueles que apresentam um tempo de tolerância para determinados tipos de vibrações e aqueles que apresentam intolerância a percepção da vibração.



### 3. MODELO ESTRUTURAL

Este capítulo apresenta as principais características dos modelos estruturais que serão analisados, sendo as propriedades físicas e geométricas de seus elementos estruturais, e suas características materiais que são de maior relevância para o entendimento deste estudo. Para isso, os modelos serão denominados: Modelo Estrutural I (ME-I), Modelo Estrutural II (ME-II), Modelo Estrutural III (ME-III) e Modelo Estrutural IV (ME-IV). Considerando-se que todos os quatro modelos são de concreto armado, os materiais e suas características serão todas iguais, onde para elaboração do modelo computacional foram os seguintes valores:

- Densidade do Concreto Armado: 2500 kg/m<sup>3</sup>
- Coeficiente de Poisson: 0,2
- Módulo de Elasticidade do Concreto: 30000 MPa ou 3 x 10<sup>10</sup> Pa.

Para os valores das cargas foram consideradas as referências das normas vigentes, sendo para o vento a NBR 6123 [26] e para peso específico dos materiais e da carga suportada pela construção a NBR 6120 [29], sendo:

- Edifícios residenciais: 1,5 a 2,0 kN/m<sup>2</sup>
- Argamassa de cimento e areia: 0,42 kN/m<sup>2</sup>
- Porcelanato: 0,08 kN/m<sup>2</sup>

As cargas de vento foram calculadas de acordo com as seguintes características previstas na NBR 6123 [26]: “Terreno plano ou fracamente acidentado”; “Edifício Residencial (Grupo 2)”; “Categoria IV”; e “Classe B”. Para aplicação da combinação de cargas foi considerado o Estado Limite de Serviço (ELS), conforme a NBR 6118 [30], de acordo com o esquema a seguir:

Combinação ELS	$\gamma_f$ Cargas permanentes + $\gamma_f \psi_2$ Cargas acidentais + $\gamma_f \psi_1$ Vento 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3 Vento Com $\gamma_f = 1,0$ ; $\psi_2 = 0,3$ ; $\psi_1 = 0,3$
-------------------	---

#### 3.1. Modelo Estrutural I (ME-I)

A seguir serão pormenorizadas as características que foram levadas em contas para realização deste estudo referentes ao ME-I, sendo esta estrutura uma adaptação do edifício vislumbrado por Oliveira [16], pois apresenta como principal característica a sua simetria e uniformidade em todas as direções.

O modelo possui 10 pavimentos tipo e cobertura, com distância entre pisos constante e igual a 3 metros. Na tabela a seguir são apresentadas as características geométricas de toda estrutura e as Figuras 16 e 17 apresentam um modelo tridimensional da estrutura e a forma do pavimento tipo do ME-I e, respectivamente.

Tabela 7 – Propriedades geométricas das seções

Modelo Estrutural I			
Pilares	P1 à P16	b	0,40 m
		h	0,40 m
		A	0,16 m <sup>2</sup>
		$I_x$	$2,1333 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
		$I_y$	$2,1333 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
Vigas	V1 à V8	b	0,20 m
		h	0,40 m
		A	0,08 m <sup>2</sup>
		$I_x$	$1,0667 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
		$I_y$	$2,6667 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
Lajes	Todas	h	0,10 m

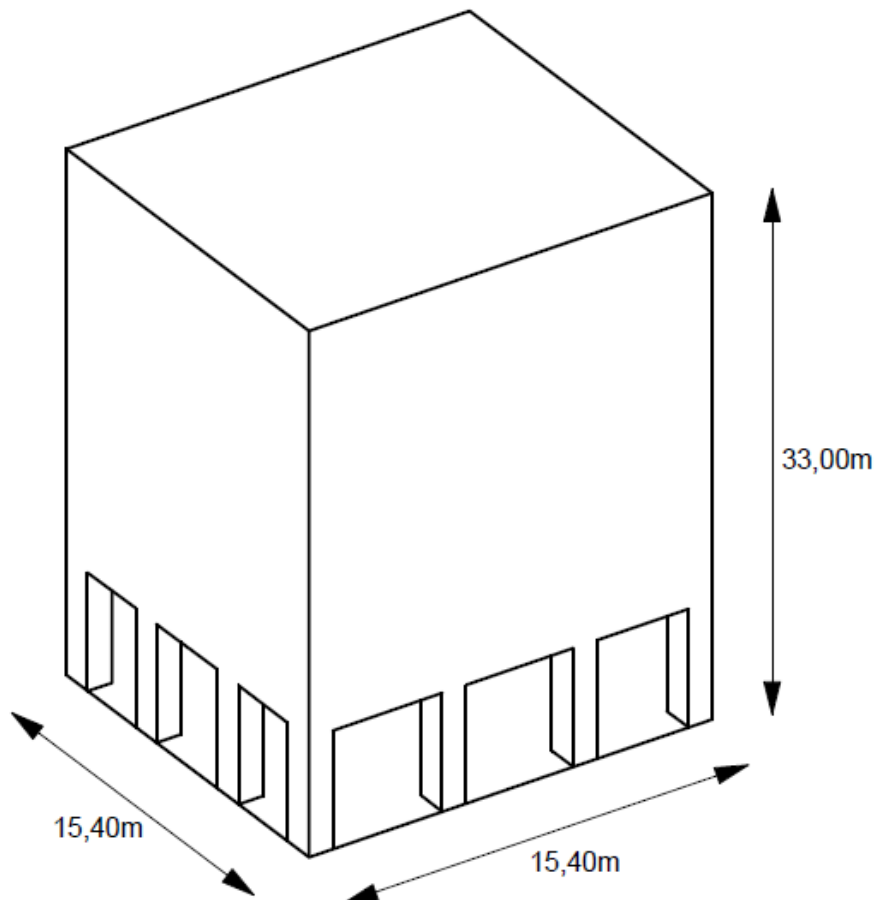


Figura 16 – Modelo tridimensional do ME-I [16].

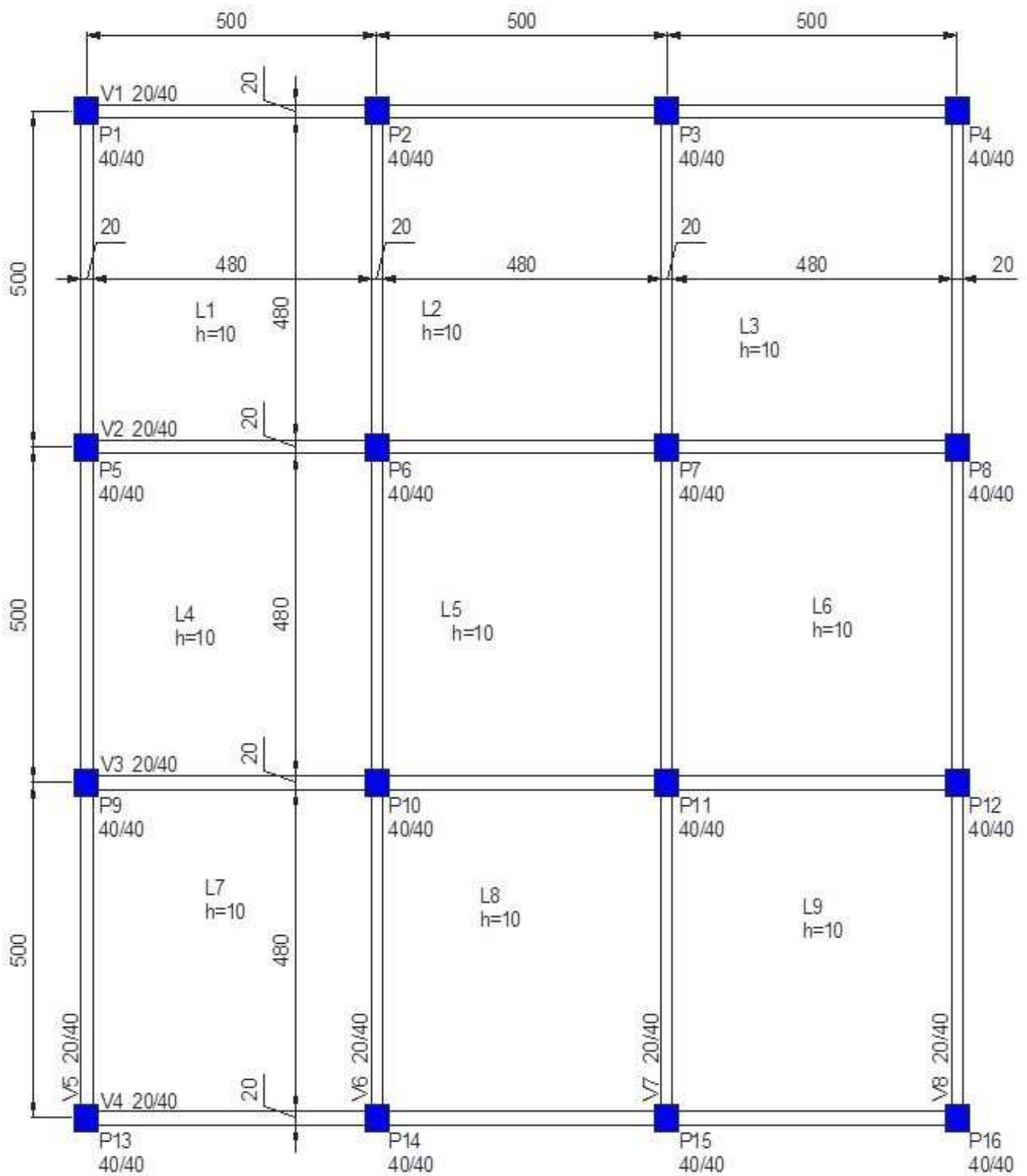


Figura 17 – ME-I: forma do pavimento tipo.

### 3.2. Modelo Estrutural II (ME-II)

A seguir serão pormenorizadas as características que foram levadas em contas para realização deste estudo referentes ao ME-II, sendo que esta estrutura foi apresentada pela primeira vez para estudo em um colóquio sobre estabilidade global de estruturas de concreto armado pelo Prof. Ricardo Leopoldo França (1985) e também analisada por Oliveira [16], pois apresenta uma dimensão predominante em relação à outra (Figura 18).

O modelo estrutural apresenta 12 pavimentos tipo e cobertura, com distância entre pisos constante e igual a 2,90 metros. Na tabela a seguir são apresentadas as características geométricas de toda estrutura e as Figuras 18 e 19 apresentam um modelo tridimensional da estrutura e a forma do pavimento tipo do ME-II, respectivamente.

Tabela 8 – Propriedades geométricas das seções

Modelo Estrutural II			
Pilares	P1 à P16	b	0,20 m
		h	0,75 m
		A	0,15 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	7,0312 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	5,0 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
Vigas	V1 à V4 V9	b	0,15 m
		h	0,70 m
		A	0,105 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	4,2875 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	1,9687 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
	V5 à V8 V10 à V13	b	0,20 m
		h	0,70 m
		A	0,14 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	5,7167 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	4,6667 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
Laje	Todas	h	0,10 m

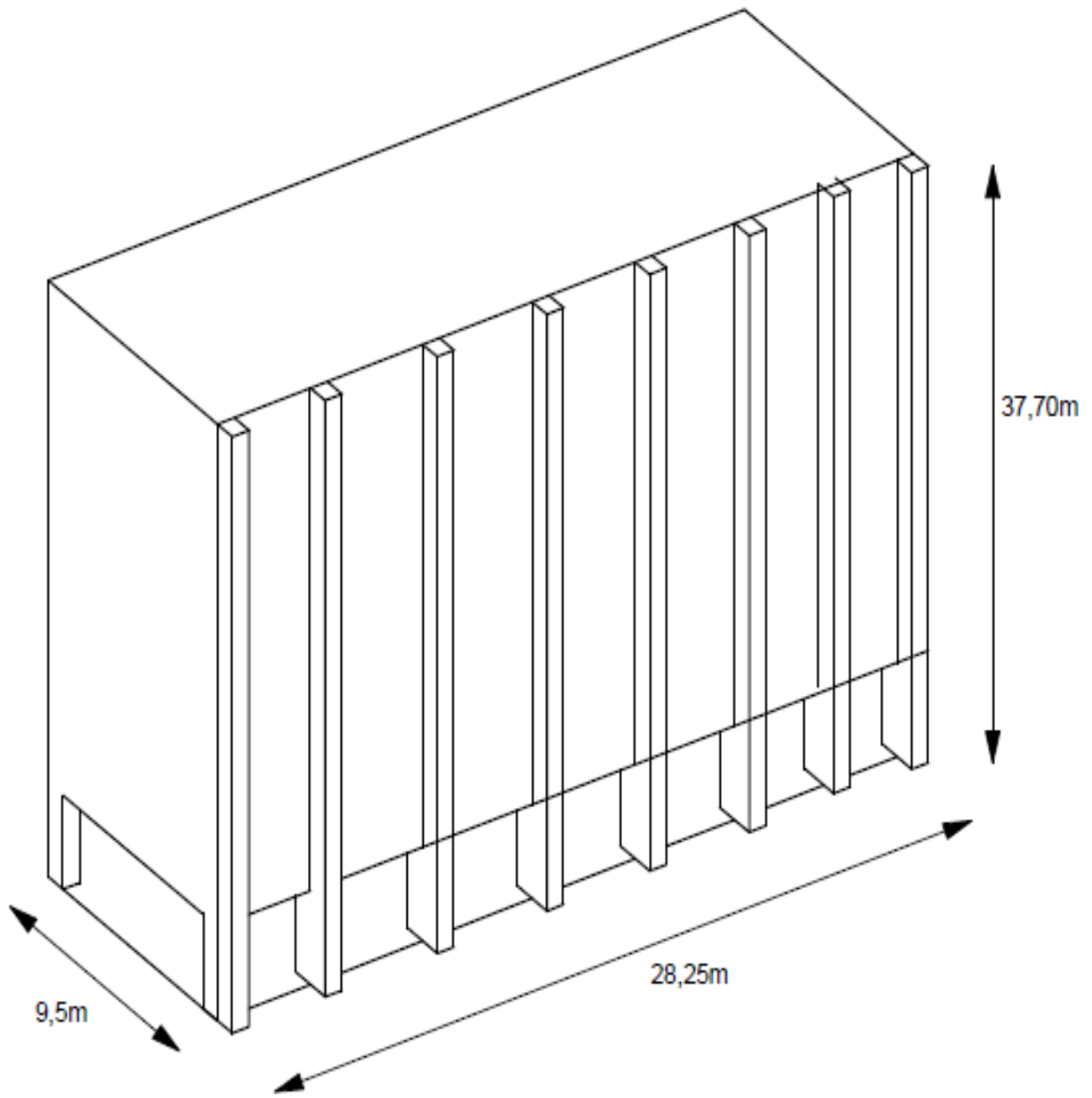


Figura 18 – Modelo tridimensional do ME-II [16].

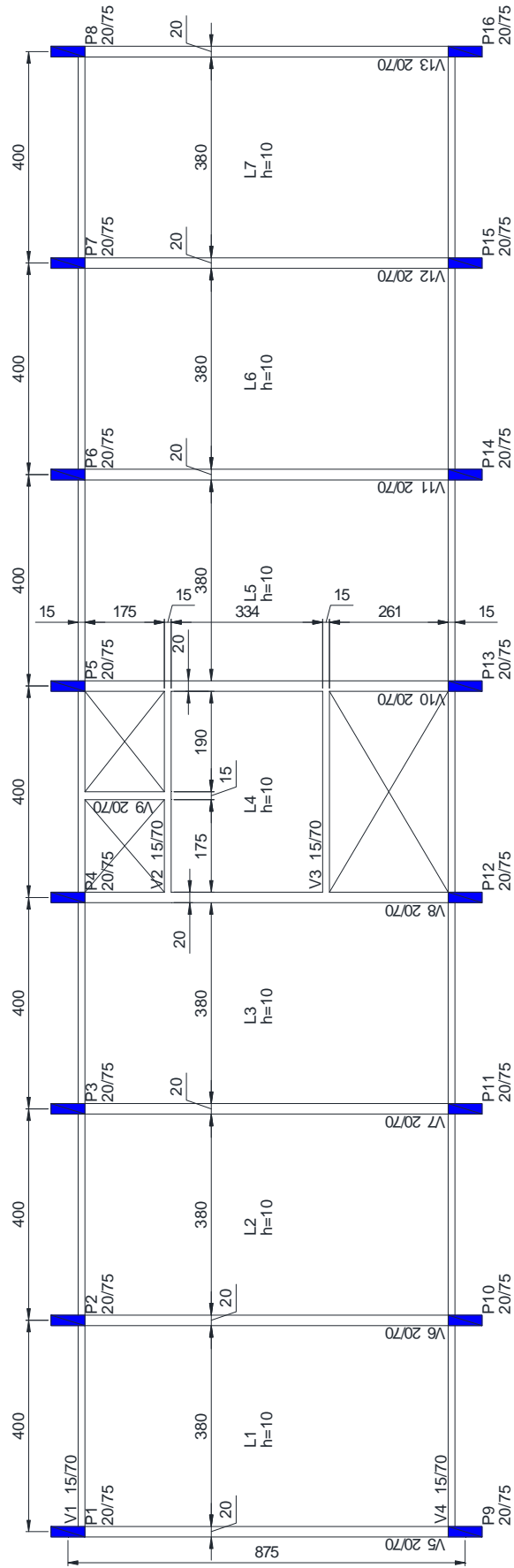


Figura 19 – ME-II: forma do pavimento tipo.

### 3.3. Modelo Estrutural III (ME-III)

A seguir serão pormenorizadas as características que foram levadas em contas para realização deste estudo referentes ao ME-III, sendo que a escolha deste sistema estrutural foi devido a Fusco (1994) que executou um estudo e uma intervenção no modelo que apresentou sérios problemas estruturais devido ao seu comportamento global (estabilidade global). Este edifício, construído em São Paulo/SP, também foi estudado por Oliveira [16] e tornou-se atrativo para ser analisado nesta dissertação devido as intervenções que sofreu logo após sua inauguração, de modo a evitar o colapso global.

O modelo estrutural possui 15 pavimentos tipo e cobertura, com distância entre pisos constante e igual a 2,94 metros. Na tabela da próxima página são apresentadas as características geométricas de toda estrutura e as Figuras 20 e 21 apresentam um modelo tridimensional da estrutura e a forma do pavimento tipo do ME-III, respectivamente.

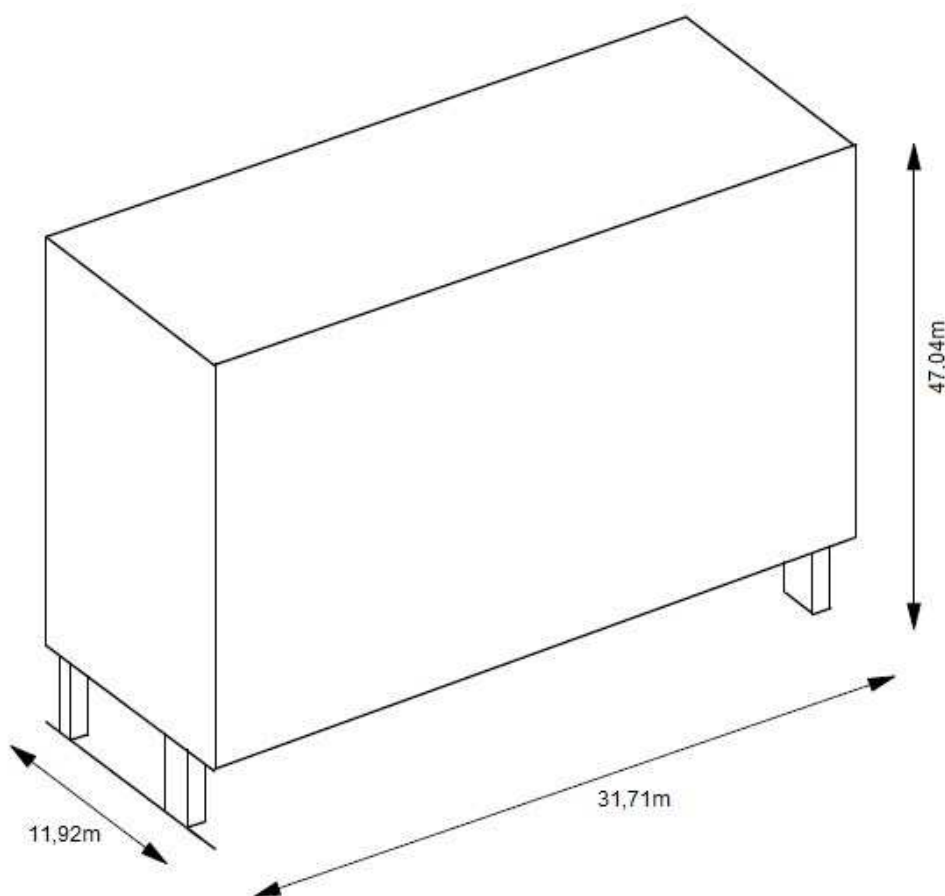


Figura 20 – Modelo tridimensional do ME-III [16].

Tabela 9 – Propriedades geométricas das seções

Modelo Estrutural III						
Pilares	P1 à P3 P6 à P14	b	0,18 m	P4 e P5	b	0,14 m
		h	1,50 m		h	2,46 m
		A	0,27 m <sup>2</sup>		A	0,3444 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	5,0625 x 10 <sup>-2</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	1,7368 x 10 <sup>-1</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	7,29 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	5,6252 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
	P15 e P16	b	0,18 m	P17 e P18	b	0,18 m
		h	1,00 m		h	0,80 m
		A	0,18 m <sup>2</sup>		A	0,144 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	1,5 x 10 <sup>-2</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	7,68 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	4,86 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	3,888 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
Vigas	V1 e V2	b	0,11 m	V3 e V4	b	0,18 m
		h	1,20 m		h	0,40 m
		A	0,132 m <sup>2</sup>		A	0,072 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	1,584 x 10 <sup>-2</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	9,6 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	1,331 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	1,944 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
	V5 à V10	b	0,18 m	V11 à V14	b	0,11 m
		h	0,50 m		h	0,40 m
		A	0,09 m <sup>2</sup>		A	0,044 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	1,875 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	5,8667 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	2,43 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	4,4367 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>
	V15	b	0,10 m	V16 à V19	b	0,11 m
		h	0,30 m		h	0,50 m
		A	0,03 m <sup>2</sup>		A	0,055 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	2,25 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	1,1458 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	2,5 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	5,5458 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>
V20 e V21	b	0,16 m				
	h	0,50 m				
	A	0,08 m <sup>2</sup>				
	I <sub>x</sub>	1,6667 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>				
	I <sub>y</sub>	1,7067 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>				
Laje	Todas	h	0,10 m			



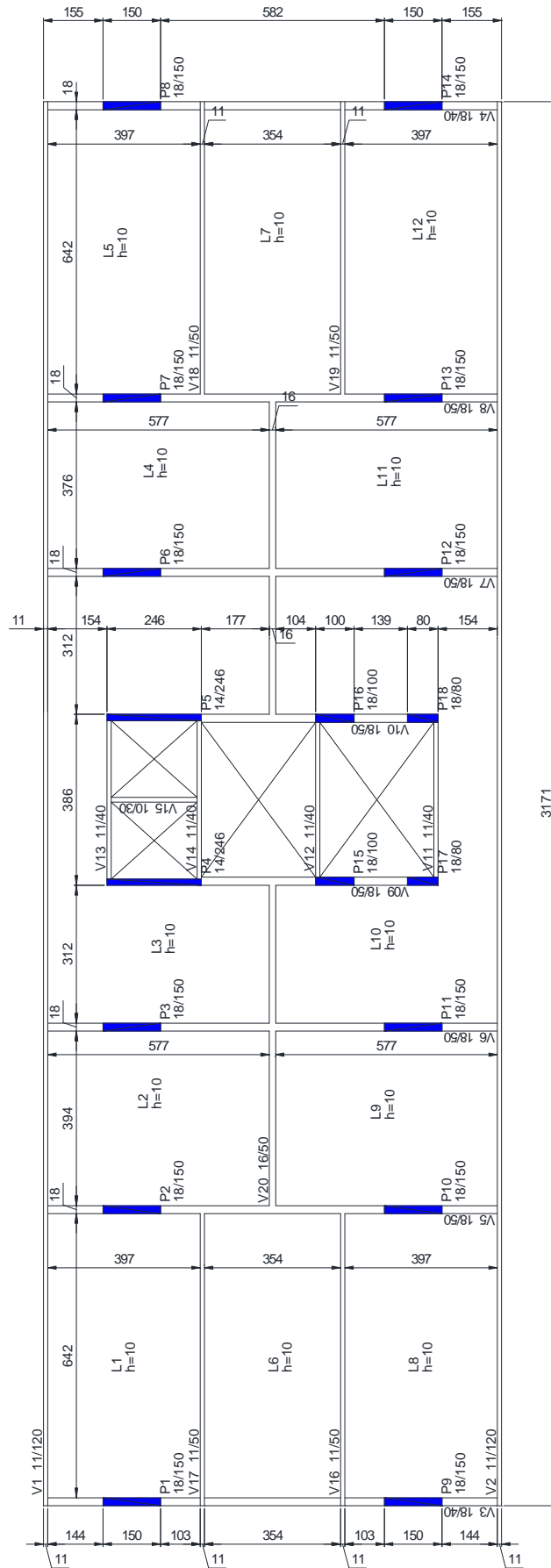


Figura 21 – ME-III: forma do pavimento tipo.

### 3.4. Modelo Estrutural IV (ME-IV)

A seguir serão pormenorizadas as características que foram levadas em contas para realização deste estudo referentes ao ME-IV, sendo que o estudo desta estrutura também foi motivado pelo fato de ter sido estudado por Oliveira [16] e se tratar de um projeto real que foi executado em Goiânia/GO e tem as principais características da arquitetura moderna que são edifícios mais altos e dimensões em planta mais reduzidas.

O modelo estrutural possui 24 pavimentos tipo e cobertura, com distância entre pisos constante e igual a 2,80 metros. Na tabela da próxima página são apresentadas as características geométricas de toda estrutura e as Figuras 22 e 23 apresentam um modelo tridimensional da estrutura e a forma do pavimento tipo do ME-IV, respectivamente.

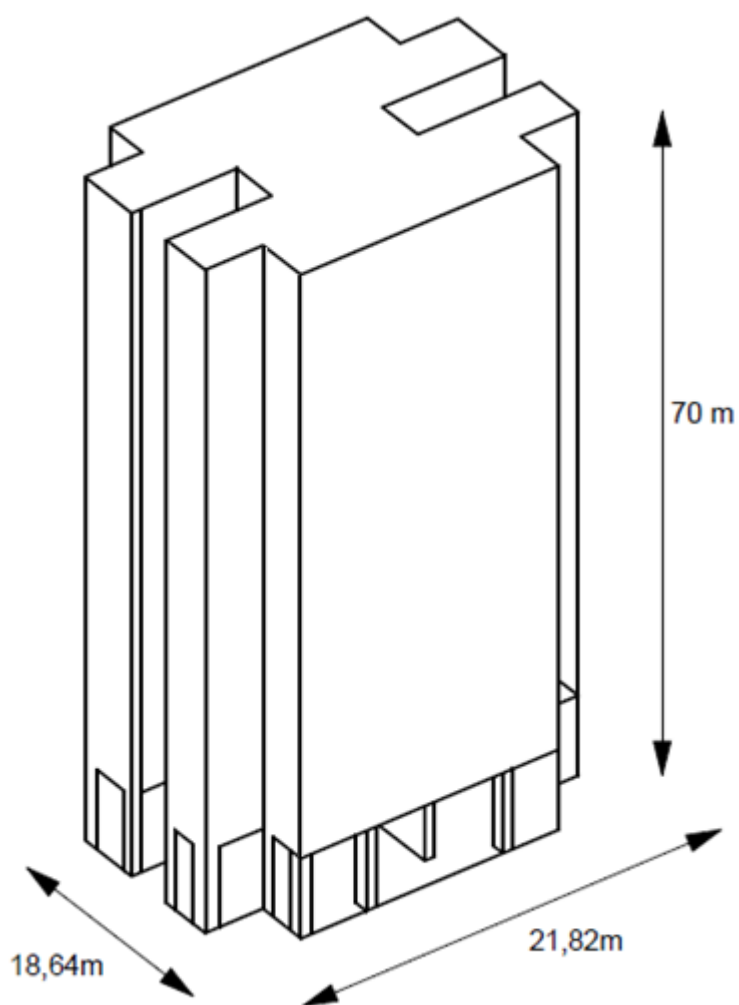


Figura 22 – Modelo tridimensional do ME-IV [16].

Tabela 10 – Propriedades geométricas das seções

Modelo Estrutural IV						
Pilares	P1, P2, P5, P7, P8, P9, P24, P25, P26, P27, P29 e P32	b	0,20 m	P10, P12, P14, P17, P20 e P23	b	0,80 m
		h	0,80 m		h	0,20 m
		A	0,16 m <sup>2</sup>		A	0,16 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	8,5333 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	5,3333 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	5,3333 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	8,5333 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
	P3, P4, P30 e P31	b	0,20 m	P6 e P28	b	0,25 m
		h	1,82 m		h	1,50 m
		A	0,364		A	0,375 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	1,0048 x 10 <sup>-1</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	7,0313 x 10 <sup>-2</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	1,2133 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	1,9531 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
	P11, P13, P18 e P22	b	0,60 m			
		h	0,20 m			
		A	0,12 m <sup>2</sup>			
		I <sub>x</sub>	4,0 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>			
		I <sub>y</sub>	3,6 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>			
Vigas	V8, V15, V30 e V35	b	0,20 m	V12	b	0,10 m
		h	0,50 m		h	0,50 m
		A	0,1 m <sup>2</sup>		A	0,05 m <sup>2</sup>
		I <sub>x</sub>	2,0833 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>x</sub>	1,0417 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>
		I <sub>y</sub>	3,3333 x 10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>		I <sub>y</sub>	4,1667 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>
	V1 à V7, V9 à V11, V13, V14, V16 à V29, V31 à V34 e V36 à V41	b	0,12 m			
		h	0,50 m			
		A	0,06 m <sup>2</sup>			
		I <sub>x</sub>	1,25 x 10 <sup>-3</sup> m <sup>4</sup>			
		I <sub>y</sub>	7,2 x 10 <sup>-5</sup> m <sup>4</sup>			
	Laje	Todas	h	0,10 m		



#### 4. MODELAGEM NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

Hoje, uma das formas mais comum de se representar os modelos estruturais reais é a utilização de modelos numéricos computacionais para se observar o comportamento estrutural, pois a utilização desses programas de computadores facilita e muito a observação de como se comporta a estrutura, facilitando assim o entendimento dos problemas que as estruturas analisadas possam apresentar.

Com isso, as práticas que utilizam o método dos elementos finitos passaram a ser mais empregados também fora dos bancos acadêmicos para a análise de projetos, por apresentar uma resposta mais realística do que ocorre com a estrutura, tanto que a área de engenharia como um todo vem lançando mão dessa ferramenta para um estudo melhor elaborado e, conseqüentemente, melhor confecção de projetos em suas respectivas áreas.

Segundo Cook et al [31] durante a confecção de um modelo estrutural utilizando o Método de Elementos Finitos deve-se preocupar com a classificação da estrutura, sendo este o primeiro passo a ser identificado, onde várias perguntas devem ser respondidas e uma delas é referente aos mais importantes fenômenos físicos que envolvem a estrutura analisada que devem ser considerados. Em segundo, com a modelagem da estrutura que é a transição do modelo geométrico para o modelo matemático quando os comportamentos são descritos ou aproximados por uma seleção de equações diferenciais e condições de contorno, onde as equações dependem das restrições incorporadas como homogeneidade, isotropia, constantes das propriedades materiais, tensões e rotações. E, em terceiro, a discretização, que é quando o modelo matemático é discretizado, ou seja, quando é dividido na malha de elementos finitos, sendo nesta etapa a definição do número finito das quantidades de nós e a interpolação entre cada elemento.

Dois erros podem ser observados nos modelos de elementos finitos: erro de modelagem e erro de discretização. O erro de modelagem pode ser reduzido melhorando o modelo; e o erro de discretização pode ser reduzido se usando mais elementos [31].

Para confecção deste estudo é utilizado o programa ANSYS [27] para criação dos modelos de elementos finitos dos quatro edifícios apresentados no capítulo anterior e, com isso, neste capítulo é realizada uma descrição da forma como foram modeladas as estruturas para que fossem representadas fielmente como se

apresentam na realidade, esclarecendo para tal que todos os modelos estruturais são de concreto armado, e as técnicas utilizadas para representação numérico computacional das estruturas também sejam as mais reais possíveis.

#### **4.1. Definição do modelo computacional**

Para elaboração dos modelos estruturais investigados as vigas e os pilares de concreto armado são representados por elementos finitos tridimensionais que consideram os efeitos de flexão e torção, sendo utilizado nessa representação o elemento finito BEAM44 [27] que possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações nas direções “x”, “y” e “z”. Com isso, este elemento permite que seja utilizado de diferentes formas geométricas em suas extremidades da barra, pois sua orientação durante sua criação vai do nó I para o nó J (Figura 24), fazendo com que o eixo “x” do elemento fique nesse sentido e os eixos “y” e “z” fiquem na sua seção transversal, sempre respeitando sua orientação em relação ao eixo global, observação essa de suma importância para que as suas características geométricas e suas propriedades sejam representadas fidedignamente como na estrutura original. Uma enorme vantagem deste elemento é a possibilidade de se aplicar “off-set” para se deslocar o posicionamento do centroide da viga ou pilar, pois essa excentricidade gerada é tal como ocorre na estrutura real, fazendo com que a modelagem seja a mais fiel possível e o comportamento estrutural o mais próximo da realidade, fazendo com que os valores das frequências naturais não sejam alterados por este óbice.

Todas as lajes são de concreto armado e são simuladas por meio de elementos finitos de casca, sendo utilizado para tal o elemento finito denominado SHELL63 [27], que é definido por quatro nós, com seis graus de liberdade por nó sendo três de translações e três de rotações nas direções “x”, “y” e “z”.

Nas Figuras 24 e 25 são apresentados os modelos finitos utilizados na confecção dos modelos estruturais e suas orientações. Nas Figuras 26 a 29 são apresentados os quatro modelos finitos discretizados.

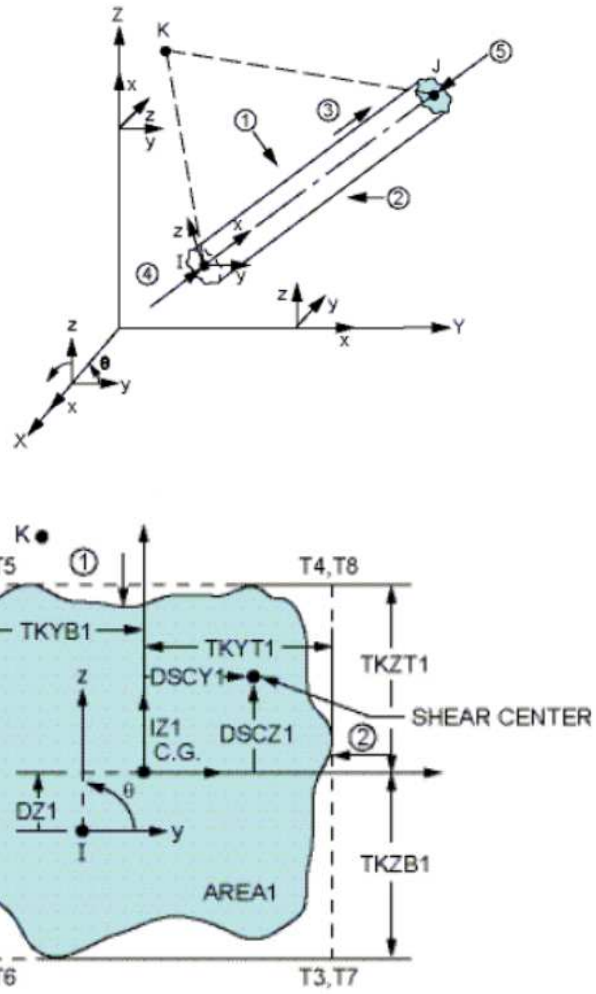


Figura 24 – Elemento finito tridimensional BEAM44 [27].

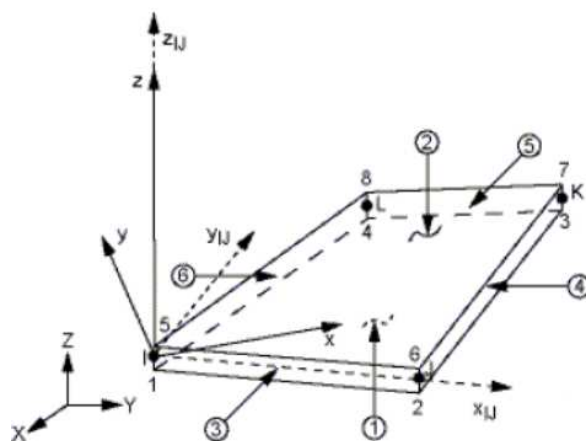
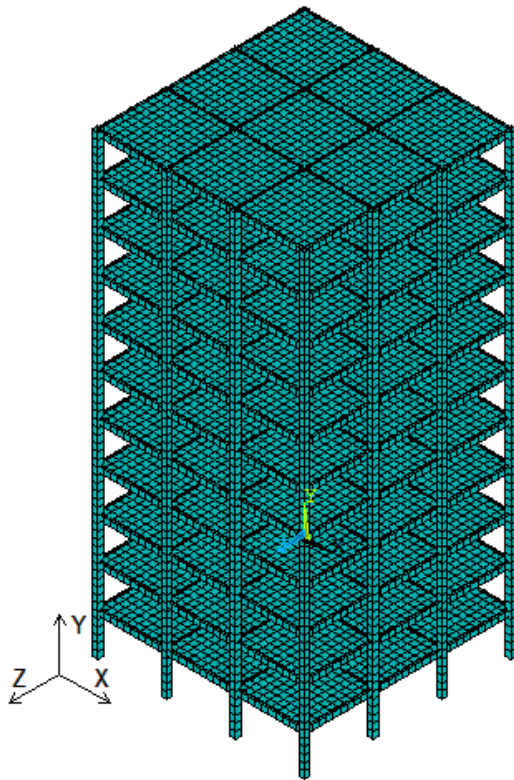
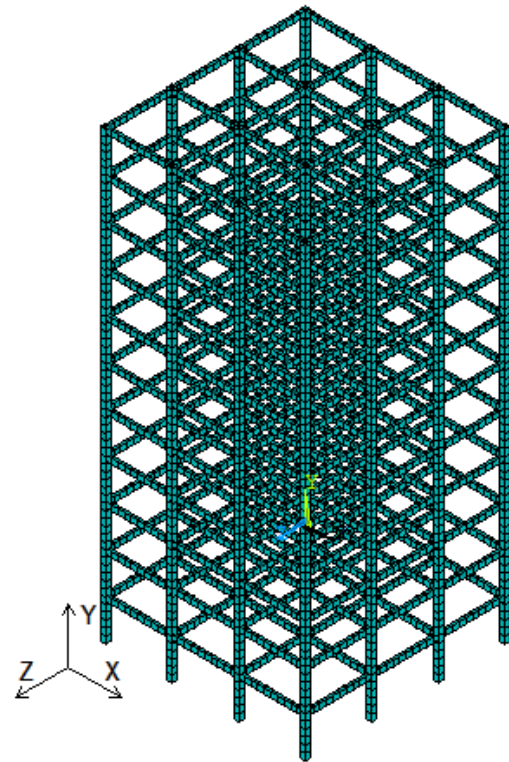


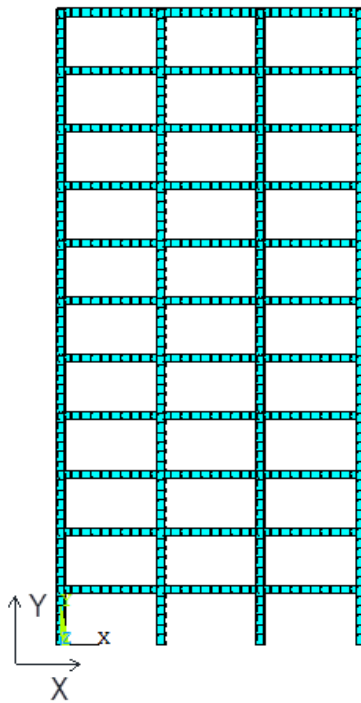
Figura 25 – Elemento finito de casca SHELL63 [27].



a) Perspectiva da malha do ME-I em elementos finitos.

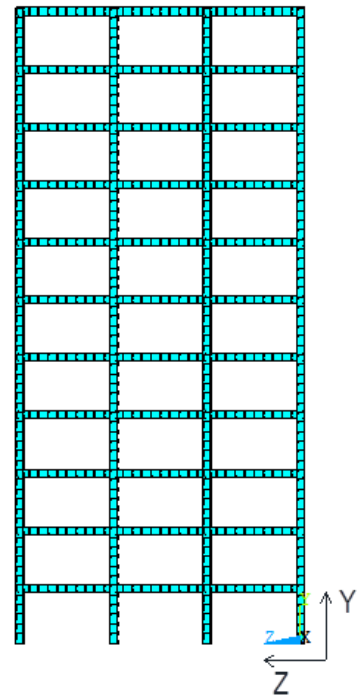


b) Perspectiva da malha do ME-I sem as lajes.



c) Vista frontal do ME-I.

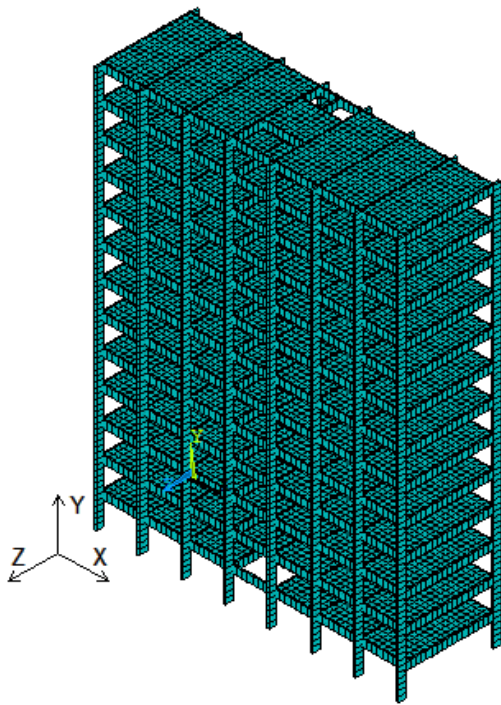
Elementos: 13596  
 BEAM44: 3696  
 SHELL63: 9900  
 N° de nós: 11467  
 Graus de liberdade: 68706



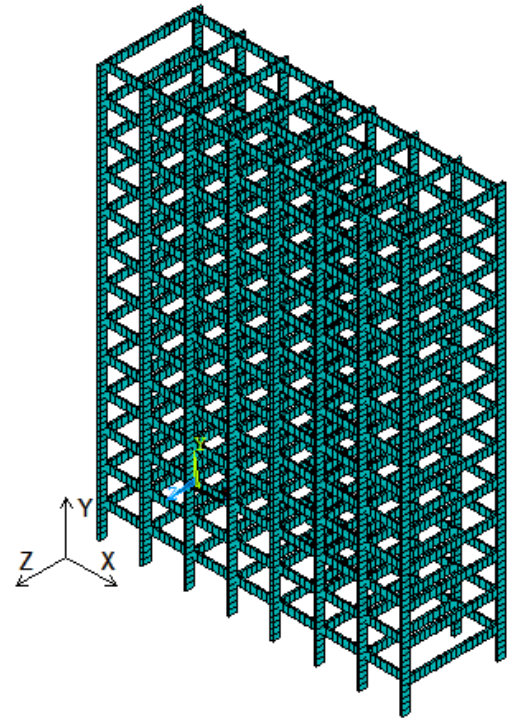
d) Vista lateral do ME-I.

Figura 26 – Modelo numérico-computacional do ME-I.

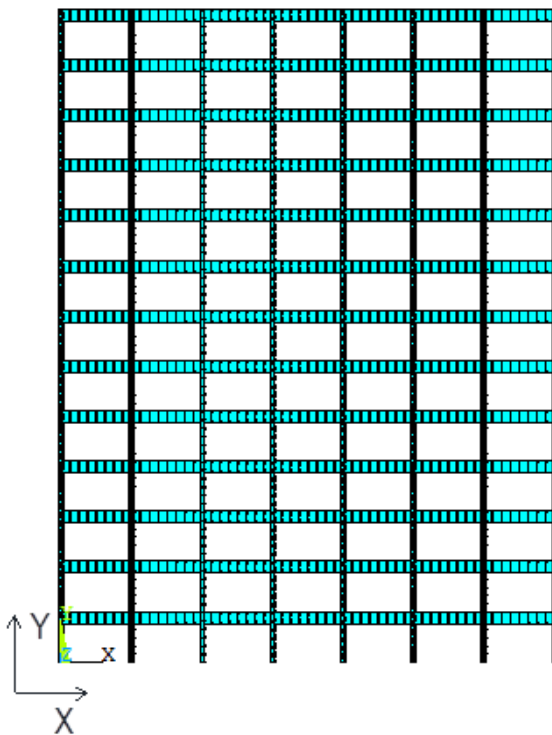




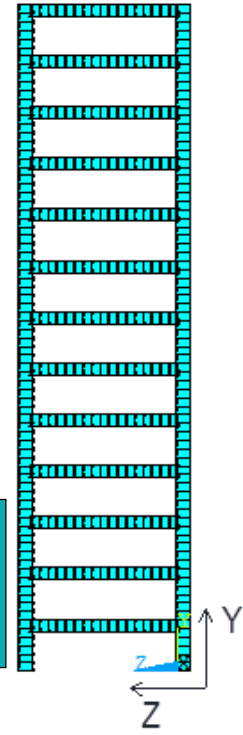
a) Perspectiva da malha do ME-II em elementos finitos.



b) Perspectiva da malha do ME-II sem as lajes.



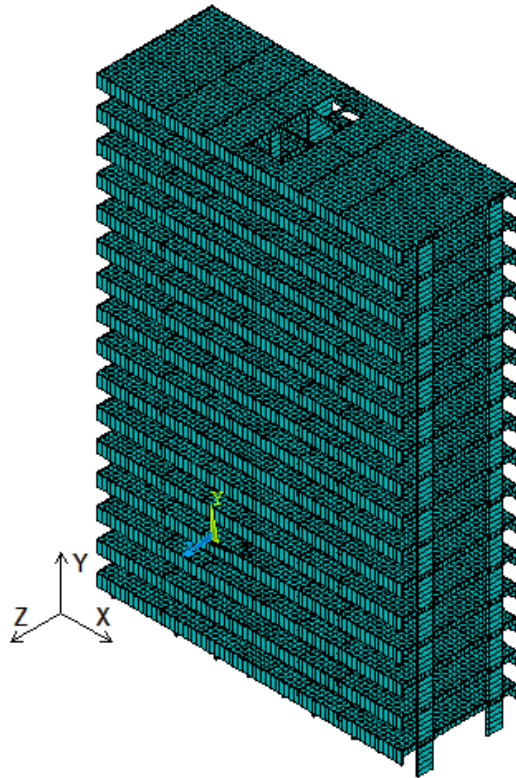
c) Vista frontal do ME-II.



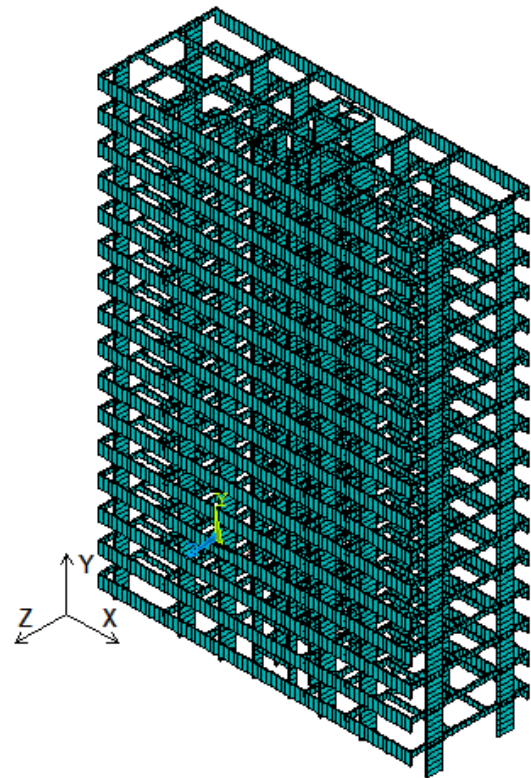
d) Vista lateral do ME-II.

Elementos: 16198  
 BEAM44: 4771  
 SHELL63: 11427  
 Nº de nós: 13822  
 Graus de liberdade: 82836

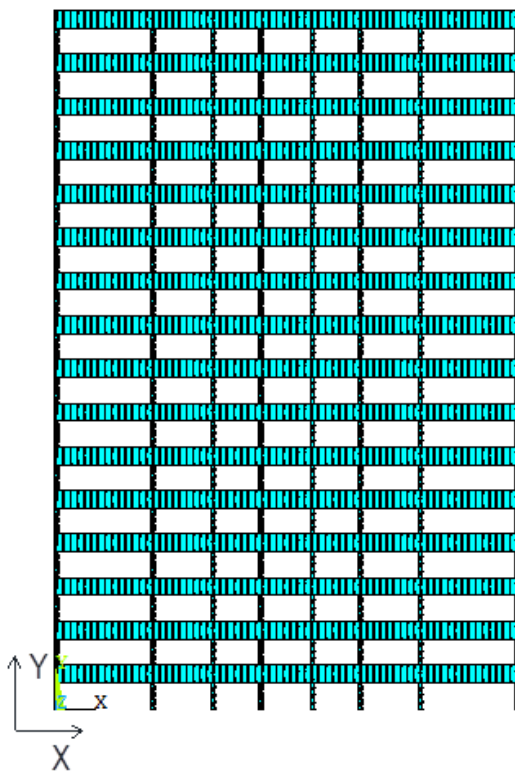
Figura 27 – Modelo numérico-computacional do ME-II.



a) Perspectiva da malha do ME-III em elementos finitos.

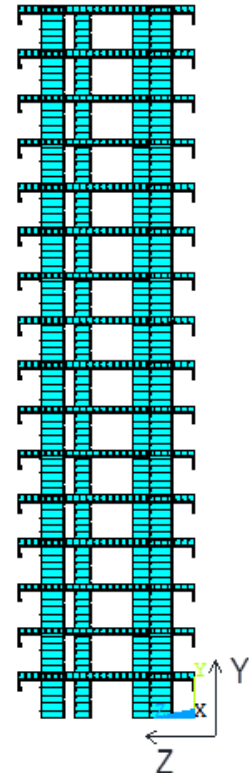


b) Perspectiva da malha do ME-III sem as lajes.



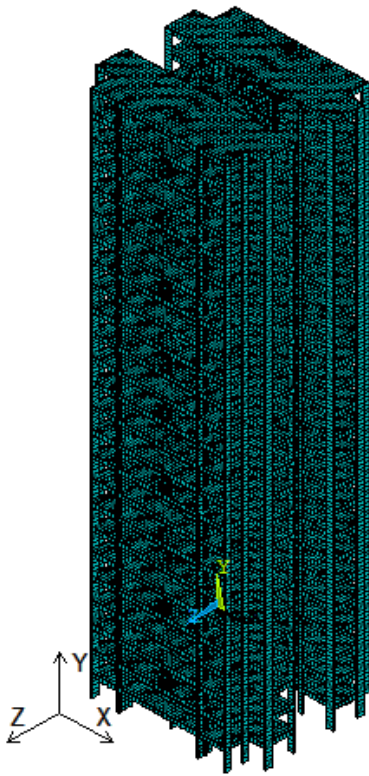
c) Vista frontal do ME-III.

Elementos: 39504  
 BEAM44: 9680  
 SHELL63: 29824  
 Nº de nós: 33780  
 Graus de liberdade: 202560

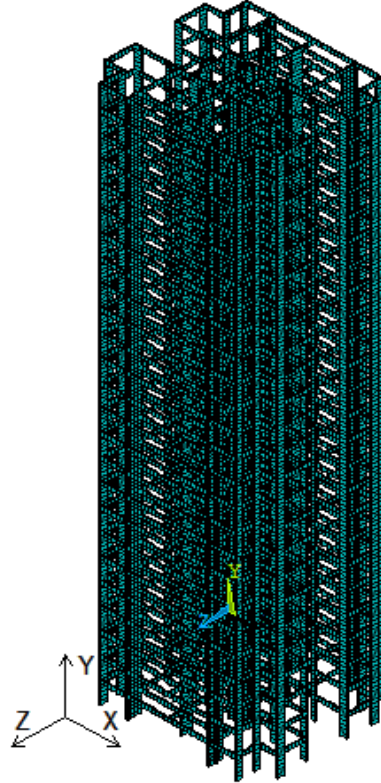


d) Vista lateral do ME-III.

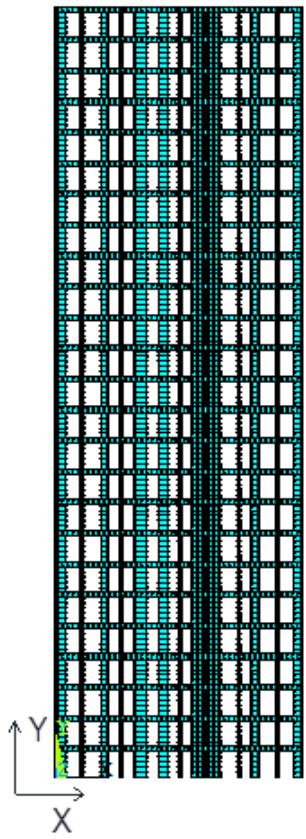
Figura 28 – Modelo numérico-computacional do ME-III.



a) Perspectiva da malha do ME-IV em elementos finitos.

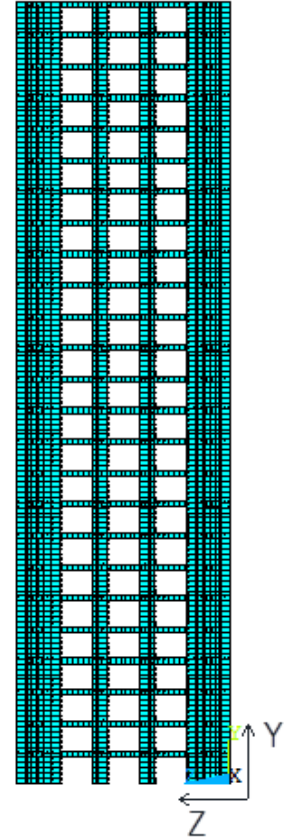


b) Perspectiva da malha do ME-IV sem as lajes.



c) Vista frontal do ME-IV.

Elementos: 53450  
 BEAM44: 17800  
 SHELL63: 35650  
 Nº de nós: 45067  
 Graus de liberdade: 270150



d) Vista lateral do ME-IV.

Figura 29 – Modelo numérico-computacional do ME-IV.

Os modelos em elementos finitos apresentados nas Figuras de 26 a 29 são considerados trabalhando no regime linear elástico e as seções transversais dos elementos estruturais permanecem planas no estado deformado. Para se assegurar a compatibilidade das deformações entre os nós dos elementos tridimensionais utilizados nas vigas (BEAM44) e os elementos de casca utilizado nas lajes (SHELL63) foram utilizadas conexões rígidas do tipo “off-set”.

Finalmente, as condições de contorno consideradas na análise numérica dos quatro edifícios investigados neste estudo, Figuras de 26 a 29, restringem os nós da base de cada pilar, de modo que os deslocamentos translacionais horizontais e verticais e as rotações foram impedidos.

## 5. ANÁLISE MODAL

Para entendimento do que é uma análise modal precisa-se iniciar com uma explicação de ressonância, que é quando a frequência da força de excitação coincide com a frequência da estrutura, ampliando assim sua vibração que pode levar ao colapso da estrutura. GUILLAME [32], em seu artigo, comenta que é de conhecimento que todas as estruturas podem entrar em ressonância, isto é, pequenas forças podem resultar numa deformação importante, possibilitando que danos sejam induzidos na estrutura. É aclarado também que os modos são inerentes as propriedades da estrutura, e são determinados pelas propriedades materiais (massa, amortecimento e rigidez) e as condições de contorno da estrutura. Portanto, análise modal é quando se conhece as frequências naturais da estrutura e seus modos de vibração que podem levar a estrutura a entrar em ressonância.

Serão apresentadas análises de vibração livre correspondentes a cada um dos quatro edifícios investigados para se determinar os valores numéricos das frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores). Cabe ressaltar que o programa ANSYS [27] foi utilizado para dar respaldo a realização da análise modal de cada da estrutura analisada.

### 5.1. Frequências naturais (autovalores)

Os valores das frequências naturais dos quatro modelos estruturais são apresentadas na Tabela 11, onde estão descritas as dez primeiras frequências naturais de cada edifício investigado, lembrando que estas foram obtidas através de uma análise modal feita com base no emprego do programa ANSYS [27] e que a cada uma dessas frequências corresponde um modo de vibração específico. Cabe ressaltar que todos os modelos tiveram suas condições de contorno restringida em cada início de pilar, sendo restringido os deslocamentos e rotações em todas as três direções.

Tabela 11 – Frequências naturais das estruturas

Frequências	ANSYS [27]			
	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV
$f_{01}$	0,81 Hz	0,57 Hz	0,26 Hz	0,41 Hz
$f_{02}$	0,81 Hz	1,03 Hz	0,53 Hz	0,48 Hz
$f_{03}$	0,95 Hz	1,10 Hz	0,57 Hz	0,55 Hz
$f_{04}$	2,48 Hz	1,70 Hz	0,80 Hz	1,33 Hz
$f_{05}$	2,48 Hz	2,84 Hz	1,36 Hz	1,51 Hz
$f_{06}$	2,91 Hz	3,24 Hz	1,74 Hz	1,78 Hz
$f_{07}$	4,32 Hz	3,40 Hz	1,94 Hz	2,51 Hz
$f_{08}$	4,32 Hz	3,95 Hz	2,01 Hz	2,71 Hz
$f_{09}$	5,02 Hz	5,03 Hz	2,55 Hz	3,33 Hz
$f_{10}$	6,31 Hz	5,89 Hz	3,20 Hz	3,86 Hz

Com o objetivo de comparar as frequências fundamentais obtidas através do programa de elementos finitos ANSYS [27], é apresentada a Figura 30, onde são comparadas as frequências do primeiro modo de vibração das quatro edificações com as obtidas através dos modelos simplificados apresentados no Capítulo 1 deste estudo.

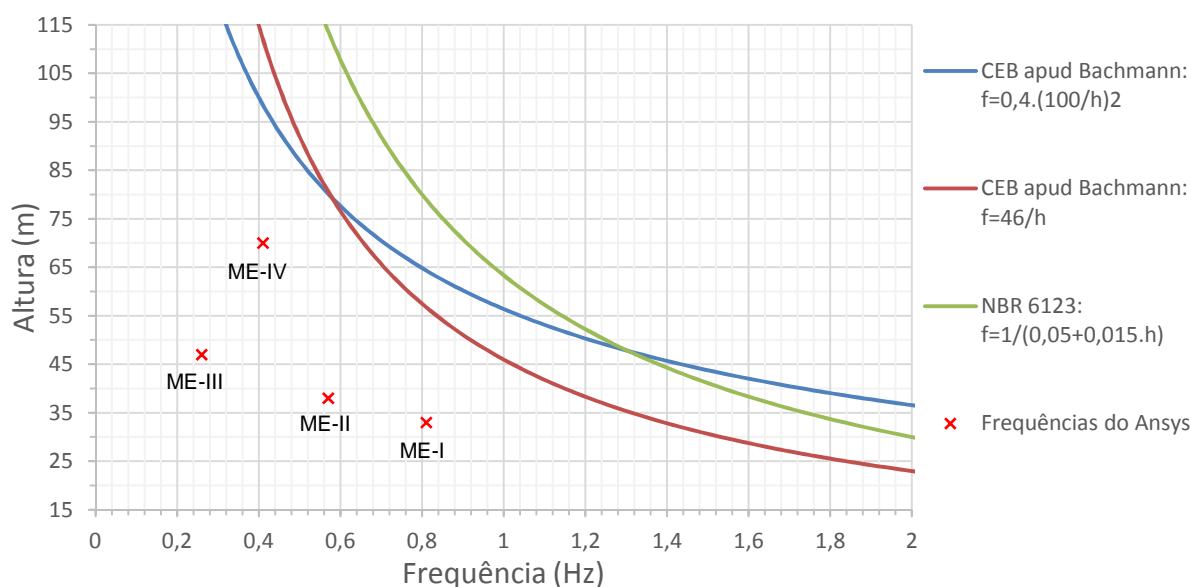


Figura 30 – Gráfico comparativo entre as frequências.

Ao analisar o gráfico da Figura 30 vemos que os modelos de cálculos simplificados da frequência fundamental apresentados por Hirsch & Bachmann [6] e pela NBR 6123 [26] são plausíveis de aceitação para uma avaliação rápida da estrutura, pois estão bem próximos aos apresentados pelo programa de elementos finitos ANSYS [27], onde os pontos em forma de “x”, marcados em vermelho, estão bem próximos das linhas que determinam a frequência ao longo da altura de uma edificação. Com isso, observa-se que o gráfico acima está em consonância com o gráfico da Figura 4 apresentado no estudo de Hirsch & Bachmann [6], porém as frequências encontradas pelo modelo de elementos finitos tiveram valores distintos se comparados com as frequências analíticas simplificadas das normas.

## 5.2. Modos de vibração (autovetores)

Dando andamento ao estudo serão apresentados os dez primeiros modos de vibração das estruturas estudadas, estes obtidos através do programa ANSYS [27]. As formas modais apresentadas estão correlacionadas com as suas respectivas frequências que já foram apresentadas no item anterior e que serão lembradas conforme for apresentado o modo de vibração de cada estrutura.

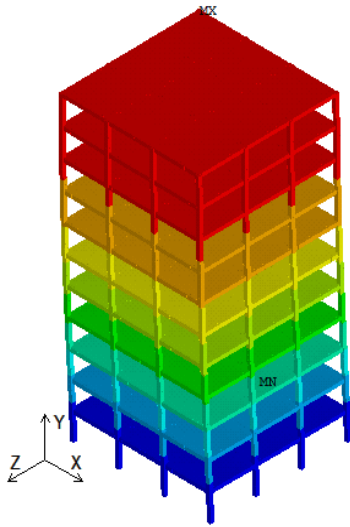
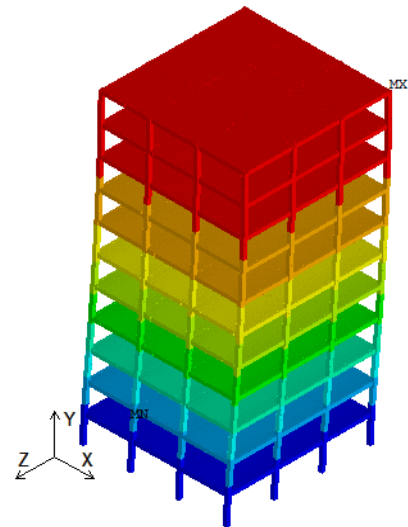
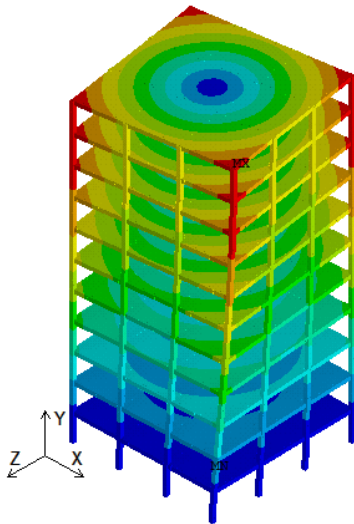
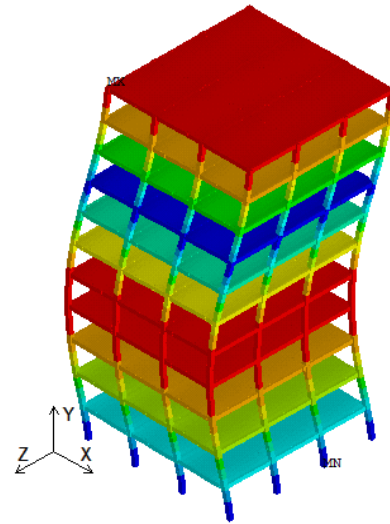
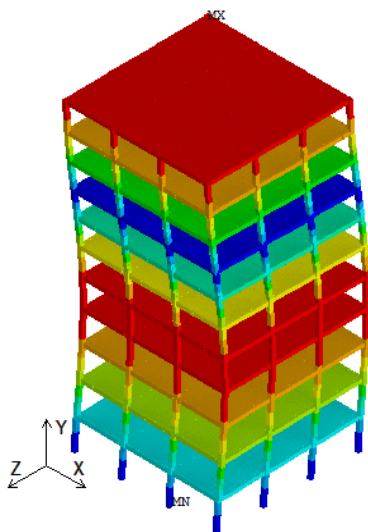
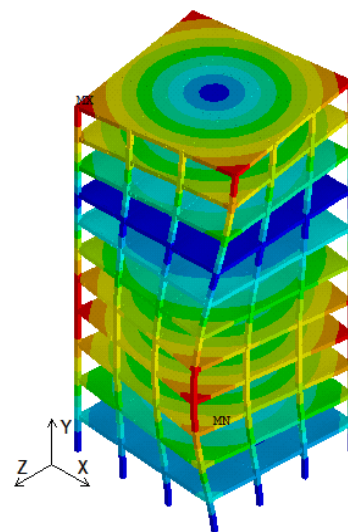
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,81$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 0,81$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 0,95$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 2,48$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 2,48$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 2,91$  Hz).

Figura 31 - Modos de vibração do ME-I (1º ao 6º modo).



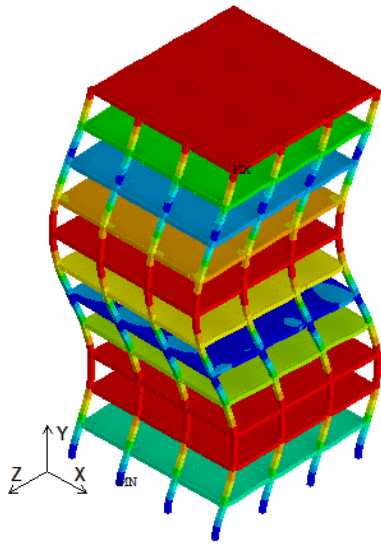
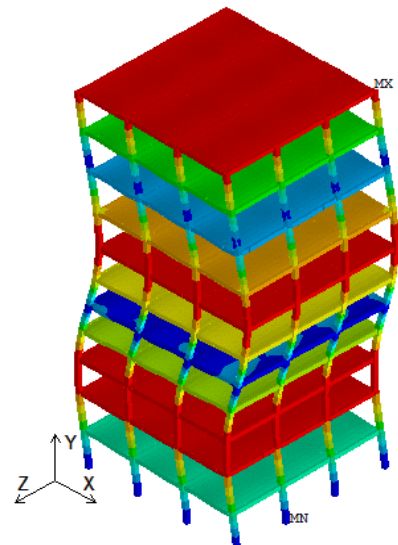
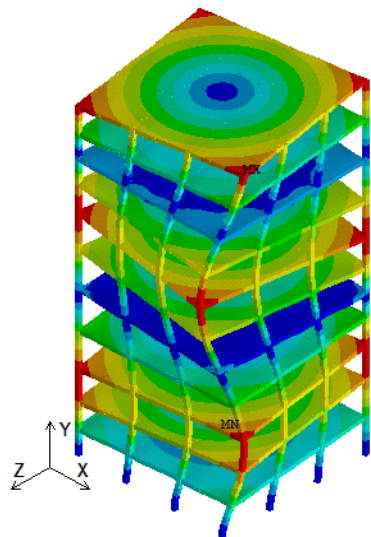
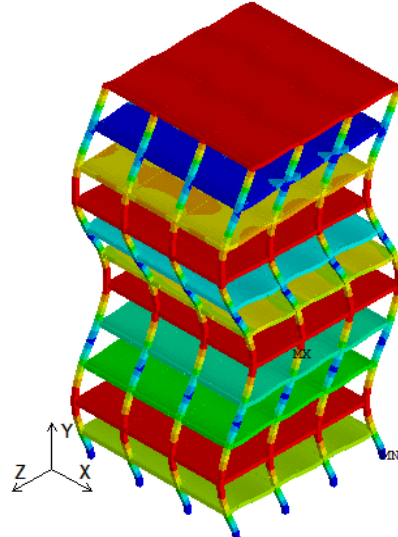
g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 4,32$  Hz).h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 4,32$  Hz).i) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 5,02$  Hz).j) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 6,31$  Hz).

Figura 32 - Modos de vibração do ME-I (7º ao 10º modo).

Após as análises apresentadas dos dez primeiros modos de vibração do ME-I verifica-se que, por ser uma estrutura toda simétrica, apresenta um comportamento esperado, sendo descrito na Tabela 12. Como nos resultados das frequências que se repetiam duas vezes a cada três frequências sequenciais obtidas, o comportamento também seguiu a mesma lógica já esperada, onde os eixos X e Z se alternavam para as frequências iguais e o terceiro era uma vibração rotacional ao longo do eixo Y, se repetindo a sequência a cada três modos de vibrações seguidos.

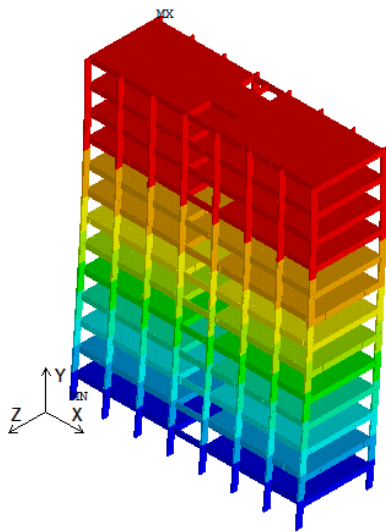
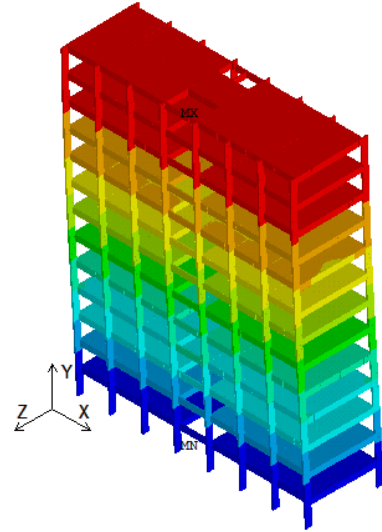
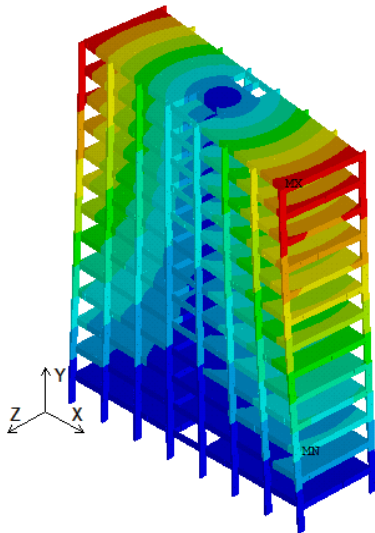
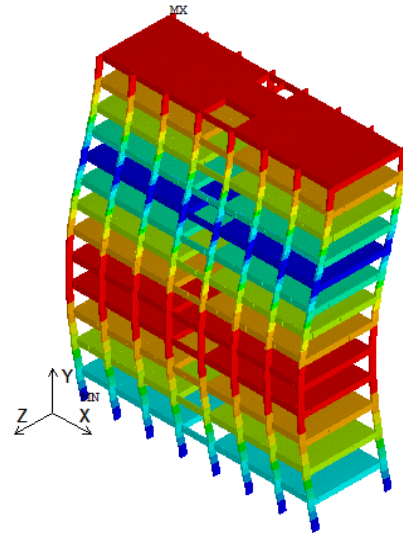
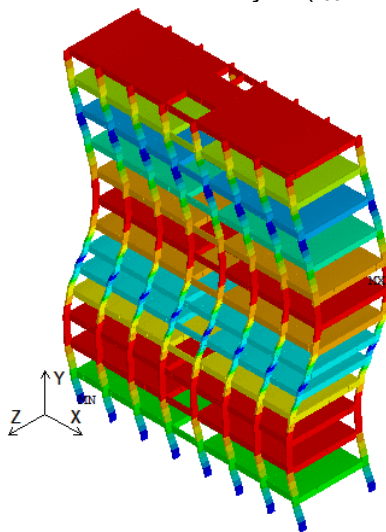
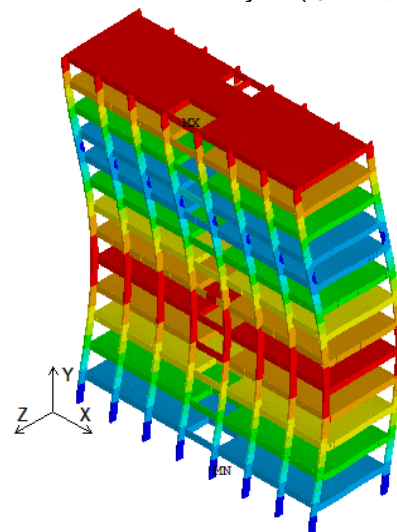
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,57$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 1,03$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 1,10$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 1,70$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 2,84$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 3,24$  Hz).

Figura 33 - Modos de vibração do ME-II (1º ao 6º modo).

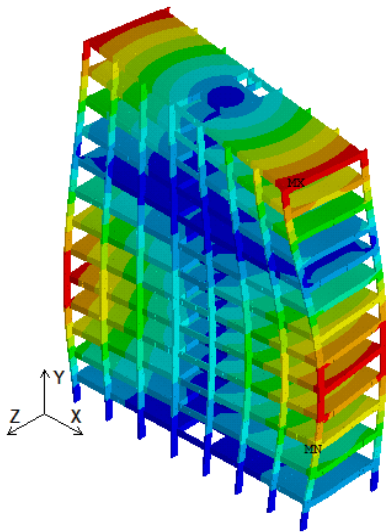
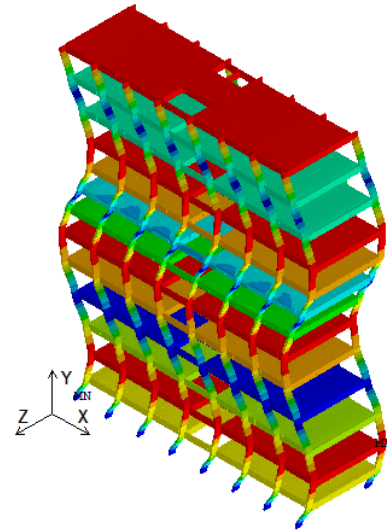
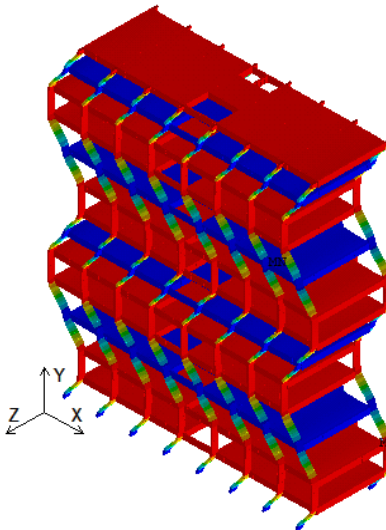
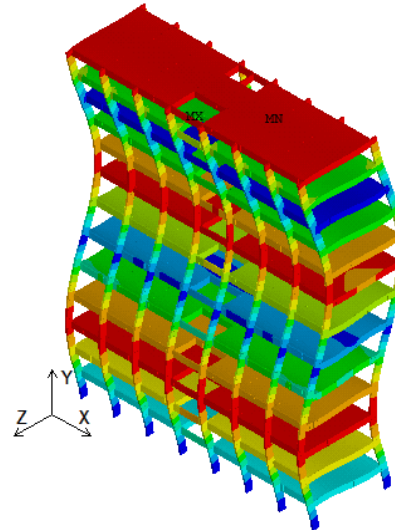
g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 3,40$  Hz).h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 3,95$  Hz).i) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 5,03$  Hz).j) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 5,89$  Hz).

Figura 34 - Modos de vibração do ME-II (7º ao 10º modo).

Para o ME-II eram esperados dois tipos de comportamentos iniciais: um deles era que o primeiro modo de vibração fosse em relação ao eixo X devido ao fato da estrutura apresentar um dos lados muito maior que o outro (índice de esbeltez); e o outro levava em conta a disposição dos pilares da estrutura, onde todos os pilares estão com seu maior valor da inércia em relação ao eixo X, justamente para combater essa esbeltez falada anteriormente, deixando a vibração em relação ao eixo Z sem reforço, haja vista que todos os pilares tem seção transversal retangular. Com isso, acabou se confirmando que o primeiro modo ficou em relação ao eixo Z, conforme Figura 33.a.

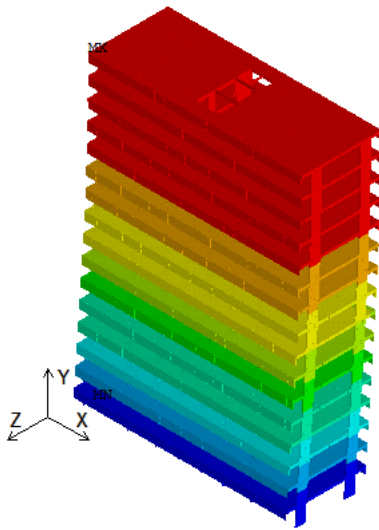
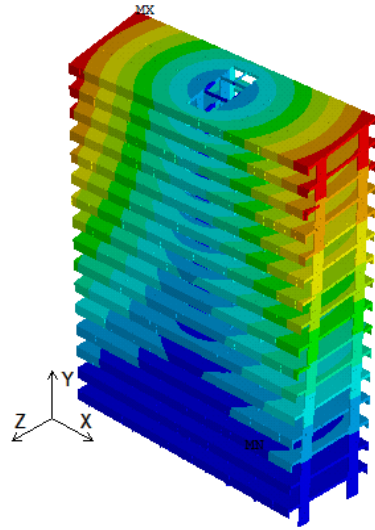
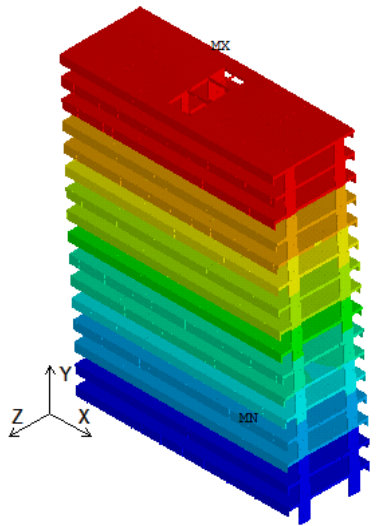
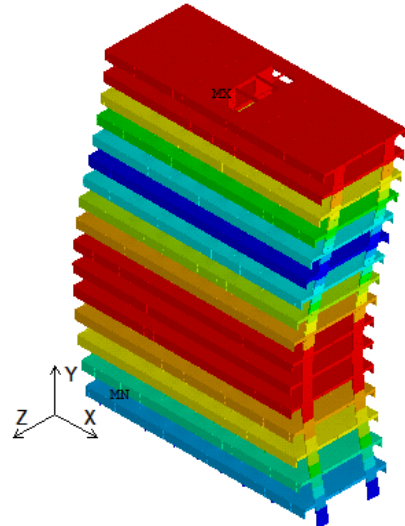
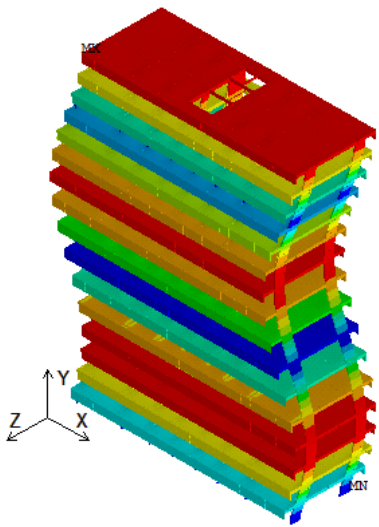
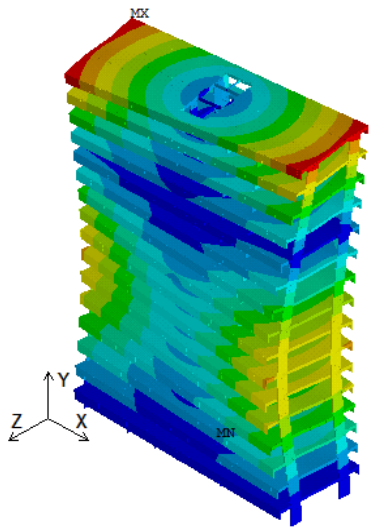
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,26$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 0,53$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 0,57$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 0,80$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 1,36$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 1,74$  Hz).

Figura 35 - Modos de vibração do ME-III (1º ao 6º modo).

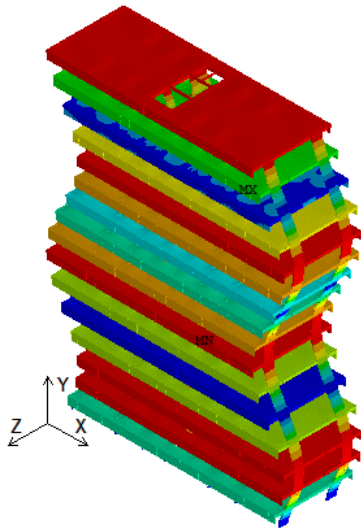
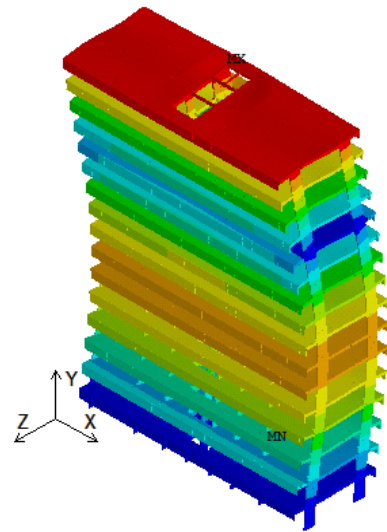
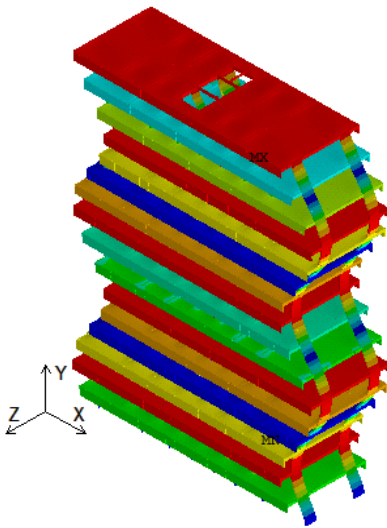
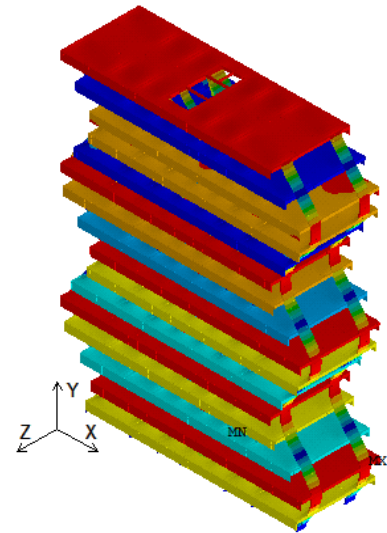
g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 1,94$  Hz).h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 2,01$  Hz).i) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 2,55$  Hz).j) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 3,20$  Hz).

Figura 36 - Modos de vibração do ME-III (7º ao 10º modo).

Usando o mesmo princípio da análise do comportamento esperado para o ME-II, o ME-III também apresenta um comportamento de vibração, para o primeiro modo, em relação ao eixo Z. O ME-III apresenta um comportamento dinâmico estrutural diferente e bem peculiar, fato este que pode ter levado aos problemas enfrentados após sua construção e, conseqüentemente, a uma intervenção de reforço estrutural feita por Fusco após o surgimento de diversos problemas na estrutura [17].

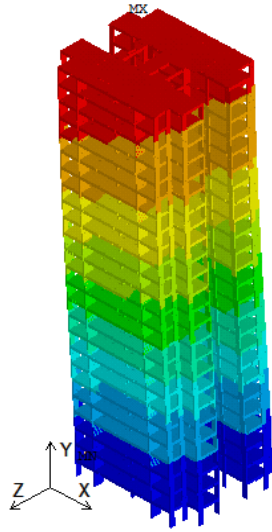
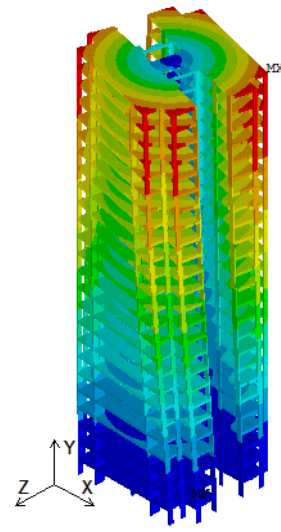
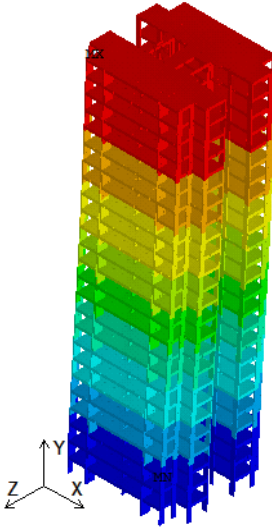
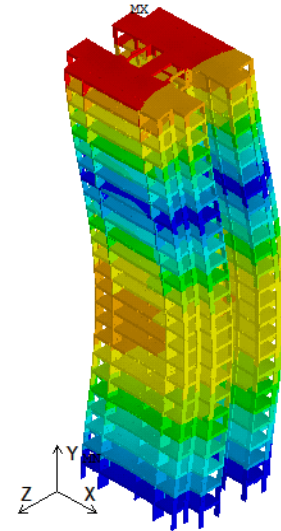
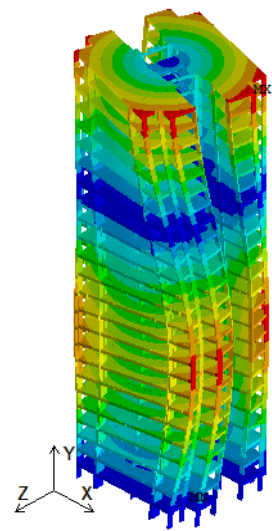
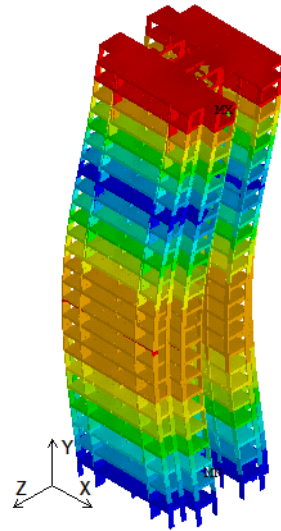
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,41$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 0,48$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 0,55$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 1,33$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 1,51$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 1,78$  Hz).

Figura 37 - Modos de vibração do ME-IV (1º ao 6º modo).

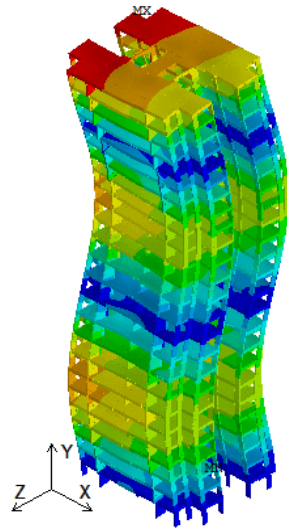
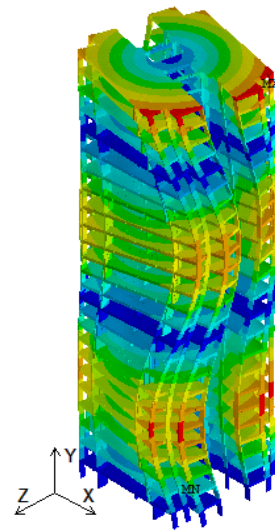
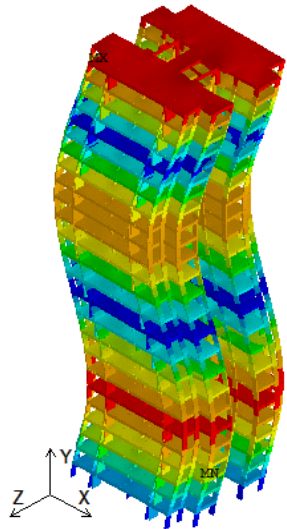
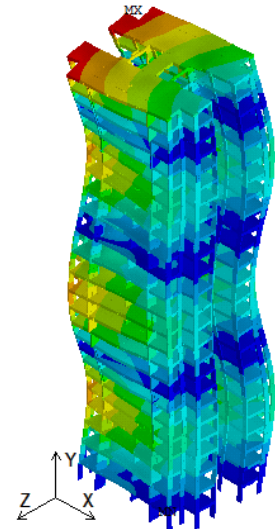
g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 2,51$  Hz).h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 2,71$  Hz).i) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 3,33$  Hz).j) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 3,86$  Hz).

Figura 38 - Modos de vibração do ME-IV (7º ao 10º modo).

O ME-IV apresenta um comportamento dinâmico esperado, sendo que as vibrações em relação ao eixo X apresentaram também uma rotação em torno do eixo do Y, pois no meio a estrutura apresenta uma não simetria entre os pilares e os eixos.

Na Tabela 12 é apresentado um resumo do comportamento da estrutura entre os seus modos de vibração, a fim de facilitar a avaliação dos resultados apresentados anteriormente, pois durante a confecção do resumo foi utilizado a opção de animação do programa ANSYS [27] para melhorar a visualização da leitura do que estava ocorrendo com a estrutura em cada um dos dez modos de vibração.

Tabela 12 – Comportamento dinâmico da estrutura

Modos de vibração da estrutura	Preponderância dos efeitos			
	ME-I	ME-II	ME-III	ME-IV
Primeiro	1° modo de flexão em relação ao eixo X	1° modo de flexão em relação ao eixo Z	1° modo de flexão em relação ao eixo Z	1° modo de flexão em relação ao eixo X
Segundo	1° modo de flexão em relação ao eixo Z	1° modo de flexão em relação ao eixo X	1° modo de torção em relação ao eixo Y	1° modo de torção em relação ao eixo Y
Terceiro	1° modo de torção em relação ao eixo Y	1° modo de torção em relação ao eixo Y	1° modo de flexão em relação ao eixo X	1° modo de flexão em relação ao eixo Z
Quarto	2° modo de flexão em relação ao eixo Z	2° modo de flexão em relação ao eixo Z	2° modo de flexão em relação ao eixo Z	2° modo de flexão em X combinado à torção em Y
Quinto	2° modo de flexão em relação ao eixo X	3° modo de flexão em relação ao eixo Z	3° modo de flexão em relação ao eixo Z	2° modo de torção em relação ao eixo Y
Sexto	2° modo de torção em relação ao eixo Y	2° modo de flexão em relação ao eixo X	2° modo de torção em relação ao eixo Y	2° modo de flexão em relação ao eixo Z
Sétimo	3° modo de flexão em relação ao eixo X	2° modo de torção em relação ao eixo Y	4° modo de flexão em relação ao eixo Z	3° modo de flexão em X combinado à torção em Y
Oitavo	3° modo de flexão em relação ao eixo Z	4° modo de flexão em relação ao eixo Z	2° modo de flexão em relação ao eixo X	3° modo de torção em relação ao eixo Y
Nono	3° modo de torção em relação ao eixo Y	5° modo de flexão em relação ao eixo Z	5° modo de flexão em relação ao eixo Z	3° modo de flexão em relação ao eixo Z
Décimo	4° modo de flexão em relação ao eixo X	3° modo de flexão em relação ao eixo X	6° modo de flexão em relação ao eixo Z	4° modo de flexão em X combinado à torção em Y



## 6. ANÁLISE ESTÁTICA

Para que um projeto seja considerado confiável todas as possíveis ações a que a estrutura possa vir a sofrer terão que ser analisadas e calculadas, para que não ocorra qualquer tipo de dano estrutural ou até mesmo um colapso da edificação. A análise da ação do vento em estruturas altas e/ou esbeltas é fundamental para saber o comportamento da estrutura sobre esse tipo de ação. Neste capítulo será desenvolvida uma análise estática linear-elástica, com base na aplicação das cargas de projeto usuais em edifícios e a aplicação das ações relativas ao vento.

Nesta análise estrutural são consideradas todas as ações que atuam correntemente em edifícios, tais como, peso próprio e as cargas de projeto para edifícios residenciais conforme a NBR 6120 [29], além das cargas de vento, conforme as recomendações da NBR 6123 [26].

As recomendações da norma brasileira NBR 6118 [30] para edifícios de concreto armado, no que diz respeito aos deslocamentos dos modelos, estão associadas aos valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da estrutura, e os deslocamentos horizontais entre pavimentos. Estes valores de deslocamentos devem respeitar os limites da norma NBR 6118 [30] que são:

$$H/1700 \quad (22)$$

$$H_i/850 \quad (23)$$

Sendo:

$H$ : altura total do edifício

$H_i$ : desnível entre dois pavimentos vizinhos

Deste modo, as Equações (22) e (23) devem ser utilizadas por se tratarem de deslocamentos máximos que a estrutura pode sofrer com as ações de cargas horizontais. Cada uma delas foi observada de acordo com cada modelo estrutural analisado e repassado seus valores nas tabelas sobre o assunto neste capítulo.

Para se verificar em qual direção seria aplicada as cargas de ventos foi aplicada uma carga equivalente ao vento de 35  $m/s$  na direção do eixo X somente, depois na direção do eixo Y somente e por último na direção dos eixos X e Y ao mesmo tempo resultando numa carga inclinada equivalente ao mesmo vento de 35  $m/s$ . A Figura 39 apresenta o que foi descrito para um melhor entendimento.

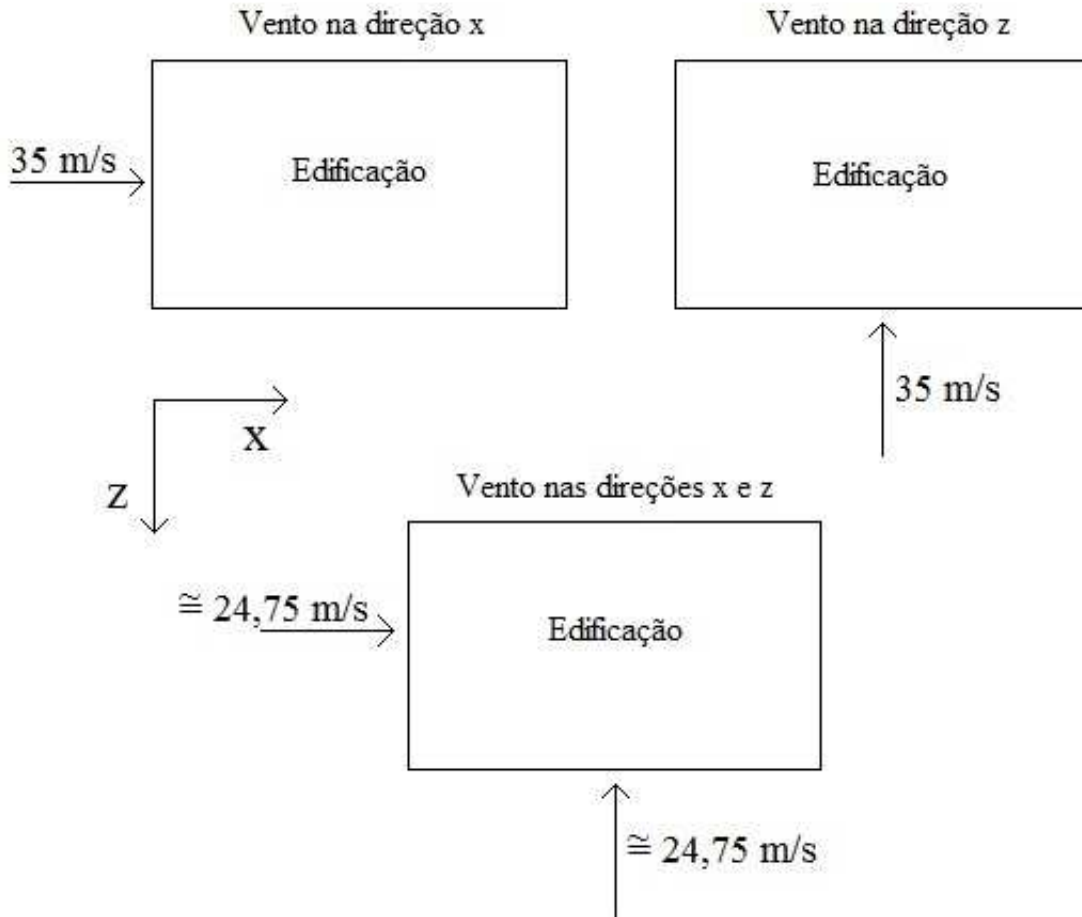


Figura 39 – Esquema de aplicação da carga de vento.

Convém chamar a atenção do leitor, para o fato de que as ações atuantes sobre os edifícios investigados nesta dissertação (ME-I a ME-IV) foram devidamente ponderadas de acordo com as recomendações especificadas pela norma brasileira NBR 6118 [30].

### 6.1. Análise dos deslocamentos translacionais horizontais

A seguir serão apresentados os resultados dos modelos estruturais analisados em subitens para separar e facilitar a identificação de cada um deles, sendo apresentados todos os deslocamentos translacionais no nível do topo, de cada pavimento, obtidos através da análise estática de cada um dos edifícios com o programa de elementos finitos ANSYS [27], bem como as relações entre os resultados e as Equações (22) e (23).

### 6.1.1. Modelo Estrutural I (ME-I)

A análise estática do ME-I foi realizada de duas formas: uma utilizando toda carga de vento oriunda da pressão dinâmica em função da altura; e a outra utilizando um fator de redução  $\psi_1 = 0,30$  como determina a NBR 6118 [30] para verificação de deslocamento horizontal máximo.

As cargas de vento foram aplicadas na direção Z, já que se trata de uma edificação simétrica (direções X e Z). A Tabela 13 apresenta os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos no nível do último pavimento, onde se pode observar como se comporta a estrutura conforme a velocidade do vento é modificada.

Tabela 13 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-I

Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)	Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)
11	8,333	8,287	26	9,733	8,423
12	8,353	8,289	27	9,960	8,446
13	8,380	8,291	28	10,186	8,471
14	8,414	8,294	29	10,443	8,499
15	8,455	8,298	30	10,721	8,530
16	8,505	8,302	31	11,019	8,564
17	8,566	8,308	32	11,339	8,602
18	8,637	8,315	33	11,681	8,643
19	8,721	8,323	34	12,043	8,687
20	8,817	8,332	35	12,428	8,736
21	8,928	8,342	36	12,833	8,789
22	9,055	8,355	37	13,260	8,845
23	9,198	8,369	38	13,707	8,907
24	9,358	8,385	39	14,176	8,972
25	9,536	8,403	40	14,665	9,043

Na Figura 40 o limite da NBR 6118 [30] foi obtido através da Equação (22). Em ambos os casos a edificação atende ao que a norma prevê em relação ao deslocamento translacional horizontal máximo. Em seguida, na Tabela 14 foram

verificados que os deslocamentos entre os níveis de pavimentos também atendem ao previsto pela norma brasileira [30]. Para este edifício foi obtido um valor de deslocamento máximo entre pavimentos de 6,67 mm [Equação (23)] e foi utilizada a velocidade  $V_0 = 35$  m/s (Tabela 14), de acordo com as isopletas da NBR 6123 [26].

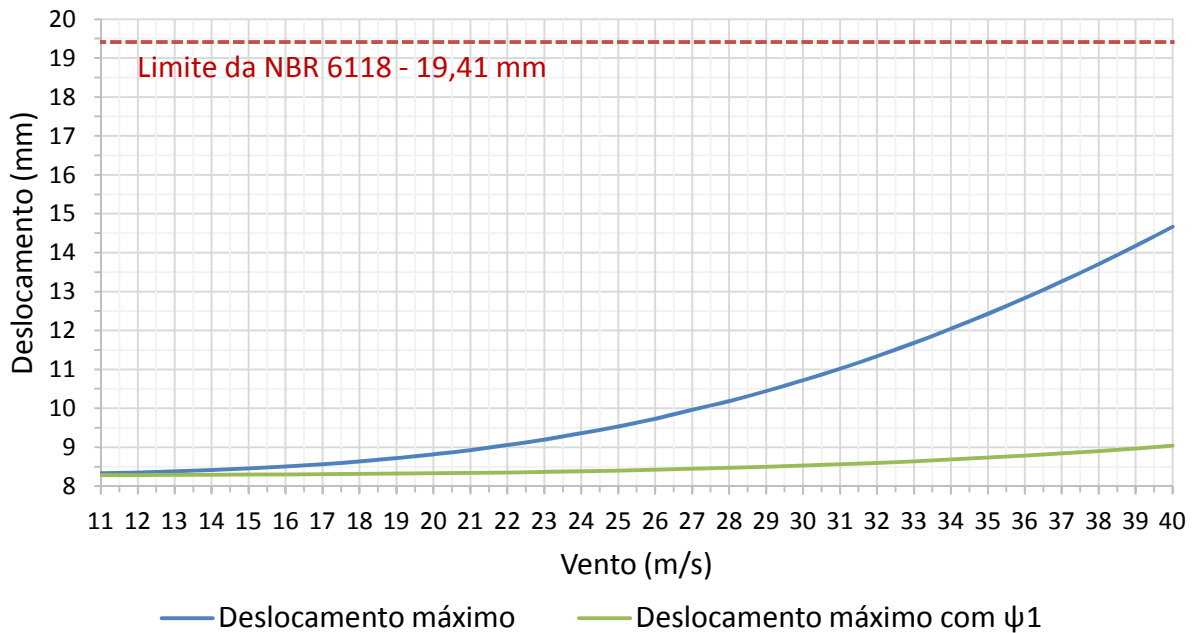


Figura 40 – ME-I: Deslocamento translacional horizontal.

Tabela 14 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-I

Nível	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Deslocamento máximo $H_i = 6,67$ mm
Terreno e térreo	0,74	Atende
Térreo e 1º	1,15	Atende
1º e 2º	1,20	Atende
2º e 3º	1,16	Atende
3º e 4º	1,10	Atende
4º e 5º	1,02	Atende
5º e 6º	0,91	Atende
6º e 7º	0,80	Atende
7º e 8º	0,56	Atende
8º e 9º	0,42	Atende
9º e 10º	0,19	Atende

### 6.1.2. Modelo Estrutural II (ME-II)

Novamente, a análise foi realizada de duas formas: uma utilizando toda carga de vento associada a pressão dinâmica em função da altura; e a outra com base no uso do fator de redução  $\psi_1 = 0,30$  como determina a NBR 6118 [30] para verificação de deslocamento horizontal máximo.

A carga de vento foi aplicada na direção de menor rigidez, no caso do ME-II correspondente a direção do eixo X, a qual apresentou o maior deslocamento durante a verificação. A Tabela 15 apresenta os valores dos deslocamentos máximos do ME-II sempre no nível do último pavimento, onde pode-se observar como se comporta a estrutura conforme a velocidade do vento varia.

Tabela 15 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-II

Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)	Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)
11	9,408	9,304	26	12,330	9,610
12	9,455	9,309	27	12,755	9,660
13	9,515	9,314	28	13,215	9,715
14	9,589	9,321	29	13,707	9,777
15	9,680	9,330	30	14,234	9,845
16	9,791	9,341	31	14,794	9,919
17	9,922	9,353	32	15,388	10,000
18	10,076	9,368	33	16,014	10,083
19	10,255	9,386	34	16,673	10,185
20	10,461	9,407	35	17,364	10,288
21	10,695	9,430	36	18,087	10,400
22	10,959	9,458	37	18,841	10,520
23	11,253	9,489	38	19,626	10,649
24	11,579	9,525	39	20,442	10,787
25	11,938	9,565	40	21,288	10,933

Na Figura 41 o limite da NBR 6118 [30] foi obtido através da Equação (22). Para ambos os casos analisados pode-se observar que edificação atende ao que a norma prevê em relação ao deslocamento translacional máximo. Entretanto, verifica-se que o seu deslocamento translacional horizontal sem o fator de redução  $\psi_1$  para uma velocidade de  $V_0 = 40$  m/s está bem próximo do limite que a norma brasileira estipula [30].

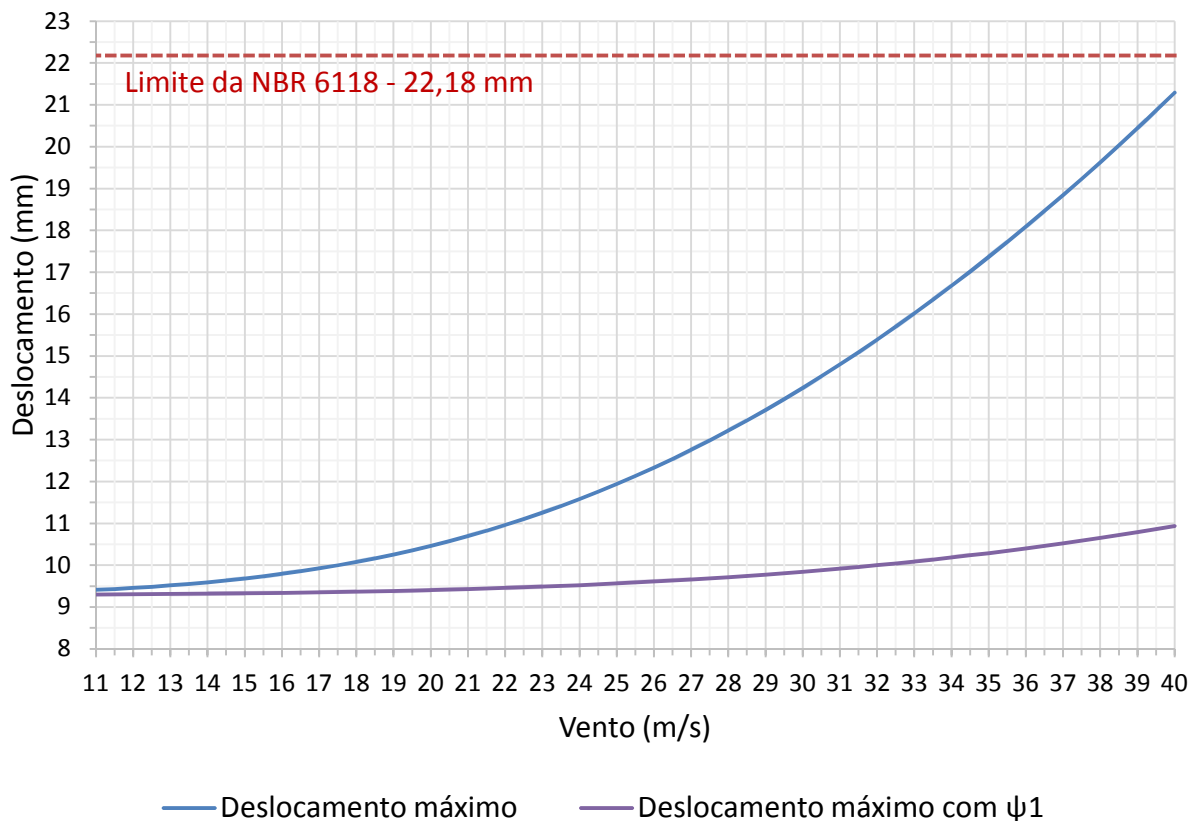


Figura 41 – ME-II: Deslocamento translacional horizontal.

Os deslocamentos entre os níveis de pavimentos também foram verificados para ver se atendem ao que a norma brasileira [30] prevê (Tabela 16). Para essa edificação obteve-se um valor de deslocamento máximo entre pavimentos de 6,44 mm [Equação (23)] e foi utilizada a velocidade  $V_0 = 35$  m/s para os resultados obtidos na Tabela 16, pois essa foi a velocidade estabelecida como padrão e retirada através das isopletras da NBR 6123 [26].

Tabela 16 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-II

Nível	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Deslocamento máximo $H_i = 6,44 \text{ mm}$
Terreno e térreo	1,46	Atende
Térreo e 1º	1,57	Atende
1º e 2º	1,55	Atende
2º e 3º	1,52	Atende
3º e 4º	1,46	Atende
4º e 5º	1,39	Atende
5º e 6º	1,29	Atende
6º e 7º	1,17	Atende
7º e 8º	1,03	Atende
8º e 9º	0,86	Atende
9º e 10º	0,665	Atende
10º e 11º	0,44	Atende
11º e 12º	0,20	Atende

### 6.1.3. Modelo Estrutural III (ME-III)

Outra vez, a análise foi realizada de duas formas: uma utilizando toda carga de vento pertinente a pressão dinâmica em função da altura; e a outra utilizando um fator de redução  $\psi_1 = 0,30$  como determina a NBR 6118 [30] para verificação de deslocamento horizontal máximo. A carga de vento foi aplicada na direção de menor rigidez, no caso do ME-III corresponde a direção do eixo X, a qual apresentou o maior deslocamento durante a verificação.

A Tabela 17 apresenta os valores dos deslocamentos máximos do ME-III sempre no nível do último pavimento, onde pode-se observar como o modelo se comporta conforme a velocidade do vento é modificada. Em seguida será apresentado um gráfico comparando o limite de deslocamento máximo estabelecido pela norma brasileira [30] com os encontrados através do ANSYS [27].

Tabela 17 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-III

Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)	Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)
11	25,240	24,427	26	44,253	26,769
12	25,601	24,462	27	46,697	27,141
13	26,056	24,506	28	49,284	27,551
14	26,617	24,561	29	52,011	28,001
15	27,295	24,629	30	54,878	28,490
16	28,101	24,712	31	57,880	29,021
17	29,042	24,811	32	61,017	29,596
18	30,126	24,928	33	64,309	30,213
19	31,358	25,066	34	67,740	30,876
20	32,741	25,226	35	71,286	31,583
21	34,277	25,410	36	74,977	32,336
22	35,968	25,621	37	78,782	33,134
23	37,812	25,860	38	82,708	33,978
24	39,809	26,130	39	86,756	34,870
25	41,957	26,432	40	90,927	35,807

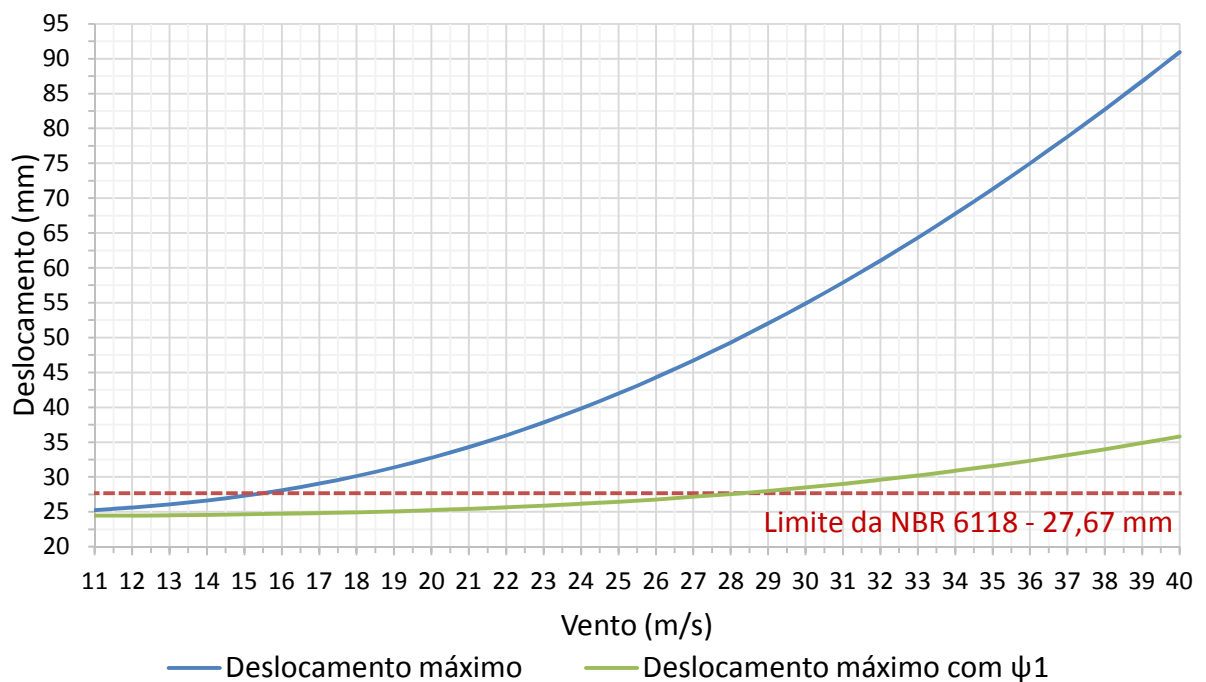


Figura 42 – ME-III: Deslocamento translacional horizontal.



Ao analisar o gráfico da Figura 42 verifica-se que o limite da NBR 6118 foi obtido através da Equação (22). Ficou constatado que o deslocamento máximo permitido pela norma é ultrapassado quando a velocidade do vento atinge um valor entre 15 e 16 m/s para carga de vento sem o fator de redução  $\psi_1$ , deixando de atender o previsto na norma. E para carga de vento com o fator de redução  $\psi_1$  o deslocamento máximo ultrapassa o previsto na norma quando a velocidade do vento atinge entre 28 e 29 m/s, deixando de atender o previsto pela norma também.

Na Tabela 18 são verificados se os deslocamentos entre os níveis de pavimentos atendem ao limite estabelecido pela NBR 6118 [30]. Para este modelo foi obtido um valor de deslocamento máximo entre pavimentos de 6,53 mm [Equação (23)] e foi utilizada a velocidade  $V_0 = 35$  m/s para os resultados obtidos na Tabela 18, pois essa foi a velocidade obtida como padrão e retirada das isopletas da NBR 6123 [26], além do que essa velocidade ultrapassa, em ambas as análises, o limite previsto pela norma quanto ao deslocamento total.

Tabela 18 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-III

Nível	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Deslocamento máximo $H_i = 6,53$ mm
Terreno e térreo	3,79	Atende
Térreo e 1º	5,84	Atende
1º e 2º	6,06	Atende
2º e 3º	6,00	Atende
3º e 4º	5,86	Atende
4º e 5º	5,67	Atende
5º e 6º	5,42	Atende
6º e 7º	5,12	Atende
7º e 8º	4,77	Atende
8º e 9º	4,35	Atende
9º e 10º	3,88	Atende
10º e 11º	3,34	Atende
11º e 12º	2,74	Atende
12º e 13º	2,07	Atende
13º e 14º	1,35	Atende
14º e 15º	0,61	Atende

#### 6.1.4. Modelo Estrutural IV (ME-IV)

Neste modelo a análise também foi realizada de duas formas: uma utilizando toda carga de vento advinda da pressão dinâmica em função da altura; e a outra utilizando um fator de redução  $\psi_1 = 0,30$  como determina a NBR 6118 [30] para verificação de deslocamento horizontal máximo. As cargas de vento foram aplicadas na direção de menor rigidez, no caso do ME-IV foi aplicado na direção do eixo Z, a qual apresentou o maior deslocamento durante a verificação.

Os valores dos deslocamentos máximos do ME-IV estão dispostos na Tabela 19, lembrando que esses valores foram colhidos no nível do último pavimento, local onde ocorreu o maior deslocamento. A Tabela 19 também permite observar como se comporta a edificação conforme a velocidade do vento vai sendo modificada.

Tabela 19 – Deslocamentos translacionais no topo do ME-IV

Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)	Vento (m/s)	Deslocamento (mm)	Deslocamento com $\psi_1$ (mm)
11	14,669	13,456	26	35,778	16,734
12	15,174	13,512	27	38,188	17,213
13	15,794	13,583	28	40,712	17,731
14	16,536	13,669	29	43,347	18,29
15	17,408	13,774	30	46,092	18,894
16	18,415	13,899	31	48,946	19,538
17	19,563	14,047	32	51,91	20,223
18	20,847	14,22	33	54,981	20,949
19	22,267	14,42	34	58,157	21,715
20	23,819	14,649	35	61,44	22,522
21	25,502	14,909	36	64,839	23,368
22	27,313	15,202	37	68,344	24,254
23	29,248	15,53	38	71,953	25,178
24	31,306	15,894	39	75,668	26,141
25	33,483	16,295	40	79,492	27,142

A Figura 43 apresenta um gráfico comparando o limite de deslocamento máximo estipulado pela NBR 6123 [26] com os resultados encontrados no modelo através do ANSYS [27].

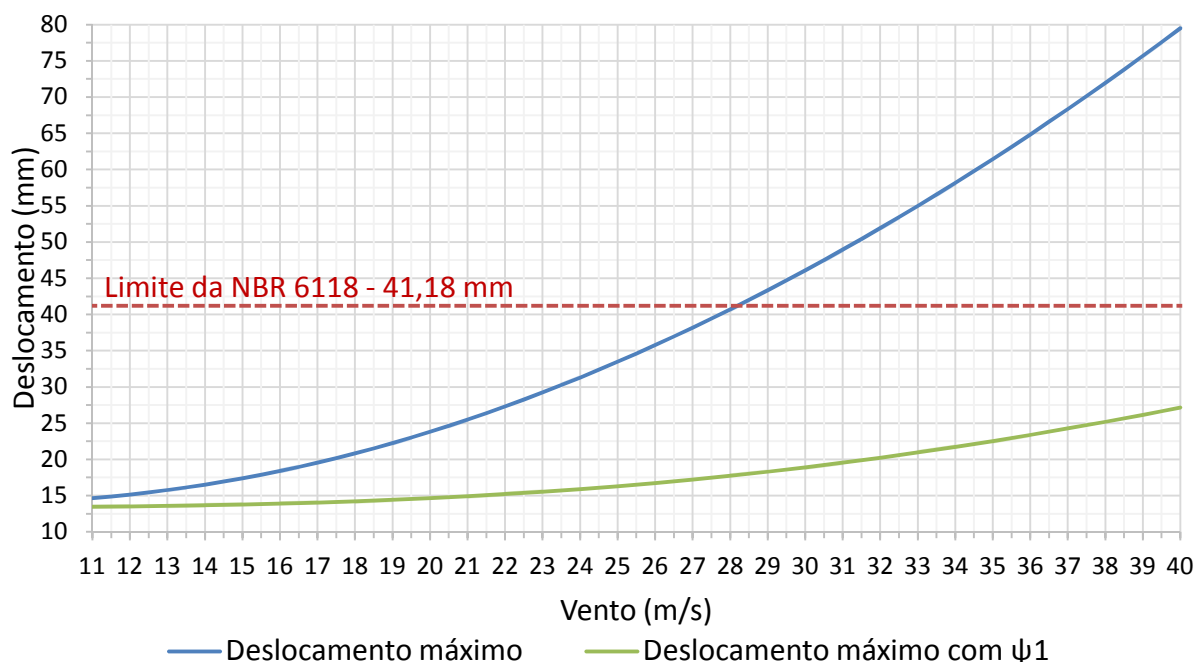


Figura 43 – ME-IV: Deslocamento translacional horizontal.

Ao analisar o gráfico da Figura 43 verifica-se que o limite da NBR 6118 foi obtido através da Equação (22). Observa-se que o deslocamento máximo permitido pela norma é ultrapassado quando a velocidade do vento atinge um valor entre 28 e 29 m/s para carga de vento sem o fator de redução  $\psi_1$ , deixando de atender o previsto na norma. Porém para as cargas de vento até a velocidade de 40 m/s e com o fator de redução  $\psi_1$  o deslocamento máximo não ultrapassa o limite estipulado, atendendo as especificações da norma [30].

Os deslocamentos entre os níveis de pavimentos são verificados na Tabela 20, sendo confrontados com o que a norma brasileira [30] prevê. Para esta estrutura obteve-se um valor de deslocamento máximo entre pavimentos de 6,22 mm [Equação (23)] e foi utilizada a velocidade  $V_0 = 35$  m/ para os resultados obtidos na Tabela 20, pois esta foi a velocidade estipulada como padrão e retirada das isopletras da NBR 6123 [26], atentando que esta velocidade ultrapassa a suportada pelo limite de deslocamento máximo global da estrutura sem o parâmetro  $\psi_1$ .

Tabela 20 – Deslocamento entre níveis de pavimentos do ME-IV

Nível	Deslocamento entre pavimentos (mm)	Deslocamento máximo $H_i = 6,22 \text{ mm}$
Terreno e térreo	0,78	Atende
Térreo e 1º	1,73	Atende
1º e 2º	2,28	Atende
2º e 3º	2,64	Atende
3º e 4º	2,86	Atende
4º e 5º	3,01	Atende
5º e 6º	3,09	Atende
6º e 7º	3,14	Atende
7º e 8º	3,15	Atende
8º e 9º	3,14	Atende
9º e 10º	3,10	Atende
10º e 11º	3,05	Atende
11º e 12º	2,98	Atende
12º e 13º	2,89	Atende
13º e 14º	2,78	Atende
14º e 15º	2,66	Atende
15º e 16º	2,53	Atende
16º e 17º	2,38	Atende
17º e 18º	2,22	Atende
18º e 19º	2,05	Atende
19º e 20º	1,88	Atende
20º e 21º	1,70	Atende
21º e 22º	1,53	Atende
22º e 23º	1,36	Atende
23º e 24º	1,24	Atende

Quanto ao deslocamento horizontal entre os pavimentos o ME-IV atende ao que recomenda a NBR 6118 [30], de acordo com a Tabela 20 e como o valor do deslocamento máximo com o fator de redução  $\psi_1$  também passou pelos critérios da norma (Figura 43), o ME-IV é um modelo apto a ser construído no que tange a verificação de deslocamento horizontal da estrutura.

## 6.2. Diagrama de esforços solicitantes

Prosseguindo com os estudos estáticos dos modelos estruturais serão apresentados os resultados dos esforços solicitantes máximos encontrados em cada estrutura, provenientes das análises estáticas realizadas através do programa ANSYS [27], considerando o vento com uma velocidade básica  $V_0 = 35$  m/s conforme já foi dito anteriormente, sendo que para os ME-I e ME-IV a carga do vento foi aplicada na direção do eixo global Z e para os ME-II e ME-III na direção do eixo global X.

Para o entendimento de como serão apresentados os esforços solicitantes e seus diagramas é fundamental entender sobre o sistema de coordenadas locais e globais das estruturas modeladas. Para isso utilizaremos a Figura 44 que apresenta as coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais do sistema.

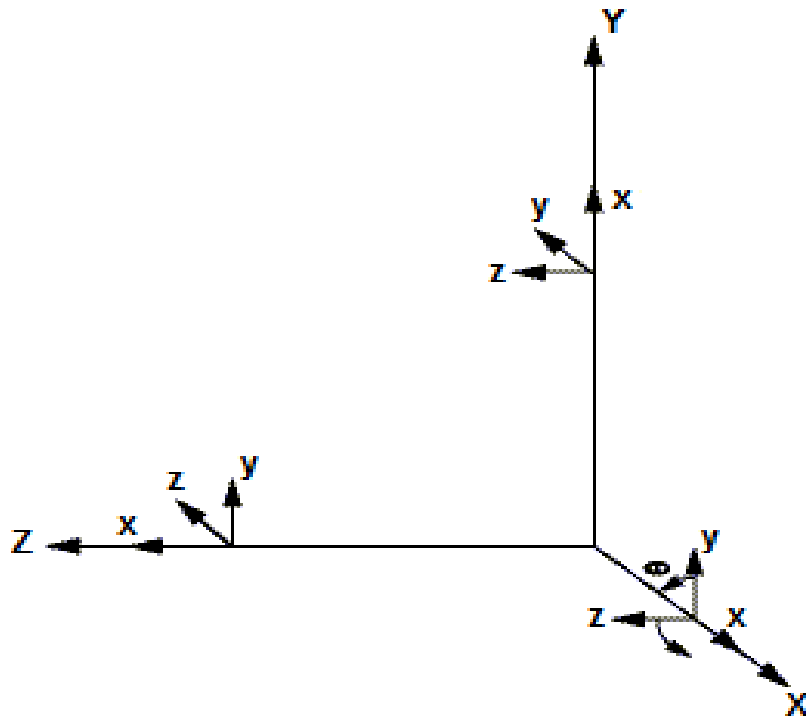


Figura 44 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [27].

Como feito anteriormente, os esforços solicitantes serão apresentados também por modelo estrutural e dentro de suas coordenadas locais dos elementos, onde serão transcritos os valores máximos desses esforços e seus diagramas, ambos obtidos com a utilização do programa ANSYS [27].

### 6.2.1. Esforços do modelo estrutural ME-I

A Tabela 21 apresenta os valores dos esforços máximos, após a análise estática linear-elástica realizada. O diagrama de esforço normal é apresentado na Figura 45, sendo representado através de uma visão tridimensional do ME-I com um detalhe em zoom para facilitar a visualização do local onde ocorreu o esforço normal máximo de 1627 kN, na base do pilar P11, em uma posição central da estrutura.

Tabela 21 – ME-I: Esforços máximos encontrados

Esforços solicitantes máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	1627,00
Esforço cortante y (kN)	51,89
Esforço cortante z (kN)	58,23
Momento fletor $M_y$ (kNm)	54,56
Momento fletor $M_z$ (kNm)	53,20

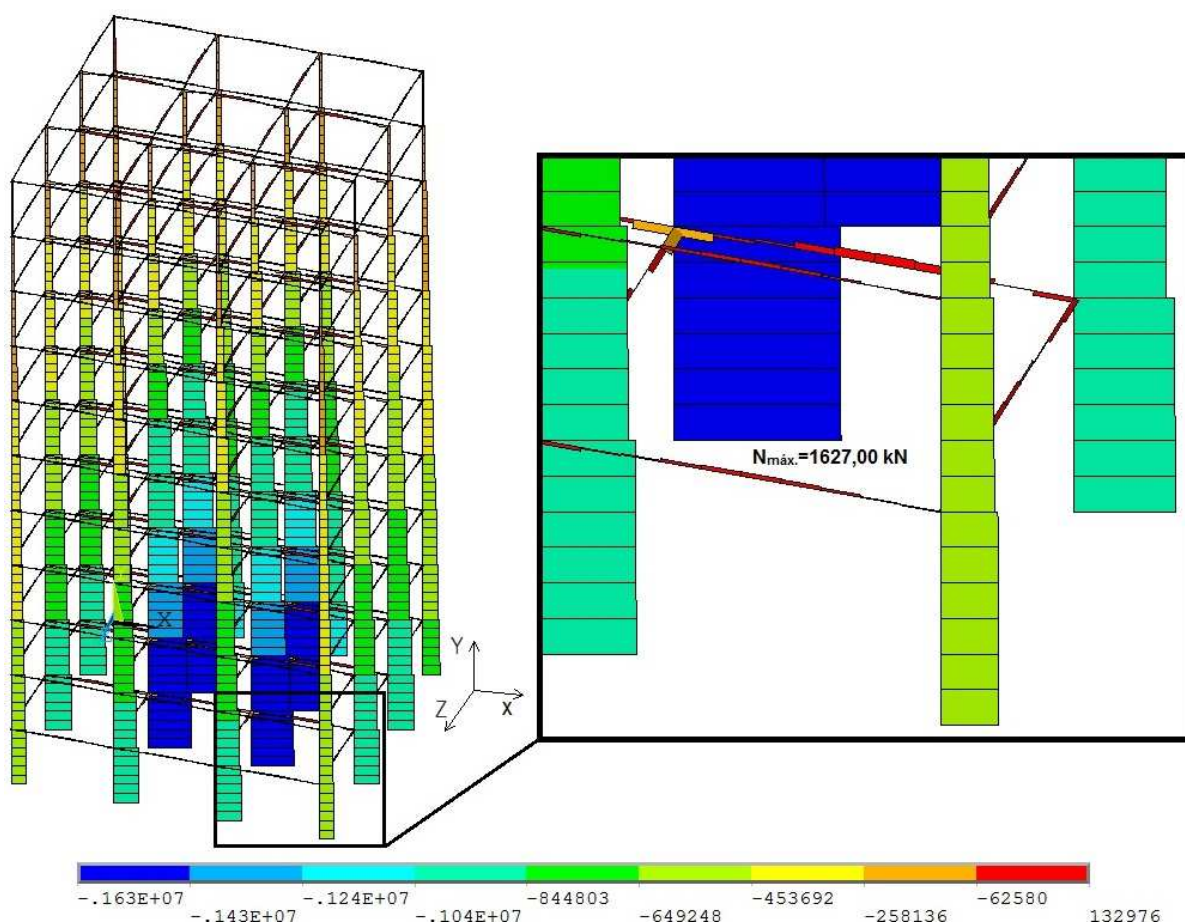


Figura 45 – ME-I: Diagrama de esforço normal (unidades em N).

Com relação aos momentos fletores do modelo estrutural serão apresentados a seguir os diagramas referentes aos eixos Y e Z, respectivamente. A Figura 46 apresenta o diagrama de momento fletor da estrutura em relação ao eixo Y, com valor máximo de 54,56 kNm, no topo do pilar P2, no último pavimento do edifício. Prosseguindo com o estudo, é apresentado o diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z, onde a Figura 47 ilustra o diagrama de momento fletor do modelo com valor máximo de 53,20 kNm, no topo do pilar P5, no último pavimento da estrutura.

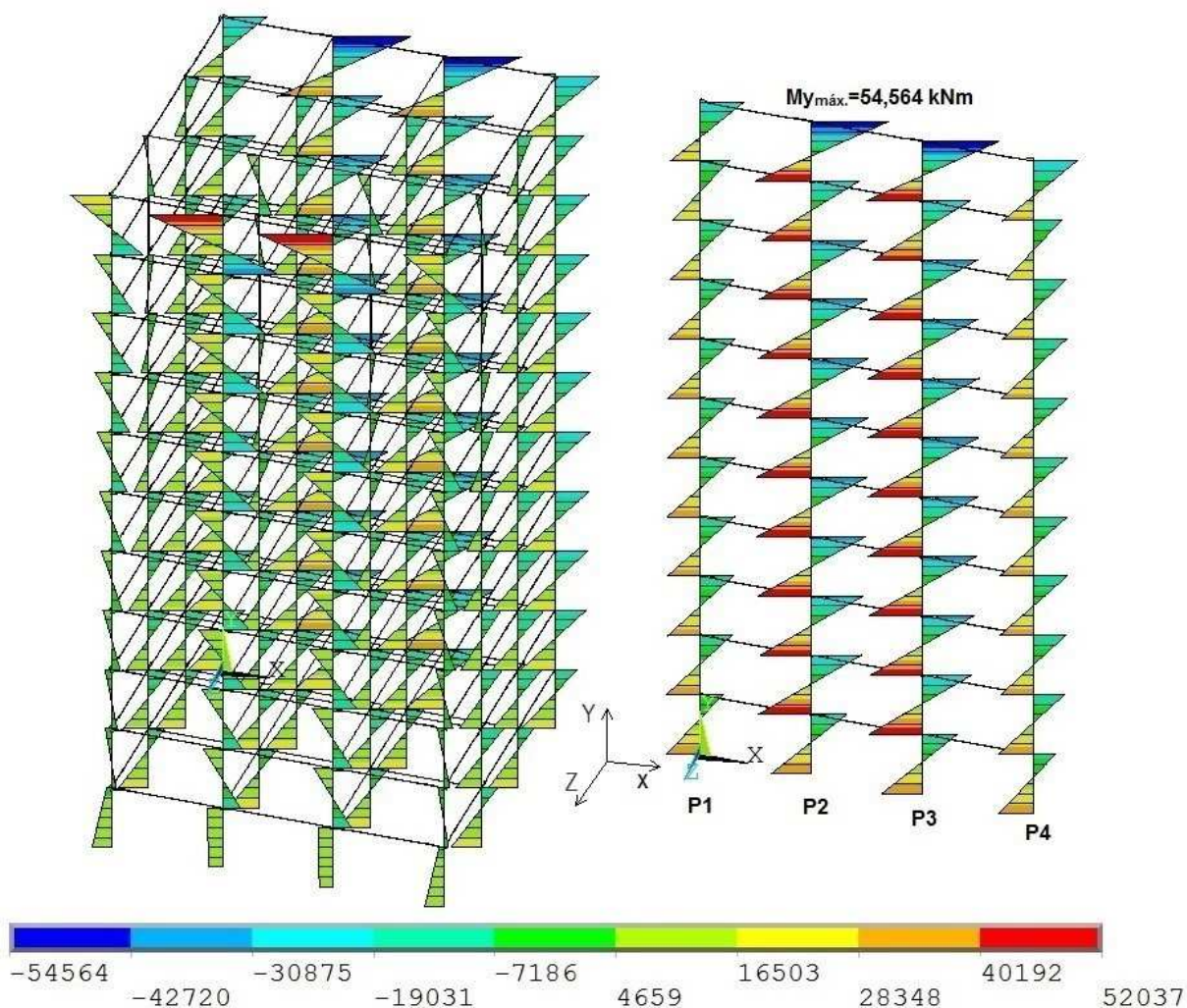


Figura 46 – ME-I: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).

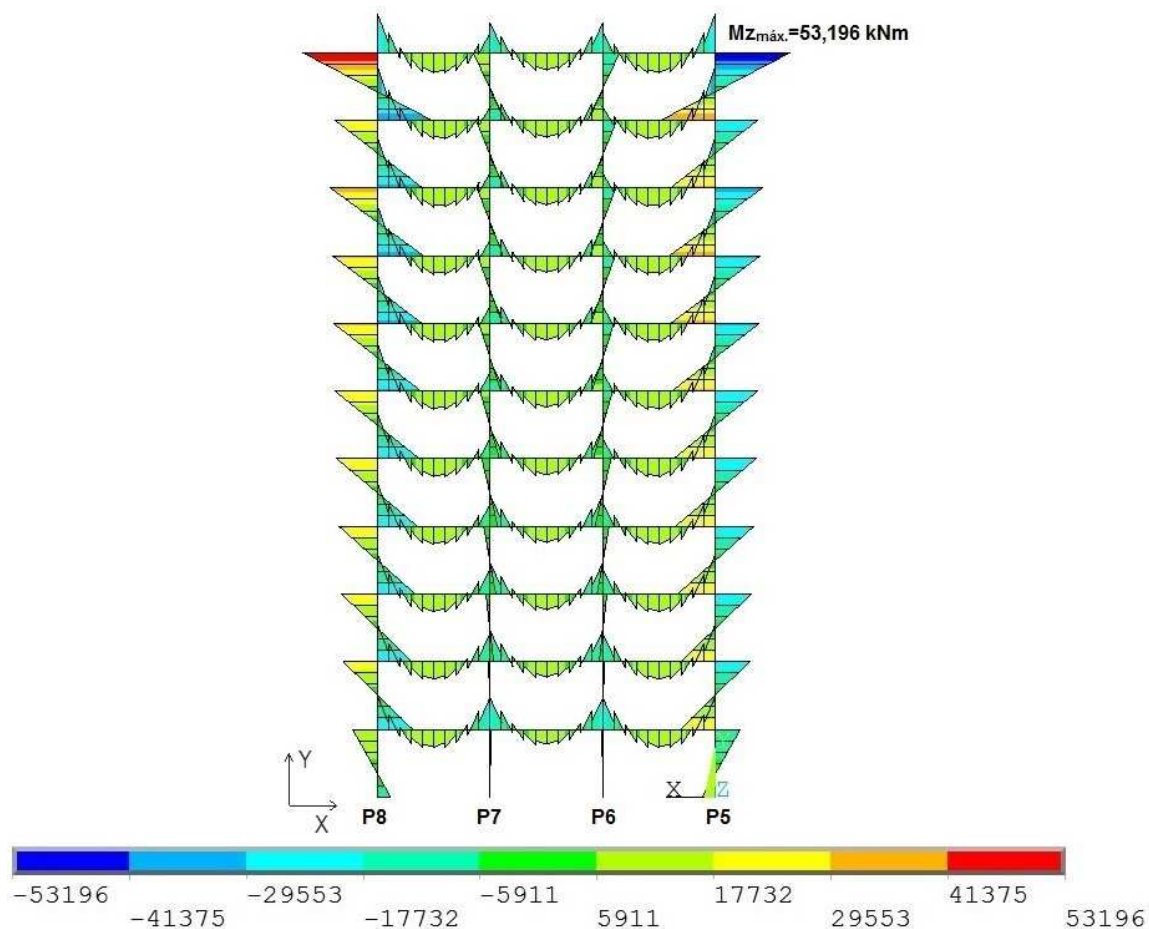


Figura 47 – ME-I: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z (unidades em Nm).

### 6.2.2. Esforços do modelo estrutural ME-II

Inicialmente, os valores dos esforços máximos encontrados na análise do modelo ME-II, de acordo com a análise estática linear-elástica desenvolvida nesta dissertação, são apresentados abaixo na Tabela 22.

Tabela 22 – ME-II: Esforços máximos encontrados

Esforços solicitantes máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	1470,50
Esforço cortante y (kN)	75,94
Esforço cortante z (kN)	68,20
Momento fletor $M_y$ (kNm)	119,59
Momento fletor $M_z$ (kNm)	75,96



A Figura 48 apresenta o diagrama de esforço normal deste modelo, sendo representado através de uma visão tridimensional do ME-II e um detalhe em zoom para facilitar a visualização do local onde ocorreu o esforço normal máximo de 1470,50 kN, na base do pilar P14, em uma posição intermediária da estrutura.

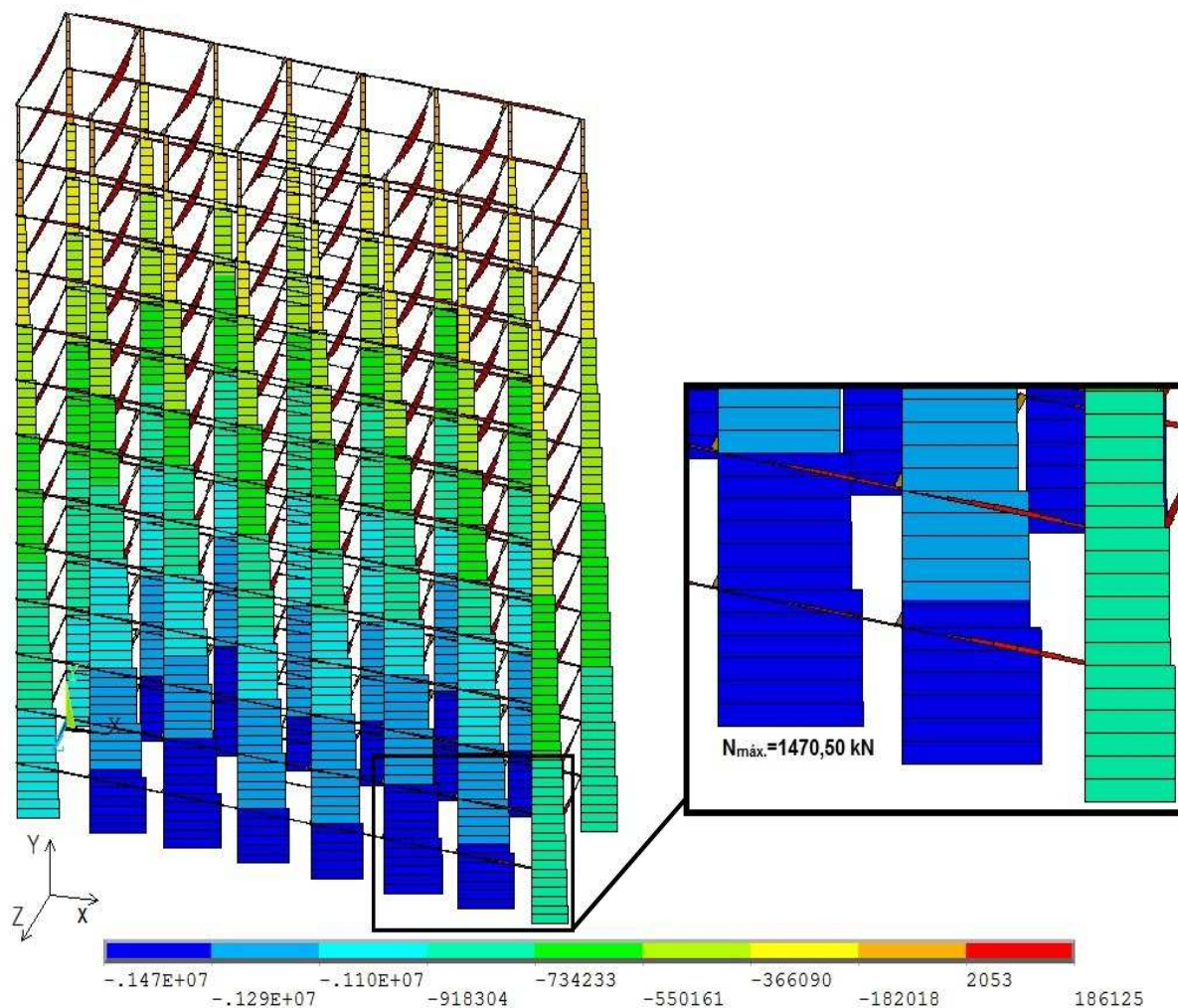


Figura 48 – ME-II: Diagrama de esforço normal (unidades em N).

Dando continuidade, serão apresentados a seguir os diagramas dos momentos fletores do modelo estrutural referentes aos eixos Y e Z, respectivamente. O diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y é apresentado pela Figura 49 e tem valor máximo de 119,59 kNm, no topo do pilar P14, no último pavimento da edificação, sendo selecionado um pórtico formado pelos pilares P9 à P16 da base ao topo da estrutura para facilitar na visualização do local onde ocorreu o valor máximo.

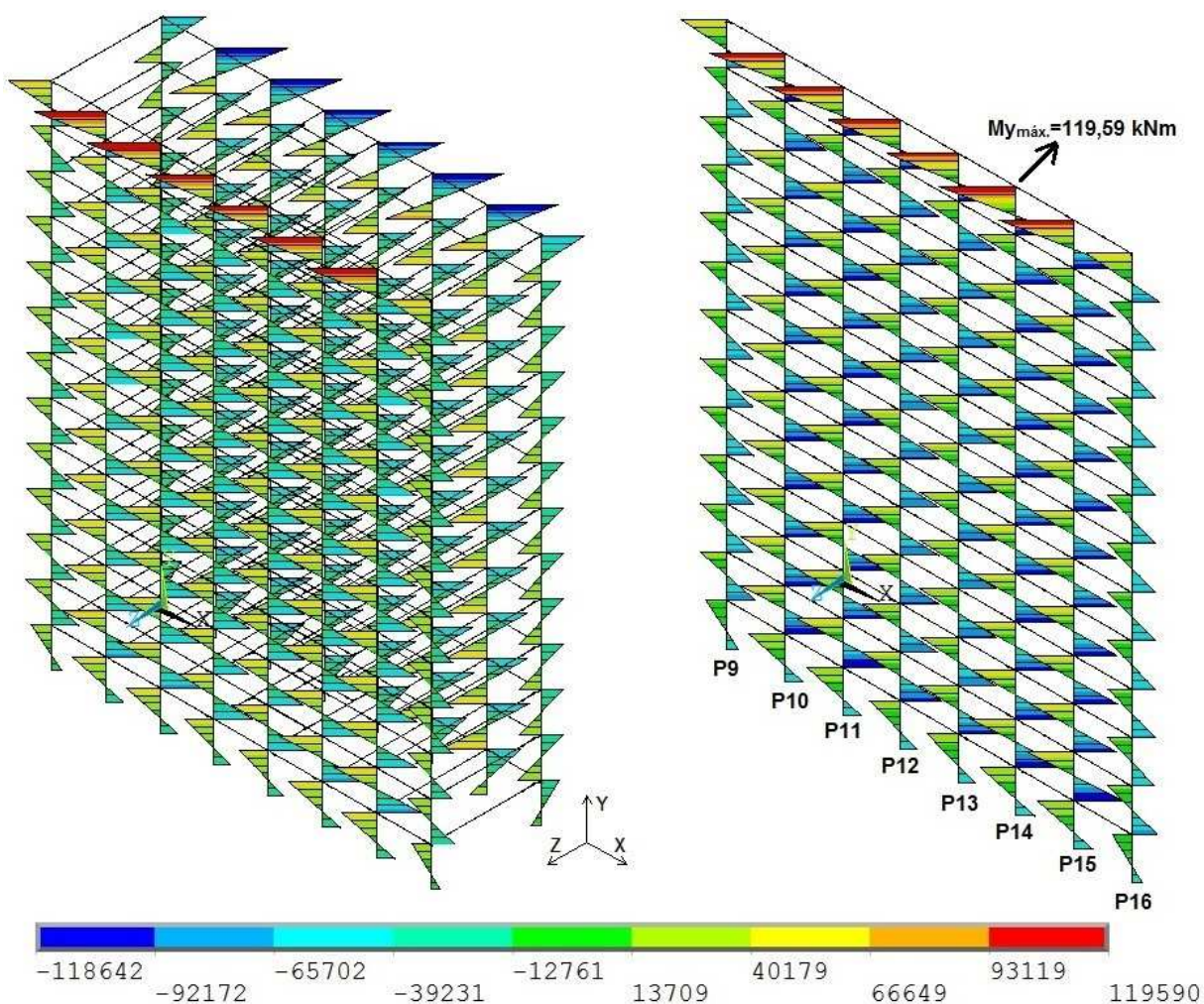
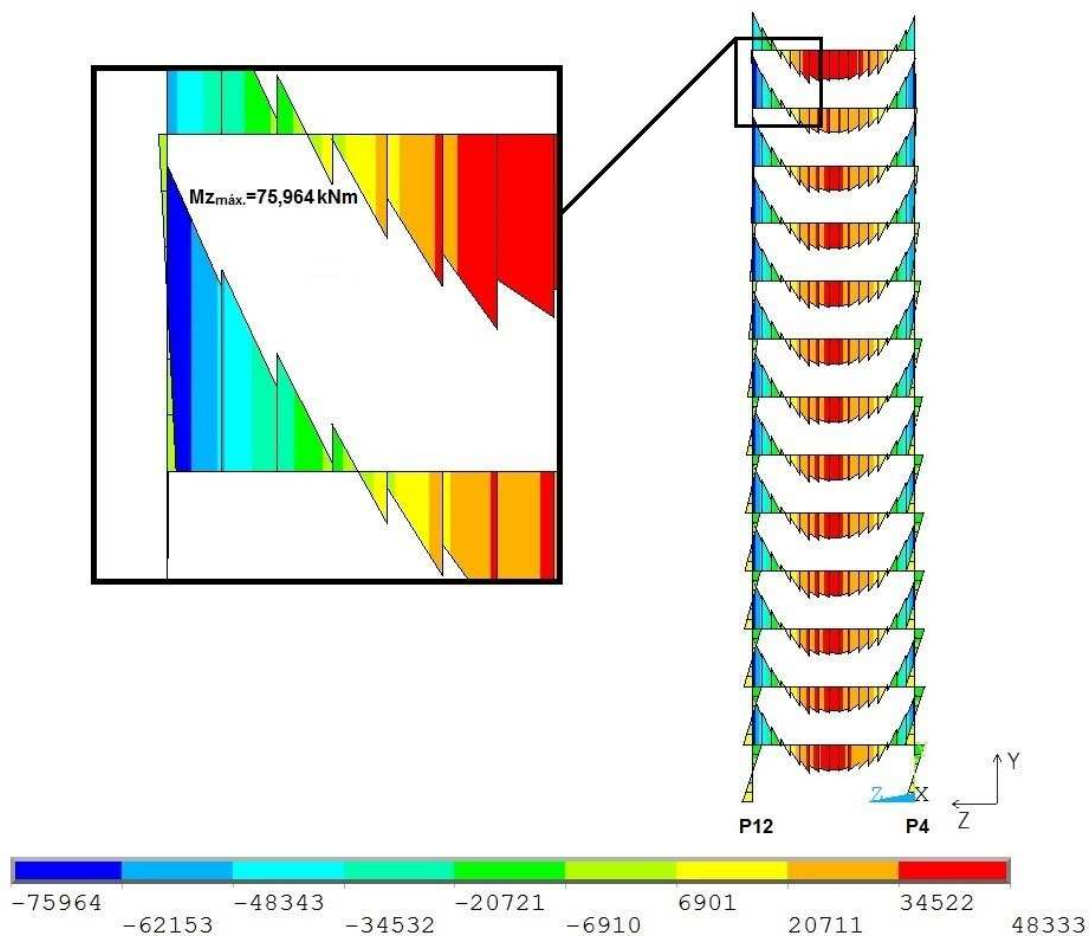


Figura 49 – ME-II: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).

Dando prosseguimento ao que foi proposto, é apresentado o diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z, apresentado na Figura 50, com valor máximo de 75,96 kNm, na viga entre os pilares P4 e P12 do penúltimo pavimento da estrutura, sendo utilizado também o recurso de seleção de determinados pilares e vigas do programa ANSYS [27] para facilitar a visualização.



### 6.2.3. Esforços do modelo estrutural ME-III

Na sequência, os valores dos esforços máximos encontrados na análise do modelo estrutural ME-III, de acordo com a análise estática linear-elástica realizada neste trabalho de pesquisa, são apresentados a seguir na Tabela 23.

Tabela 23 – ME-III: Esforços máximos encontrados

Esforços solicitantes máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	3495,40
Esforço cortante y (kN)	122,74
Esforço cortante z (kN)	48,62
Momento fletor $M_y$ (kNm)	93,54
Momento fletor $M_z$ (kNm)	106,97

O diagrama de esforço normal é apresentado pela Figura 51, representa uma visão tridimensional do ME-III e um detalhe em zoom para facilitar a visualização do local onde ocorreu o esforço normal máximo de 3495,40 kN, na base do pilar P7 que fica numa posição intermediária da estrutura.

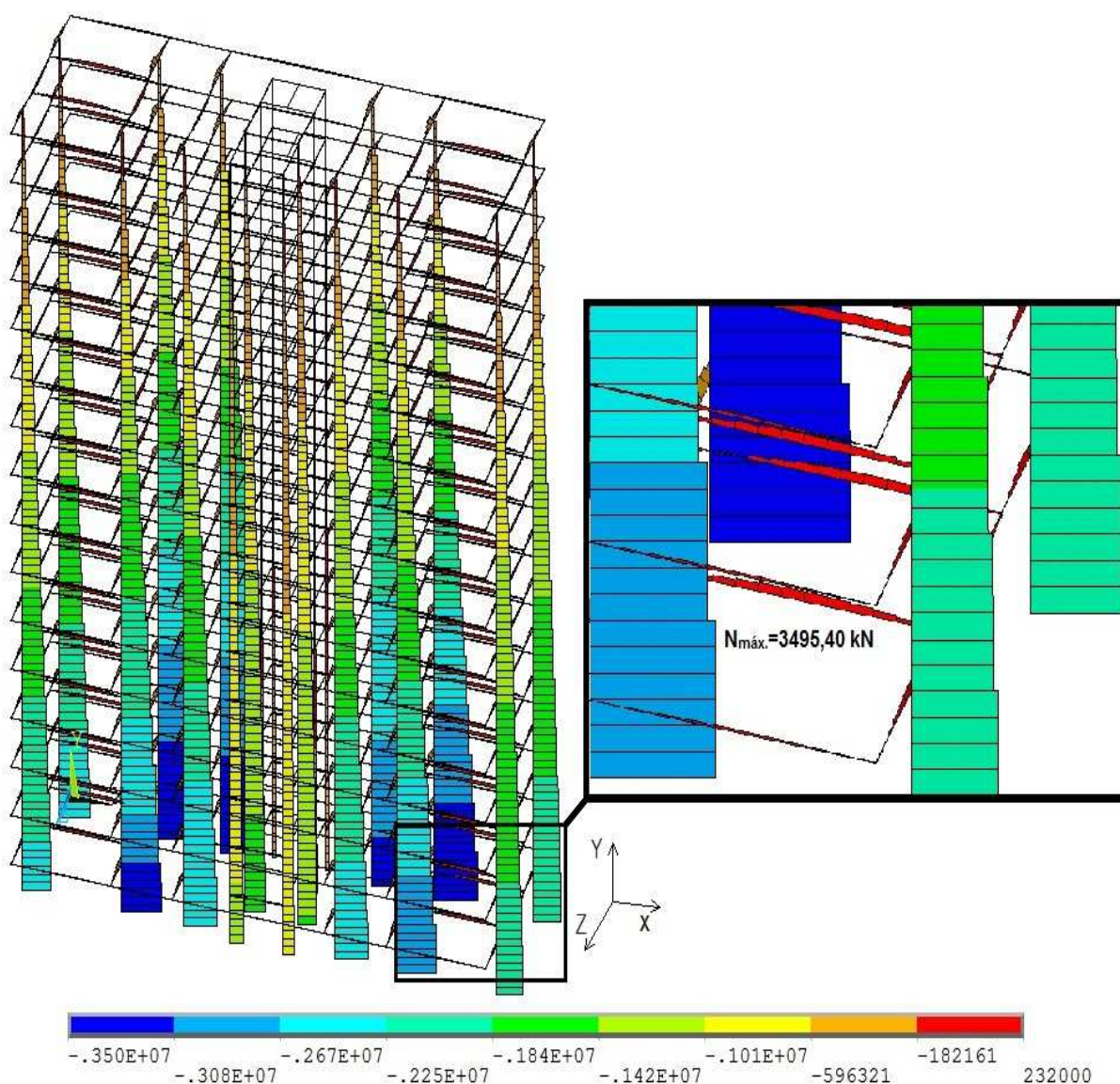


Figura 51 – ME-III: Diagrama de esforço normal (unidades em N).

Para os momentos fletores do modelo serão apresentados os diagramas referentes aos eixos Y e Z. O diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y é ilustrado na Figura 52 e tem valor máximo de 93,54 kNm, no topo do pilar P7, no último pavimento da edificação.

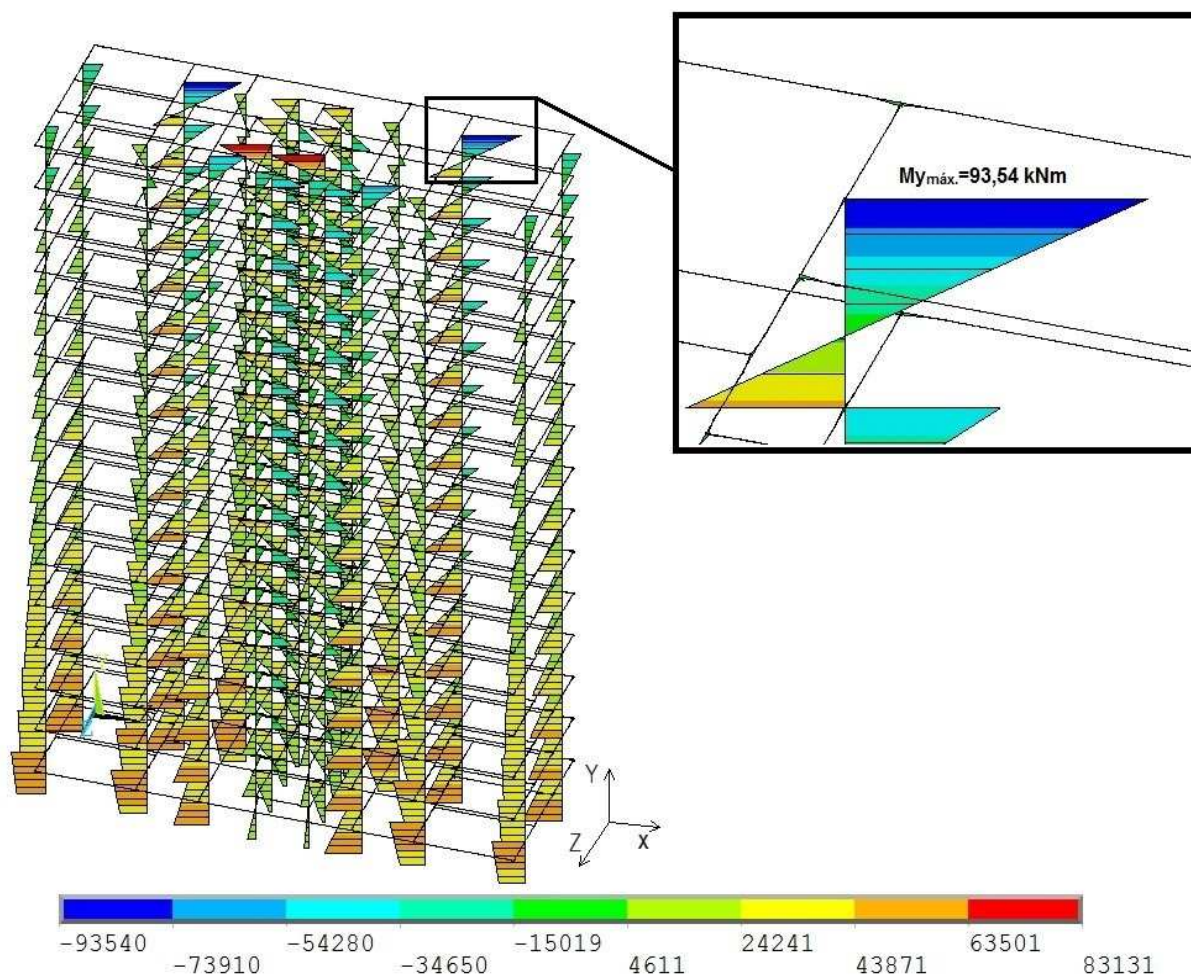


Figura 52 – ME-III: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).

Em sequência, é apresentado o diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z, onde a Figura 53 apresenta um pórtico formado pelos pilares P7 e P13 da base até o topo da estrutura para melhor visualização do local onde ocorre o valor máximo de 106,97 kNm, na viga do penúltimo pavimento da estrutura e entre os pilares P7 e P13.

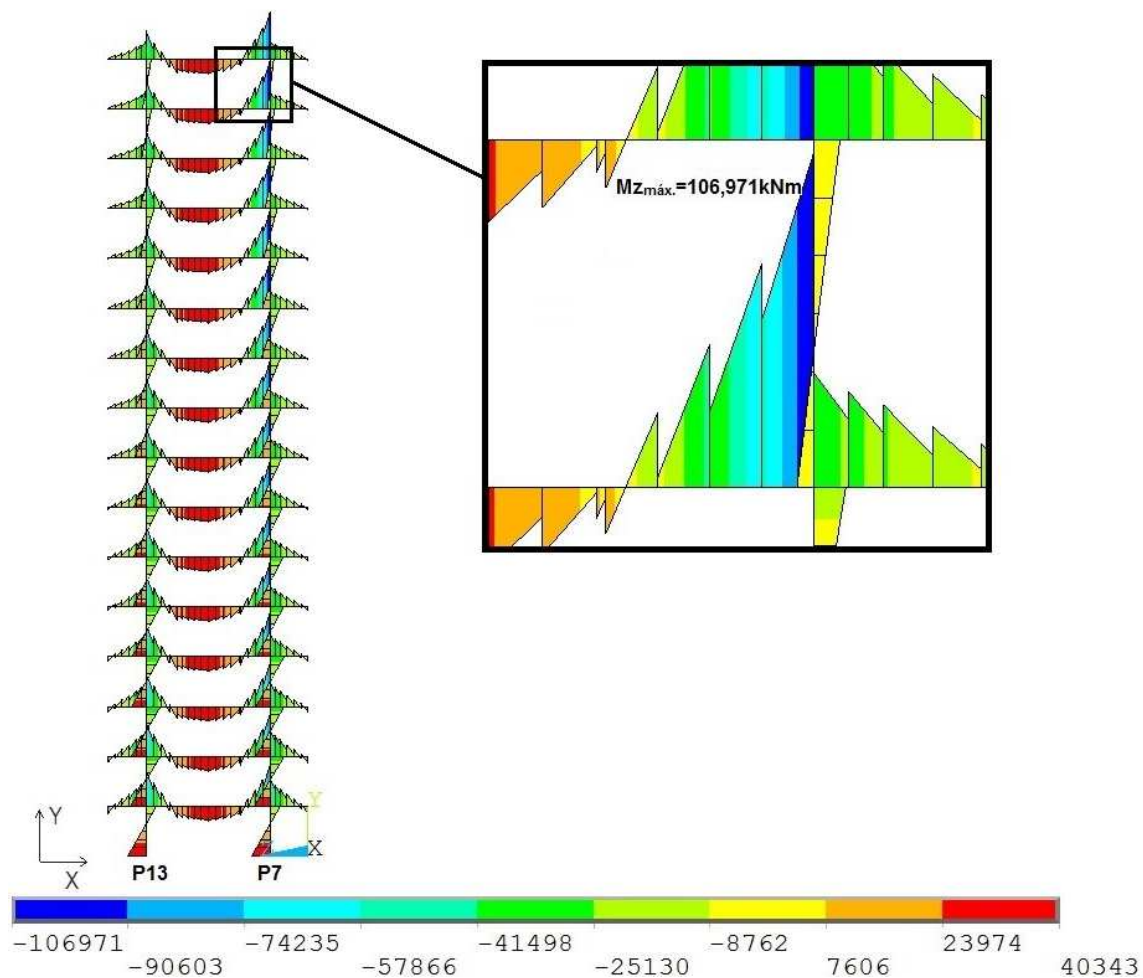


Figura 53 – ME-III: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Z (unidades em Nm).

#### 6.2.4. Esforços do modelo estrutural ME-IV

A Tabela 24 apresenta, na sequência do texto, os valores dos esforços máximos encontrados no modelo ME-IV, a partir da análise estática linear-elástica desenvolvida neste estudo.

Tabela 24 – ME-IV: Esforços máximos encontrados

Esforços solicitantes máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	3965,20
Esforço cortante y (kN)	157,44
Esforço cortante z (kN)	109,98
Momento fletor $M_y$ (kNm)	499,13
Momento fletor $M_z$ (kNm)	156,19

O diagrama de esforço normal é apresentado na Figura 54, representando uma visão tridimensional do ME-IV, com um corte A-A e um detalhe em zoom para facilitar a visualização do local onde ocorreu o esforço normal máximo de 3965,20 kN, ocorrido na base do pilar P6, em posição central na estrutura.

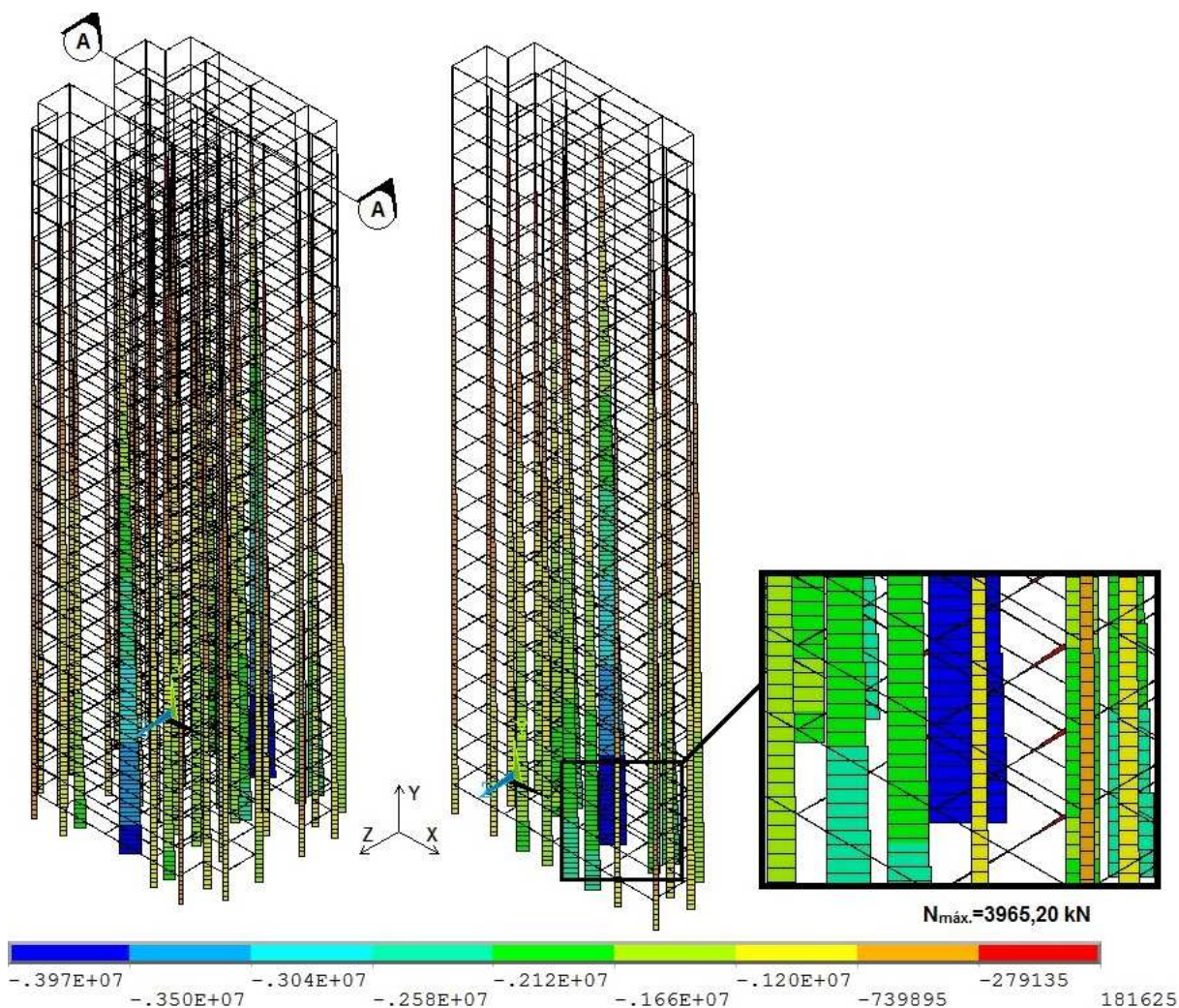


Figura 54 – ME-IV: Diagrama de esforço normal (unidades em N).

A seguir, a Figura 55 ilustra o diagrama de momento fletor do modelo estrutural ME-IV, em relação ao eixo Y, bem como a seção onde ocorreu o valor máximo de 499,13 kNm, na base do pilar P28, no térreo da edificação, conforme visualização da seção em um detalhe de zoom apresentado na Figura 55.

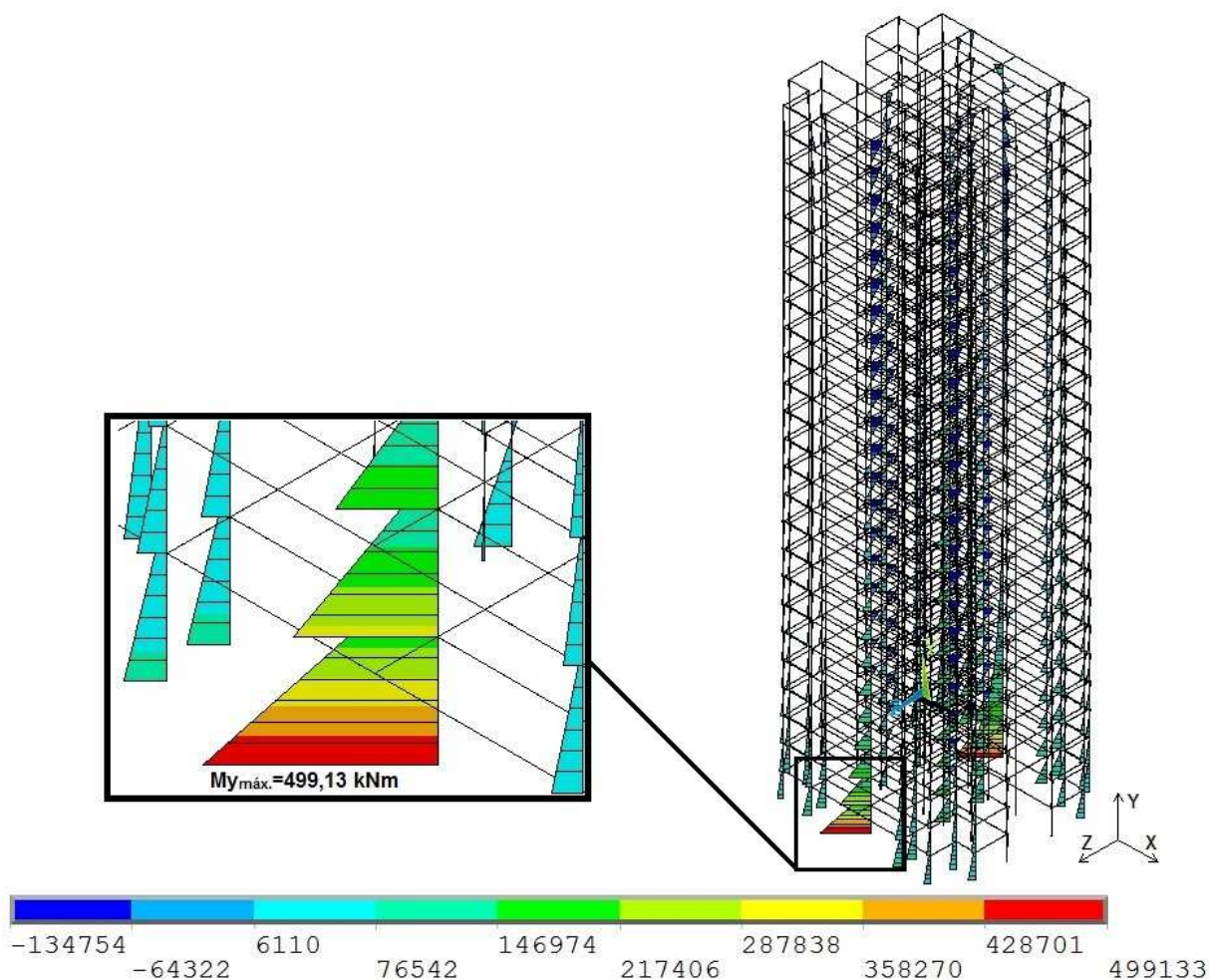


Figura 55 – ME-IV: Diagrama de momento fletor em relação ao eixo Y (unidades em Nm).

Neste capítulo foram apresentadas as análises estáticas dos quatro modelos estruturais investigados (ME-I a ME-IV) e foram obtidos os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos e os diagramas de esforços solicitantes dos edifícios. No capítulo seguinte será apresentado um estudo específico para avaliação dos níveis de conforto humano dos modelos analisados.



## 7. ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO

Neste capítulo serão verificados todos os quatro modelos estruturais com relação ao conforto humano que a estrutura irá produzir aos seus usuários, de acordo com as normas já apresentadas. Para um engenheiro não basta somente fazer as verificações de estados limites últimos quando se diz respeito a edificações altas e/ou esbeltas, deve-se considerar o fator de conforto humano nesses casos também. De nada adianta ter uma estrutura segura estruturalmente se apresenta deslocamentos que irão causar desconforto e mal-estar em seus usuários.

Para os cálculos dos deslocamentos também foi considerada uma variação no fator estatístico  $S_3$  que é utilizado para assegurar a vida útil da edificação. Quando o seu valor for igual a 1,00 é para a velocidade do vento ( $V_0$ ) que apresente um período de recorrência de 50 anos, com a possibilidade de ser igualada ou superada de 63%, fator este considerado também para confecção das isopletas de velocidade da NBR 6123 [26]. Foram também empregados os valores de 0,68, 0,74 e 0,78 para o fator  $S_3$ , todos retirados da norma, onde foi considerado um período de recorrência de 10 anos com a probabilidade de  $V_0$  ser igualada ou superada de 63%, 75% e 90%, respectivamente. Foi realizado este estudo para se utilizar um período de recorrência menor, tendo em vista que as alterações climáticas podem vir a fazer com que ocorra novamente o estado climático considerado em menos tempo que o estimado de 50 anos, principalmente após as alterações climáticas que o mundo sofreu nos últimos anos.

No que tange a verificação do conforto humano somente a parcela flutuante da resposta dos edifícios deve ser levada em conta nas análises. Todavia, para efeitos de comparações de ordem quantitativas o conforto humano será analisado, também, para a resposta total dos modelos.

Este capítulo será dividido em duas partes: uma avaliação utilizando a frequência fornecida pelo programa de elementos finitos ANSYS [27]; e a outro pelo cálculo da frequência utilizando a Equação (7) obtida da NBR 6123 [26]. Cada parte dessa divisão irá apresentar os quatro modelos estruturais em subitens para facilitar a leitura e apresentar uma didática fácil de identificar. Para isso, será apresentado em cada um destes subitens os valores das cargas da pressão dinâmica do vento total e da parcela flutuante que foram aplicadas nas estruturas para se obter o deslocamento translacional no topo de cada modelo.

## 7.1. Análise de conforto humano: frequências numéricas - ANSYS [27]

A partir de agora serão apresentadas todas as avaliações dos quatro modelos estruturais estudados quanto à verificação de conforto humano, lembrando que as frequências apresentadas foram obtidas pelo programa computacional ANSYS [27] após a aplicação de uma análise modal em cada estrutura.

### 7.1.1. Avaliação de conforto humano do ME-I

Para verificação dos deslocamentos translacionais no topo da estrutura foram calculados os valores das cargas de pressão dinâmica do vento para o ME-I conforme a Tabela 25 que apresenta o seu valor total, bem como o valor correspondente a parcela flutuante como previsto na NBR 6123 [26].

Tabela 25 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-I

	Resposta dinâmica total				Parcela flutuante			
$S_3$	0,68	0,74	0,78	1,00	0,68	0,74	0,78	1,00
$z$ (m)	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )
3	17,13	20,29	22,54	37,05	3,25	3,85	4,28	7,03
6	36,54	43,27	48,07	79,01	10,28	12,17	13,52	22,23
9	58,28	69,02	76,68	126,03	20,15	23,86	26,51	43,57
12	82,16	97,30	108,11	177,69	32,48	38,47	42,74	70,25
15	108,05	127,96	142,16	233,67	47,05	55,71	61,90	101,74
18	135,82	160,84	178,70	293,72	63,67	75,41	83,78	137,70
21	165,38	195,85	217,59	357,65	82,24	97,39	108,21	177,86
24	196,65	232,89	258,74	425,28	102,65	121,56	135,06	221,99
27	229,58	271,88	302,06	496,49	124,82	147,81	164,22	269,93
30	264,09	312,76	347,48	571,14	148,67	176,06	195,61	321,52
33	300,16	355,46	394,93	649,13	174,16	206,24	229,14	376,63

De acordo com os valores listados na Tabela 25 observa-se que o valor da amplitude máxima da parcela flutuante da pressão dinâmica total corresponde a aproximadamente 58,02% da pressão total, isso quando analisados os valores obtidos no topo da estrutura, ou seja, é responsável por mais da metade do valor da pressão dinâmica total que é composta também por uma parcela correspondente a resposta média [26].

Com base nas pressões calculadas foram obtidos os deslocamentos translacionais máximos no topo do ME-I com a utilização do programa computacional ANSYS [27] e também a sua frequência fundamental do 1º modo de vibração. E com a utilização da Equação 21 foram obtidas as acelerações máximas para se comparar com o que as normas preveem quanto ao conforto humano, sendo os resultados expostos na Tabela 26.

Tabela 26 – Verificação de conforto humano para o ME-I

	$S_3$	$u_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	0,45	0,81	0,1166	Não atende	Perceptível	Perceptível
	0,74	0,53		0,1373	Não atende	Perceptível	Perceptível
	0,78	0,59		0,1528	Não atende	Incômodo	Perceptível
	1,00	1,24		0,3212	Não atende	Incômodo	Incômodo
Resposta Flutuante	0,68	0,25		0,0648	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,74	0,29		0,0751	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,78	0,32		0,0829	Atende	Perceptível	Perceptível
	1,00	0,52		0,1347	Não atende	Perceptível	Perceptível

A Tabela 26, além dos valores de deslocamento, frequência e aceleração máxima, apresenta também uma noção do comportamento da estrutura em termos do conforto humano, conforme objetivo principal deste trabalho. Para isso foram feitas as seguintes verificações: quanto a NBR 6123 [26] que prevê em sua norma que a aceleração máxima permitida é de  $0,1 m/s^2$ , recebendo a denominação de “Atende” para quando a aceleração for inferior e estiver dentro do limite e “Não atende” quando não estiver de acordo com o que prevê a norma; quanto ao

CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] foram feitas as verificações quanto ao que prevê na Figura 11 que apresenta um gráfico com os limites de tolerâncias através do deslocamento e da frequência, e quanto a Tabela 6 que apresenta intervalos de valores com referência a aceleração gravitacional (adotado  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ) utilizando-se do valor da aceleração, para os resultados obtidos em ambos foram utilizadas as siglas “Imperceptível”, “Perceptível”, “Incômodo”, “Muito incômodo” e “Intolerável”.

Analisando as respostas listadas na Tabela 26 verifica-se que da resposta dinâmica total a resposta flutuante conduz um maior deslocamento que a resposta média, absorvendo um percentual aproximado de 54% a 55% do deslocamento pela resposta total para um período de recorrência de 10 anos. Já para um período de recorrência de 50 anos a resposta flutuante também absorveu um percentual aproximado de 54% do deslocamento da resposta total.

Com base nos resultados do ME-I ficou constatado que não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] para toda resposta total da estrutura e também não atende quando o fator  $S_3$  for igual 1,00 para resposta flutuante, estando dentro do que está previsto na norma com aceleração máxima inferior a  $0,1 \text{ m/s}^2$  quando os valores do fator  $S_3$  forem iguais a 0,68, 0,74 e 0,78 para parcela flutuante somente.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual 0,78 e 1,00 na resposta total que apresentou uma situação de “Incômodo”. Agora quando analisado de acordo com a Figura 11 verificou-se que quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, menos quando o fator  $S_3$  for igual 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Incômodo” com relação ao conforto humano.

#### 7.1.2. Avaliação de conforto humano do ME-II

Para verificação dos deslocamentos translacionais no topo da estrutura foram calculados os valores das cargas de pressão dinâmica do vento para o ME-II conforme a Tabela 27 que apresenta o seu valor total, bem como o valor correspondente a parcela flutuante como previsto na NBR 6123 [26].

Tabela 27 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-II

	Resposta dinâmica total				Parcela flutuante			
$S_3$	0,68	0,74	0,78	1,00	0,68	0,74	0,78	1,00
$z$ (m)	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )	$q(z)$ (N/m <sup>2</sup> )
2,9	16,15	19,13	21,25	34,93	2,70	3,20	3,56	5,84
5,8	33,99	40,25	44,72	73,51	8,54	10,11	11,23	18,47
8,7	53,70	63,59	70,65	116,12	16,74	19,82	22,02	36,20
11,6	75,14	88,98	98,86	162,50	26,98	31,96	35,50	58,36
14,5	98,21	116,31	129,22	212,40	39,08	46,28	51,42	84,52
17,4	122,82	145,46	161,60	265,62	52,90	62,64	69,60	114,39
20,3	148,90	176,34	195,92	322,02	68,32	80,91	89,89	147,75
23,2	176,39	208,89	232,09	381,47	85,27	100,99	112,20	184,42
26,1	205,23	243,05	270,03	443,84	103,69	122,79	136,43	224,24
29,0	235,39	278,76	309,71	509,05	123,51	146,26	162,50	267,10
31,9	266,81	315,97	351,06	577,01	144,68	171,34	190,36	312,89
34,8	299,47	354,65	394,03	647,65	167,16	197,96	219,94	361,51
37,7	333,34	394,76	438,59	720,88	190,91	226,09	251,19	412,88

De acordo com os valores listados na Tabela 27 observa-se que o valor da amplitude máxima da parcela flutuante da pressão dinâmica total corresponde a aproximadamente 57,27% da pressão total, isso quando analisados os valores obtidos no topo da estrutura, ou seja, é responsável por mais da metade do valor da pressão dinâmica total que é composta também por uma parcela correspondente a resposta média [26].

A Tabela 28 apresenta os resultados dos deslocamentos translacionais máximos e frequência fundamental do 1º modo de vibração encontrados com o ANSYS [27] e o valor da aceleração máxima calculado com a Equação 21 para se comparar com os que as normas preveem para o conforto humano.

Tabela 28 – Verificação de conforto humano para o ME-II

	$S_3$	$U_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{im} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	0,71	0,57	0,0911	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,74	0,83		0,1065	Não atende	Perceptível	Perceptível
	0,78	0,92		0,1180	Não atende	Perceptível	Perceptível
	1,00	1,74		0,2232	Não atende	Incômodo	Perceptível
Resposta Flutuante	0,68	0,38		0,0487	Atende	Imperceptível	Imperceptível
	0,74	0,45		0,0577	Atende	Perceptível	Imperceptível
	0,78	0,49		0,0629	Atende	Perceptível	Perceptível
	1,00	0,79		0,1013	Não atende	Perceptível	Perceptível

Analisando as respostas listadas na Tabela 28 observa-se que da resposta dinâmica total a resposta flutuante conduz a um maior deslocamento que a resposta média, absorvendo um percentual aproximado de 53% a 54% do deslocamento pela resposta total para um período de recorrência de 10 anos. Já para um período de recorrência de 50 anos, apesar do percentual de deslocamento na resposta flutuante continuar superior, diminui quando comparado com o período de recorrência de 10 anos, ficando em torno de 52%.

Com base nos resultados verifica-se que o ME-II atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] quando o fator  $S_3$  for igual 0,68 para resposta total e quando o fator  $S_3$  for igual 0,68, 0,74 e 0,78 para a resposta flutuante. Para os outros resultados a estrutura não atende ao que está previsto na norma com aceleração máxima superior a  $0,1 m/s^2$ .

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, porém quando o fator  $S_3$  for igual 0,68 para resposta flutuante e 1,00 para a resposta total a estrutura apresenta os parâmetros de “Imperceptível” e “Incômodo”, respectivamente. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, menos quando o fator  $S_3$  for igual 0,68 e 0,74 para a resposta flutuante que gerou um parâmetro de “Imperceptível” com relação ao conforto humano.

### 7.1.3. Avaliação de conforto humano do ME-III

Para verificação dos deslocamentos translacionais no topo da estrutura foram calculados os valores das cargas de pressão dinâmica do vento para o ME-III conforme a Tabela 29 que apresenta o seu valor total, bem como o valor correspondente a parcela flutuante como previsto na NBR 6123 [26].

Tabela 29 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-III

S <sub>3</sub>	Resposta dinâmica total				Parcela flutuante			
	0,68	0,74	0,78	1,00	0,68	0,74	0,78	1,00
z (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )
2,94	15,85	18,77	20,86	34,28	2,23	2,64	2,93	4,82
5,88	32,82	38,87	43,18	70,98	7,05	8,35	9,27	15,24
8,82	51,24	60,68	67,42	110,82	13,81	16,36	18,18	29,88
11,76	71,04	84,13	93,47	153,63	22,27	26,37	29,30	48,16
14,70	92,14	109,11	121,23	199,26	32,26	38,20	42,44	69,76
17,64	114,47	135,56	150,62	247,56	43,66	51,70	57,44	94,41
20,58	137,99	163,42	181,56	298,43	56,39	66,78	74,19	121,95
23,52	162,65	192,62	214,01	351,76	70,38	83,35	92,60	152,21
26,46	188,41	223,13	247,90	407,46	85,58	101,35	112,60	185,08
29,40	215,23	254,89	283,19	465,47	101,94	120,72	134,12	220,45
32,34	243,09	287,88	319,85	525,72	119,41	141,41	157,11	258,24
35,28	271,95	322,06	357,82	588,14	137,96	163,38	181,53	298,37
38,22	301,80	357,41	397,09	652,68	157,57	186,60	207,32	340,76
41,16	332,60	393,89	437,62	719,29	178,20	211,03	234,46	385,37
44,10	364,34	431,48	479,38	787,94	199,82	236,64	262,91	432,13
47,04	397,00	470,15	522,36	858,57	222,42	263,40	292,64	481,00

Observando os valores da Tabela 29 verifica-se que o valor da amplitude máxima da parcela flutuante da pressão dinâmica corresponde a aproximadamente 56,02% da pressão total, isso quando analisados os valores obtidos no topo da estrutura, ou seja, é responsável por mais da metade do valor da pressão dinâmica total que é composta também por uma parcela de resposta média [26].

Na Tabela 30 são descritos os deslocamentos translacionais máximos no topo da edificação e a frequência fundamental do 1º modo de vibração obtidos pelo ANSYS [27], e as acelerações máximas encontradas através da Equação 21 para serem comparados com as normas de conforto humano.

Tabela 30 – Verificação de conforto humano para o ME-III

	$S_3$	$U_{\text{máx}}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{\text{máx}}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{\text{lim}} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	3,20	0,26	0,0854	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,74	3,74		0,0998	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,78	4,14		0,1105	Não atende	Perceptível	Perceptível
	1,00	7,13		0,1903	Não atende	Incômodo	Perceptível
Resposta Flutuante	0,68	1,64		0,0438	Atende	Imperceptível	Imperceptível
	0,74	1,93		0,0515	Atende	Perceptível	Imperceptível
	0,78	2,13		0,0568	Atende	Perceptível	Imperceptível
	1,00	3,45		0,0921	Atende	Perceptível	Perceptível

Analisando as respostas listadas na Tabela 30 observa-se que da resposta dinâmica total a resposta flutuante conduz a um maior deslocamento que a resposta média, absorvendo um percentual aproximado de 51% do deslocamento pela resposta total para um período de recorrência de 10 anos. Já para um período de recorrência de 50 anos, a resposta flutuante também absorveu um percentual aproximado de 51% do deslocamento da resposta total.

Com base nos resultados, verifica-se que o ME-III atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] com aceleração máxima inferior a  $0,1 m/s^2$  em quase todas as variações adotadas para análise, exceto para quando o valor do fator  $S_3$  for igual 0,78 e 1,00 na resposta total da estrutura que as acelerações máximas ultrapassam o valor limite estipulado pela norma. Lembrando que este modelo está dentro do previsto pela NBR 6123 [26], por atender ao limite da norma quando  $S_3=1,00$  na resposta flutuante.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, fora quando o fator  $S_3$  for igual 1,00 na resposta total e 0,68 na resposta flutuante que receberam a classificação de “Incômodo” e “Imperceptível”, respectivamente. Quando analisado de acordo com a Figura 11 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, menos quando o fator  $S_3$  for igual 0,68, 0,74 e 0,78 para a resposta flutuante que gerou um parâmetro de “Imperceptível” com relação ao conforto humano.



#### 7.1.4. Avaliação de conforto humano do ME-IV

Para verificação dos deslocamentos translacionais no topo da edificação foram calculados os valores das cargas de pressão dinâmica do vento para o ME-IV conforme a Tabela 31 que apresenta o seu valor total, bem como o valor correspondente a parcela flutuante como previsto na NBR 6123 [26].

Tabela 31 – Variação da pressão dinâmica com altura do ME-IV

S <sub>3</sub>	Resposta dinâmica total				Parcela flutuante			
	0,68	0,74	0,78	1,00	0,68	0,74	0,78	1,00
z (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	q(z) (N/m <sup>2</sup> )
2,8	14,31	16,95	18,83	30,96	1,29	1,53	1,70	2,79
5,6	28,72	34,01	37,79	62,12	4,08	4,83	5,37	8,82
8,4	43,78	51,85	57,60	94,68	8,00	9,47	10,52	17,30
11,2	59,52	70,49	78,31	128,72	12,89	15,27	16,96	27,88
14,0	75,92	89,91	99,90	164,20	18,67	22,11	24,57	40,38
16,8	92,98	110,11	122,34	201,08	25,27	29,93	33,25	54,66
19,6	110,67	131,06	145,61	239,33	32,64	38,66	42,95	70,60
22,4	128,97	152,73	169,69	278,91	40,74	48,25	53,61	88,11
25,2	147,86	175,11	194,55	319,77	49,54	58,67	65,19	107,14
28,0	167,34	198,17	220,17	361,89	59,01	69,88	77,64	127,62
30,8	187,38	221,91	246,54	405,23	69,13	81,86	90,95	149,50
33,6	207,98	246,30	273,65	449,78	79,87	94,59	105,09	172,73
36,4	229,12	271,33	301,46	495,50	91,22	108,03	120,02	197,27
39,2	250,79	297,00	329,97	542,36	103,16	122,17	135,73	223,10
42,0	272,98	323,28	359,17	590,35	115,68	136,99	152,20	250,17
44,8	295,68	350,17	389,04	639,45	128,76	152,48	169,41	278,46
47,6	318,89	377,65	419,58	689,64	142,39	168,63	187,35	307,94
50,4	342,59	405,72	450,76	740,90	156,56	185,41	206,00	338,59
53,2	366,78	434,36	482,59	793,21	171,26	202,82	225,34	370,38
56,0	391,45	463,58	515,05	846,56	186,49	220,85	245,37	403,30
58,8	416,59	493,35	548,13	900,94	202,22	239,48	266,07	437,32
61,6	442,20	523,68	581,82	956,32	218,45	258,70	287,43	472,43
64,4	468,27	554,55	616,13	1012,70	235,18	278,52	309,44	508,61
67,2	494,80	585,96	651,02	1070,06	252,40	298,91	332,09	545,85
70,0	521,77	617,91	686,51	1128,39	270,10	319,86	355,38	584,12

De acordo com os valores listados na Tabela 31 observa-se que o valor da amplitude máxima da parcela flutuante da pressão dinâmica total corresponde a aproximadamente 51,77% da pressão total, isso quando analisados os valores obtidos no topo da estrutura, ou seja, é responsável por mais da metade do valor da pressão dinâmica total que é composta também por uma parcela correspondente a resposta média [26].

Com base nas pressões calculadas foram obtidos os deslocamentos translacionais máximos no topo do modelo e a frequência fundamental do 1º modo de vibração do ME-IV com o emprego do programa computacional ANSYS [27]. Através da Equação 21 foram obtidas as acelerações máximas para se comparar com o que as normas preveem quanto ao conforto humano, tendo os resultados expostos na Tabela 32.

Tabela 32 – Verificação de conforto humano para o ME-IV

	$S_3$	$u_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ (m/s <sup>2</sup> )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	2,81	0,41	0,1865	Não atende	Incômodo	Perceptível
	0,74	3,32		0,2203	Não atende	Incômodo	Perceptível
	0,78	3,68		0,2442	Não atende	Incômodo	Perceptível
	1,00	6,14		0,4075	Não atende	Incômodo	Incômodo
Resposta Flutuante	0,68	1,33		0,0883	Atende	Perceptível	Perceptível
	0,74	1,57		0,1042	Não atende	Perceptível	Perceptível
	0,78	1,74		0,1155	Não atende	Perceptível	Perceptível
	1,00	2,83		0,1878	Não atende	Incômodo	Perceptível

Analisando as respostas listadas na Tabela 32 observa-se que da resposta dinâmica total a resposta flutuante conduz a um menor deslocamento que a resposta média, absorvendo um percentual aproximado de 47% do deslocamento pela resposta total para um período de recorrência de 10 anos, diferentemente dos outros 3 modelos apresentados anteriormente. Já para um período de recorrência de 50 anos, apesar do percentual de deslocamento na resposta flutuante continuar inferior,

diminui quando comparado com o período de recorrência de 10 anos, ficando em torno de 46%.

Com base nos resultados verifica-se que o ME-IV não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] em quase todas as variações, exceto quando o valor do o fator  $S_3$  for igual 0,68 na resposta flutuante que o valor da aceleração máxima está de acordo com o que está previsto na norma, ou seja, esta inferior ao valor de  $0,1 \text{ m/s}^2$ .

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Incômodo”, exceto quando o valor do fator  $S_3$  for igual 0,68, 0,74 e 0,78 na resposta flutuante que recebeu a classificação de “Perceptível”. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Perceptível”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Incômodo” com relação ao conforto humano.

## 7.2. Verificação de conforto humano: frequências analíticas - NBR 6123 [26]

A partir de agora serão apresentadas as avaliações dos quatro modelos estruturais estudados quanto a verificação de conforto humano, lembrando que agora as frequências apresentadas foram obtidas de forma analíticas pela Equação (7) retirada da NBR 6123 [26], como é de conhecimento que a frequência é o inverso do período pode-se obter a seguinte equação:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} \quad (24)$$

Substituindo a equação (7) na equação (24) obtém-se:

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

Neste item serão apresentados somente a avaliação quanto ao conforto humano, tendo em vista que todas as cargas dinâmicas de vento dos quatro modelos estruturais já foram apresentadas nas Tabelas 25, 27, 29 e 31.

### 7.2.1. Avaliação de conforto humano do ME-I

A seguir serão descritas as análises para o conforto humano do ME-I utilizando a frequência fundamental do 1º modo de vibração estipulada pela fórmula da NBR 6123 [26], onde os deslocamentos translacionais máximos do topo da edificação foram obtidos através do programa computacional ANSYS [27] e foram calculadas a frequência ( $f_1$ ) de acordo com Equação (25) e a aceleração máxima ( $a_{máx.}$ ) com a Equação (21).

Tabela 33 – Verificação de conforto humano para o ME-I

	$S_3$	$u_{máx}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{máx}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	0,45	1,83	0,5981	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,74	0,53		0,7044	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,78	0,59		0,7842	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	1,00	1,24		1,6481	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
Resposta Flutuante	0,68	0,25		0,3323	Não atende	Incômodo	Incômodo
	0,74	0,29		0,3854	Não atende	Incômodo	Incômodo
	0,78	0,32		0,4253	Não atende	Incômodo	Incômodo
	1,00	0,52		0,6911	Não atende	Muito incômodo	Incômodo

Com base nos resultados, verifica-se que o ME-I não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] em todas as variações analisadas, sendo a sua aceleração máxima maior que o valor de  $0,1 m/s^2$  em todas as formas de análise desta edificação.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Muito incômodo”, exceto

quando o valor do fator  $S_3$  for igual a 0,68, 0,74 e 0,78 na resposta flutuante que recebeu a classificação de “Incômodo” e quando  $S_3 = 1,00$ , na resposta total, classificado como “Intolerável”. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Incômodo”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Muito incômodo” com relação ao conforto humano.

### 7.2.2. Avaliação de conforto humano do ME-II

Continuando com a análise de conforto humano, na Tabela 34 serão descritos os resultados obtidos para este modelo estrutural, onde os valores dos deslocamentos translacionais foram obtidos com o auxílio do ANSYS [27] e os valores da frequência fundamental ( $f_1$ ) e da aceleração máxima ( $a_{m\acute{a}x}$ ) foram obtidos com a utilização das Equações (25) e (21), respectivamente.

Tabela 34 – Verificação de conforto humano para o ME-II

	$S_3$	$u_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	0,71	1,63	0,7399	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,74	0,83		0,8649	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,78	0,92		0,9587	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	1,00	1,74		1,8132	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
Resposta Flutuante	0,68	0,38		0,3960	Não atende	Incômodo	Incômodo
	0,74	0,45		0,4689	Não atende	Incômodo	Incômodo
	0,78	0,49		0,5106	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	1,00	0,79		0,8232	Não atende	Muito incômodo	Incômodo

Com base nos resultados verifica-se que o ME-II não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] em todas as variações analisadas, sendo sua aceleração máxima maior que o valor de  $0,1 m/s^2$  em todas as formas de análise da edificação estudada.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Muito incômodo”, exceto quando o valor do fator  $S_3$  for igual a 0,68 e 0,74 na resposta flutuante que foram classificadas como “Incômodo” e, também, quando o fator  $S_3$  for igual a 1,00 resposta total que recebeu a classificação de “Intolerável”. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Incômodo”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual a 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Muito incômodo” com relação ao conforto humano.

### 7.2.3. Avaliação de conforto humano do ME-III

Dando prosseguimento, serão apresentados na Tabela 35 os valores dos deslocamentos translacionais que foram obtidos com o auxílio do ANSYS [27] e os valores da frequência fundamental [Equação (25)] e da aceleração máxima [Equação (21)] que foram obtidos com as formulações imposta pela NBR 6123 [26].

Tabela 35 – Verificação de conforto humano para o ME-III

	$S_3$	$u_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	3,20	1,32	2,2127	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
	0,74	3,74		2,5861	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
	0,78	4,14		2,8627	Não atende	Intolerável	Intolerável
	1,00	7,13		4,9302	Não atende	Intolerável	Intolerável
Resposta Flutuante	0,68	1,64		1,1340	Não atende	Muito incômodo	Muito incômodo
	0,74	1,93		1,3345	Não atende	Muito incômodo	Muito incômodo
	0,78	2,13		1,4728	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
	1,00	3,45		2,3856	Não atende	Intolerável	Muito incômodo

Com base nos resultados verifica-se que o ME-III não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] em todas as variações analisadas, sendo sua aceleração máxima maior que o valor de  $0,1 m/s^2$  em todas as formas de análise da edificação.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Intolerável”, exceto quando o valor do fator  $S_3$  for igual 0,68 e 0,74 na resposta flutuante que recebeu a classificação de “Muito incômodo”. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 quase todas as variações ficaram dentro do parâmetro “Muito incômodo”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual 0,78 e 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Intolerável” com relação ao conforto humano.

#### 7.2.4. Avaliação de conforto humano do ME-IV

Finalmente, serão apresentados os valores da aceleração máxima ( $a_{m\acute{a}x}$ ) e da frequência fundamental ( $f_1$ ) obtidos pelas Equações (21) e (25) da norma [26], e o valor do deslocamento translacional no topo da edificação extraído do ANSYS [27], sendo descritos na tabela a seguir:

Tabela 36 – Verificação de conforto humano para o ME-IV

	$S_3$	$u_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_1$ (Hz)	$a_{m\acute{a}x}$ ( $m/s^2$ )	Critérios de Avaliação do Conforto Humano		
					NBR 6123 [26] $a_{lim} = 0,10 m/s^2$	CEB/1991 [6]	
						Tabela 6	Figura 11
Resposta Total	0,68	2,81	0,91	0,9168	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,74	3,32		1,0832	Não atende	Muito incômodo	Muito incômodo
	0,78	3,68		1,2007	Não atende	Muito incômodo	Muito incômodo
	1,00	6,14		2,0033	Não atende	Intolerável	Muito incômodo
Resposta Flutuante	0,68	1,33		0,4339	Não atende	Incômodo	Incômodo
	0,74	1,57		0,5122	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	0,78	1,74		0,5677	Não atende	Muito incômodo	Incômodo
	1,00	2,83		0,9233	Não atende	Muito incômodo	Incômodo

Com base nos resultados da Tabela 36 observa-se que o ME-IV não atende ao que está previsto na NBR 6123 [26] em todas as variações analisadas, sendo sua aceleração máxima maior que o valor de  $0,1 m/s^2$  em todas as formas de análise da edificação.

Para o CEB/1991 apud Hirsch & Bachmann [6] quanto ao previsto na Tabela 6 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Muito incômodo”, exceto quando o valor do fator  $S_3$  for igual a 1,00 na resposta total e igual a 0,68 na resposta flutuante que receberam a classificação de “Intolerável” e “Incômodo”, respectivamente. Já quando analisado de acordo com a Figura 11 a maioria das variações ficaram dentro do parâmetro “Incômodo”, exceto quando o fator  $S_3$  for igual 0,68, 0,74 e 1,00 para a resposta total que gerou um parâmetro de “Muito incômodo” com relação ao conforto humano.

### 7.3. Comparação entre os resultados das análises de conforto humano

Para melhorar a didática será apresentada a Tabela 37 que faz uma comparação das duas análises de conforto humano realizadas neste trabalho, onde a análise feita utilizando a frequência obtida através do programa ANSYS [27] recebera a nomenclatura de “1” e a análise realizada utilizando a frequência obtida pela fórmula da NBR 6123 [26] receberá a nomenclatura de “2” na tabela.

Tabela 37 – Comparação entre as análises de conforto

		ME-I						ME-II						ME-III						ME-IV					
		NBR 6123		CEB/1991				NBR 6123		CEB/1991				NBR 6123		CEB/1991				NBR 6123		CEB/1991			
				Tab.6		Fig.11				Tab.6		Fig.11				Tab.6		Fig.11				Tab.6		Fig.11	
		S3	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	
R. T.	0,68	N/A	N/A	P	MI	P	I	A	N/A	P	MI	P	I	A	N/A	P	IN	P	MI	N/A	N/A	I	MI	P	I
	0,74	N/A	N/A	P	MI	P	I	N/A	N/A	P	MI	P	I	A	N/A	P	IN	P	MI	N/A	N/A	I	MI	P	MI
	0,78	N/A	N/A	I	MI	P	I	N/A	N/A	P	MI	P	I	N/A	N/A	P	IN	P	IN	N/A	N/A	I	MI	P	MI
	1,00	N/A	N/A	I	IN	I	MI	N/A	N/A	I	IN	P	MI	N/A	N/A	I	IN	P	IN	N/A	N/A	I	IN	I	MI
R. F.	0,68	A	N/A	P	I	P	I	A	N/A	IP	I	IP	I	A	N/A	IP	MI	IP	MI	A	N/A	P	I	P	I
	0,74	A	N/A	P	I	P	I	A	N/A	P	I	IP	I	A	N/A	P	MI	IP	MI	N/A	N/A	P	MI	P	I
	0,78	A	N/A	P	I	P	I	A	N/A	P	MI	P	I	A	N/A	P	IN	IP	MI	N/A	N/A	P	MI	P	I
	1,00	N/A	N/A	P	MI	P	I	N/A	N/A	P	MI	P	I	A	N/A	P	IN	P	MI	N/A	N/A	I	MI	P	I

RT – Resposta Total  
IP – Imperceptível  
P – Perceptível  
N/A – Não Atende

RF – Resposta Flutuante  
I – Incômodo  
MI – Muito Incômodo  
A – Atende

1 – Frequência pelo ANSYS  
2 – Frequência pela NBR 6123  
IN – Intolerável



Observando a Tabela 37 pode-se verificar que a frequência fundamental da estrutura influencia diretamente nos resultados de conforto humano de todas as edificações, pois ficou constatado que a aceleração máxima recebe influência direta do valor da frequência e são grandezas diretamente proporcionais, ou seja, quando se aumenta o valor da frequência o valor da aceleração também aumenta e vice-versa.

Quanto à verificação do conforto humano utilizando a NBR 6123 [26] ficou constatado que em alguns casos a edificação estava dentro dos limites estabelecidos pela norma, porém se for considerado o período recorrente de 50 anos, que é o padrão normalmente utilizado pelos projetistas no Brasil, somente o ME-III estaria aprovado, estando as outras três edificações reprovadas na verificação do conforto humano, pois obtiveram acelerações maiores que  $0,1 \text{ m/s}^2$  quando estipulados estes parâmetros.

Se for admitido o parâmetro “Perceptível” (P) estabelecido pelo CEB/1991 como base para a verificação dos modelos estruturais vemos que todos, em algum momento das análises realizadas, estariam dentro do preestabelecido como tolerável.

Finalmente, ressalta-se que as avaliações de conforto humano não utilizaram as recomendações especificadas nas normas ISO 2631/1 [14] e ISO 2631/2 [28] em virtude de que os limites destas normas correspondem aos valores das acelerações *rms* e neste estudo foram investigadas apenas as acelerações de pico.

## **8. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **8.1. Generalidades**

A presente dissertação teve como objetivo o estudo do comportamento estrutural estático e dinâmico de edifícios altos de concreto armado. Para tal foram analisados quatro modelos estruturais distintos, inicialmente, a partir de uma análise estática para obtenção dos deslocamentos e esforços. Em seguida, foram determinadas as frequências naturais e os respectivos modos de vibrações de cada edifício, via análise modal. Finalmente, com base em análises qualitativas e quantitativas sobre a resposta estrutural dos modelos, os níveis de conforto humano das edificações foram avaliados, de forma a caracterizar possíveis problemas de vibrações excessivas que podem vir a causar desconforto aos usuários dos edifícios.

### **8.2. Conclusões**

#### **a) Análise modal**

Para a obtenção dos autovalores (frequências naturais) e dos autovetores (modos de vibração) dos modelos estruturais foi realizada uma análise de vibração livre, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS [27], objetivando estudar o comportamento dinâmico dos edifícios em estudo.

Assim sendo, o valor da frequência fundamental de cada edifício investigado, obtido mediante análise numérica, foi de 0,81 Hz para o ME-I, de 0,57 Hz para o ME-II, de 0,26 Hz para o ME-III e de 0,41 Hz para o ME-IV, respectivamente. Entretanto, cabe ressaltar que as formulações analíticas simplificadas oferecidas pelas normas e recomendações de projeto apresentaram valores para as frequências bastante diferentes do que aqueles obtidos, com base no emprego dos modelos em elementos finitos mais refinados. Tal discrepância é bastante relevante e pode levar a resultados bastante distintos quando o conforto humano dos edifícios analisados nesta dissertação é investigado.

No que tange a análise dos modos de vibração, em linhas gerais, foi constatado que os quatro modelos estruturais apresentaram preponderância de flexão, no que tange ao primeiro modo de vibração de flexão. Todos os sistemas estruturais também apresentaram um modo de vibração de torção entre os três primeiros modos de vibração.

#### b) Análise estática

Na análise estática os modelos estruturais em estudo foram submetidos às cargas usuais de projeto de um edifício residencial e, bem como, a ação das cargas horizontais de vento determinísticas. Os deslocamentos translacionais horizontais obtidos dos modelos estruturais investigados foram comparados com os limites recomendados pela norma brasileira NBR 6118 [30].

No que diz respeito aos quatro modelos estruturais analisados, os deslocamentos translacionais horizontais entre os pavimentos atendem aos limites de projeto previstos na norma NBR 6118 [30]. Contudo, quando os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos, obtidos no topo dos edifícios, foram comparados com os limites da norma, cabe destacar que o deslocamento máximo associado ao ME-III ultrapassou o limite da NBR 6118 [30], apresentando um deslocamento máximo superior ao recomendado. Entretanto, vale ressaltar que mesmo para o caso dos modelos estruturais ME-I, ME-II e ME-IV que atenderam ao que está previsto na norma brasileira, no que tange aos deslocamentos estáticos máximos, não se pode ter uma definição clara de que estes edifícios atendam limites de conforto humano.

#### c) Análise de conforto humano

Nesta análise pode-se observar a relevância do cálculo das frequências naturais das edificações, pois para uma avaliação de projeto do conforto humano (avaliação de projeto simplificada), a frequência fundamental da estrutura é relacionada diretamente com os valores das acelerações máximas (acelerações de pico).

Como exemplo disso, pode-se verificar que o valor da aceleração de pico do ME-I, calculado com base no emprego da frequência fundamental do edifício, obtida via método dos elementos finitos, por meio do uso do programa ANSYS [27], é igual a  $0,1347 \text{ m/s}^2$  ( $a_{\text{máx}} = 0,1347 \text{ m/s}^2$ ). Por outro lado, quando a frequência fundamental utilizada é obtida através do modelo analítico simplificado apresentado pela NBR 6123, este valor de aceleração se modifica para  $0,6991 \text{ m/s}^2$  ( $a_{\text{máx}} = 0,6991 \text{ m/s}^2$ ), portanto, sendo este um valor muito superior do que aquele obtido através dos modelos numéricos mais refinados.

Os resultados das análises de conforto humano são todos relativos ao último pavimento de cada modelo estrutural em estudo (topo dos edifícios). Nesses resultados, ao se utilizar o fator  $S_3 = 1,0$ , somente o ME-III atende ao previsto na NBR 6123 [26] ( $a_{\text{lim}} = 0,10 \text{ m/s}^2$ ), no que diz respeito ao limite de conforto humano (Tabela 38). Por outro lado, utilizando-se o CEB/1991 [6] como referência para a análise de conforto humano (Tabela 6), os modelos estruturais investigados ME-I, ME-II e ME-III apresentam valores de acelerações caracterizadas como “Perceptíveis” (Tabela 39). Entretanto, no caso do modelo estrutural ME-IV, a situação é distinta e estas acelerações são caracterizadas como sendo “Incômodas” para os usuários (Tabela 39). Cabe ressaltar que o CEB/1991 apresenta, ainda, uma análise, de acordo com os deslocamentos máximos no topo dos edifícios (Figura 11), mas que conduz, de forma geral, as mesmas faixas de conforto humano.

Tabela 38 – Verificação do conforto humano com fator  $S_3=1,0$  pela NBR 6123 [26]

Modelo Estrutural	Aceleração de Pico $a_{\text{máx.}} \text{ (m/s}^2\text{)}$	NBR 6123 [26] $(a_{\text{lim}} = 0,10 \text{ m/s}^2)$	Conforto Humano
ME-I	0,1347	$< 0,10$	Não atende
ME-II	0,1013		Não atende
ME-III	0,0921		Atende
ME-IV	0,1878		Não atende

Tabela 39 – Verificação do conforto humano com fator  $S_3=1,0$  pelo CEB/1991 [6]

Modelo Estrutural	Aceleração de Pico $a_{\text{máx.}} \text{ (m/s}^2\text{)}$	CEB/1991 [6] $a_{\text{máx.}} \text{ (m/s}^2\text{)}$	Conforto Humano
ME-I	0,1347	$0,049 < a < 0,147$	Perceptível
ME-II	0,1013		Perceptível
ME-III	0,0921		Perceptível
ME-IV	0,1878	$0,147 < a < 0,491$	Incômodo

Para obter-se uma ideia global quantitativa acerca dos resultados alcançados na análise de conforto humano foi verificado que ao se utilizar a resposta total (parcela média e parcela flutuante da pressão dinâmica do vento), nenhum dos quatro modelos estruturais atende ao limite de conforto humano previsto na NBR 6123 [26] ( $a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$ ) e, ainda, apresentam-se caracterizados como sendo “Incômodos” para os usuários, no que se refere à norma CEB/1991 [6], na situação em que a frequência fundamental dos modelos estruturais foi obtida numericamente.

Por outro lado, quando é levado em consideração o valor da frequência fundamental dos edifícios obtido com base na formulação analítica simplificada da NBR 6123 [26] os resultados não atendem ao limite previsto pela referida norma de projeto ( $a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$ ), e ainda se se apresentam caracterizados na faixa de “Muito Incômodo” e “Intolerável”, quando a norma CEB/1991 [6] é empregada na análise.

Finalmente, convém chamar a atenção do leitor para o fato de que as avaliações de conforto humano desta dissertação não utilizaram as recomendações especificadas nas normas ISO 2631/1 [14] e ISO 2631/2 [28] em virtude de que os limites das referidas normas correspondem às acelerações *rms* e neste estudo foram investigadas apenas as acelerações de pico.

### 8.3. Sugestões para trabalhos futuros

A seguir são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos na mesma linha de pesquisa do tema abordado:

- a) Estudar e implementar numericamente modelos matemáticos que representem as cargas de vento de forma mais realista, com base em modelos não determinísticos;
- b) Investigar o comportamento estrutural dinâmico de edifícios altos [concreto armado, aço, mistos (aço-concreto)], quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas;
- c) Investigar os valores das acelerações *rms*, de forma a utilizar as recomendações das normas de projeto ISO 2631/1 [14] e ISO 2631/2 [28].

- d) Estudar alternativas para solucionar os problemas de conforto humano existentes em projetos estruturais de edifícios esbeltos;
- e) Estudar outros tipos de edificações existentes, com base nas análises e critérios de conforto humano estudados neste trabalho;
- f) Investigar a interação solo-estrutura das estruturas apresentadas nesta dissertação para analisar o quão importante é para o comportamento dinâmico de edifícios;

## REFERÊNCIAS

- [1] BLESSMANN, J. Acidentes causados pelo vento, 4ª ed., Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001.
- [2] BURJ KHALIFA. Burj Khalifa. Disponível em: <<http://www.burjkhalifa.ae/en/>>. Acessado em 15 jan 2015.
- [3] WIKIPÉDIA, A ENCICLOPÉDIA LIVRE. Lista de arranha-céus do Brasil. Disponível em: <[https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista\\_de\\_arranha-c%C3%A9us\\_do\\_Brasil#cite\\_note-4](https://pt.wikipedia.org/wiki/Lista_de_arranha-c%C3%A9us_do_Brasil#cite_note-4)>. Acessado em 15 jan 2015.
- [4] LI, Q. S.; ZHI, L.; TUAN, A. Y.; KAO, C.; SU, S.; WU, C. Dynamic behavior of Taipei 101 Tower: field measurement and numerical analysis. Journal of Structural Engineering, vol. 137, n. 1, p. 143-155, jan 2011.
- [5] WIKIPÉDIA, A ENCICLOPÉDIA LIVRE. Millennium Palace. Disponível em: <[https://pt.wikipedia.org/wiki/Millennium\\_Palace](https://pt.wikipedia.org/wiki/Millennium_Palace)>. Acessado em 15 jan 2015.
- [6] BACHMANN, H.; HIRSCH, G. Vibration problems in structures practical guidelines, Berlim: Birkhäuser, 1995.
- [7] PARSONS, K. C. CIBS Technical Conferece 1985 Ergonomics Assessment of Environments in Buildings. Disponível em: <<http://homepages.lboro.ac.uk/~huph/kens.htm>>. Acessado em 21 mai 2015.
- [8] BLESSMANN, J. Ação do vento em edifícios, 2ª ed., Porto Alegre: Ed. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989.
- [9] KAREEM, A.; KIJEWski, T.; TAMURA, Y. Mitigation of motions of tall buildings

with specific examples of recent applications. *Wind and structures*, vol. 2, nº p. 201-251, 1999.

- [10] KWOK, K.; HITCHCOCK, P.; BURTON, M. D. Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 97, p. 368-380, 2009.
- [11] GIERKE, H.; BRAMMER, A. Effects of shock and vibration on humans. Disponível em: <[http://www.researchgate.net/publication/44056533\\_Effects\\_of\\_shock\\_and\\_vibration\\_on\\_humans](http://www.researchgate.net/publication/44056533_Effects_of_shock_and_vibration_on_humans)>. Acessado em 25 mai 2015.
- [12] CUNHA, P. da. Avaliação da exposição humana à vibração visando o conforto da comunidade. Disponível em: <<http://www.segurancaetrabalho.com.br/download/vibracao-abit-cetesb.pdf>>. Acessado em 25 mai 2015.
- [13] NAEIM, F. Design Practice to Prevent Floor Vibrations. Structural Steel Educational Council: Technical Information & Product Service, California, 1991.
- [14] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1, Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration: General Requirements, Genebra: ISO, 1985.
- [15] MOREIRA, T. V. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2002.
- [16] OLIVEIRA, J. C. A. Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado. Brasília: Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília, 2009.



- [17] CUNHA, A. J. P.; LIMA, N. A.; SOUZA, V. C. M. de. Acidentes estruturais na construção civil, São Paulo: PINI, 1996.
- [18] SNAEBJÖRNSSON, J.; REED, D. A. Wind-induced accelerations of a building: a case study. *Engineering Structural*, vol. 13, p. 268-280, 1991.
- [19] BERNARDINI, E.; SPENCE, S. M. J.; GIOFFRÈ, M. Dynamic response estimation of tall building with 3D modes: A probabilistic approach to the high frequency for balance method. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, p. 56-64, 2012.
- [20] BASHOR, R.; BOBBY, S.; CORREA, T. K.; KAREEM, A. Full-scale performance evaluation of tall buildings under wind. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, p. 88-97, 2012.
- [21] YI, J.; ZHANG, J. W.; LI, Q. S. Dynamic characteristics and wind-induced responses of a super-tall building during typhoons. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, p. 116-130, 2013.
- [22] FARRARETO, J. A.; MAZZILLI, C. E. N.; FRANÇA, R. L. S. Wind-induced motion on tall buildings: A comfort criteria overview. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, p. 26-42, 2015.
- [23] 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*, p. 296-303, 2006.
- [24] DAVENPORT, A. G. How can we simplify and generalize wind loads? *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, p. 657-669, 1995.
- [25] CHÁVEZ, E. S. Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões

flutuantes induzidas pela ação do vento. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988, 66 p.
- [27] ANSYS, Inc. Theory reference (version 12.1), 2009.
- [28] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-2: Mechanical vibration and shock - Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration: Continuouns and Shock-Induced Vibration in Buildings, Genebra: ISO, 1989.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980, 6 p.
- [30] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007, 231 p.
- [31] COOK, R.; MALKUS, D.; PLESHA, M.; WITT, R. Concepts and applications of finite element analysis, 4<sup>a</sup>. ed ed., Madison: J. Wiley, 2002.
- [32] GUILLAUME, P. Modal analysis. Disponível em: <<http://mech.vub.ac.be/avrg/publications/ModalAnalysis.pdf>>. Acessado em 30 mai 2015.