

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**LEONARDO TORRES DA SILVA**

**ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE  
VENTO UTILIZANDO MÉTODO DISCRETO DA NBR 6123:1988**

**GUARAPUAVA**

**2022**

**LEONARDO TORRES DA SILVA**

**ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE  
VENTO UTILIZANDO O MÉTODO DISCRETO DA NBR 6123:1988**

**DYNAMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS UNDER WIND  
ACTION USING THE DISCRETE METHOD OF NBR 6123:1988**

Trabalho de conclusão de curso de graduação  
apresentada como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): Rúbia Mara Bosse

**GUARAPUAVA**

**2022**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**LEONARDO TORRES DA SILVA**

**ANÁLISE DINÂMICA DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE  
VENTO UTILIZANDO MÉTODO DISCRETO DA NBR 6123:1988**

Trabalho de conclusão de curso de graduação  
apresentada como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 16 de dezembro de 2022

---

Dyorgge Alves Silva  
Mestre  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Gustavo De Miranda Saleme Gidrão  
Doutor  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Orientador(a): Rubia Mara Bosse  
Doutora  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

**GUARAPUAVA**

**2022**

Dedico este trabalho à minha família, pelos  
momentos de ausência e saudade.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus pela força e capacidade de entendimento concedida.

Agradeço aos meus pais Pedro e Maria, minha irmã Barbara e a minha vó Venina por todo apoio ao longo desta caminhada, não medindo esforços para realização de meu sonho.

A Daniele, por toda ajuda e apoio em todos os momentos.

Aos meus amigos, por todos os momentos e conselhos.

Agradeço especialmente a minha orientadora Dra. Rubia Mara Bosse por todo conhecimento compartilhado e conselhos que guiaram nessa trajetória.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma contribuíram para minha formação e realização deste trabalho.

## RESUMO

Devido ao desenvolvimento de novas técnicas e melhorias de métodos de análise estruturais, foi possível a construção de edifícios mais altos. Com isso os ventos que atingem esses edifícios podem gerar danos estruturais ou induzir desconforto aos moradores. Seguindo a NBR 6123:1988 podemos calcular as forças dinâmicas do vento aplicando as diretrizes dos métodos simplificado e discreto aplicados como cargas estáticas equivalentes ou dinâmicas nos nós dos pórticos. Este trabalho compara a resposta em deslocamentos de 2 edifícios altos de concreto armado sob a ação de forças laterais do vento por 3 metodologias: método simplificado estático, método estático discreto e método discreto utilizando carregamentos harmônicos. Para isso é aplicado o modelo mecânico *shear building* que possibilita a realização de análises dinâmicas estruturais em sistemas massa-mola-amortecedor que apresentam propriedades equivalentes às propriedades dos edifícios. Utilizando estes métodos aplicados no trabalho, foi possível a análise da resposta dos deslocamentos laterais em um edifício hipotético de 21 pavimentos localizado em Campo Mourão/PR e outro edifício real de 23 pavimentos localizado em Guarapuava/PR. Com a análise comparativa dos métodos simplificado, discreto estático e discreto dinâmico, é possível observar que o modelo dinâmico conduz à respostas estruturais próximas das obtidas pelos modelos estáticos com exceção de quando a frequência do carregamento harmônico é adotada igual à frequência fundamental da estrutura, neste caso da análise dinâmica resulta resposta de ressonância estrutural. A partir dos resultados deste trabalho pode-se observar que ambos os métodos respeitam a verificação de segurança para o estado limite de deformações excessivas apresentado na ABNT NBR 6118:2014.

**Palavras-chave:** dinâmico; simplificado; estático; vento; *Shear Building*.

## ABSTRACT

Due to the development of new techniques and improvements of structural analysis methods, it was possible to build taller buildings. With this the winds that reach these buildings can generate structural damage or induce discomfort to residents. Following NBR 6123:1988 we can calculate the dynamic forces of the wind by applying the guidelines of the simplified and discrete methods applied as equivalent or dynamic static loads in the nodes of the gables. This work compared the displacement response of 2 tall reinforced concrete buildings under the action of side wind forces by 3 methodologies: static simplified method, discrete static method and discrete method using harmonic loadings. For this, the mechanical *shear building* model is applied, which allows structural dynamic analyses in mass-spring-damper systems that have properties equivalent to the properties of buildings. Using these methods applied in the work, it was possible to analyse the response of lateral displacements in a hypothetical 21-storey building located in Campo Mourão/PR and another real building of 23 floors located in Guarapuava/PR. With the comparative analysis of simplified, discrete static and discrete dynamic methods, it is possible to observe that the dynamic model leads to structural responses close to those obtained by static models except when the frequency of harmonic loading is adopted equal to the fundamental frequency of the structure, in this case dynamic analysis results structural resonance response. From the results of this study, it can be observed that both methods respect the safety check for the limit state of excessive deformations presented in ABNT NBR 6118:2014.

**Keywords:** dynamic; simplified; static; wind; *shear building*.

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos de $\beta$ e $\gamma$ .....	22
Tabela 2 - Parâmetro meteorológicos .....	27
Tabela 3 - Valores mínimos do fator estático $S3$ . .....	27
Tabela 4 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo. ....	36
Tabela 5 - Referencial para aplicação das forças do vento.....	37
Tabela 6 – Valores utilizados para a determinação das forças de vento pelo método simplificado.....	39
Tabela 7 - Valores utilizados para determinação do método discreto. ....	39
Tabela 8 - Valores de referência para o método discreto.....	40
Tabela 9 - Modos de vibração. ....	40
Tabela 10 - Forças do vento obtidas pelo método Simplificado em 90° .....	41
Tabela 11 - Forças de vento obtidas pelo método discreto 90° .....	42
Tabela 12 - Deslocamentos máximos obtidos a partir dos modelos de vento considerados.....	47
Tabela 13 - Deslocamentos máximos obtidos a partir dos modelos de vento considerados.....	52
Tabela 14 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo. ....	53
Tabela 15 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo. ....	54
Tabela 16 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo. ....	55
Tabela 17 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo. ....	56
Tabela 18 - Valores utilizados para determinação das forças de vento pelo método simplificado.....	59
Tabela 19 - Valores utilizados para determinação do método discreto. ....	59
Tabela 20 - Valores de referência para o método discreto.....	60
Tabela 21 - Modos de vibração .....	61
Tabela 22 - Forças do vento obtidas pelo método Simplificado em 90° .....	62
Tabela 23 - Forças de vento obtidas pelo método discreto 90° .....	63
Tabela 24 - Deslocamentos máximos para os modos de vibrações .....	68
Tabela 25 - Deslocamentos máximos para os modos de vibrações. ....	72



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de modelo Shear Building .....	17
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica (m/s). .....	24
Figura 3 - Fator topográfico $S_1(z)$ . .....	25
Figura 4 - Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência .....	28
Figura 5 - Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência .....	28
Figura 6 - Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos. ....	29
Figura 7 - Expoente $b$ e parâmetro $p$ . .....	30
Figura 8 - Coeficiente de amplificação dinâmica para a categoria IV. ....	30
Figura 9 - Esquema para modelo dinâmico discreto .....	31
Figura 10 - Fluxograma base para o código computacional .....	34
Figura 11 – Planta de formas do pavimento tipo. ....	36
Figura 12 - Modelo da estrutura em 3D. ....	37
Figura 13 - Direções para aplicação da ação do vento. ....	38
Figura 14 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o primeiro modo de vibração. ....	43
Figura 15 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o sétimo modo de vibração. ....	43
Figura 16 - Forças do vento, método (3) .....	44
Figura 17 - Forças do vento, método (3) frequência ressonante com o vigésimo primeiro modo de vibração. ....	44
Figura 18 – Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 1,373$ Hz. ....	45
Figura 19- Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 4,112$ Hz. ....	45
Figura 20 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 12,138$ Hz. ....	46
Figura 21 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 17,187$ Hz. ....	46
Figura 22 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 37,433$ Hz. ....	47
Figura 23 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 1,373$ Hz. ....	49
Figura 24 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 4,112$ Hz. ....	50
Figura 25 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 12,138$ Hz. ....	50
Figura 26 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 17,187$ Hz. ....	51

Figura 27 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 37,433$ Hz. ....	51
Figura 28 – Pavimento térreo. ....	53
Figura 29 – Segundo Pavimento. ....	54
Figura 30 – Terceiro Pavimento. ....	55
Figura 31 - Pavimento tipo do Quarto 4º ao 21º Pav. ....	56
Figura 32 – Edifício por inteiro com sua altura. ....	57
Figura 33 - Direções para aplicação da ação do vento. ....	58
Figura 34 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o primeiro modo de vibração. ....	64
Figura 35 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o sétimo modo de vibração. ....	64
Figura 36 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o décimo quarto modo de vibração. ....	64
Figura 37 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o vigésimo primeiro modo de vibração. ....	64
Figura 38 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 0,9792$ Hz. ....	65
Figura 39 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 5,7370$ Hz. ....	66
Figura 40 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 21,790$ Hz. ....	66
Figura 41 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 28,530$ Hz. ....	67
Figura 42 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 164,031$ Hz. ....	67
Figura 43 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 0,9792$ Hz. ....	69
Figura 44 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 5,737$ Hz. ....	70
Figura 45 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 21,790$ Hz. ....	71
Figura 46 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 28,530$ Hz. ....	71
Figura 47 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação $f = 164,031$ Hz. ....	72

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 .....	16
Equação 2 .....	17
Equação 3 .....	17
Equação 4 .....	17
Equação 5 .....	17
Equação 6 .....	18
Equação 7 .....	18
Equação 8 .....	18
Equação 9 .....	18
Equação 10 .....	18
Equação 11 .....	18
Equação 12 .....	18
Equação 13 .....	18
Equação 14 .....	18
Equação 15 .....	19
Equação 16 .....	19
Equação 17 .....	19
Equação 18 .....	19
Equação 19 .....	19
Equação 20 .....	19
Equação 21 .....	20
Equação 22 .....	20
Equação 23 .....	20
Equação 24 .....	20
Equação 25 .....	21
Equação 26 .....	21
Equação 27 .....	21
Equação 28 .....	22
Equação 29 .....	22
Equação 30 .....	22
Equação 31 .....	22
Equação 32 .....	23
Equação 33 .....	24
Equação 34 .....	26
Equação 35 .....	28
Equação 36 .....	28
Equação 37 .....	29
Equação 38 .....	29

Equação 39 .....	30
Equação 40 .....	32
Equação 41 .....	32
Equação 42 .....	32
Equação 43 .....	32
Equação 44 .....	32
Equação 45 .....	34
Equação 46 .....	48
Equação 47 .....	52
Equação 48 .....	73

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Normas Brasileiras
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>13</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO GERAL</b> .....	<b>14</b>
<b>2.1</b>	<b>Objetivos Específicos</b> .....	<b>15</b>
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>16</b>
<b>3.1</b>	<b><i>Shear Building</i></b> .....	<b>16</b>
<b>3.2</b>	<b>Método de Newmark</b> .....	<b>21</b>
<b>3.3</b>	<b>Modelo Estático simplificado para Cálculo das forças de vento em edificações</b> .....	<b>23</b>
<b>3.4</b>	<b>Modelo Simplificado</b> .....	<b>28</b>
<b>3.5</b>	<b>Modelo Discreto</b> .....	<b>31</b>
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA</b> .....	<b>33</b>
<b>5</b>	<b>RESULTADOS</b> .....	<b>35</b>
<b>5.1</b>	<b>Edifício hipotético em Campo Mourão</b> .....	<b>35</b>
5.1.1	Forças Horizontais.....	37
5.1.2	Método Simplificado .....	38
5.1.3	Método Discreto .....	39
5.1.4	Frequências e Modos de Vibração .....	40
5.1.5	Forças do vento obtidas pelo método simplificado .....	41
5.1.6	Forças do vento obtidas pelo método discreto .....	42
5.1.7	Resposta Estrutural .....	43
<u>5.1.7.1</u>	<u>Deslocamentos obtidos sem amortecimento</u> .....	<u>44</u>
<u>5.1.7.2</u>	<u>Deslocamentos obtidos com amortecimento</u> .....	<u>48</u>
<b>5.2</b>	<b>Edifício real localizado em Guarapuava</b> .....	<b>52</b>
5.2.1	Forças Horizontais.....	57
5.2.2	Método Simplificado .....	58
5.2.3	Método Discreto .....	59
5.2.4	Frequências e Modos de Vibração .....	60
5.2.5	Forças do vento obtidas pelo método simplificado .....	61
5.2.6	Forças do vento obtidas pelo método discreto .....	62
5.2.7	Resposta estrutural .....	63
<u>5.2.7.1</u>	<u>Deslocamentos obtidos sem amortecimento</u> .....	<u>65</u>
<u>5.2.7.2</u>	<u>Deslocamentos obtidos com amortecimento</u> .....	<u>69</u>
<b>5.3</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>74</b>

<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>76</b>
-------------------------	-----------

## 1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento de técnicas, utilização de novos materiais na construção civil e aplicação de métodos de análise estruturais mais eficientes, tornou-se possível uma maior verticalização dos edifícios, permitindo maiores vãos e elementos estruturais mais esbeltos (ALVES, 2015). Em edifícios altos, a ação de ventos de grande intensidade pode gerar danos estruturais e induzir desconforto aos moradores, devido a acelerações impostas aos pavimentos. Em casos críticos e/ou estruturas mais leves as ações de vento podem provocar acidentes estruturais (CHÁVEZ, 2006).

A normativa NBR 6123:1998 é referente as diretrizes de consideração das forças de vento em edificações e indica duas principais metodologias para isso: o método contínuo simplificado (método 1) e o método discreto, sendo este, subdividido em estático (método 2) e dinâmico (método 3). No método simplificado considera-se que a massa da edificação é distribuída uniformemente ao longo da altura e somente o modo de vibração fundamental contribui para a resposta dinâmica da estrutura. No método discreto consideram-se edificações com propriedades variáveis ao longo da altura, e pode-se considerar a contribuição de modos de vibração variados na resposta dinâmica do edifício (GUERZONI, 2020).

Segundo Santos (2018), os resultados impostos pelo método discreto, presente na normativa, são superestimados e não sustentáveis. Entretanto, pode-se destacar que o método discreto conduz a resultados dinamicamente mais consistentes pois leva em consideração as características dinâmicas da estrutura, como a frequência natural, presença de amortecimento, a forma modal e ainda, pode-se incluir a participação de modos de vibração superiores. As ações de vento também podem ser tratadas como processos estocásticos que modelam o fenômeno a partir de uma função de densidade espectral de potência e envolvem a consideração de incertezas na amplitude das forças e na frequência de excitação do carregamento. Deste modo, edifícios da atualidade necessitam de métodos mais eficientes que analisem a ação do vento, bem como seu comportamento dinâmico (MARTINS, 2018).

Com o avanço na mecânica computacional dispõe-se de modelos mecânicos refinados para a análise dinâmica dos ventos em um edifício (MEIRELES E PINHO, 2008). Um destes métodos é o de elementos finitos (MEF) o qual é muito utilizado na



análise computacional de estruturas, e que consiste em discretizar a estrutura em elementos e obter a resposta estrutural para cada grau de liberdade da estrutura (PRIGOL, 2012). Este modelo costuma apresentar alto custo computacional principalmente no caso de análises dinâmicas considerando estruturas tridimensionais. Como alternativa ao MEF, pode-se utilizar modelos mais simples de representação estrutural como o *Shear Building*, que pode ser aplicado à obtenção da resposta dinâmica de estruturas idealizadas como conjuntos massa-mola-amortecedor e que vêm apresentando resultados satisfatórios (DAVID, 2019; CHTCOT, 2017). Apesar de diversos trabalhos demonstrando a evidenciado método de shear Building para diversos tipos de terrenos e estruturas, deve-se considerar alguns pontos negativos dessa metodologia quando avaliamos condições massa-mola-amortecedor em terremotos. No trabalho de Bosse (2017) demonstrou que metodologia é impropria pois não corresponde à realidade das frequências naturais das estruturas.

O *Shear Building* é criado em um modelo genérico simplificado que representa uma classe de sistemas estruturais, com determinado período natural e distribuição de rigidez sobre a altura (ALHAN, 2011). Vários trabalhos presentes na literatura aplicaram o modelo *Shear Building* para representação de edifícios de concreto armado submetidos à ação de vento demonstrando a eficácia do método como pode-se consultar nos trabalhos de FIGUEIREDO, 2018; PENA, 2017; PAZ, 1985; BOSSE E GIDRÃO, 2016; ALHAN, 2011; MARTINS, 2018; ALVES, 2015.

Nesse sentido, este trabalho visa a comparação dos métodos simplificado e discreto, apresentados na norma NBR 6123:1988, utilizando o modelo de *Shear Building* para análise dinâmica estrutural de dois edifícios. Um edifício hipotético de 21 pavimentos, retirado do estudo de Santos (2019), localizado em Campo Mourão/PR e o outro com 23 pavimentos localizado na cidade de Guarapuava/PR. Para isso, foi desenvolvido um código computacional para obtenção da resposta de deslocamentos laterais, esforços internos e acelerações nos pavimentos.

## **2 OBJETIVO GERAL**

Analisar a resposta de deslocamentos laterais de um edifício hipotético de 21 pavimentos, retirado do estudo de Santos (2019), localizado em Campo Mourão/PR e

de um edifício residencial de 23 pavimentos em Guarapuava/PR, sujeitos a ação dinâmica do vento, em comparação ao modelo simplificado de vento estático disponível na NBR 6123:1988.

## **2.1 Objetivos Específicos**

- Encontrar propriedades equivalentes, a partir do projeto estrutural do edifício em estudo, para aplicação do modelo *Shear Building* na obtenção da resposta dinâmica do edifício;
- Desenvolver o código computacional para análise dinâmica do edifício em estudo utilizando o integrador temporal de Newmark para obtenção da resposta em deslocamentos no tempo da estrutura;
- Comparar os métodos de representação do vento estudados;
- Realizar a simulação dinâmica para o vento característico nas cidades de Guarapuava/PR e Campo Mourão/PR.

### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 *Shear Building*

*Shear building* é um modelo simplificado de um edifício com “n” pavimentos, onde assume-se que toda a massa se distribui entre os níveis dos pavimentos e que suas vigas sejam infinitamente mais rígidas em relação as colunas. Deste modo, o número de graus de liberdade utilizado é o número de pavimentos do edifício (FIGUEIREDO, 2018). Neste modelo, é considerado então, que os deslocamentos verticais e rotacionais da estrutura estudada são insignificantes, e, por conta disso, desprezados quando comparados aos deslocamentos horizontais (PENA, 2017).

Segundo Paz (1985), para a utilização desse modelo, deve-se impor três hipóteses:

- A massa de toda a estrutura está concentrada no nível de cada pavimento;
- As vigas são infinitamente mais rígidas em comparação às colunas;
- A deformação presente na estrutura independe das forças axiais presentes nas colunas.

Com isso, a massa de cada pavimento pode ser obtida através da equação 1.

$$m_{pav} = m_l + m_v + m_{pil}$$

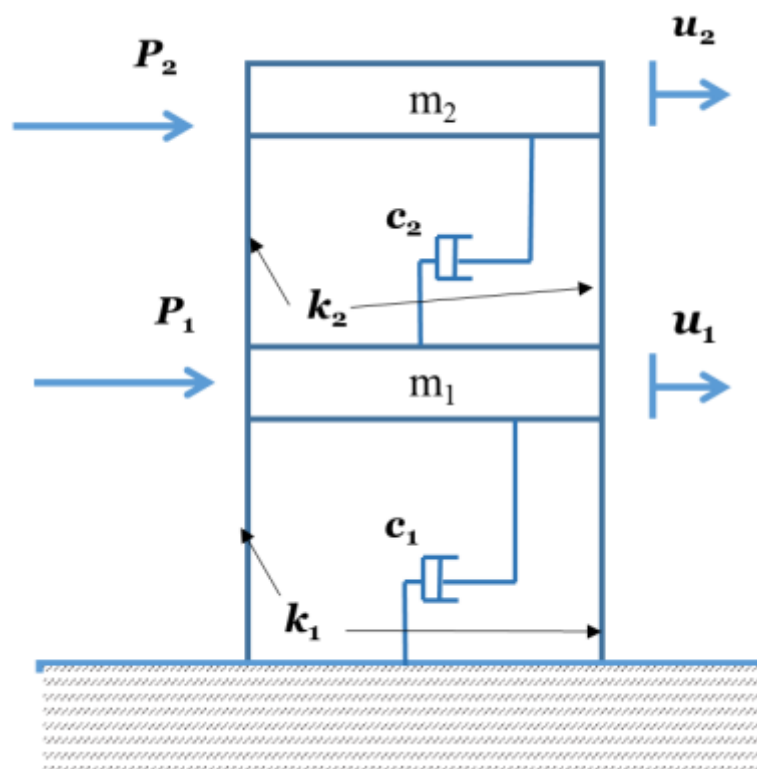
**Equação 1**

Em que:

$m_{pav}$  é a massa de cada pavimento,  $m_l$  a massa da laje no pavimento,  $m_v$  a massa das vigas no pavimento e  $m_{pil}$  a massa dos pilares no pavimento.

Considerando um edifício de dois pavimentos, a rigidez em cada andar é dada pela soma das rigidezes dos pilares, sendo demonstrado pela figura 1 e descrito pela equação 2.

Figura 1 - Esquema de modelo Shear Building



Fonte: Martins, 2018.

Obtendo assim:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t)$$

Equação 2

Onde  $M$  é a matriz de massa,  $K$  a matriz de rigidez e  $C$  a matriz de amortecimento, demonstradas respectivamente pelas equações 3, 4 e 5,  $P(t)$  o vetor de forças, demonstrado pela equação 6,  $U$  o vetor de deslocamento  $\dot{U}$  o vetor de velocidade e  $\ddot{U}$  o vetor de aceleração demonstrados respectivamente pelas equações 7, 8 e 9:

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

Equação 3

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

Equação 4

$$C = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & C \\ -C_2 & C_2 \end{bmatrix}$$

Equação 5

$$P(t) = \begin{bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \end{bmatrix}$$

Equação 6

$$U = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{bmatrix}$$

Equação 7

$$\dot{U} = \begin{bmatrix} \dot{U}_1 \\ \dot{U}_2 \end{bmatrix}$$

Equação 8

$$\ddot{U} = \begin{bmatrix} \ddot{U}_1 \\ \ddot{U}_2 \end{bmatrix}$$

Equação 9

Para o caso de um edifício com n graus de liberdade, suas matrizes e vetores são definidos como:

$$U = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ \vdots \\ U_n \end{bmatrix}$$

Equação 10

$$\dot{U} = \begin{bmatrix} \dot{U}_1 \\ \dot{U}_2 \\ \vdots \\ \dot{U}_n \end{bmatrix}$$

Equação 11

$$\ddot{U} = \begin{bmatrix} \ddot{U}_1 \\ \ddot{U}_2 \\ \vdots \\ \ddot{U}_n \end{bmatrix}$$

Equação 12

$$P(t) = \begin{bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ \vdots \\ P_n(t) \end{bmatrix}$$

Equação 13

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

Equação 14

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & k_n \end{bmatrix} \quad \text{Equação 15}$$

$$M = \begin{bmatrix} C_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & C_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & C_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & C_n \end{bmatrix} \quad \text{Equação 16}$$

Para a utilização desse modelo os pilares são considerados engastados, portanto, o coeficiente  $k_{\text{ pilar}}$  de cada pilar deve ser considerado (Equação 17).

$$k_{\text{ pilar}} = \frac{12EI}{H^3} \quad \text{Equação 17}$$

Em que:

$E$  é o módulo de elasticidade,  $I$  a incércia de cada pilar e  $H$  o pé direito do pavimento.

Para obtenção da frequência natural e dos modos de vibração se utiliza do método de análise modal com cálculo dos autovalores e autovetores do sistema considerado não-amortecido, respectivamente, de acordo com as equações 18 e 19.

$$\{[K] - \omega^2[M]\} \cdot \{U\} = \{0\} \quad \text{Equação 18}$$

$$\{[D] - \lambda[I_n]\} \cdot \{\phi\} = \{0\} \quad \text{Equação 19}$$

Em que:

$K$  é a matriz de rigidez do Sistema,  $M$  a matriz de massa do Sistema,  $U$  o vetor de deslocamentos,  $\omega$  a frequência natural em radianos por Segundo,  $\lambda$  os autovalores do problema,  $\phi$  o modo de vibração,  $I_n$  a matriz identidade de ordem “n” e  $D$  a matriz dinâmica dada pela equação 20.

$$[D] = [M]^{-1}[K] \quad \text{Equação 20}$$

Para solução do problema, aplica-se a determinante na equação 19.

O desacoplamento modal deve ser realizado para que as  $n$  equações de  $n$  graus de liberdade tenham  $n$  equações independentes (ALVES, 2015). Desta forma, cada uma pode ser resolvida individualmente (MARTINS, 2018). Para isso, segundo Martins (2018) e Alves (2015), é necessária a definição de uma matriz modal, onde cada coluna corresponde a um modo de vibração.

$$\Phi = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & \dots & a_{1n} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & \dots & a_{2n} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & \dots & a_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & a_{n3} & \dots & a_{nn} \end{bmatrix} \quad \text{Equação 21}$$

Por conseguinte, há necessidade de definição de um vetor  $q$ , o qual diz respeito as coordenadas do sistema desacoplado, relacionando-as com o sistema original como demonstrado pela equação 22 (MARTINS, 2018).

$$\begin{aligned} U &= \Phi q \\ \dot{U} &= \Phi \dot{q} \\ \ddot{U} &= \Phi \ddot{q} \end{aligned} \quad \text{Equação 22}$$

Onde  $U$ ,  $\dot{U}$  e  $\ddot{U}$  são, respectivamente, vetores de deslocamentos, velocidade e aceleração e  $q$ ,  $\dot{q}$  e  $\ddot{q}$  são caracterizadas como vetores das coordenadas, velocidade e aceleração. Com isso o desacoplamento pode ser realizado através da equação 23 (MARTINS, 2018).

$$\begin{aligned} \Phi^T P &= \Phi^T (M\ddot{U} + C\dot{U} + KU) \\ M_r \ddot{q} + C_r \dot{q} + K_r q &= P_r \end{aligned} \quad \text{Equação 23}$$

Sendo  $P_r$  a nova matriz de força,  $M_r$  matriz desacoplada de massa,  $K_r$  a matriz desacoplada de rigidez e  $C_r$  a matriz desacoplada de amortecimento. As matrizes desacopladas são representadas pelas equações 24, 25 e 26.

$$M_r = \begin{bmatrix} m_{r1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_{r2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & m_{r3} & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & m_{rn} \end{bmatrix} \quad \text{Equação 24}$$

$$K_r = \begin{bmatrix} k_{r1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & k_{r2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & k_{r3} & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & k_{rn} \end{bmatrix} \quad \text{Equação 25}$$

$$C_r = \begin{bmatrix} c_{r1} & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & c_{r2} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & c_{r3} & \dots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & c_{rn} \end{bmatrix} \quad \text{Equação 26}$$

### 3.2 Método de Newmark

Um Sistema mecânico é constituído do conjunto massa, mola e amortecedor. A massa é responsável pelo acúmulo de energia cinética, a mola representa a rigidez presente no sistema armazenando energia potencial elástica e o amortecedor dissipa energia, podendo este, ser na forma de calor ou som, gerando equilíbrio estável (VIANA E ARAÚJO, 2009).

As vibrações presentes no sistema são ocasionadas pelo acréscimo de energia, o qual pode ser fornecido sob forma de deslocamento, velocidades ou agentes externos, como exemplo, o vento. Assim, quando um sistema de N graus de liberdade sofre uma força de excitação externa, sua equação de equilíbrio, sob forma matricial, pode ser representada pela equação 27 (VIANA E ARAÚJO, 2009).

$$F(t) = M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) \quad \text{Equação 27}$$

Em que:

$M$  é a matriz de massa,  $C$  a matriz de amortecimento,  $K$  a matriz de rigidez,  $u$  o vetor dependente do tempo dos deslocamentos,  $\dot{u}$  o vetor dependente do tempo das velocidades e  $\ddot{u}$  o vetor dependente do tempo das acelerações.

Para a resolução da equação 26 podemos utilizar o método de Newmark para marcha no tempo, que se trata de um método de integração temporal direta implícito. Para isso, são definidas duas equações fundamentais: a de deslocamento e a da velocidade no intervalo de tempo  $(t)$  até a sua dada variação  $(t + \Delta t)$  (MARTINS, 2018). Tais equações mencionadas estão representadas nas equações 28 e 29.



$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + [(1 - \gamma)\ddot{u}_n + \gamma\ddot{u}_{n+1}]\Delta t \quad \text{Equação 28}$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n\Delta t + [(1 - 2\beta)\ddot{u}_n + 2\beta\ddot{u}_{n+1}]\frac{(\Delta t)^2}{2} \quad \text{Equação 29}$$

Onde  $\beta$  e  $\gamma$  são parâmetros de integração, que podem ser visualizados na tabela 1, os quais determinam a estabilidade e exatidão do método de Newmark e  $n$  é o incremento do tempo (MARTINS 2018; VIANA E ARAÚJO, 2009).

**Tabela 1 - Valores típicos de  $\beta$  e  $\gamma$**

Método	$\beta$	$\gamma$
Aceleração Média Constante	¼	½
Aceleração Linear	1/6	½
Fox-Goodwin	1/12	½
Diferença Central	0	½

**Fonte: VIANA E ARAÚJO, 2009.**

Para que o método de Newmark se torne mais estável, segundo Bathe e Wilson (1973), o valor de  $\Delta t$  deve ser escolhido conforme demonstrado a seguir:

$$\text{Para } \beta = \frac{1}{4} \rightarrow \Delta t \leq \frac{T_1}{25};$$

$$\text{Para } \beta = \frac{1}{6} \rightarrow \Delta t \leq \frac{T_1}{600}.$$

Em que,  $T_1$  é o período fundamental da estrutura em análise.

A aceleração pelo método de Newmark, pode, então, ser calculada seguindo a equação 30.

$$\hat{F}_{n+1} = F_{n+1} - C[\dot{u}_n + \Delta t(1 - \gamma)\ddot{u}_n] - K[u_n + \Delta t\dot{u}_n + \frac{\Delta t^2}{2}(1 - 2\beta)\ddot{u}_n]$$

**Equação 30**

Desta forma, através de  $\ddot{u}_{n+1}$  pode-se obter a velocidade ( $\dot{u}_{n+1}$ ) e o deslocamento ( $u_{n+1}$ ). Por fim, por meio da equação dinâmica do movimento (equação 27) obtemos a equação 31 (VIANA E ARAÚJO, 2009).

$$M\ddot{u}_0 + C\dot{u}_0 + Ku_0 = F_0 \Rightarrow \ddot{u}_0 = M^{-1}(F_0 - C\dot{u}_0 - Ku_0) \quad \text{Equação 31}$$

Em que,  $M^{-1}$  é a matriz inversa da massa.

### **3.3 Modelo Estático simplificado para Cálculo das forças de vento em edificações**

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 a determinação de uma carga estática equivalente do vento é realizada segundo sua forma de estrutura, rugosidade da edificação e do terreno, altura da estrutura, topografia do terreno e fator estático (SANTOS, 2019).

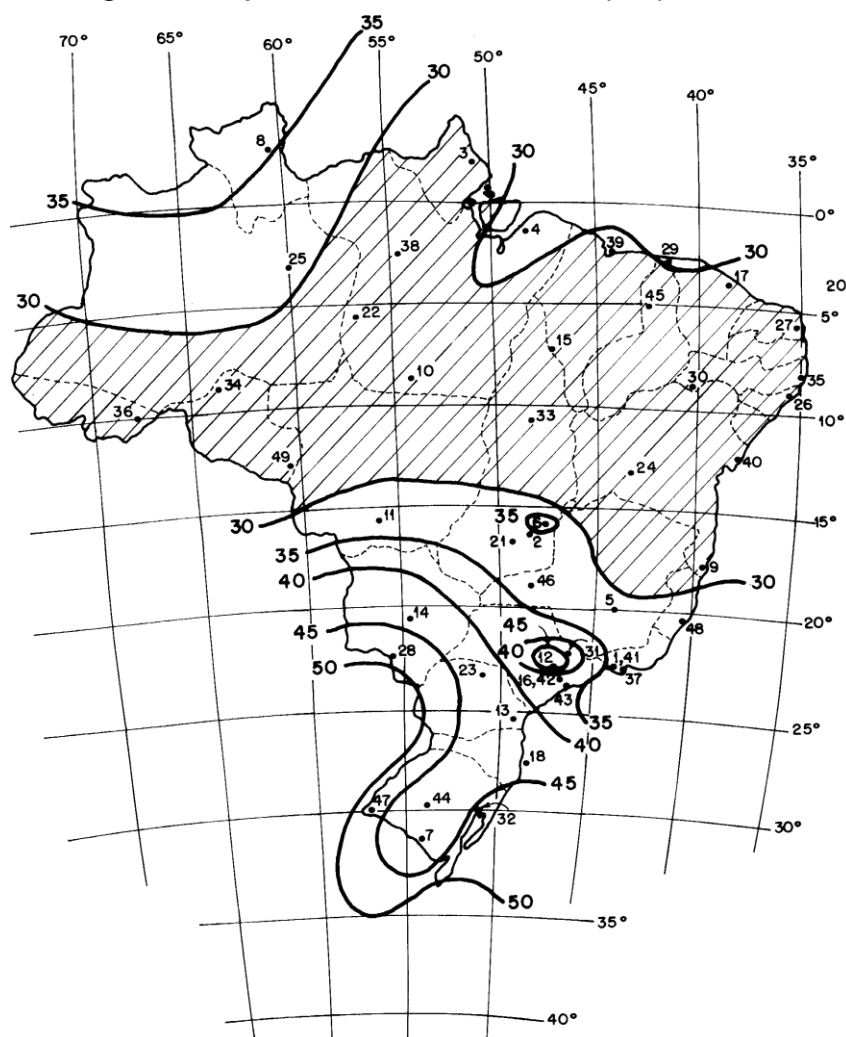
O valor do vento característico é dado pela equação 32.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

**Equação 32**

Em que,  $V_0$  é a velocidade básica,  $S_1$  é o fator topográfico,  $S_2$  é o fator da rugosidade e  $S_3$  é o fator estático. O mapa e isopletas encontrado na ABNT NBR 6123:1988, representado pela figura 2, mostra a velocidade básica do vento para diferentes localidades do Brasil, sendo interessante notar que as mais alta ocorrem no sul do país.

Figura 2 - Isopletas da velocidade básica (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

O fator topográfico  $S_1$  é fornecido pela norma ABNT NBR 6123:1988, levando em consideração o tipo de variações do terreno, sendo determinado pelas seguintes circunstâncias como dita a ABNT NBR 6123:1988:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- Taludes e morros onde é admitido um fluxo de ar bidimensional com sentido apresentado na figura 3.
  - No ponto A morros e nos pontos A e C taludes onde  $S_1 = 1,0$ ;
  - No ponto B, onde  $S_1$  é uma função em relação a  $z$ , como demonstrado na equação 33:

$$\theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1,0$$

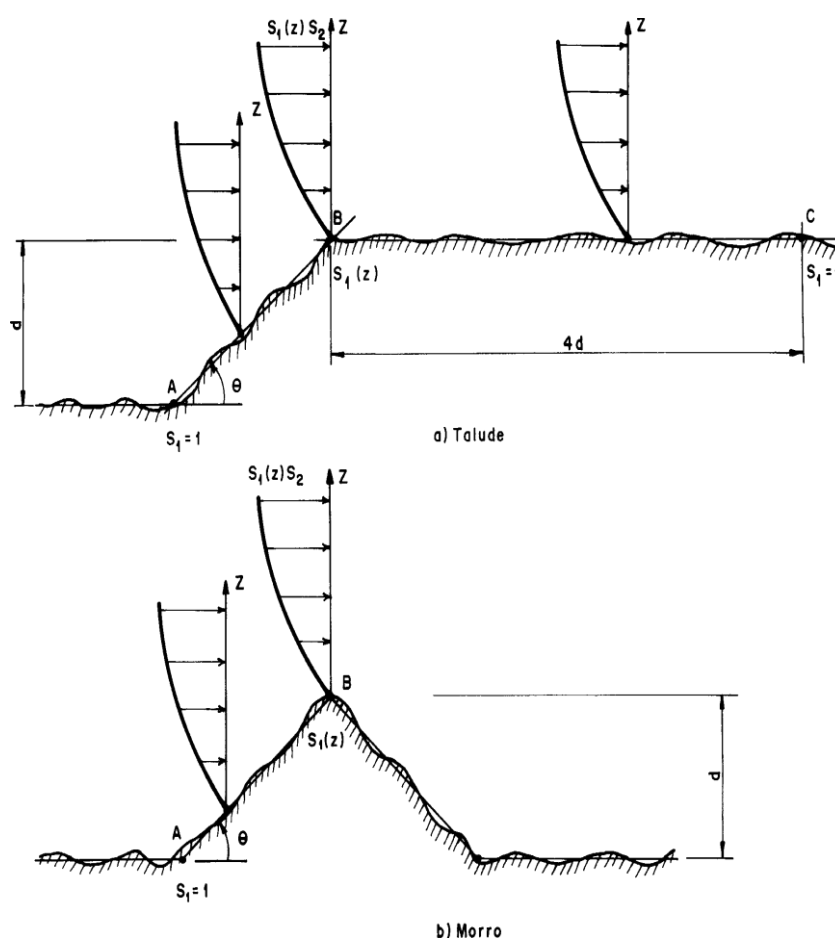
$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

Equação 33

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

Sendo que  $z$  é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado,  $d$  a diferença entre o nível da base e do topo do talude ou morro e  $\theta$  é a inclinação média do talude ou morro. Assim como cita a ABNT NBR 6123:1988, para vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção  $S_1 = 0,9$ .

**Figura 3 - Fator topográfico  $S_1(z)$ .**



**Fonte: ABNT NBR 6123:1988.**

O coeficiente  $S_2$  considera a combinação dos efeitos da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento de acordo com a altura e das dimensões presentes na edificação analisada, sendo este coeficiente o responsável por incorporar os efeitos de rajada (ABNT NBR 6123, 1988; MARTINS, 2018).

A rugosidade do terreno é dividida na ABNT NBR 6123:1988 em cinco categorias:

- Categoria 1: Superfícies lisas com grandes dimensões, havendo mais de 5 km de extensão no sentido em que o vento incide;
- Categoria 2: Terrenos abertos, com poucos obstáculos, como por exemplo árvores e edificações baixas;
- Categoria 3: Terrenos aplainados ou ondulados com obstáculos do tipo sebes e muros, quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria 4: Terrenos cheios de obstáculos pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Categoria 5: Terrenos cheios de obstáculos grandes, altos e pouco espaçados.

A ABNT NBR 6123:1988 apresenta três classes de edificações para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão não ultrapassa 20 metros;
- Classe B: Toda edificação a qual a maior dimensão da superfície frontal está entre 20 e 50 metros;
- Classe C: Toda edificação a qual sua maior dimensão da superfície frontal exceda 50 metros.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, nos casos de uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno, obtém-se  $S_2$  através da equação 34.

$$S_2 = b F_r \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad \text{Equação 34}$$

Onde  $F_r$ ,  $b$  e  $p$  são valores retirados da tabela presente na ABNT NBR 6123:1988, representada pela tabela 2 (ABNT NBR 6123, 1988; SANTOS, 2019).

**Tabela 2 - Parâmetro meteorológicos**

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

O fator estático  $S_3$  tem sua base em conceitos estáticos, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação (ABNT NBR 6123,1988). Ele é determinado segundo a tabela 3.

**Tabela 3 - Valores mínimos do fator estático  $S_3$ .**

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Para determinação do coeficiente de arrasto é levada em consideração a geometria da estrutura estudada, onde a ABNT NBR 6123:1988 disponibiliza ábacos apresentados pelas figuras 4 e 5, com os valores sendo proporcionais à altura e uma das dimensões da edificação de acordo com a direção da incidência do vento (SANTOS, 2019).

Figura 4 - Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

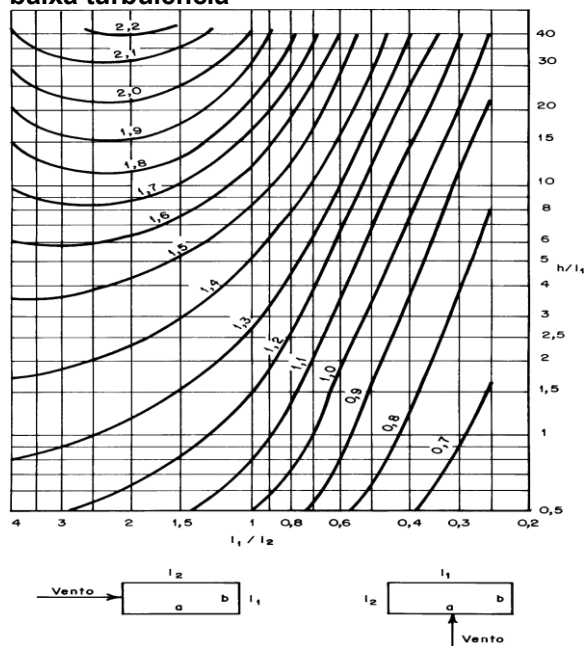
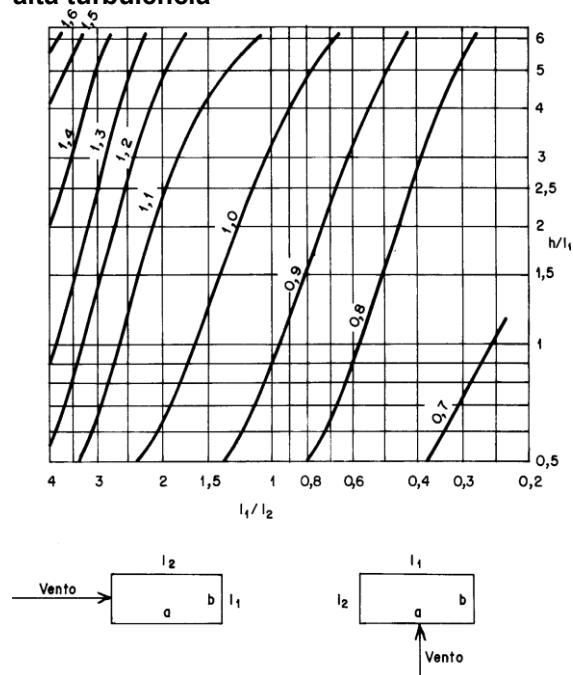


Figura 5 - Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

### 3.4 Modelo Simplificado

O Modelo Simplificado, presente na norma ABNT NBR 6123, pode ser adotado em estruturas com alturas até 150 metros, que possuem distribuição de massa aproximadamente uniforme (GUERZONI, 2020).

Para este modelo, a velocidade de projeto é calculada pela equação 35, sendo o mesmo para o modelo discreto (ABNT NBR 6123:1988; SANTOS, 2019).

$$V_p = 0,69 V_0 S_1 S_2 \quad \text{Equação 35}$$

Onde  $V_p$  corresponde à velocidade média. Segundo a ABNT NBR 6123:1988 considera que para o modelo simplificado, o primeiro modo de vibração da estrutura pode ser calculado pela equação 36.

$$x = \left(\frac{z}{h}\right)^\gamma \quad \text{Equação 36}$$

Em que,  $\gamma$  é em função do tipo de edificação, sendo determinado pela figura 5 retirada da ABNT NBR 6123:1988.

**Figura 6 - Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos.**

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas	1,2	0,020	$0,05h + 0,015h$ (h em metros)
Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05h + 0,012h$
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	

**Fonte: ABNT NBR 6123:1988.**

Para determinação da pressão dinâmica utilizando a variação da altura utiliza-se a equação 37 (ABNT NBR 6123:1988).

$$q(z) = q_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \xi \right] \quad \text{Equação 37}$$

Onde  $q(z)$  é a pressão dinâmica em função da altura  $h$ ,  $z$  é a cota de cada pavimento da edificação,  $z_r = 10 \text{ m}$  determinado pela ABNT NBR 6123:1988,  $b$  e  $p$  são coeficientes da categoria de rugosidade, podendo ser determinados pela figura 6,  $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica, o qual é determinado pelo ábaco da figura 7 e  $q_0$  é a pressão dinâmica, determinada pela equação 38 (SANTOS, 2019).

$$q_0 = 0,613V_p^2 \quad \text{Equação 38}$$

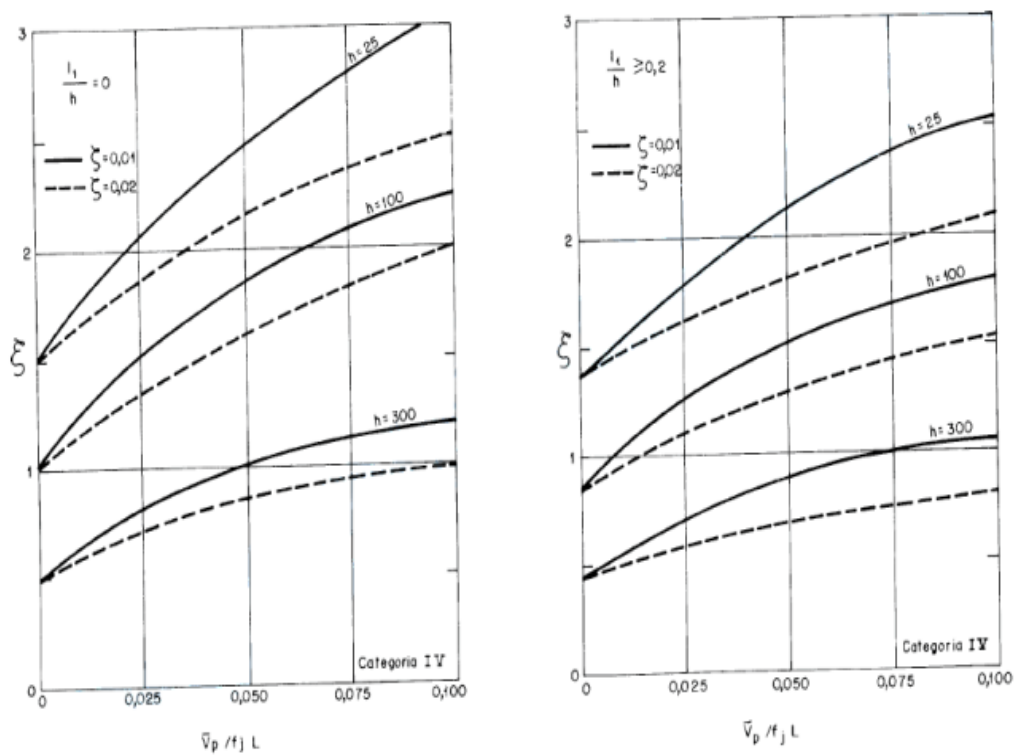


Figura 7 - Expoente b e parâmetro p.

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Figura 8 - Coeficiente de amplificação dinâmica para a categoria IV.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Por fim, a força equivalente pode ser encontrada através da equação 39.

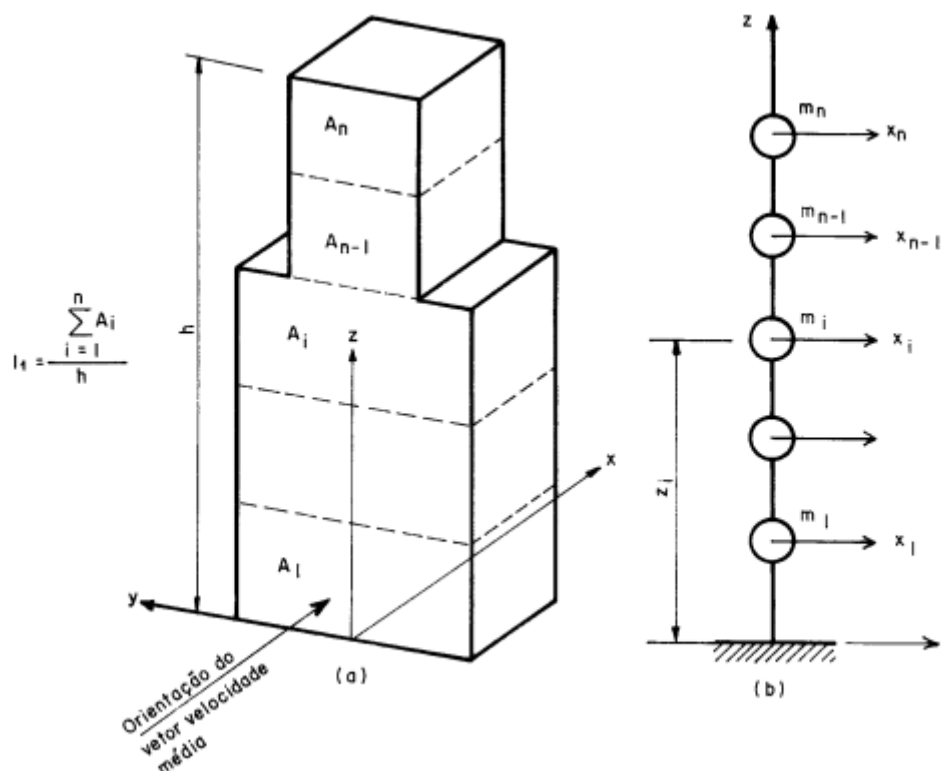
$$F = q(z)CaA_i \quad \text{Equação 39}$$

Onde  $A_i$  é a área de influência da referida coordenada.

### 3.5 Modelo Discreto

De acordo com Guerzoni (2020), o modelo discreto presente na ABNT NBR 6123 (1988) é significativo comparado aos métodos encontrados nas principais normas estrangeiras. Este modelo é adequado para casos gerais, onde as propriedades do edifício variam de acordo com sua altura (MARTINS, 2018; ALVES, 2015), assim como representado na figura 9.

Figura 9 - Esquema para modelo dinâmico discreto



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Considerando que:

$x_i$  é o deslocamento correspondendo a coordenada  $i$ ,  $A_i$  a área de influência correspondente a coordenada  $i$ ,  $m_i$ , massa discreto correspondente a coordenada  $i$ ,  $C_{ai}$  o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ,  $z_i$ , altura do elemento  $i$  sobre o nível do terreno,  $z_r$ , Altura de referência,  $n$  o 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.

Desta forma, um modelo com  $n=10$  é considerado suficiente para obter-se uma precisão adequada nos resultados. (ABNT NBR 6123:1988). Para isso, o cálculo da resposta longitudinal, por este modelo, considera que, para cada ponto de vibração

j, com componentes  $x_i = (x_i)_j$ , a força total  $X_i$ , correspondente ao vento na direção da coordenada I, é dada pela equação 40 (GUERZONI, 2020).

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad \text{Equação 40}$$

Com a força média  $\bar{X}_i$  dada pela equação 41.

$$\bar{x}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad \text{Equação 41}$$

Em que:

$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2$ , com  $\bar{q}_0$  em N/m<sup>2</sup> e  $\bar{V}_p^2$  em m/s e, b e p os indicados na ABNT NBR 6123:1988.

E a componente  $\hat{X}_i$  dada pela equação 42.

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i \quad \text{Equação 42}$$

Em que:

$F_H$  é a parcela flutuante calculada através da equação 43,  $\psi_i$  a razão entre a massa discreta ( $m_i$ ) e a massa arbitrária de referência ( $m_0$ ) e  $x_i$  o deslocamento correspondente à coordenada i.

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad \text{Equação 43}$$

Em que:

$\beta$  é representado na equação 44,  $A_0$  é a área arbitrária de referência, tomada como somatório das áreas  $A_i$ ,  $\xi$  o coeficiente de amplificação dinâmica, encontrado na NBR 6123:1988 e n o número de coordenadas.

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^P \quad \text{Equação 44}$$

Para esse modelo é permitido a combinação das contribuições de cada modo (MARTINS, 2018), sendo que, a NBR 6123:1988 recomenda que seja realizado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados.

## 4 METODOLOGIA

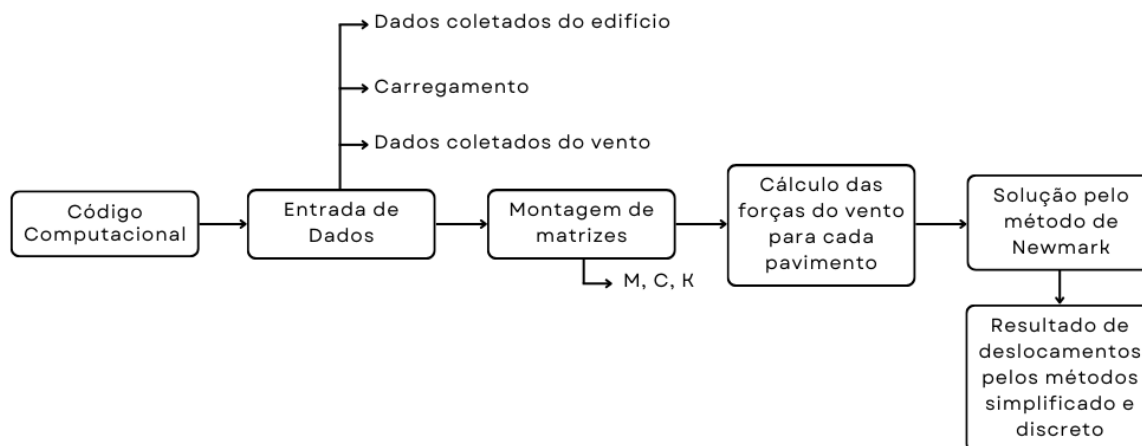
Inicialmente os conceitos julgados como essenciais para o entendimento do estudo foram abordados dentro da revisão bibliográfica, que se trata de uma pesquisa a respeito das metodologias para avaliação do vento e resposta dinâmica estrutural do edifício em análise. Foi descrito o método discreto presente na ABNT NBR 6123:1988 e o modelo de *Shear Building* para representação mecânica dos edifícios a partir dos trabalhos de PAULTRE, 2010; BRASIL E SILVA, 2013; WARBURTON, 1976; BOSSE E GIDRÃO, 2016.

Para a utilização do modelo *Shear Building* a partir dos dados estruturais do edifício estudado deve-se calcular as propriedades equivalentes de massa e rigidez de cada pavimento da estrutura. Para tal modelo, convém a simplificação das lajes e vigas para elementos rígidos e indeformáveis que transmitem os deslocamentos laterais integralmente entre as linhas de pórtico.

A segunda etapa foi o desenvolvimento de um código computacional, em linguagem MATLAB®, o qual serviu para avaliação das respostas estática e dinâmica da estrutura dos edifícios estudados, utilizando o modelo *Shear Building* e os métodos discreto e simplificado da NBR 6123:1988.

O código computacional também realiza análise modal da estrutura, com cálculo das frequências naturais e modos de vibração da estrutura. Após isso, foi efetuado as simulações, analisado os resultados e comparado ao método de vento simplificado estático presente na NBR 6123:1988. Um fluxograma do código computacional desenvolvido em MATLAB® para a realização deste trabalho é apresentado na Figura 10.

**Figura 10 - Fluxograma base para o código computacional**



**Fonte: do Autor.**

Neste trabalho, 3 metodologias de aplicação das forças do vento foram testadas, são elas:

- 1) Método simplificado estático: cargas calculadas pelo método simplificado da NBR 6123:1988 e aplicadas a cada nó da estrutura como carregamento estático;
- 2) Método discreto estático: cálculo das forças do vento de acordo com o método discreto da NBR 6123:1988 e carregamentos aplicados como cargas estáticas nos nós da estrutura;
- 3) Método discreto dinâmico: intensidade das forças do vento calculadas de acordo com o modelo discreto da NBR 6123:1988 e aplicadas na estrutura na forma de cargas dinâmicas harmônicas com uma frequência específica de excitação. As frequências de incidência específicas foram escolhidas de acordo a igualar os harmônicos ressoantes da estrutura.

No método discreto dinâmico, (3), a fim de se avaliar a influência da incidência dinâmica das rajadas do vento na fachada da estrutura, considerou-se a força do vento como dinâmica, calculada como:

$$F_{din} = F_{total} \cdot \cos(\omega t)$$

**Equação 45**

Em que,  $\omega$  é a frequência de excitação da força considerada como variável, e  $t$  é o instante de tempo considerado.

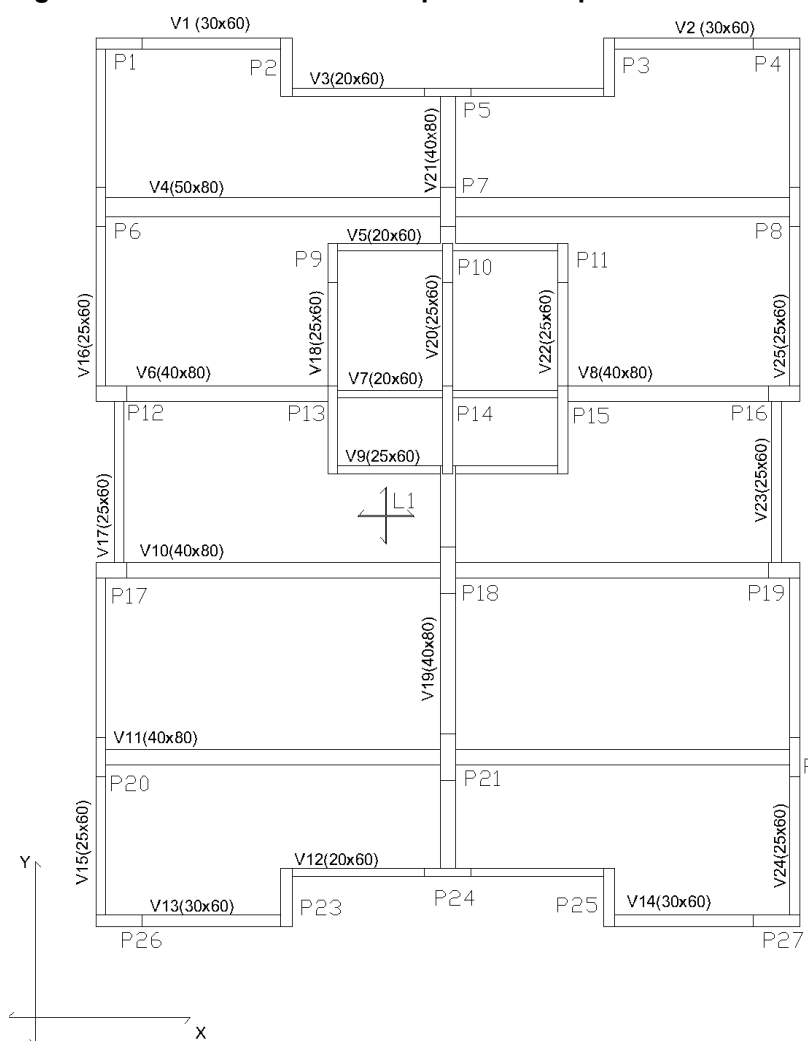
## **5 RESULTADOS**

No presente estudo, para nível de comparação dos modelos e métodos anteriormente descritos (item 4) utilizou-se um edifício hipotético encontrado em Santos (2019) da cidade de Campo Mourão-PR e um edifício real localizado na cidade de Guarapuava-PR.

### **5.1 Edifício hipotético em Campo Mourão**

O croqui do pavimento utilizado no edifício hipotético encontrado no estudo de Santos (2019) está representado na figura 11, com as dimensões dos elementos estruturais pré-dimensionadas por Santos (2019) e as dimensões dos pilares apresentadas na tabela 4. A figura 12 demonstra a modelagem do edifício tridimensional, realizada por Santos (2019) e a tabela 5 as suas alturas.

**Figura 11 – Planta de formas do pavimento tipo.**



**Tabela 4 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo.**

	Largura (cm) eixo x	Comprimento (cm) eixo y
P1	120	30
P2	30	150
P3	30	150
P4	120	30
P5	120	20
P6	25	100
P7	40	100
P8	25	100
P9	25	100
P10	25	100
P11	25	100
P12	80	40
P13	25	225
P14	25	225
P15	25	225
P16	80	40
P17	80	40
P18	40	120
P19	80	40
P20	25	100
P21	40	120
P22	25	100
P23	30	150
P24	120	20
P25	30	150
P26	120	30
P27	120	30

Fonte: SANTOS (2019).

Figura 12 - Modelo da estrutura em 3D.

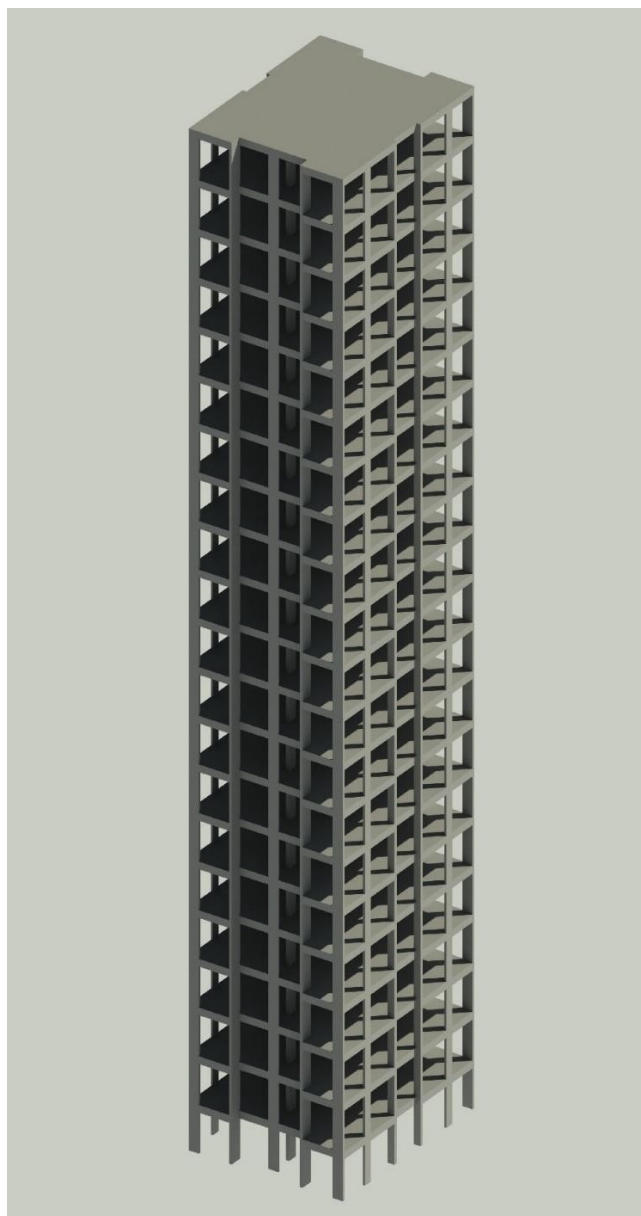


Tabela 5 - Referencial para aplicação das forças do vento.

NÓ	COTA (m)
21	79,8
20	76
19	72,2
18	68,4
17	64,6
16	60,8
15	57
14	53,2
13	49,4
12	45,6
11	41,8
10	38
9	34,2
8	30,40
7	26,6
6	22,80
5	19
4	15,2
3	11,40
2	7,60
1	3,8

Fonte: SANTOS (2019).

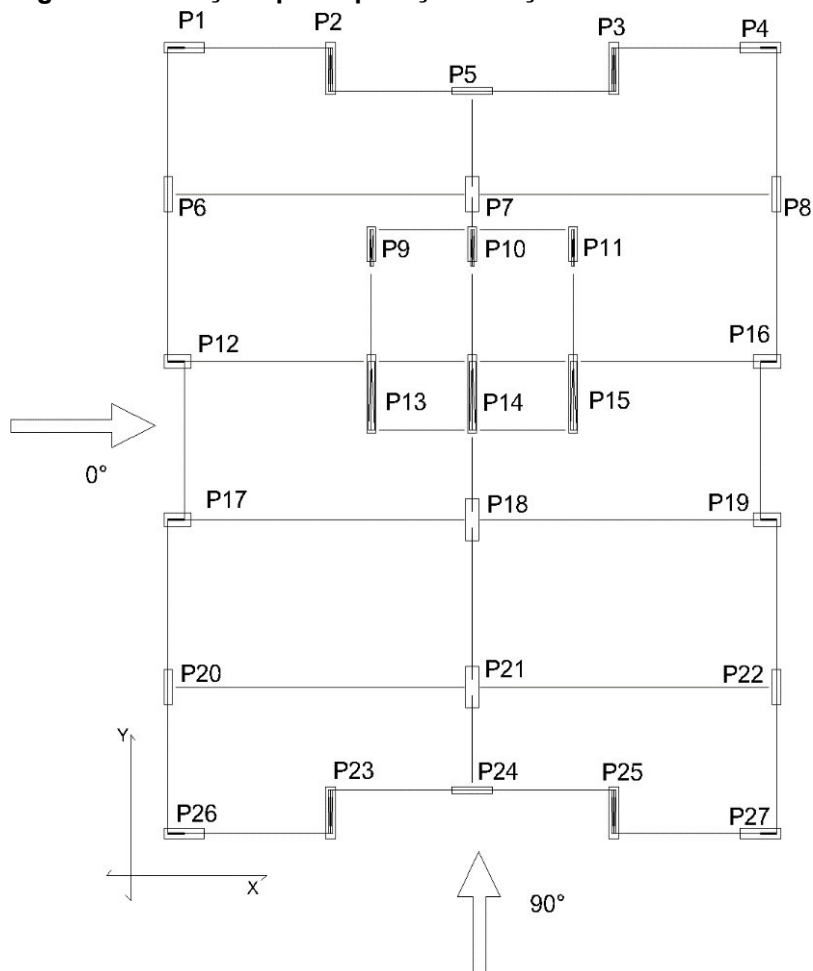
### 5.1.1 Forças Horizontais

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 as situações mais desfavoráveis da ação do vento são aquelas em que este incide perpendicularmente às fachadas. Assim, considerou-se duas situações: ventos nas direções  $0^\circ$  e  $90^\circ$  presentes nas fachadas do edifício de Campo Mourão - PR. Os resultados para vento aplicado à  $0$  e  $90$  graus foi comparado segundo as metodologias apresentadas anteriormente, sendo que para o edifício de Campo Mourão - PR, foi adotado a direção de vento de  $90^\circ$  cuja qual o



edifício demonstra maior rigidez. Para análise deste estudo, foram avaliadas apenas as forças aplicadas na direção de  $90^\circ$ . A direção de  $90^\circ$  está presente na figura 13.

**Figura 13 - Direções para aplicação da ação do vento.**



Fonte: SANTOS (2019)

### 5.1.2 Método Simplificado

As propriedades equivalentes para o método simplificado foram obtidas através da norma ABNT NBR 6123 (1988). Os resultados obtidos estão presentes na tabela 6, baseada no estudo de Santos (2019).

**Tabela 6 – Valores utilizados para a determinação das forças de vento pelo método simplificado.**

Valores para determinação das forças método simplificado	
Vo (velocidade básica Referência Campo Mourão, Paraná)	45 m/s
S1(fator topográfico)	1,0
S3 (fator estatístico)	1,0
Coeficiente de arrasto (0°)	1,4
Área 90°	69,54 m <sup>2</sup>
Fator de amplificação dinâmica (90°)	1,4
Parâmetro gama (tabela 19 NBR 6123)	1,2
Razão de amortecimento crítico (tabela 19 NBR 6123)	0,020

**Fonte: SANTOS (2019)**

### 5.1.3 Método Discreto

As propriedades equivalentes para o método discreto foram obtidas através da norma ABNT NBR 6123 (1988). Os resultados obtidos estão presentes na tabela 7, baseada no estudo de Santos (2019).

**Tabela 7 - Valores utilizados para determinação do método discreto.**

Valores para determinação das forças método discreto	
Vo (velocidade básica Referência Campo Mourão, Paraná)	45 m/s
S1(fator topográfico)	1,0
S3 (fator estatístico)	1,0
Coeficiente de arrasto (90°)	1,3
Área 0°	86,75 m <sup>2</sup>
Área 90°	69,54 m <sup>2</sup>
Fator de amplificação dinâmica (90°)	1,4
Massa do pavimento tipo	515933 Kg
Massa do pavimento cobertura	446583 Kg
Parâmetro gama (tabela 19 NBR 6123)	1,2
Razão de amortecimento crítico (tabela 19 NBR 6123)	0,020

**Fonte: SANTOS (2019).**

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) se torna necessário a utilização de valores de referência para desenvolvimento do cálculo, os quais estão apresentados na Tabela 8, baseada no estudo de Santos (2019).

**Tabela 8 - Valores de referência para o método discreto.**

Valores de referência adotados	
$m_o$	$10 \times 10^7$ Kg
$A_o$ (direção $90^\circ$ )	1460,34 m <sup>2</sup>

Fonte: SANTOS (2019).

#### 5.1.4 Frequências e Modos de Vibração

Realizando uma análise modal na estrutura representada pelo modelo *shear building*, é possível encontrar as frequências naturais e os modos de vibração do edifício. Na análise modal, considerando o sistema livre e não amortecido, avaliam-se as frequências naturais de modos de vibração (tabela 9) a partir de um problema de autovalor e autovetor que tem como solução as frequências naturais angulares ao quadrado e seus respectivos modos de vibração.

**Tabela 9 - Modos de vibração.**

Modo de Vibração	Frequência (Hz)
1	1,373
2	4,112
3	6,829
4	9,510
5	12,138
6	14,702
7	17,187
8	19,579
9	21,866
10	24,035
11	26,076
12	27,977
13	29,728
14	31,321
15	32,746
16	33,996
17	35,065
18	35,947
19	36,638
20	37,134
21	37,433

**Fonte: do Autor.**

### 5.1.5 Forças do vento obtidas pelo método simplificado

Obtidos os modos de vibração e com a estrutura do edifício a partir do modelo *shear building*, calculam-se as forças, utilizando os coeficientes citados no item 5.1.2. Os valores utilizados para aplicação da equação 39 se encontram na tabela 6, resultando nos valores encontrados na tabela 10.

**Tabela 10 - Forças do vento obtidas pelo método Simplificado em 90°**

z (m)	q (N/m <sup>2</sup> )	F (KN)
3,8	215,2702	19,4609
7,6	318,5810	28,8004
11,4	407,5137	36,8400
15,2	489,8390	44,2824
19	568,3828	51,3829
22,8	644,5187	58,2658
26,6	719,0235	65,0012
30,4	792,3799	71,6327
34,2	864,9084	78,1894
38	936,8319	84,6915
41,8	1.008,3116	91,1534
45,6	1.079,4670	97,5860
49,4	1.150,3893	103,9975
53,2	1.221,1488	110,3943
57	1.291,8011	116,7814
60,8	1.362,3906	123,1628
64,6	1.432,9528	129,5418
68,4	1.503,5170	135,9209
72,2	1.574,1070	142,3024
76	1.644,7426	148,6880
79,8	1.715,4401	775,3961

Fonte: do Autor.

### 5.1.6 Forças do vento obtidas pelo método discreto

As forças do vento de acordo com o método discreto com suas componentes flutuante e média são calculadas a partir do que foi apresentado no item 5.1.3. Para a Resposta Flutuante do método aplica-se o modo de vibração fundamental normalizado. Os valores utilizados para esses cálculos são os encontrados na Tabela 7. Os resultados estão apresentados na Tabela 11.

**Tabela 11 - Forças de vento obtidas pelo método discreto 90°**

z (m)	Resp. Flut. (KN)	Resp. Méd. (KN)	Resp. Final (KN)
3,8	4,8475	17,2575	22,1050
7,6	9,6690	23,7385	33,4075
11,4	14,4387	28,6058	43,0446
15,2	19,1312	32,6533	51,7844
19	23,7211	36,1830	59,9042
22,8	28,1841	39,3485	67,5326
26,6	32,4961	42,2400	74,7362
30,4	36,6342	44,9159	81,5501
34,2	40,5760	47,4166	87,9926
38	44,3006	49,7713	94,0719
41,8	47,7880	52,0019	99,7899
45,6	51,0194	54,1255	105,1450
49,4	53,9777	56,1556	110,1333
53,2	56,6469	58,1029	114,7498
57	59,0128	59,9765	118,9893
60,8	61,0627	61,7837	122,8464
64,6	62,7856	63,5310	126,3166
68,4	64,1723	65,2235	129,3958
72,2	65,2154	66,8660	132,0814
76	65,9092	68,4625	134,3717
79,8	63,6664	35,0082	98,6746

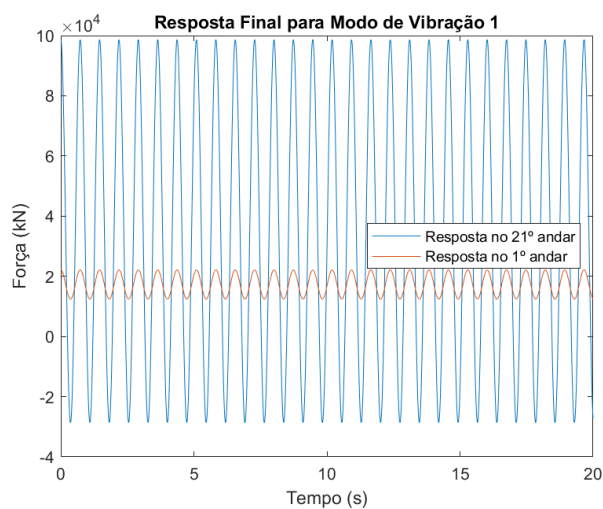
Fonte: do Autor.

### 5.1.7 Resposta Estrutural

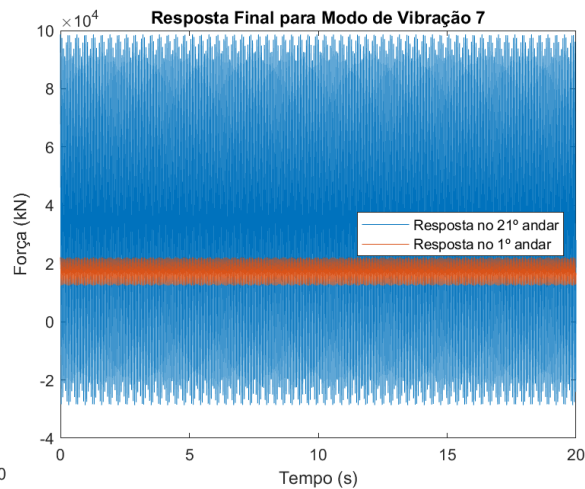
A ABNT NBR 6123 (1998) indica que as forças totais do vento obtidas com o modelo discreto devem ser aplicadas a cada pavimento da estrutura como forças constantes. A fim de se avaliar a influência da incidência dinâmica das rajadas do vento na fachada da estrutura, considerou-se a força do vento como dinâmica, calculada utilizando a equação 45.

Desta forma, a força do vento torna-se oscilante, como demonstrados nas figuras de 14 a 17.

**Figura 14 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o primeiro modo de vibração.**

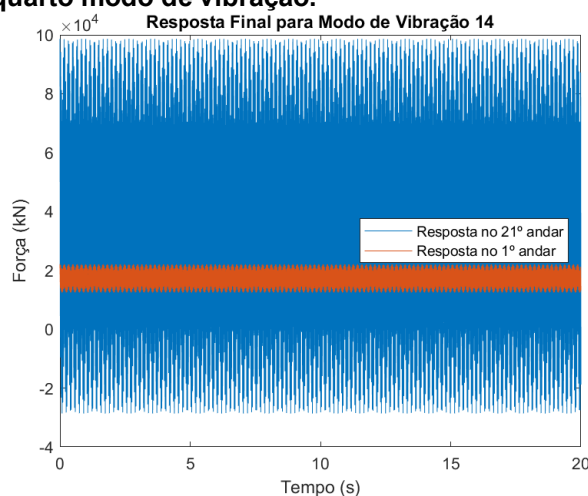


**Figura 15 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o sétimo modo de vibração.**

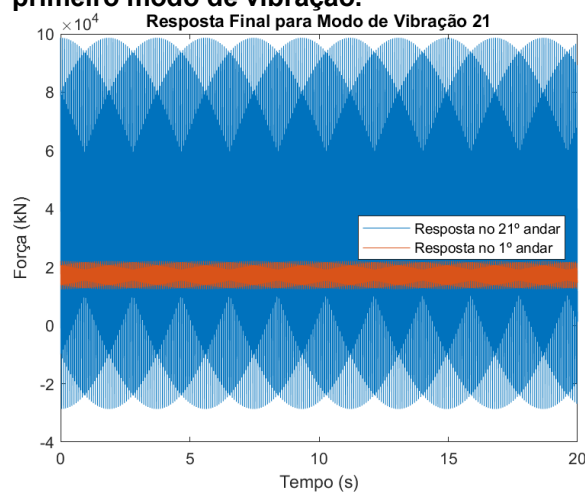


Fonte: do Autor.

**Figura 16 - Forças do vento, método (3) frequência ressonante com o décimo quarto modo de vibração.**



**Figura 17 - Forças do vento, método (3) frequência ressonante com o vigésimo primeiro modo de vibração.**

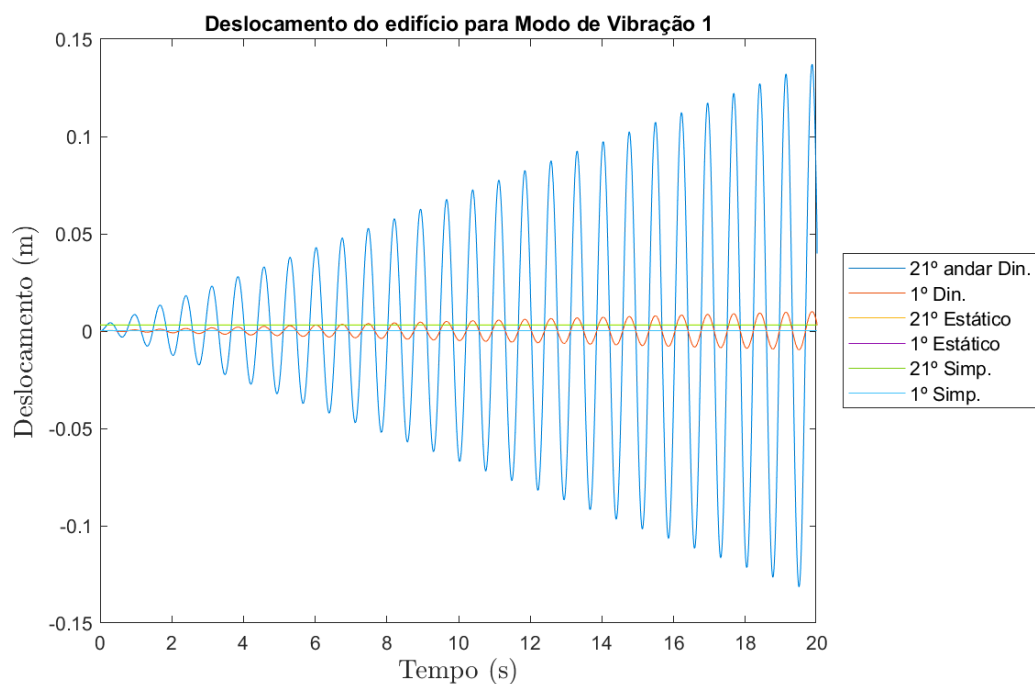


**Fonte: do Autor.**

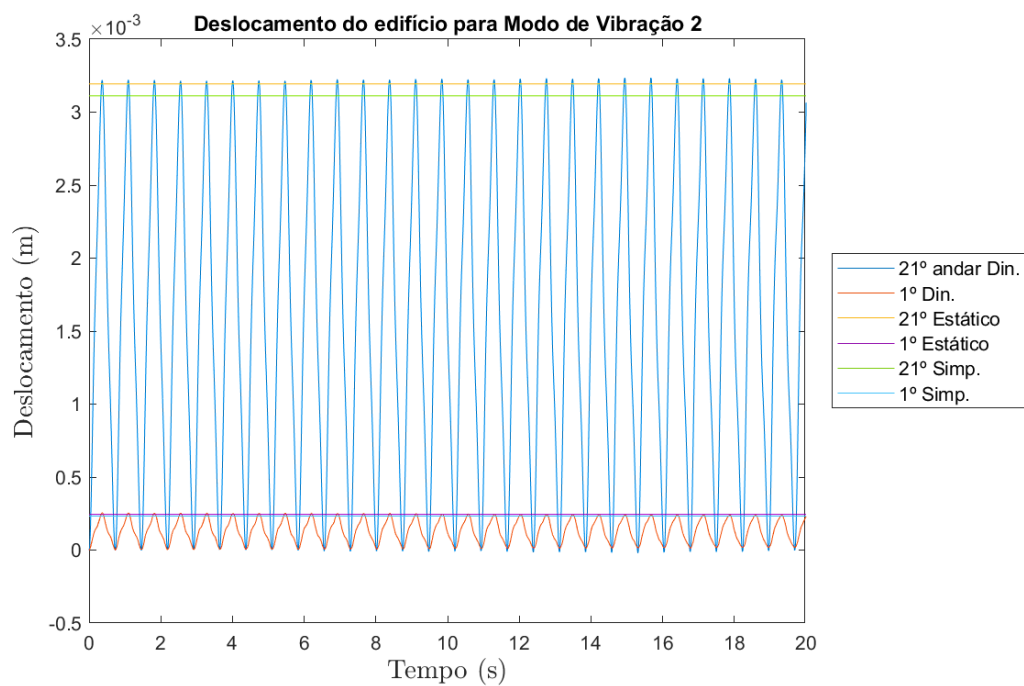
#### 5.1.7.1 Deslocamentos obtidos sem amortecimento

Utilizando o método de Newmark é possível obter os deslocamentos do edifício resultantes das forças do vento aplicadas de forma dinâmica na estrutura. Os resultados de deslocamento no tempo para o 1º e 21º pavimentos são apresentados nas figuras de 18 a 22. Os resultados de deslocamentos dinâmicos representados na tabela 12 são comparados aos deslocamentos estáticos da estrutura considerando o vento discreto estático, método (2) também no modelo simplificado da ABNT NBR 6123 (1988), método (1). As análises foram realizadas no período de 600 como recomendado pela NBR 6123:1988, contudo foram plotados apenas os primeiros 20 segundos.

**Figura 18 – Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 1,373$  Hz.**



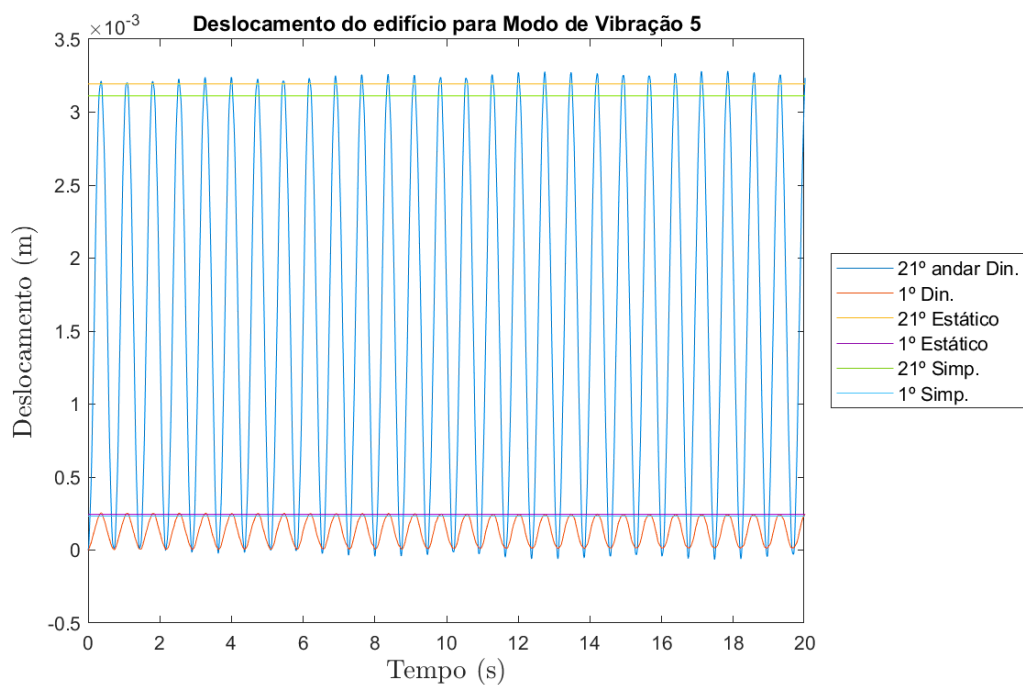
**Figura 19- Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 4,112$  Hz.**



Fonte: do Autor

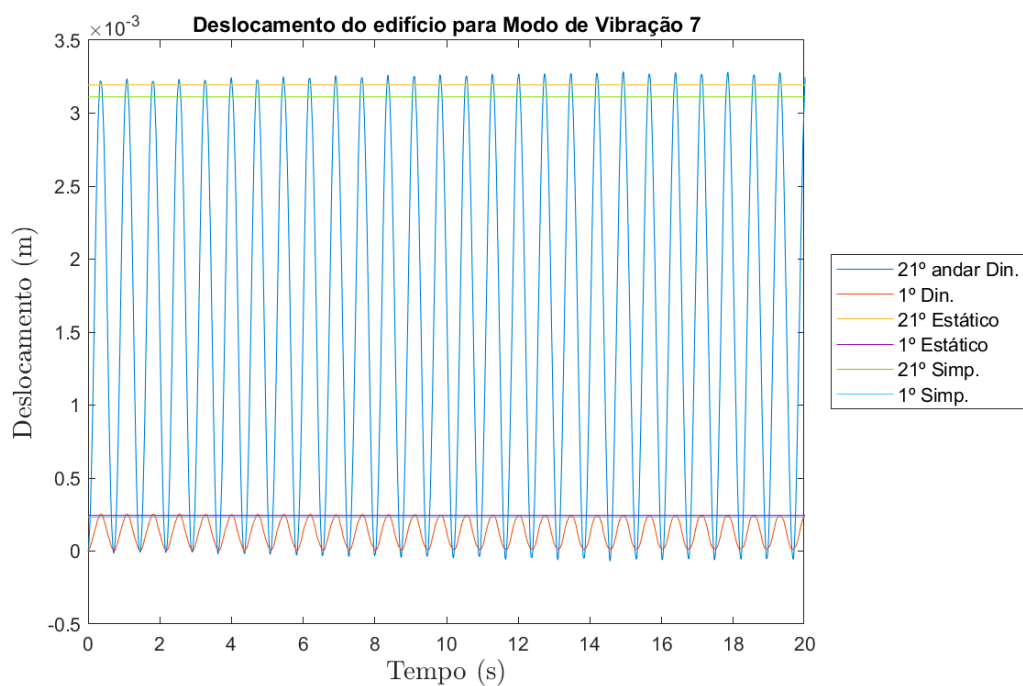


**Figura 20 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 12,138$  Hz.**



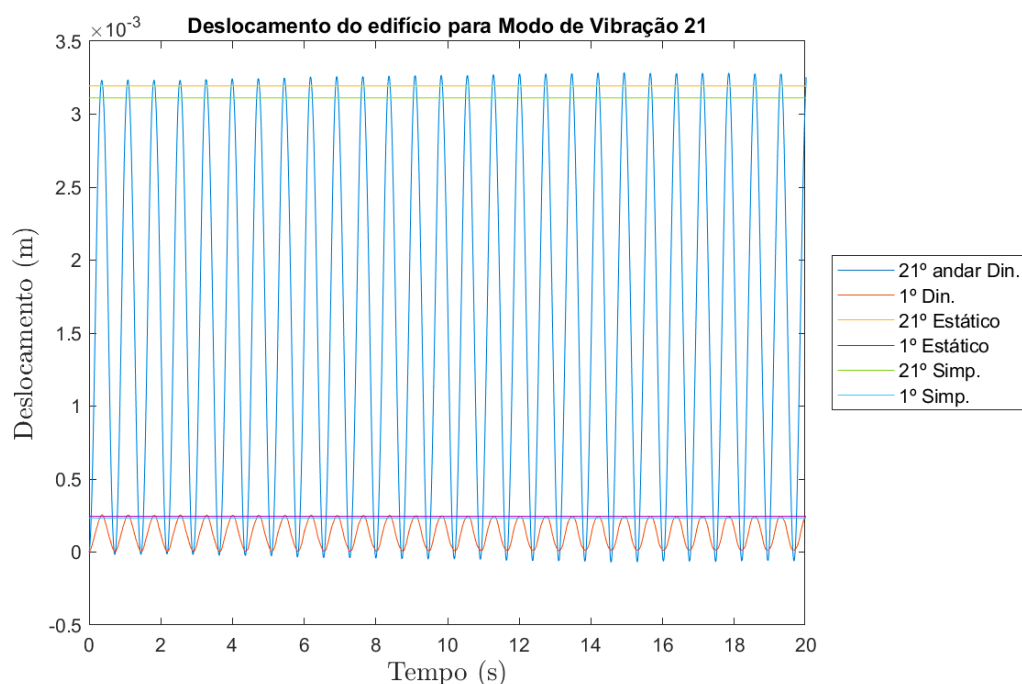
Fonte: do Autor

**Figura 21 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 17,187$  Hz.**



Fonte: do Autor

**Figura 22 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 37,433$  Hz.**



**Fonte: do Autor.**

**Tabela 12 - Deslocamentos máximos obtidos a partir dos modelos de vento considerados.**

	Freq.(Hz)	Dinâmico		Discreto		Simplificado	
		1º	21º	1º	21º	1º	21º
Pav.							
	1,373	10,0471	137,1440				
	4,112	0,2562	3,0651				
Deslocamento	12,138	0,2559	3,2114	0,2444	3,1930	0,2325	3,1119
(mm)	17,187	0,2555	3,2058				
	37,433	0,2563	3,2172				

**Fonte: do Autor.**

Na figura 18 é possível observar o efeito de ressonância resultada do método 3, fazendo com que, a mesma, se desloque progressivamente no decorrer do tempo. Caso analisado o deslocamento em uma parcela de tempo maior, é possível observar no efeito de ressonância o *beating*. O *beating* é um fenômeno resultado da superposição de duas ondas que se propagam numa mesma direção com frequências ligeiramente diferentes, ocorre realizando uma excitação na ressonância, mas em dado momento o sistema se atenua, se mantendo em equilíbrio (Halliday e Resnick, 1984; Nussensveig, 1981). Em sistemas reais essas oscilações são normalmente

amortecidas, ou seja, elas desaparecem gradualmente com o tempo se nenhum estímulo externo for aplicado ao sistema. A aplicação adequada de um estímulo, de forma a compensar a energia que é perdida naturalmente permite que as oscilações do sistema sejam mantidas (Chiquito e Ramos, 2005).

Também é possível observar que os deslocamentos da estrutura calculados com os métodos estáticos 1 e 2 (simplificado e discreto, respectivamente), considerados como carregamentos constantes, são muito próximos para ambos os pavimentos avaliados.

Os deslocamentos calculados considerando as demais frequências ressoantes da estrutura são apresentados nas figuras 19 a 22, como pode-se observar estes harmônicos não causam ressonância. A partir da figura 19, observa-se que os deslocamentos máximos para cada método são próximos.

#### 5.1.7.2 Deslocamentos obtidos com amortecimento

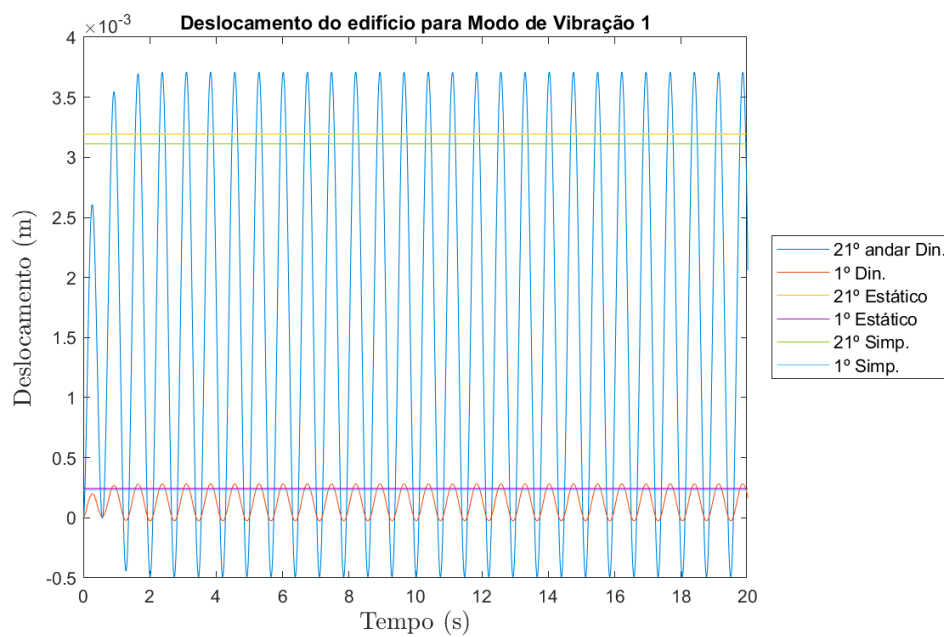
Para esta análise, utilizando o modelo *shear building* nos métodos 1, 2 e 3, aplicou-se amortecimento no sistema. Sabe-se que o amortecimento nas estruturas de concreto armado é uma propriedade de difícil quantificação, uma vez que o fator de amortecimento pode variar de acordo com a rigidez das ligações entre os elementos, com a porosidade do concreto, umidade, ocorrência de fissuração nas peças devido às ações de serviço, assim o valor indicado na ABNT NBR 6123 (1988) de 0,02 foi utilizado, aplicado na equação 46 assim como observado em Santos (2019). Essa razão de amortecimento é aplicada no modelo de Rayleigh, que considera matriz de amortecimento proporcional às matrizes de massa e rigidez do sistema, de acordo com a equação 45 (ANTUNES, 2016).

$$\mathbf{Amortecimento} = \xi \cdot \sqrt{4 \cdot K_i \cdot M_i} \quad \text{Equação 46}$$

Onde  $\xi$  é a razão de amortecimento crítico com o valor de 0,02,  $K_i$  é a rigidez para cada ponto de análise e  $M$  a massa de cada ponto de análise.

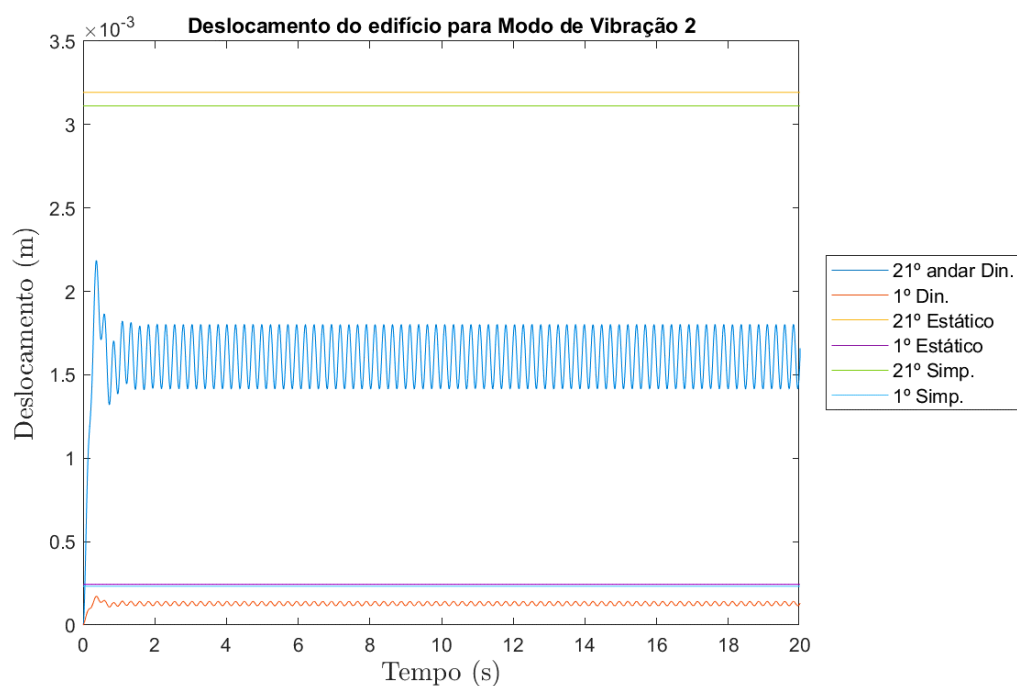
As análises foram realizadas no período de 600 como recomendado pela NBR 6123:1988, contudo foram plotados apenas os primeiros 20 segundos.

**Figura 23 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f=1,373$  Hz.**



**Fonte: do Autor.**

**Figura 24 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f=4,112$  Hz.**



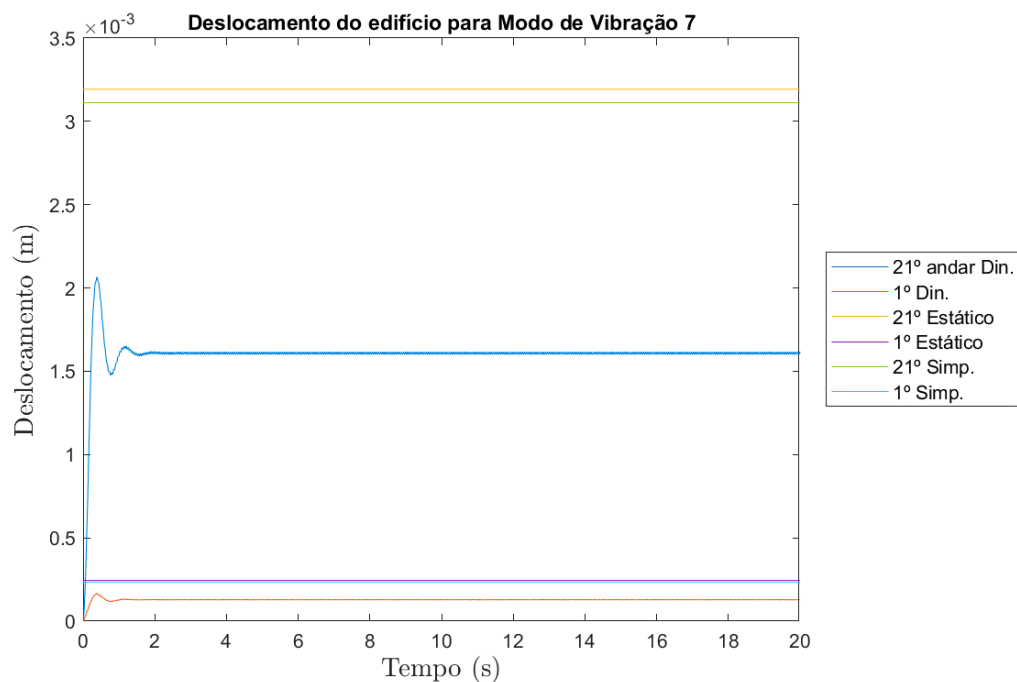
Fonte: do Autor.

**Figura 25 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f=12,138$  Hz.**



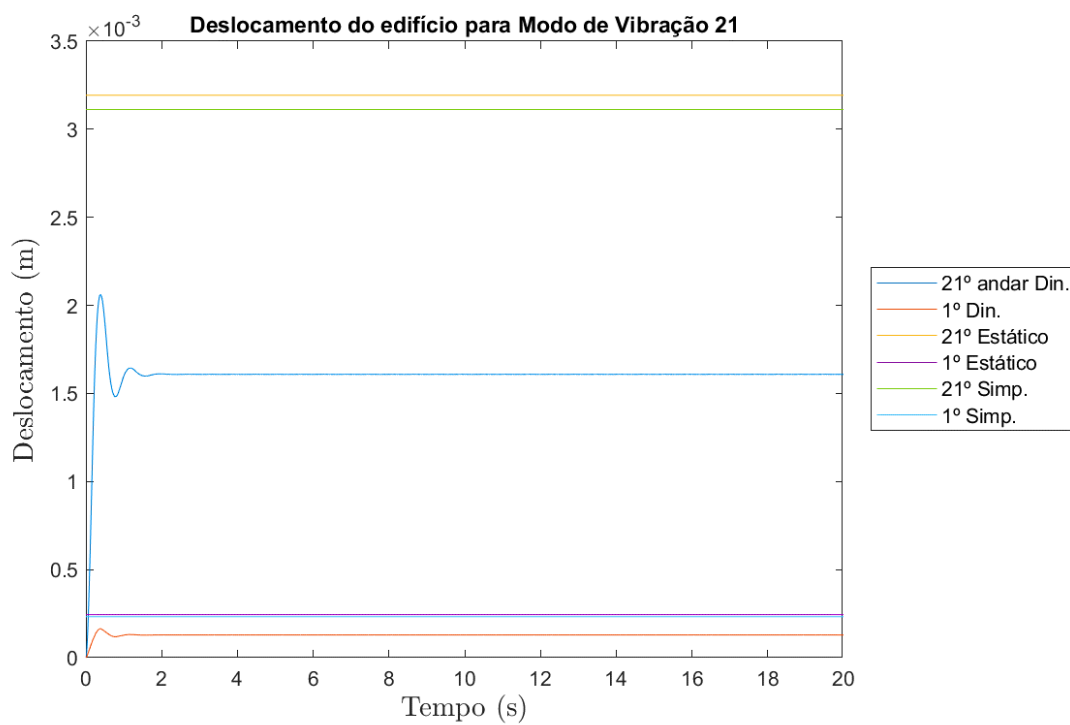
Fonte: do Autor.

**Figura 26 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 17,187$  Hz.**



Fonte: do Autor

**Figura 27 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 37,433$  Hz.**



Fonte: do Autor.

**Tabela 13 - Deslocamentos máximos obtidos a partir dos modelos de vento considerados.**

	Freq. (Hz)	Dinâmico		Discreto		Simplificado	
		1°	21°	1°	21°	1°	21°
Pav.							
Deslocamento (mm)	1,373	0,2821	3,7098				
	4,112	0,1730	2,1860				
	12,138	0,1656	2,0738	0,2444	3,1930	0,2325	3,1119
	17,187	0,1647	2,0639				
	37,433	0,1646	2,0584				

**Fonte: do Autor.**

Observa-se que nos modelos com amortecimento não ocorre o fenômeno de ressonância quando a frequência de excitação do vento é igual à frequência natural da estrutura. Isso ocorre pois o amortecimento influencia no comportamento dinâmico estrutural, alterando a frequência natural de oscilação do sistema. Contudo, o deslocamento pelo método 3 possui, para o primeiro modo, um deslocamento maior que o dos métodos 1 e 2 (estáticos), indicando que a ocorrência de carregamentos com frequência próxima à frequência natural não amortecida produz resultados contra a segurança se considerados os modelos estáticos de vento. Quando se utilizam frequências de excitação da carga harmônica iguais às frequências correspondentes à modos superiores, observa-se que os deslocamentos calculados para o método 3 são inferiores aos deslocamentos produzidos pelos métodos 1 e 2, como pode ser observado nas figuras de 24 a 27.

Segundo a NBR 6118:2014, como o maior deslocamento encontrado nas análises não ultrapassa  $H/1700$ , com exceção na figura 18 onde o edifício entra em ressonância com a frequência, é verificada a segurança para o estado limite de deformações excessivas como demonstra a equação 47.

$$3,71 \text{ mm} < \frac{79800}{1700} = 46,94118 \text{ mm}$$

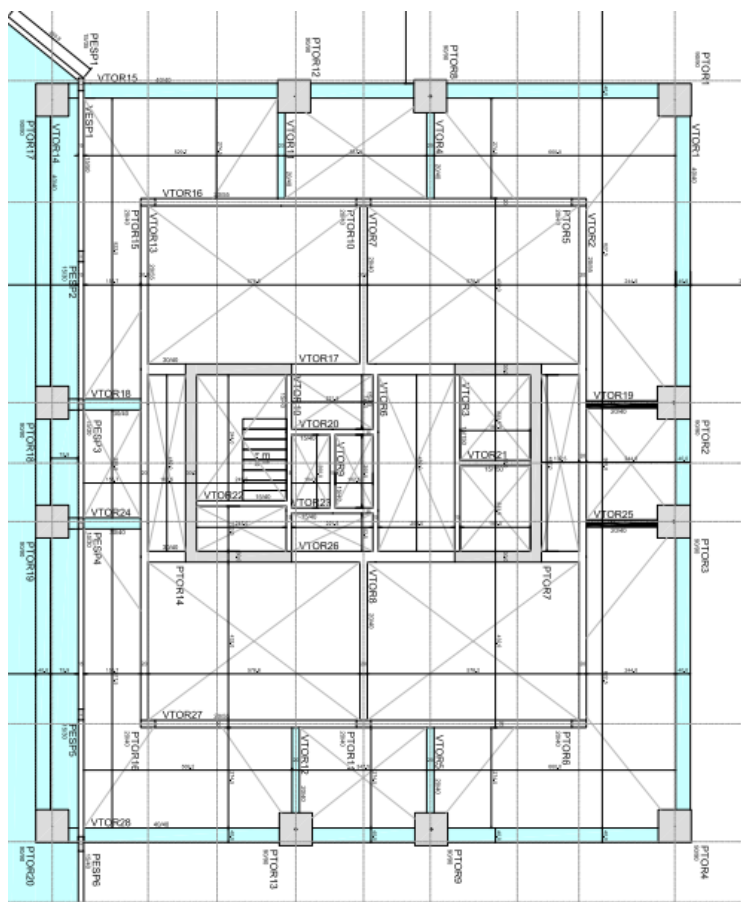
**Equação 47**

## 5.2 Edifício real localizado em Guarapuava

O edifício localizado em Guarapuava utilizado neste estudo apresenta 23 pavimentos, sendo os dois últimos de dimensões diferentes dos demais. São quatro

tipos de pavimentos representados pelas figuras 28, 29, 30 e 31. O edifício está representado por inteiro na figura 32, para melhor entendimento. As tabelas 14, 15, 16 e 17 possuem as dimensões dos pilares para cada pavimento tipo.

**Figura 28 – Pavimento térreo.**



**Tabela 14 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo.**

	Larg. (cm) eixo x	Comp. (cm) eixo y
PTOR1	90	90
PTOR2	90	90
PTOR3	90	90
PTOR4	90	90
PTOR5	20	40
PTOR6	20	40
PTOR8	90	90
PTOR9	90	90
PTOR10	20	40
PTOR11	20	40
PTOR12	90	90
PTOR13	90	90
PTOR15	20	40
PTOR16	20	40
PTOR17	90	90
PTOR18	90	90
PTOR19	90	90
PTOR20	90	90
PTOR7	542	207
PTOR14	542	260

Fonte: do Autor.



Figura 29 – Segundo Pavimento.

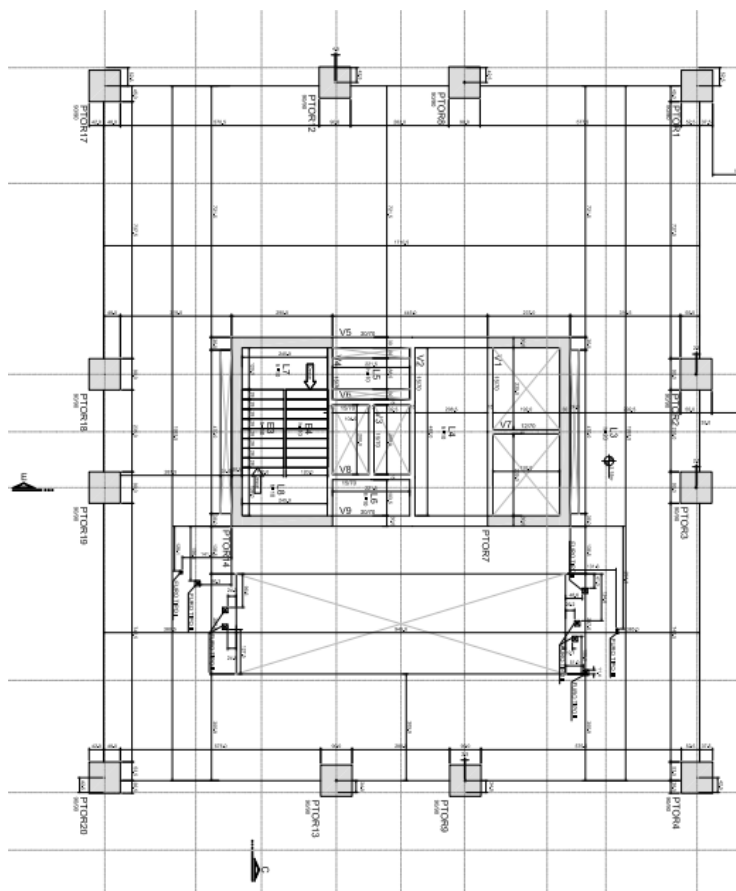


Tabela 15 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo.

	Larg. (cm) eixo x	Comp. (cm) eixo y
PTOR1	90	90
PTOR2	90	90
PTOR3	90	90
PTOR4	90	90
PTOR8	90	90
PTOR9	90	90
PTOR12	90	90
PTOR13	90	90
PTOR17	90	90
PTOR18	90	90
PTOR19	90	90
PTOR20	90	90
PTOR7	542	207
PTOR14	542	26 0

Fonte: do Autor.

Figura 30 – Terceiro Pavimento.

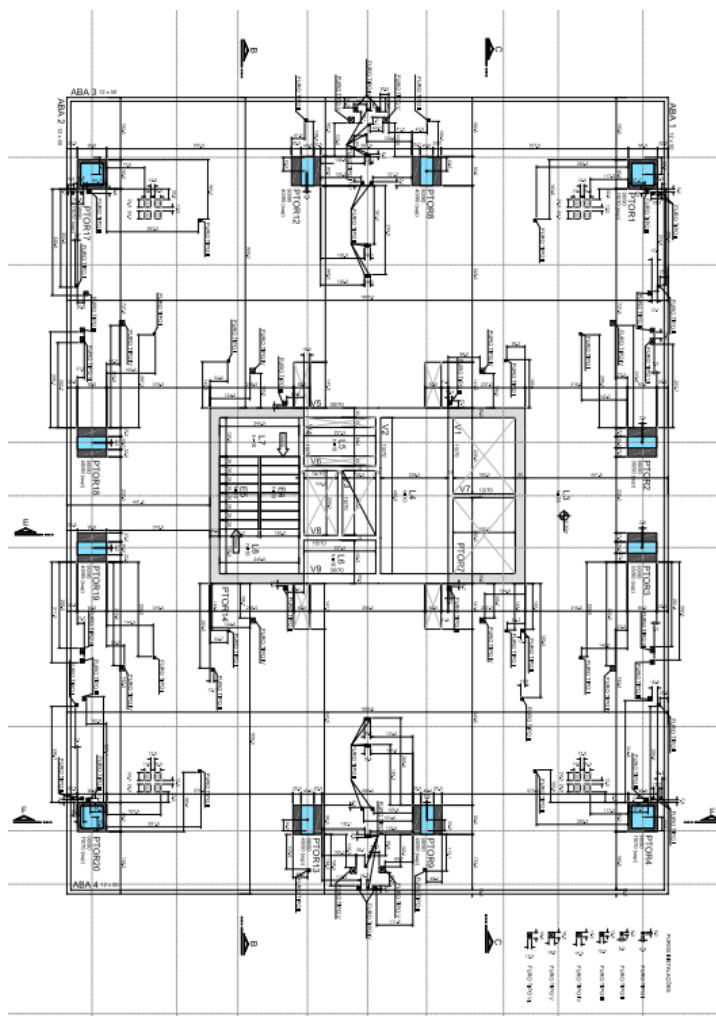


Tabela 16 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo.

	Larg. (cm) eixo x	Comp. (cm) eixo y
PTOR1	70	70
PTOR2	35	90
PTOR3	35	90
PTOR4	70	70
PTOR8	90	40
PTOR9	90	40
PTOR12	90	40
PTOR13	90	40
PTOR17	70	70
PTOR18	40	90
PTOR19	40	90
PTOR20	70	70
PTOR7	542	207
PTOR14	542	260

Fonte: do Autor.

Figura 31 - Pavimento tipo do Quarto 4º ao 21º Pav.

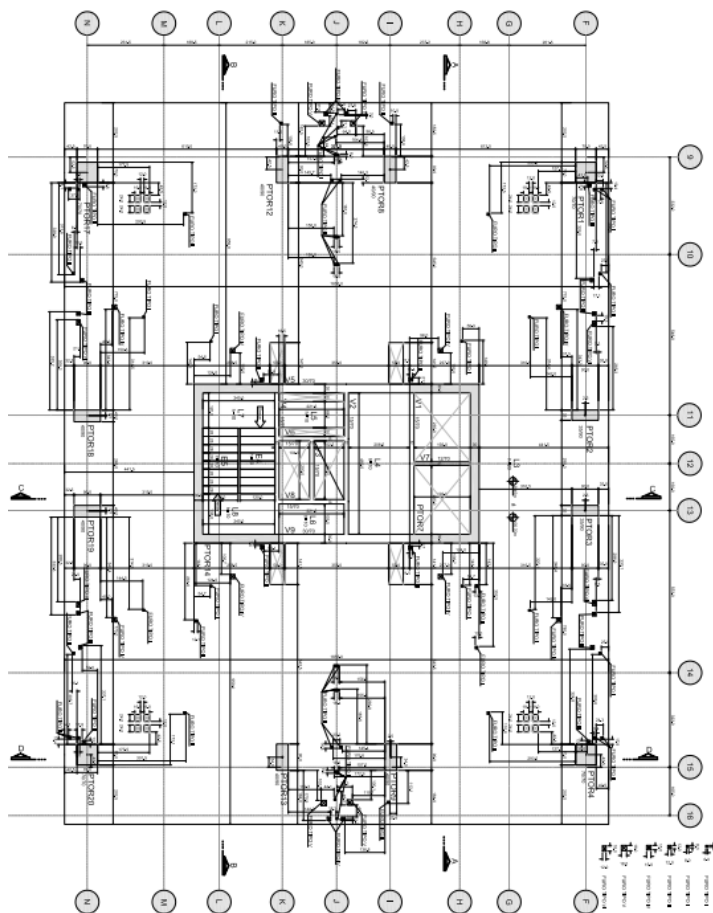
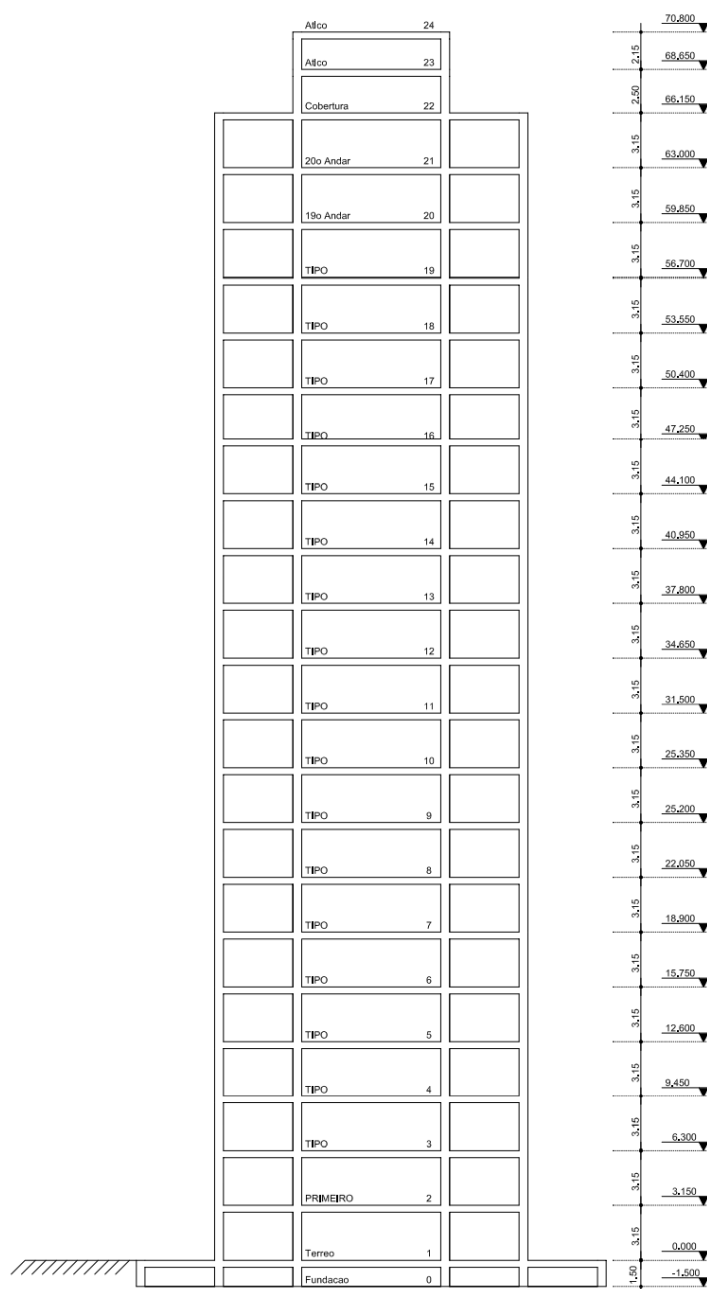


Tabela 17 - Dimensões dos pilares do pavimento térreo.

	Larg. (cm) eixo x	Comp. (cm) eixo y
PTOR1	70	70
PTOR2	35	90
PTOR3	35	90
PTOR4	70	70
PTOR8	90	40
PTOR9	90	40
PTOR12	90	40
PTOR13	90	40
PTOR17	70	70
PTOR18	40	90
PTOR19	40	90
PTOR20	70	70
PTOR7	542	207
PTOR14	542	260

Fonte: do Autor.

**Figura 32 – Edifício por inteiro com sua altura.**



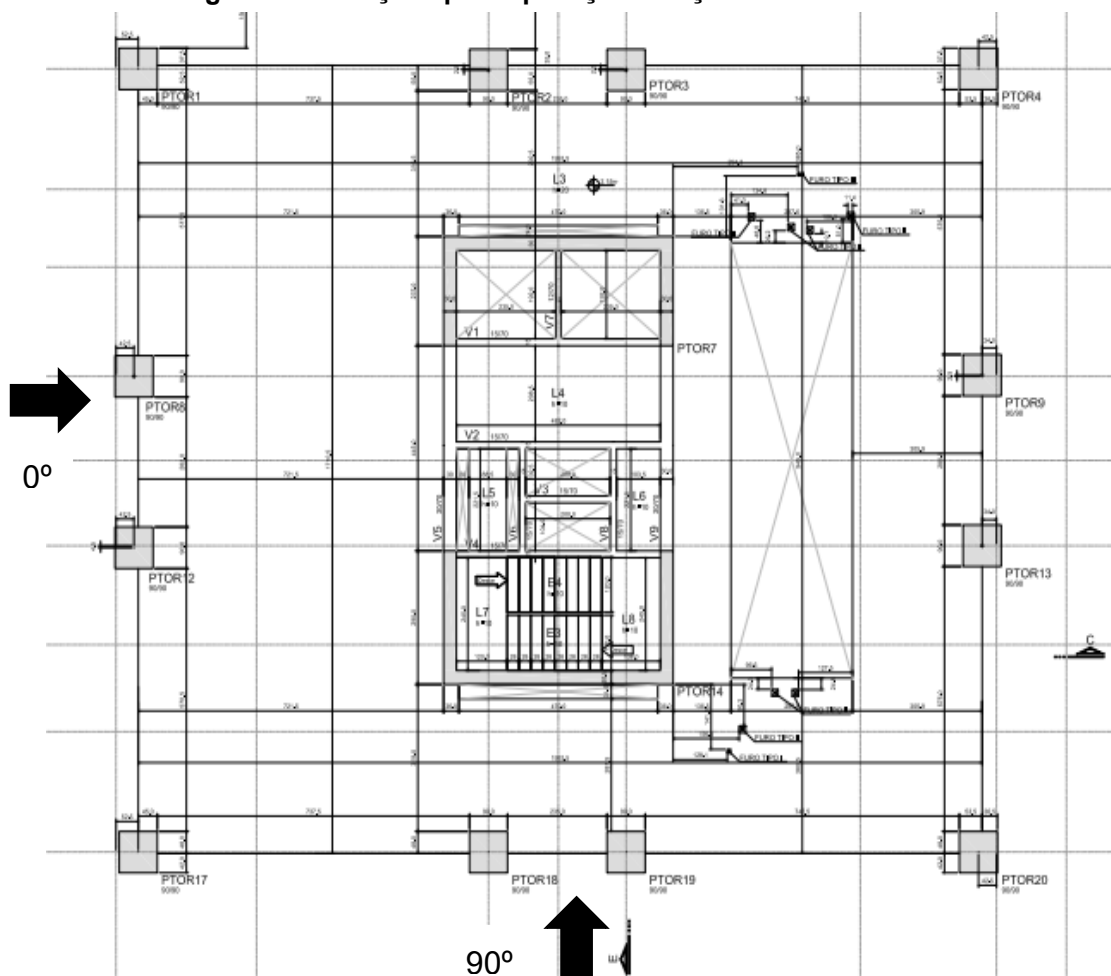
**Fonte: do Autor.**

### 5.2.1 Forças Horizontais

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 as situações mais desfavoráveis da ação do vento são aquelas em que este incide perpendicularmente às fachadas. Assim, considerou-se duas situações: ventos nas direções  $0^\circ$  e  $90^\circ$  presentes nas fachadas do edifício de Guarapuava-PR. Os resultados para vento aplicado à  $0$  e  $90$  graus foi

comparado segundo as metodologias apresentadas anteriormente, sendo que para o edifício de Guarapuava, foi adotado a direção de vento de  $90^\circ$  cuja qual o edifício demonstra maior rigidez. Para presente análise, assim como na seção 5.1 calculou-se apenas as forças aplicadas na direção de  $90^\circ$ . A direção de  $90^\circ$  está presente na figura 33.

**Figura 33 - Direções para aplicação da ação do vento.**



Fonte: do Autor.

### 5.2.2 Método Simplificado

Os parâmetros de modelo para o método simplificado foram obtidos através da norma ABNT NBR 6123 (1988). Os resultados obtidos estão presentes na Tabela 18.

**Tabela 18 - Valores utilizados para determinação das forças de vento pelo método simplificado.**

Propriedades equivalentes	
Vo (velocidade básica Referência Guarapuava, Paraná)	45 m/s
S1(fator topográfico)	1,0
S3 (fator estatístico)	1,0
Coeficiente de arrasto (90°)	1,3
Área 90° do térreo ao 21º pavimento	65,5988 m <sup>2</sup>
Área 90° do 22º pavimento	13,55 m <sup>2</sup>
Área 90° do 23º pavimento	11,653 m <sup>2</sup>
Fator de amplificação dinâmica (90°)	1,4
Parâmetro gama (tabela 19 NBR 6123)	1,2
Razão de amortecimento crítico (tabela 19 NBR 6123)	0,020

**Fonte: do Autor.**

### 5.2.3 Método Discreto

Os parâmetros de modelo para o método discreto foram obtidos através da norma ABNT NBR 6123 (1988). Os resultados obtidos estão presentes na tabela 19.

**Tabela 19 - Valores utilizados para determinação do método discreto.**

Valores para determinação das forças método discreto	
Vo (velocidade básica Referência Guarapuava, Paraná)	45 m/s
S1(fator topográfico)	1,0
S3 (fator estatístico)	1,0
Coeficiente de arrasto (90°)	1,38
Área 90° do térreo ao 21º pavimento	65,5988 m <sup>2</sup>
Área 90° do 22º pavimento	13,55 m <sup>2</sup>
Área 90° do 23º pavimento	11,653 m <sup>2</sup>
Fator de amplificação dinâmica (90°)	1,4
Massa do pavimento térreo	112288,68 Kg
Massa do segundo pavimento	246520,872 Kg
Massa do terceiro pavimento	222011,352 Kg
Massa do 4º ao 21º Pav.	3996204,336 Kg
Massa do 22º pavimento	178842,672 Kg
Massa do 23º pavimento	39096,072 Kg
Parâmetro gama (tabela 19 NBR 6123)	1,2
Razão de amortecimento crítico (tabela 19 NBR 6123)	0,020

**Fonte: do Autor.**

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) se faz necessário a utilização de valores de referência para o cálculo, os quais estão apresentados na tabela 20.

**Tabela 20 - Valores de referência para o método discreto.**

Valores de referência adotados	
$m_o$	$10 \times 10^7$ Kg
$A_o$ (direção $90^\circ$ )	1402,78 $m^2$

**Fonte: do Autor.**

Onde  $m_o$  é a massa de referência indicada pela norma e  $A_o$  a área total de incidência do vento no edifício na direção de  $90^\circ$ .

#### 5.2.4 Frequências e Modos de Vibração

Realizando uma análise modal na estrutura representada pelo modelo *shear building*, é possível encontrar as frequências naturais e os modos de vibração do edifício. Na análise modal, considerando o sistema livre e não amortecido, avaliam-se as frequências naturais de modos de vibração (tabela 21) a partir de um problema de autovalor e autovetor que tem como solução as frequências naturais angulares ao quadrado e seus respectivos modos de vibração.

**Tabela 21 - Modos de vibração**

Modo de Vibração	Frequência (Hz)
1	0,9792
2	5,7370
3	11,1540
4	16,5394
5	21,7899
6	26,6389
7	28,5300
8	32,1245
9	36,7361
10	41,1354
11	45,2392
12	49,0070
13	52,4064
14	55,4079
15	57,9762
16	59,4037
17	60,2040
18	61,8553
19	63,0654
20	63,7970
21	85,2626
22	91,0238
23	164,0306

**Fonte: do Autor.**

#### 5.2.5 Forças do vento obtidas pelo método simplificado

Obtidos os modos de vibração e com a estrutura do edifício a partir do modelo *shear building*, calculam-se as forças, utilizando os coeficientes citados no item 5.2.2. Os valores utilizados para aplicação da equação 39 se encontram na tabela 18, resultando nos valores encontrados na tabela 22.



**Tabela 22 - Forças do vento obtidas pelo método Simplificado em 90°**

z (m)	q (N/m <sup>2</sup> )	F (KN)
3,15	401,908	36,383
6,3	515,887	46,701
9,45	610,511	55,267
12,6	697,278	63,122
15,75	780,003	70,611
18,9	860,420	77,891
22,05	939,453	85,045
25,2	1.017,651	92,124
28,35	1.095,357	99,159
31,5	1.172,803	106,169
34,65	1.250,144	113,171
37,8	1.327,493	120,173
40,95	1.404,931	127,183
44,1	1.482,516	134,207
47,25	1.560,292	141,247
50,4	1.638,293	148,309
53,55	1.716,542	155,392
56,7	1.795,058	162,500
59,85	1.873,856	169,633
63	1.952,946	176,793
66,15	2.032,334	183,980
68,65	2.095,557	39,185
70,8	2.122,802	17,069

**Fonte: do Autor.**

### 5.2.6 Forças do vento obtidas pelo método discreto

As forças do vento de acordo com o método discreto com suas componentes flutuante e média são calculadas a partir do que foi apresentado no item 5.2.3. Para a Resposta Flutuante do método aplica-se o modo de vibração fundamental normalizado. Os valores utilizados para esses cálculos são os encontrados na tabela 19. Os resultados estão apresentados na tabela 23.

**Tabela 23 - Forças de vento obtidas pelo método discreto 90°**

z (m)	Resp. Flut. (KN)	Resp. Méd. (KN)	Resp. Final (KN)
3,15	2,259	33,535	35,793
6,3	9,909	40,157	50,066
9,45	13,368	44,622	57,989
12,6	20,039	48,087	68,126
15,75	26,603	50,960	77,563
18,9	33,024	53,434	86,458
22,05	39,269	55,619	94,887
25,2	45,303	57,584	102,887
28,35	51,095	59,374	110,469
31,5	56,613	61,023	117,636
34,65	61,827	62,554	124,382
37,8	66,711	63,986	130,697
40,95	71,237	65,331	136,568
44,1	75,382	66,602	141,984
47,25	79,123	67,808	146,931
50,4	82,440	68,955	151,396
53,55	85,316	70,051	155,367
56,7	87,735	71,099	158,834
59,85	89,684	72,106	161,790
63	91,153	73,074	164,227
66,15	92,133	74,007	166,140
68,65	74,611	15,435	90,046
70,8	16,320	6,664	22,984

**Fonte: do Autor.**

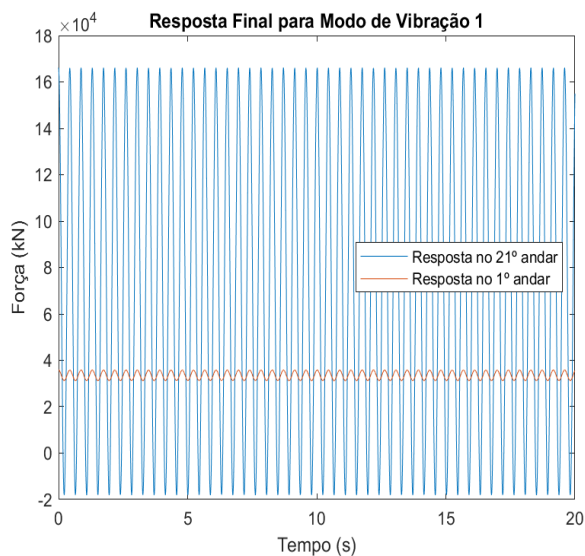
### 5.2.7 Resposta estrutural

A ABNT NBR 6123 (1998) indica que as forças totais do vento obtidas com o modelo discreto devem ser aplicadas a cada pavimento da estrutura como forças constantes. Neste trabalho, a fim de se avaliar a influência da incidência dinâmica das

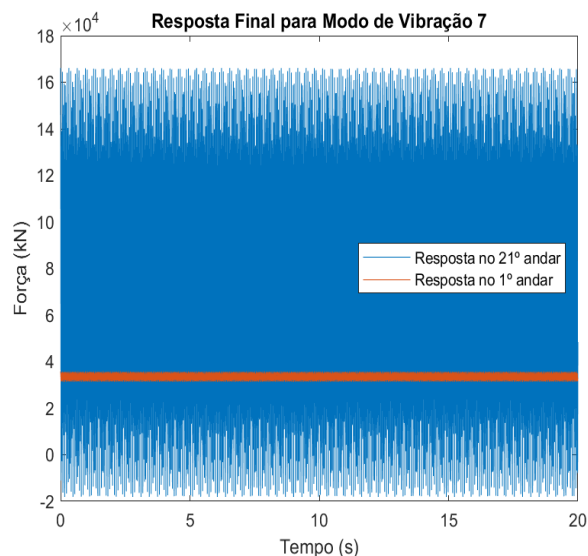
rajadas do vento na fachada da estrutura, considerou-se a força do vento como dinâmica, calculada utilizando a equação 45.

Desta forma, a força do vento torna-se oscilante, como demonstrados nas figuras de 34 a 37.

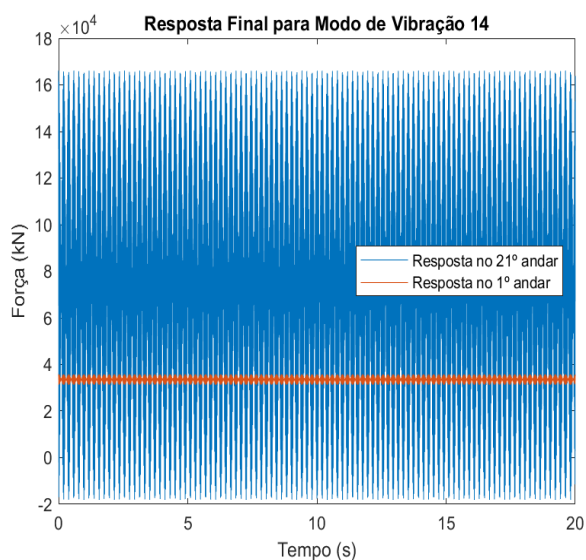
**Figura 34 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o primeiro modo de vibração.**



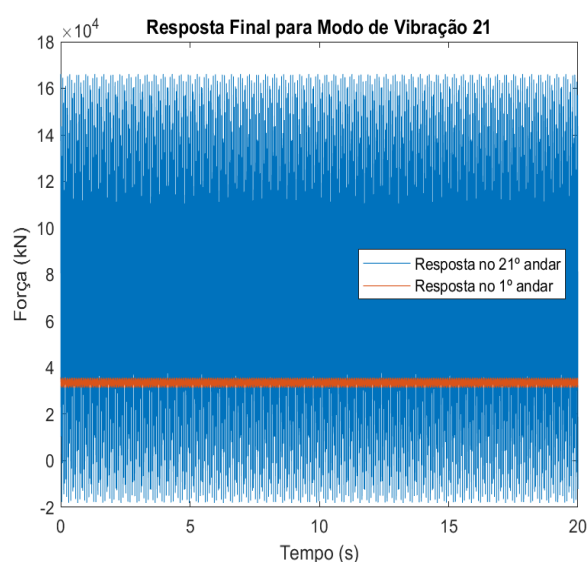
**Figura 35 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o sétimo modo de vibração.**



**Figura 36 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o décimo quarto modo de vibração.**



**Figura 37 - Forças do vento, método (3) com frequência ressonante com o vigésimo primeiro modo de vibração.**

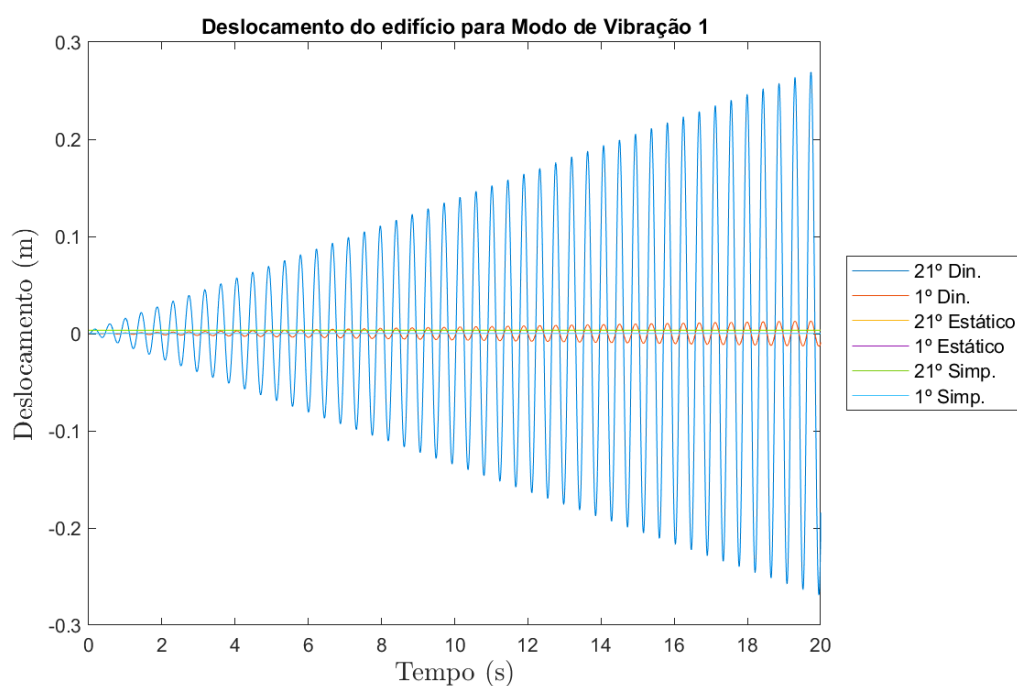


Fonte: do Autor.

### 5.2.7.1 Deslocamentos obtidos sem amortecimento

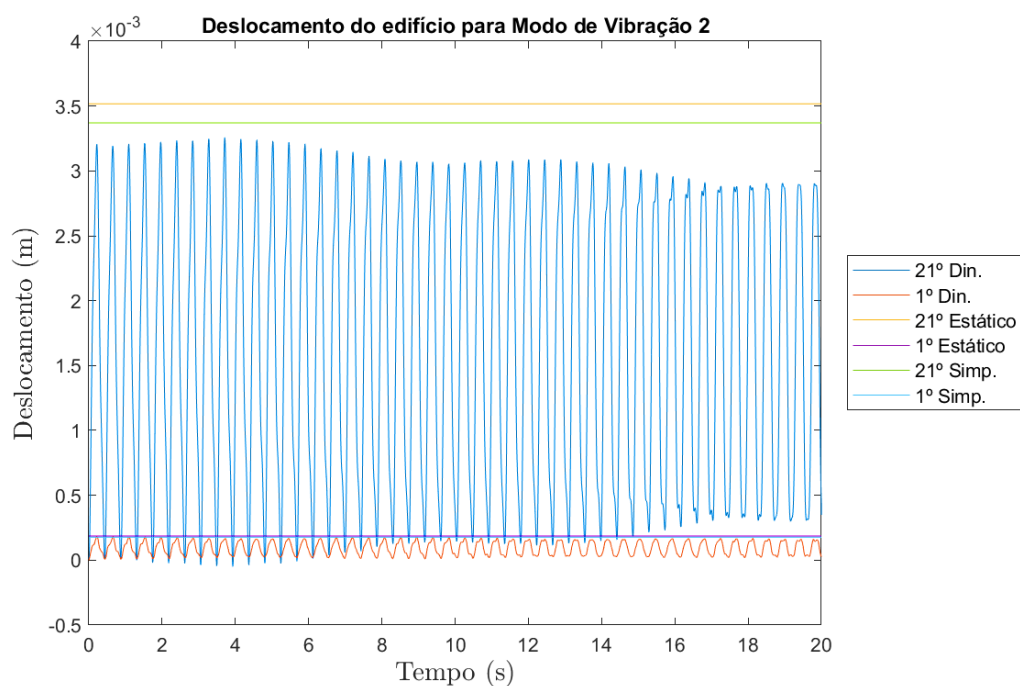
Utilizando o método de Newmark é possível obter os deslocamentos do edifício resultantes das forças do vento aplicadas de forma dinâmica para cada frequência de excitação considerada. Os resultados de deslocamento no tempo para o 1º e 23º pavimentos são apresentados nas figuras 38 a 42. Os resultados de deslocamentos dinâmicos (modelo 3) representados na tabela 24 são comparados aos deslocamentos estáticos da estrutura considerando o vento discreto (modelo 2) e também o modelo simplificado da ABNT NBR 6123 (1988), (modelo 1). As análises foram realizadas no período de 600 como recomendado pela NBR 6123:1988, contudo foram plotados apenas os primeiros 20 segundos.

**Figura 38 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 0,9792$  Hz.**



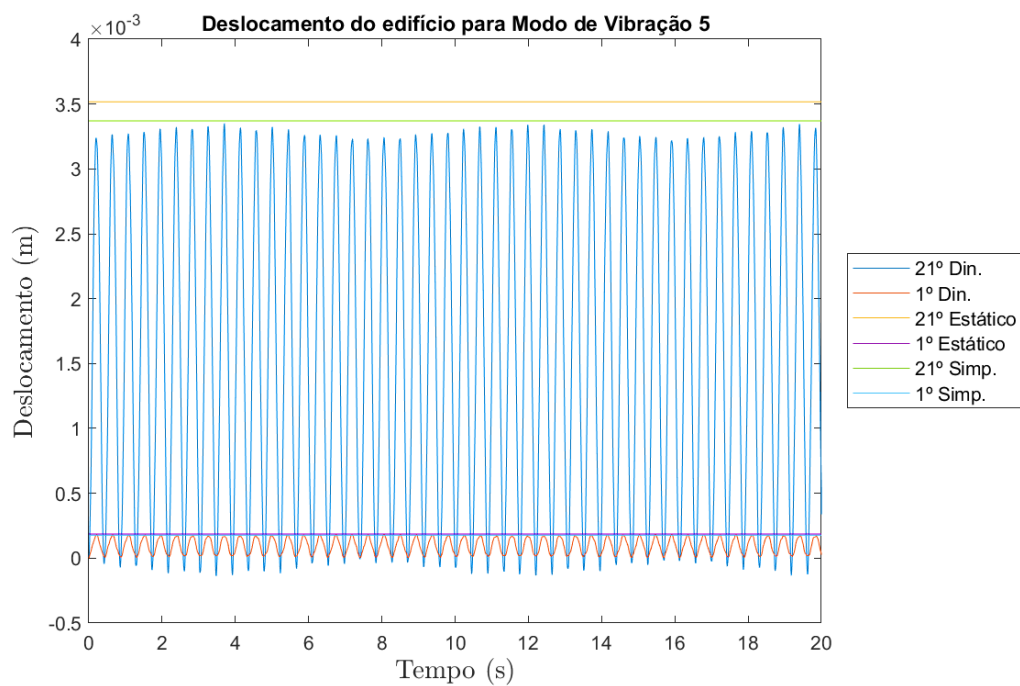
Fonte: do Autor.

**Figura 39 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f=5,7370$  Hz.**



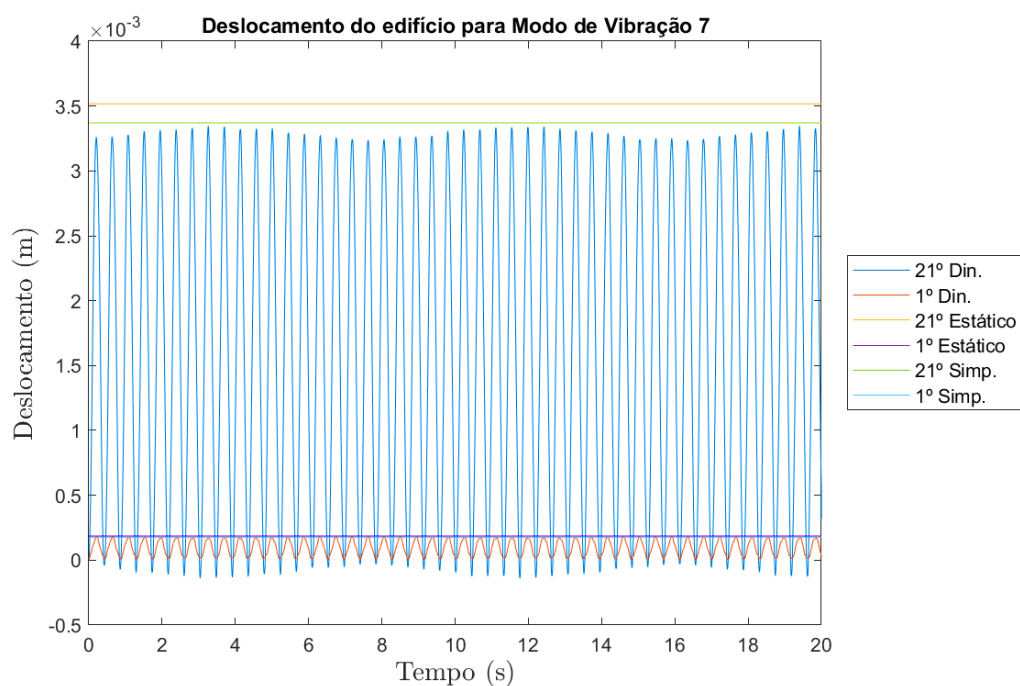
Fonte: do Autor.

**Figura 40 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 21,790$  Hz.**



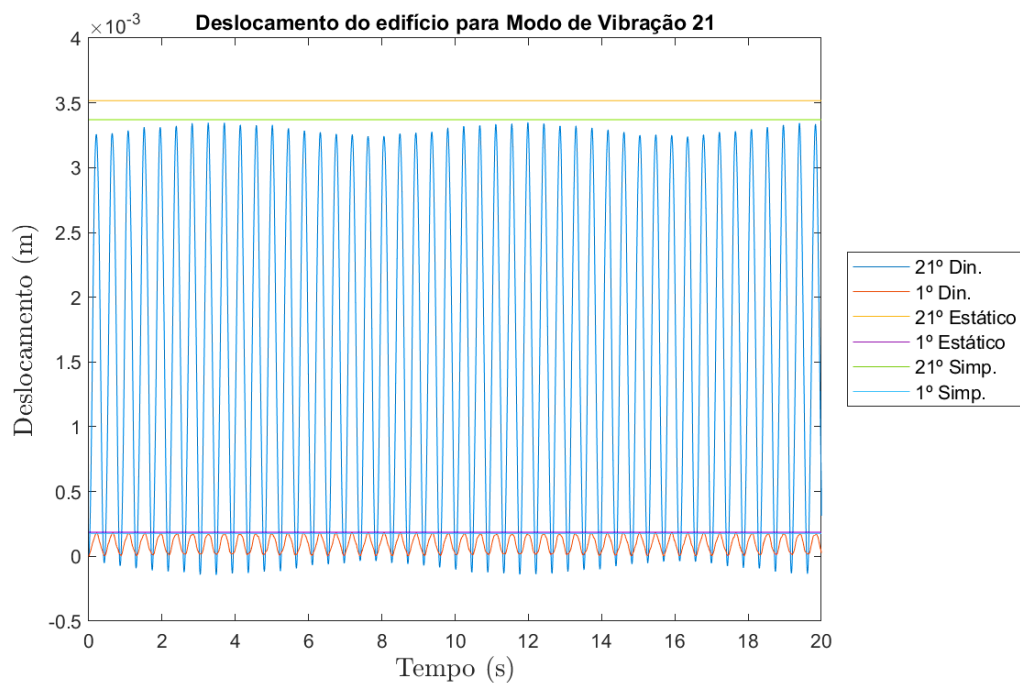
Fonte: do Autor.

**Figura 41 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 28,530$  Hz.**



Fonte: do Autor.

**Figura 42 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 164,031$  Hz.**



Fonte: do Autor

**Tabela 24 - Deslocamentos máximos para os modos de vibrações**

Pav.	Freq. (Hz)	Dinâmico		Discreto		Simplificado	
		1°	23°	1°	23°	1°	23°
Deslocamento (mm)	0,979	13,066	270,708				
	5,737	0,185	3,270				
	21,790	0,179	3,245	0,186	3,531	0,177	3,377
	28,530	0,168	3,364				
	164,031	0,168	3,368				

**Fonte: do Autor.**

Na figura 38 observa-se o mesmo efeito de ressonância encontrado no edifício hipotético de Guarapuava resultada do método 3 utilizando o modelo *Shear Building*. Isso novamente é devido à frequência do carregamento ser adotada igual à frequência fundamental da estrutura, fazendo com que, a mesma, se desloque progressivamente no decorrer do tempo. Também é possível observar que os deslocamentos da estrutura calculados com os métodos 1 e 2 considerados como carregamentos constantes, são próximos para ambos os pavimentos avaliados.

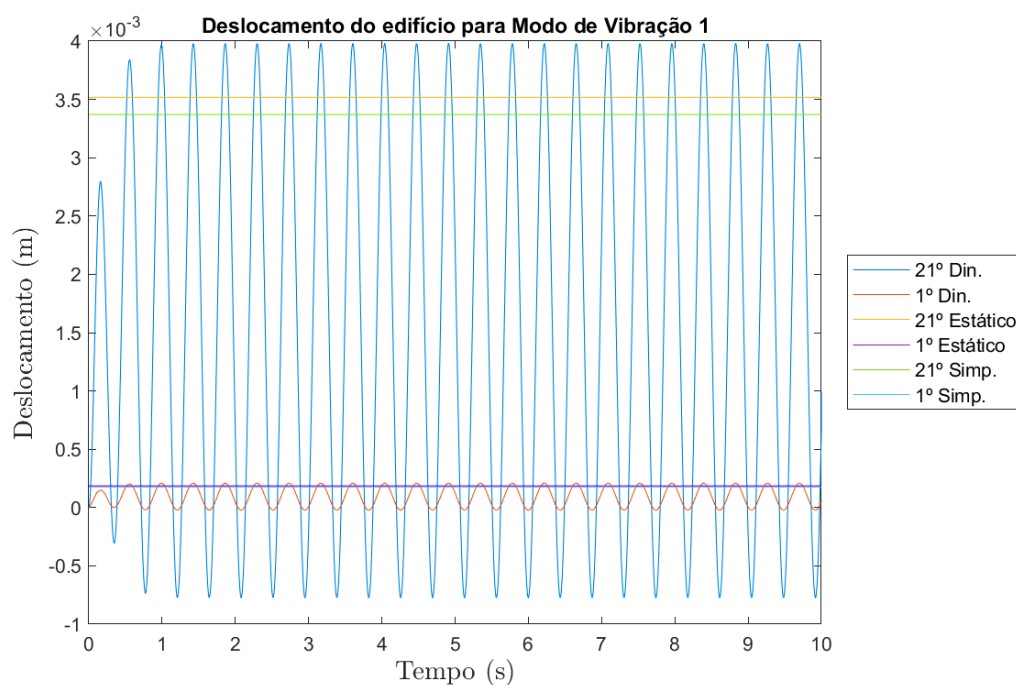
Os deslocamentos calculados considerando carregamento com frequência igual as demais frequências da estrutura são apresentados nas figuras 38 a 42, como pôde-se observar estes harmônicos não causam ressonância. A partir da figura 39, observa-se que os deslocamentos máximos para cada método são próximos, contudo, não tão próximos quanto as análises do edifício hipotético em Campo Mourão. Nota-se que para todos os casos testados, os deslocamentos estáticos obtidos com o método discreto (método 2) resultados superiores os deslocamentos calculados com o método simplificado (1).

Os carregamentos com frequência de excitação coincidente com frequências mais altas do que a 7ª frequência da estrutura apresentaram variações insignificantes, não sendo possível sua visualização nas figuras 41 e 42.

### 5.2.7.2 Deslocamentos obtidos com amortecimento

Um estudo análogo ao que foi realizado para o edifício localizado na cidade de Campo Mourão foi repetido para o edifício em Guarapuava, sendo utilizada razão de amortecimento de 0,02, de acordo com as indicações da ABNT NBR 6123 (1988), equação 46. As análises foram realizadas no período de 600 como recomendado pela NBR 6123:1988, contudo foram plotados apenas os primeiros 20 segundos.

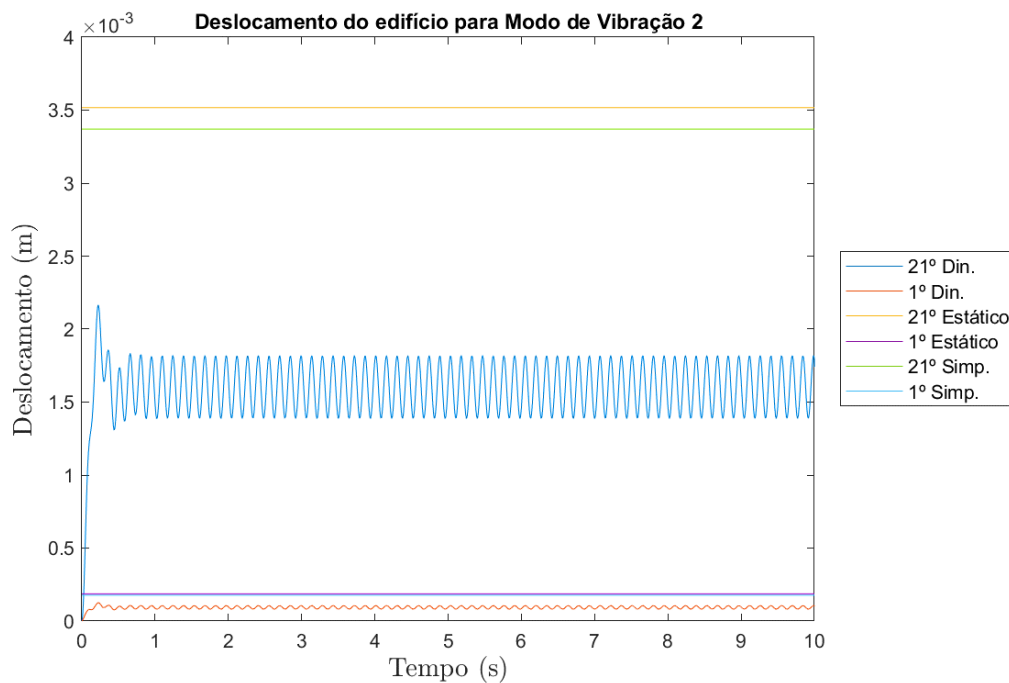
**Figura 43 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 0,9792$  Hz.**



**Fonte: do Autor.**

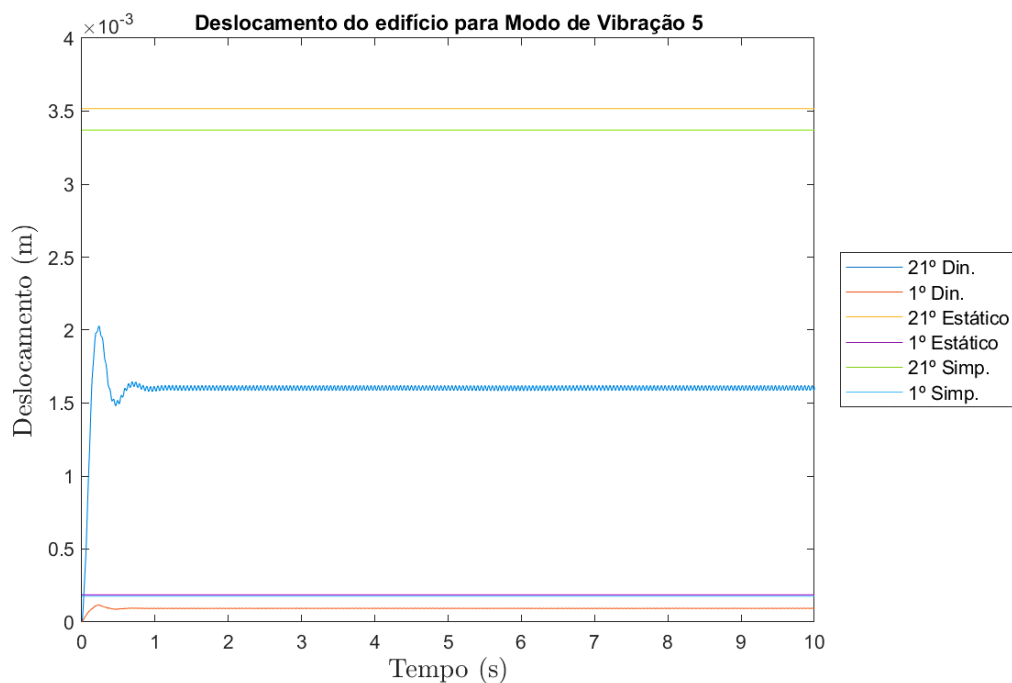


**Figura 44 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 5,737$  Hz.**



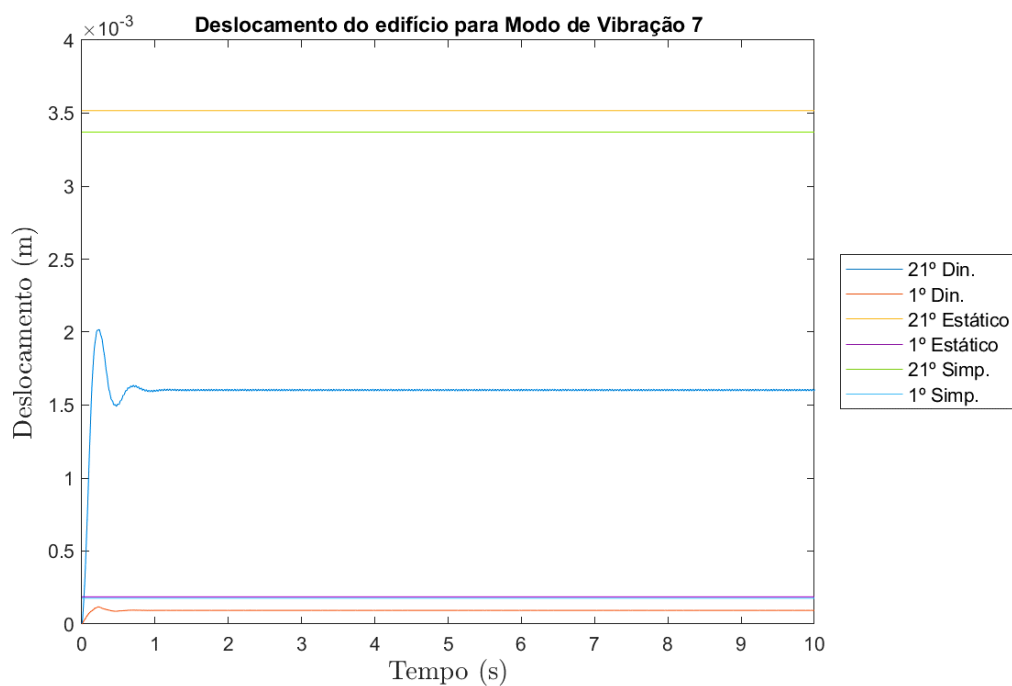
Fonte: do Autor.

**Figura 45 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 21,790$  Hz.**



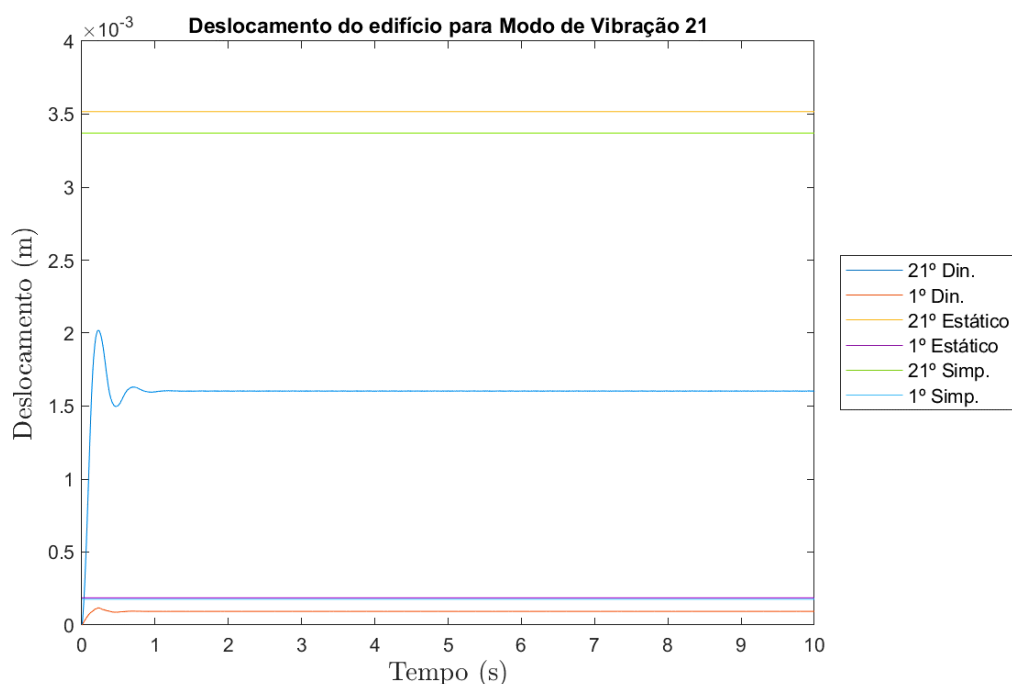
Fonte: do Autor.

**Figura 46 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 28,530$  Hz.**



Fonte: do Autor.

**Figura 47 - Deslocamentos do edifício - comparação entre método (1), (2) e (3) com frequência de excitação  $f = 164,031$  Hz.**



**Fonte: do Autor.**

**Tabela 25 - Deslocamentos máximos para os modos de vibrações.**

	Freq. (Hz)	Dinâmico		Discreto		Simplificado	
		1º	23º	1º	23º	1º	23º
Pav.							
Deslocamento (mm)	0,979	0,209	3,999				
	5,737	0,126	2,169				
	21,790	0,118	2,033	0,186	3,531	0,177	3,377
	28,530	0,116	2,023				
	164,031	0,117	2,023				

**Fonte: do Autor.**

No estudo da estrutura com amortecimento não há ocorrência de ressonância nas análises dinâmicas. Isso é devido ao amortecimento adicionado a estrutura, a qual trabalha de forma que a frequência natural do edifício se torne diferente da frequência do carregamento harmônico que representa o vento no modelo discreto (método 3). Contudo, o deslocamento pelo método 3 possui, para o primeiro modo, um deslocamento maior que o dos métodos 1 e 2. Quando se utilizam frequências de

excitação da carga harmônica iguais às frequências correspondentes à modos superiores, observa-se que os deslocamentos calculados para o método 3 são inferiores aos deslocamentos dos métodos 1 e 2, como pode ser observado na figura de 44 a 47.

Também segundo a ABNT NBR 6117:2014, é realizada a análise de segurança para o estado limite de deformações excessivas no edifício de Guarapuava, onde a sua maior deformação é de 3,999 mm e está representada pela equação 48.

$$3,999 \text{ mm} < \frac{70800}{1700} = 41,64706 \text{ mm} \quad \text{Equação 48}$$

Da mesma forma que no edifício hipotético em Campo Mourão, o edifício em Guarapuava respeita a condição de segurança.

Pode-se observar que a consideração de amortecimento reduz significativamente os deslocamentos dinâmicos obtidos, nota-se também que com o método discreto estático (2), o edifício apresentou deslocamentos superiores aos deslocamentos calculados pelo método simplificado. Os resultados do modelo discreto foram em média 4,76% superiores aos calculados com o método simplificado. Nota-se também que quando a frequência da excitação se aproxima da frequência natural não amortecida da estrutura, os resultados utilizando carregamento dinâmico são superiores aos deslocamentos estáticos em todos os casos analisados (com e sem amortecimento). Assim pode-se notar a demanda pela utilização de modelos que levem em consideração a resposta dinâmica estrutural.

### 5.3 CONCLUSÃO

Este trabalho analisou as respostas dos métodos Discreto e Simplificado presentes na ABNT NBR 6123:1988 aplicadas ao modelo *Shear Building*, as utilizando em dois modelos de edifício. O primeiro modelo sendo um modelo hipotético retirado do estudo de SANTOS (2019), localizado em Campo Mourão – PR e o segundo um edifício real localizado na cidade de Guarapuava – PR.

Este trabalho também aplicou uma metodologia alternativa para consideração do vento como ação dinâmica simplificada nas edificações. Em que se propôs a aplicação das forças do vento calculadas de acordo com o modelo discreto da NBR 6123:1988, aplicadas na estrutura como carregamentos harmônicos com frequência escolhida de acordo a provocar ressonância com as frequências naturais das estruturas testadas.

Os métodos aplicados nos edifícios foram analisados inicialmente de duas formas: considerando sistema não amortecido e com razão de amortecimento de 2%. Para a análise sem amortecimento, observou-se que os edifícios se comportam com ressonância nas análises dinâmicas quando a frequência do carregamento aplicado é igual à frequência natural da estrutura. Destaca-se, entretanto, que este resultado se trata de uma situação pouco provável de ocorrer na realidade, já que às frequências de excitação do vento são aleatórias e variáveis no tempo, e também pois toda a estrutura possui amortecimento, o que afeta diretamente a frequência natural vibração. Uma situação hipotética em que esse cenário possa ser real, é quando a velocidade das rajadas do vento são iguais a velocidade crítica. Quando a frequência da excitação é diferente da frequência natural da estrutura, observou-se que os deslocamentos obtidos com a proposição de carga dinâmica foram próximos dos deslocamentos obtidos com carregamentos estáticos. Logo, devido a simplicidade da metodologia proposta, pode-se considerá-lo aplicável à análise de edifícios altos sujeitos a carregamentos de vento.

Quando avaliando a resposta das edificações considerando amortecimento no sistema de equações dinâmicas observou-se redução significativa dos deslocamentos após a fase transiente do movimento, sendo que os deslocamentos foram sempre inferiores aos obtidos com as análises estáticas em todos os casos, exceto quando a frequência de excitação é igual a primeira frequência da estrutura.

Nesta situação particular é necessário realizar uma análise detalhada do comportamento dinâmico estrutural. Pode-se concluir que a consideração de 2% de razão de amortecimento nos edifícios conduziu às respostas estruturais contra a segurança se comparadas às respostas considerando carregamento estático.

## REFERÊNCIAS

ALHAN, C.; SÜRMELE, M. Shear building representations of seismically isolated buildings. **Bulletin of Earthquake Engineering**, v. 9, n. 5, p. 1643-1671, 2011.

ALVES, L.S. Controle de vibrações em edifícios altos sujeitos a vento ou terremoto. **Universidade Federal de Goiás: Escola de Engenharia Civil**, 2015.

ANTUNES, D.S. Metodologia de avaliação de instabilidade dinâmica em freios a tambor utilizando o método dos elementos finito. Dissertação de Mestrado **Universidade Federal do Rio Grande do Sul**, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

BATHE K.J.; WILSON, E.L. Stability and accuracy analysis of direct integration methods, earthquake engineering and structural dynamics, v.1, p. 283-291,1973.

BOSSE, R.M.; GIDRÃO, Gustavo de Miranda Saleme. Análise dinâmica de edifícios em concreto sob esforços de vento. **Anais do 58º Congresso Brasileiro do Concreto CBC2016**, Belo Horizonte, Mg. 2016.

BRASIL, R.; SILVA, M. A. Introdução à dinâmica das Estruturas. **São Paulo: Blucher**, 2013.

CHÁVEZ, E.S. Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento. 2006.

Chiquito, A.J.; Ramos, A.C.A. Batimentos e ressonância de diapásões analisados usando um osciloscópio (Analyzing a diapason beating and resonance effects using an oscilloscope). *Revista Brasileira de Ensino de Física*, v. 27, n. 2, p. 219 - 223, (2005).

CHTCOT, R.; BRASIL, R.M.L.R.F. SEISMIC ANALYSIS OF A SHEAR BUILDING MODEL. **Revista Interdisciplinar De Pesquisa Em Engenharia**, 2(19), 53–67. 2017.

DAVID S., W. E. Localização ótima de amortecedores viscosos. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, **Universidade de Brasília**, Brasília, DF, 53p. 2019.

FIGUEIREDO, A.Z.; et al. Identificação Estrutural de um modelo Shear Building de dois pavimentos. 2018.

GUERZONI, R.G. Análise do efeito da ação do vento no projeto de edifícios altos de concreto para diferentes sistemas estruturais, SP. 2020. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - **Universidade Federal de São Carlos**. 2020.

Halliday, D.; Resnick, R. Física 2. LTC Editora, Rio de Janeiro, 1984).

MARTINS, Y.L.D. AÇÃO DINÂMICA DO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS. Monografia de Trabalho de Conclusão de Curso II do Curso de Graduação em Engenharia Civil. **Universidade Federal de Goiás**. 2018.

MEIRELES, J.F.; PINHO, A. C. M. Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente. Tese de Doutorado. **Universidade do Minho**. 2008. Acesso disponível em: <https://hdl.handle.net/1822/8059>

Nussensveig, H.M. Física Básica 2 (Edgard Blucher, São Paulo, 1981).

PAULTRE, P. Dynamics of Structures. 1st ed. **Wiley & Sons, Inc.**, 2010.

PAZ, M. Structural dynamics: theory and computation. **Springer Science & Business Media**, 2012.

PENA, T.V. Controle Passivo da Resposta Dinâmica Estrutural via Análise Numérica e Otimização. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil. **Universidade Federal de Ouro Preto**, 2017.



PRIGOL, Tais. Análise estrutural de edifício com altura variada sob ação do vento segundo a NBR 6123. 2012. 85 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

BOSSE, Rúbia Mara. Desempenho de TMDS em edifícios submetidos a terremotos. 2017. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

SANTOS, V.H.; et al. Comparação do método discreto da NBR 6123 e do método do vento sintético para edificações em concreto armado de múltiplos pavimentos. Dissertação de Mestrado. **Universidade Tecnológica Federal do Paraná**. 2018.

SANTOS,P.M.R.Análise estrutural de um edifício múltiplos pavimentos considerando à ação do vento via método estático, simplificado e discreto conforme NBR 6123.Trabalho de Conclusão de Curso.Universidade Tecnológica Federal do Paraná.2019.

VIANA, A.C.P; ARAÚJO, T. D. Análise dinâmica bidimensional de edifício submetido a rajadas de vento. In: **XXX Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, CD-ROM**. 2009.

WARBURTON, G.B. The Dynamical Behaviour of Structure. 3rd ed., Vol. 36. **Pergamon Press**, 1976.