



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JOSÉ AUGUSTO MARINHO COELHO FILHO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O MÉTODO DISCRETO DA NBR
6123 E O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO PARA ESTRUTURAS
ALTAS EM CONCRETO ARMADO**

Palmas/TO
2022

JOSÉ AUGUSTO MARINHO COELHO FILHO

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE O MÉTODO DISCRETO DA NBR
6123 E O MÉTODO DO VENTO SINTÉTICO PARA ESTRUTURAS
ALTAS EM CONCRETO ARMADO**

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

Orientador: Bruno Carrilho de Castro

Palmas/TO
2022

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

F481a Filho, José Augusto Marinho Coelho .

Análise comparativa entre o método discreto da nbr 6123 e o método do vento sintético para estruturas altas em concreto armado. / José Augusto Marinho Coelho Filho. – Palmas, TO, 2022.

108 f.

Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins – Câmpus Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2022.

Orientador: Bruno Carrilho de Castro

1. Análise dinâmica . 2. Vento sintético . 3. Vento discreto . 4. NBR 6123/1988. I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que citada a fonte. A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime estabelecido pelo artigo 184 do Código Penal.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFT com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

DEDICATÓRIA

*Aos meus queridos Pais, José Augusto Marinho
e Ana Gorete Coelho.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a TQS e a DLUBAL, pela disponibilização dos softwares na sua versão plena, que foi de importância essencial para a realização desse trabalho, e ao Professo Dr. Marcelo Araujo da Silva pela sua bondade em disponibilizar uma programação em Matlab, que definitivamente melhorou minha compreensão acerca do Método do Vento Sintético e sanou diversas dúvidas que existiam.

Agradeço também a minha família, em especial aos meus amados Pais, que me deram forças em todos os momentos da minha vida, principalmente nos momentos que não me restavam entusiasmos, verdadeiramente eles são os alicerces da minha vida. E também, a minha querida e namorada, Larina Hanna Alves, que tem me ensinado muito a respeito do amor Deus e da busca em ser uma pessoa melhor todos os dias, agradeço muito a Deus por ter ela ao meu lado, sem ela tudo seria mais difícil. E também, agradeço ao meu amado avô, Expedito Coelho, que sempre foi uma referência de inspiração, pela sua garra e bondade.

Por fim, não menos importante, agradeço aos meus amigos, principalmente aqueles que estão comigo por longas datas, Michael, Higor e Esdras.

RESUMO

Nas análises estruturais existem sempre um conflito entre o grau de realismo no qual se deseja modelar e a complexibilidade da representação desse modelo. Dessa maneira, para calcular os efeitos das ações ou cargas sobre as estruturas é necessário que uma escolha seja feita com relação ao melhor modelo que simula a estrutura real. Essa escolha, por exemplo, é refletida nos carregamentos de vento da estrutura, que podem ser estáticos ou dinâmicos bem como determinísticos ou estocásticos. Nesse contexto, a norma brasileira NBR6123/1988 apresenta modelo estático, modelo dinâmico simplificado e o modelo dinâmico discreto. Existe também, o Método do Vento Sintético, elaborado por Franco (1993), que é basicamente um tipo de simulação numérica similar aos métodos do tipo Monte Carlo, que permitiu considerar as ações dinâmicas do vento nas edificações. Dessa forma, a presente monografia se propôs a apresentar um estudo comparativo entre o método estático e discreto da NBR6123 e o Método do Vento Sintético. Para isso, foi modelada uma chaminé de concreto armado com 113 metros de altura, formulado pela primeira vez em Franco (2002), já construída em Blumenau/SC. Além disso, foi elaborado uma edificação multifamiliar, totalmente estruturada em concreto armado, com 40 pavimentos e 120 metros de altura, com pés-direitos de 3 metros entre cada pavimento. As análises e as modelagem foram feitas através do programa alemão RFEM5, e do programa nacional CAD/TQS. Contudo, de maneira geral, no exemplo da chaminé o método do vento sintético apresentou resultados a favor da segurança em comparação aos métodos da NBR 6123/1988, aproximadamente 59% a mais, esta variação foi justificada devido a chaminé apresentar características aerodinâmicas propícias ao vento flutuante. Já no caso do edifício, os resultados de deslocamentos provenientes do Método do Vento Sintético tiveram uma diferença de 20% a menos em relação ao modelo estático da NBR 6123/1988, e 40% a menos em relação ao modelo discreto, essas desigualdades aconteceram pelo fato do edifício ser extremamente rígido, o que acarretou diretamente nas respostas do vento flutuante sobre a edificação.

Palavras chave: Método do Vento Sintético. Edifícios altos em concreto armado. NBR 6123/1988.

ABSTRACT

In structural analyses, there is always a conflict between the degree of realism in which one wants to model and the complexity of the representation of that model. In this way, to calculate the effects of actions or loads on structures, it is necessary that a choice is made regarding the best model that simulates the real structure. This choice, for example, is reflected in the structure's wind loads, which can be static or dynamic as well as deterministic or stochastic. In this context, the Brazilian standard NBR6123/1988 presents a static model, a simplified dynamic model and a discrete dynamic model. There is also the Synthetic Wind Method, developed by Franco (1993), which is basically a type of numerical simulation similar to Monte Carlo-type methods, which allows considering the dynamic actions of the wind in buildings. Thus, the present monograph proposed to present a comparative study between the static and discrete method of NBR6123 and the Synthetic Wind Method. For this, a 113-meter high reinforced concrete chimney was modeled, formulated for the first time in Franco (2002), already built in Blumenau/SC. In addition, a multi-family building was designed, fully structured in reinforced concrete, with 40 floors and 120 meters in height, with ceilings of 3 meters between each floor. The analysis and modeling were done through the German program RFEM5, and the national program CAD/TQS. However, in general, in the example of the chimney, the synthetic wind method presented results in favor of safety compared to the methods of NBR 6123/1988, approximately 59% more, this variation was justified due to the chimney presenting aerodynamic characteristics favorable to the wind. floating. In the case of the building, the displacement results from the Synthetic Wind Method had a difference of 20% less in relation to the static model of NBR 6123/1988, and 40% less in relation to the discrete model. fact that the building is extremely rigid, which directly resulted in the responses of the fluctuating wind on the building.

Keywords: Synthetic Wind Method. Tall buildings in reinforced concrete. NBR 6123/1988.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Rosa dos ventos para a cidade de Palmas (2005–2017)	19
Figura 2.2 - Rosa dos ventos por mês para a cidade de Palmas (2005–2017).....	20
Figura 2.3 - Perfis da velocidade média do vento (km/h)	21
Figura 2.4 - Ação do vento em uma edificação	22
Figura 2.5 - Pressão do vento causando deslizamento e tombamento.....	22
Figura 2.6 - Forças resultantes da interação do escoamento-estrutura	23
Figura 2.7 - Edificações com redução gradual nas áreas de pavimento	23
Figura 2.8 - Regime de escoamento de corpo isolado	24
Figura 2.9 - Regime de escoamento deslizante	25
Figura 2.10 - Regime de interferência de esteira.....	25
Figura 2.11 - Efeito Venturi (adaptado de CARPEGIANI, 2004)	26
Figura 2.12 - Deflexão vertical (GERHARDT in EISELE, 2003).....	27
Figura 2.13 - Turbulência da esteira (GERHARDT in EISELE, 2004)	27
Figura 2.14 - Graus de conforto em função dos níveis de vibração	28
Figura 2.15 - Ponte Tacoma Narrows.....	29
Figura 2.16 - Antes e depois do edifício Real Class	30
Figura 2.17 - Residencial em Palmas/TO	30
Figura 2.18 - Gráfico das isopleias	32
Figura 2.19 - Fator topográfico em taludes e morro.....	33
Figura 2.20 - Valores do fator S2	34
Figura 2.21 - Valores mínimos do fator S3	35
Figura 2.22 - Fator S3.....	35
Figura 2.23 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência	36
Figura 2.24 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência	37
Figura 2.25 - Indicação do afastamento entre a edificação em estudo e uma edificação	38
Figura 2.26 - Esquema para modelo dinâmico discreto	39
Figura 2.27 - Expoente p e parâmetro b	41
Figura 2.28 - Rajadas equivalentes.....	45
Figura 2.29 - Exemplo de vários graus de liberdade.	49
Figura 2.30 - Equilíbrio entre as forças atuantes e as reações	50
Figura 2.31 - Resposta para vibração livre não amortecida	51
Figura 2.32 - Resposta para vibração livre de um sistema com amortecimento sub-crítico	52
Figura 2.33 - Representação de um shear building de três pavimentos	53
Figura 2.34 - Diagrama de corpo livre	54
Figura 2.35 - Modos de vibração de um edifício de três pavimentos.....	58
Figura 3.1 - Chaminé construída em Blumenau com 113 m de altura total	63
Figura 3.2 - Visualização global do modelo 3D completo da chaminé.....	64
Figura 3.3 - Visualização em planta da chaminé.....	65
Figura 3.4 - Configurações da malha de Elementos Finitos - chaminé.....	66
Figura 3.5 - Visualização global do modelo 3D completo do edifício.....	67
Figura 3.6 - Visualização interna do edifício	67
Figura 3.7 - Visualização em planta do edifício.....	68
Figura 3.8 - (a) Visualização global do modelo 3D (b) Visualização em corte do edifício	68
Figura 4.1 - (a) 1° modo . (b) 2° modo . (c) 3° modo.....	71
Figura 4.2 - Deslocamento total x no topo - cargas estáticas - NBR 6123/1988 chaminé.....	72
Figura 4.3 - (a) Deslocamento devido ao vento médio. (b) Deslocamento vento flutuante.....	75
Figura 4.4 - Força do vento ao longo do tempo – Vento Sintético – chaminé RFEM5	78
Figura 4.5 - Resposta em deslocamentos no topo - Vento Sintético - chaminé RFEM5	79

Figura 4.6 - resposta em deslocamentos no topo - Vento Sintético - chaminé TQS	80
Figura 4.7 - Modos de vibração - RFEM 5.....	83
Figura 4.8 - Modos de vibração - TQS	84
Figura 4.9 - Deslocamento de topo - estático - RFEM5.....	87
Figura 4.10 - Deslocamento de topo - estático – TQS.....	87
Figura 4.11 - Deslocamento máximo vento médio - Modelo Discreto - edifício.....	91
Figura 4.12 - Deslocamento máximo vento flutuante - Modelo Discreto – edifício.....	91
Figura 4.13 - Deslocamento de topo representativo (parcela flutuante) - RFEM 5 – edifício .	94
Figura 4.14 - Deslocamento de topo representativo (parcela flutuante) - TQS – edifício.....	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades aerodinâmica do edifício de 40 pavimentos	69
Tabela 4.1 - Resultados das análises dinâmicas - chaminé	70
Tabela 4.2 - Forças Devidas ao Vento Estático - NBR 6123/1988 (chaminé).....	73
Tabela 4.3 - 1 ° Modulo de vibração – vento discreto - chaminé	73
Tabela 4.4 - Dados iniciais - vento discreto - chaminé	74
Tabela 4.5 - Resultados das forças aplicadas - vento discreto - chaminé.....	74
Tabela 4.6 - Determinação das pressões de vento - Método do Vento Sintético – chaminé....	76
Tabela 4.7 - Tabela de coeficientes - Método do Vento Sintético - chaminé.....	76
Tabela 4.8 - Séries temporais de carregamento – chaminé	77
Tabela 4.9 - Fatores de redução dos harmônicos - Vento Sintético – chaminé.....	78
Tabela 4.10 - Desvios padrão, fatores de pico e deslocamentos máximos no topo	79
Tabela 4.11 - Comparação do deslocamento máximo - Vento Sintético – chaminé.....	80
Tabela 4.12 - Resumo de deslocamentos no topo da chaminé	80
Tabela 4.13 - Resultados da análise modal do edifício - RFEM 5	82
Tabela 4.14 - Resultados da análise modal do edifício – TQS.....	82
Tabela 4.15 - Velocidades e forças de vento características ao longo da altura do prédio	86
Tabela 4.16 - Modos de vibração em Y – edifício	88
Tabela 4.17 - Fatores de amplificação dinâmica – Modelo Discreto – edifício.....	89
Tabela 4.18 - Dados iniciais – Modelo Discreto – edifício	89
Tabela 4.19 - resultados das forças aplicadas - Modelo Discreto – edifício	89
Tabela 4.20 - Resultados - Modelo Discreto – edifício	90
Tabela 4.21 - Determinação das pressões de vento - Método do Vento Sintético - edifício....	92
Tabela 4.22 - Tabela de coeficientes - Método do Vento Sintético – edifício	93
Tabela 4.23 - Determinação do centro de rajadas – edifício	94
Tabela 4.24 - Desvio padrão, fatores de pico e deslocamentos máximos no topo	95
Tabela 4.25 - Resultados deslocamento máximo de topo - Método do Sento Sintético	96
Tabela 4.26 - Resumo de deslocamentos no topo do edifício	96

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1	Problema de pesquisa.....	13
1.2	Justificativa	14
1.3	Objetivos.....	15
1.3.1	. Objetivo Geral.....	15
1.3.2	. Objetivos Específicos	15
1.4	Apresentação da Monografia	16
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1	Estudos Correlatos	17
2.2	Definição do Vento	18
2.3	Ação dos Ventos em Palmas/TO	18
2.4	Característica do Vento Natural	20
2.5	Ações do Vento nas Estruturas	21
2.5.1	. Regime de escoamento	24
2.6	Efeito de Vizinhança.....	25
2.6.1	. Efeito Venturi	26
2.6.2	. Deflexão do vento na direção vertical	26
2.6.3	. Interferência da esteira.....	27
2.7	Conforto do Usuário.....	28
2.8	Acidentes Devido à Ação do Vento	28
2.9	NBR 6123/1988.....	31
2.9.1	. Método estático.....	31
2.9.2	. Método discreto da NBR 6123/1988	38
2.10	Método do Vento Sintético.....	41
2.11	Formulação Matemática	48
2.11.1	. Sistemas de um grau de liberdade.....	49
2.11.2	. Sistemas de vários graus de liberdade.....	52
2.11.3	. Método de integração de Newmark	60
3	METODOLOGIA.....	62
3.1	Método de Pesquisa	62
3.2	Método do Trabalho.....	62

3.3	Abordagem.....	63
3.4	Modelos Estudados.....	63
3.4.1	. Chaminé de Concreto Armado	63
3.4.2	. Edifício de 40 pavimentos	66
4	ANALISES DE RESULTADOS E DISCUSSÃO – AÇÃO DE VENTO	70
4.1	Chaminé de Concreto Armado (~113m)	70
4.1.1	. Análise modal do edifício	70
4.1.2	. Vento estático – procedimento segundo a NBR 6123/1988	71
4.1.3	. Vento dinâmico – procedimento da NBR 6123:1988.....	73
4.1.4	. Método do Vento Sintético	75
4.1.5	. Resumo dos Resultados	80
4.2	Prédio de 40 Pavimentos (~120m) em Palmas/TO	81
4.2.1	. Análise modal do edifício	81
4.2.2	. Vento estático – procedimento segundo a NBR 6123/1988	85
4.2.3	. Vento dinâmico – procedimento da NBR 6123:1988.....	88
4.2.4	. Método do Vento Sintético	92
4.2.5	. Resumo de resultados para o exemplo do prédio de 40 pavimento em Palmas/TO	96
5	CONCLUSÃO.....	97
6	REFERÊNCIAS bibliográficas	99
7	ANEXO.....	102

1 INTRODUÇÃO

Em meados do século XX a determinação das forças devida ao vento em edificações era pouco conhecida e explorada, pois as construções possuíam características rígidas, ou seja, os edifícios eram estruturados essencialmente em paredes espessas. Na medida em que foi aumentando o número de pessoas em uma determinada região, foi surgindo a necessidade de verticalização das edificações, e com isso, as paredes foram ficando cada vez mais robustas a ponto de prejudicar o espaço útil interno (PITTA, 2002).

Com o passar dos anos e com os avanços da construção civil na criação de novas técnicas construtivas e na evolução da resistência dos materiais como o aço-carbono e o concreto armado, tornou-se viável a criação de estruturas mais esbeltas e flexíveis. Assim, começaram a aparecer alguns fenômenos devido a ação do vento que até então não eram conhecidos ou estudados, muitos desses fenômenos causando inúmeros acidentes estruturais, como por exemplo, o colapso da ponte Tacoma Narrows, Estados Unidos.

Comparando as edificações mais recente com a mais antigas, percebe-se que as atuais estão mais propensas a sofrerem com as ações do vento, devido à elevada esbeltez dos elementos estruturais. Estas características impulsionam à possibilidade de ocorrência de fenômenos de amplificação de resposta. Com isso, a consideração de tais efeitos, é obrigatória segundo a NBR 6123/1988, para edificações que apresentam uma frequência fundamental menor que 1Hz.

A modelagem matemática de tais carregamentos é uma tarefa por si só árdua, devido ao caráter aleatório da distribuição espacial e temporal das pressões do vento. Estas características fazem com que a resposta estrutural devido a ação do vento seja mais bem definida considerando seu caráter estocástico, ou seja, considerando as ações imprevisíveis, com origem em eventos aleatórios.

Diante disso, é sempre possível considerar os carregamentos do vento de forma mais reduzida, sem perder a autenticidade do evento real. E é isso que a NBR 6123/1988 faz ao propor o método do vento dinâmico, onde considera as ações do vento de uma forma estática equivalente.

A utilização de tais métodos simplificados é compreensível para estruturas que não apresentam elevadas respostas flutuantes na direção do vento, ou seja, edificações com período fundamental menor que 1s. Entretanto, no caso de sistemas complexos, esbeltados e com alta taxa de amortecimento, as simplificações podem apresentar resultados errados, segundo Cunha Jr. (2000).

Em relação a norma brasileira a NBR 6123/1988, nenhuma outra análise que considera os efeitos do vento é apresentada. Isso pode ser justificado levando em conta o seu ano de publicação, período no qual os recursos computacionais eram escassos e restritos, o que acarretavam diretamente no grau de complexidade dos métodos de análises utilizados na época.

Tendo em vista isto, existe um método não integrado à norma e é denominado de Método do Vento Sintético, que originalmente foi definido pelo Prof. Dr. Mário Franco (FRANCO, 1993), o qual tem sido alvo de inúmeros estudos e melhorias desde então, devido seu alto potencial de aplicação. O método consiste na geração de um número razoavelmente grande de séries de carregamento compostas pela superposição de componentes harmônicos de fase aleatoriamente escolhidas, configurando um tipo de simulação numérica similar ao método do tipo Monte Carlo.

O processo do vento sintético proposto por Franco (1993) já passou por algumas revisões (FRANCO, 2003) e (FRANCO; MEDEIROS, 2011). A principal modificação da primeira foi uma alteração na escolha das frequências dos harmônicos que compõe o vento, e também, uma alteração na forma de calcular a intensidade da turbulência do vento variando com a altura, ideia esta proposta por Carril Jr. (2000). Já na segunda revisão, fez uma alteração na forma de normalizar as amplitudes das componentes harmônicas, de forma a corrigir um problema que surgia, na formulação original do método – ligado a diminuição da potência média das pressões flutuantes quando aumentava o número de funções harmônicas.

Contudo, na presente monografia, propõe-se estudar, analisar e comparar as respostas dinâmicas de estruturas, considerando a resposta de deslocamento de topo, frente aos métodos preconizados pelas NBR 6123/1988, que são menos sofisticados, e pelo método do vento Sintético.

1.1 Problema de pesquisa

Atualmente, as fases de modelagem matemática e as soluções numéricas foram drasticamente reduzidas com o advento dos computadores. Porém, é obrigação do engenheiro interpretar e avaliar os resultados dos programas. Posto isto, muitos engenheiros tem dificuldade na modelagem e interpretação de problemas dinâmicos. Fato este, devido à falta de base teórica (BRASIL; SILVA, 2015).

Conforme descrito por Filho (2005, p.18) existem diversas outras condições de utilização de uma estrutura, antes de adotar a hipótese de um modelo puramente estático, sendo

que isso pode resultar em algo muito distante da realidade, ocasionando assim um erro grosseiro de cálculo.

A norma brasileira de vento atual, que está entre as melhores do mundo, permite determinar a força devido a ação do vento nos principais tipos de estruturas de maneira razoavelmente certa, no entanto não fornece informações para alguns tipos de edificações comuns. Dessa forma, erros podem ser cometidos por incautos que se baseiam apenas na norma para avaliar as ações do vento (PITTA, 2016).

Portanto, realizou-se o seguinte questionamento: “De que maneira é possível analisar as ações dinâmicas provocadas pelo vento sem a utilização de túneis de vento, com objetivo de atender a NBR 6123 e ser mais fidedigno?”

1.2 Justificativa

Muitos fenômenos complexos podem ocorrer quando uma estrutura é colocada no caminho de um fluido. Dessa maneira, o exemplo mais famoso é o ocorrido com a ponte Tacoma Narrows, Estados Unidos, que culminou com o colapso de seu tabuleiro. Outro exemplo bastante conhecido no Brasil é o da ponte do Rio Niterói, que sofria grandes oscilações devido à ação de fortes ventos, fato documentado pelos principais canais de TV da época.

Tendo em vista isso, é necessário considerar nos projetos estruturais o carregamento do vento e sua influência na edificação, a ponto de que a estrutura se torne mais segura possível. Além disso, a utilização de métodos mais apurados de cálculo permite arquiteturas mais esbeltas e arrojadas, entretanto, métodos mais simplificadores tornam as estruturas mais robustas.

Os procedimentos normativos tais como: método de cargas estaticamente equivalentes e o Método Discreto NBR 6123/1988, embora possuam natureza dinâmica, tornam as ações dinâmicas em ações estáticas, determinando a frequência fundamental e o período de vibração dos edifícios (SANTOS, 2018).

Dessa forma, a NBR 6123/1988 não apresenta coeficiente de pressão, forma ou arrasto para estruturas mais complexas e esbeltas. Ela deixa claro, que para esses casos é necessário utilizar túneis de vento. No entanto, caso isso não seja viável economicamente, deve-se fazer adaptações de tabelas, ou até mesmo utilizar estudos científicos sobre ensaios feitos em outras estruturas semelhantes (BRASIL; SILVA, 2015).

Contudo, os avanços tecnológicos proporcionaram ferramentas computacionais mais apuradas de cálculo e análise estruturais, tornando cálculos complexos em processos simples. Dessa maneira, com o intuito de economizar tempo e custo, evitando os ensaios de túnel de

vento, através de outro método de cálculo sendo este reconhecido como Método do Vento Sintético (FRACO, 1993), procura-se comparar uma mesma edificação utilizando este método e os métodos da NBR 6123/1988.

1.3 Objetivos

1.3.1 . Objetivo Geral

O objetivo do presente trabalho é comparar os métodos de carregamento proveniente da ação do vento, sendo eles: método estático NBR6123/1988, método discreto NBR6123/1988 e Método do Vento Sintético. Tendo por objeto de estudo uma chaminé de 113 metro de altura, e um edifício de 40 pavimentos localizado em Palmas.

1.3.2 . Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, pretende-se:

- Desenvolver programação em MATLAB para análise de vento em edificações de acordo com o método do vento sintético.
- Analisar os modos de vibração em estruturas de concreto armado.
- Verificar se o período natural de um edifício de 40 pavimento com arquitetura padrão na região de Palmas/TO apresenta resultados acima ou abaixo de 1s;
- Avaliar a influência das características aerodinâmica de estruturas em relação ao vento flutuante.

1.4 Apresentação da Monografia

O presente trabalho se encontra dividido em 5 capítulos, cuja uma breve descrição será abordada nessa seção.

No capítulo 1, dentro do qual este item se encontra, é introdutório, e tem como objetivo apresentar o tema desenvolvido nesse trabalho, os problemas de pesquisa, as justificativas, e por fim, os objetivos.

No capítulo 2 aborda os temas pertinentes a análise de carregamentos gerados pelo vento através de revisões bibliográficas.

No capítulo 3 é apresentado uma explicação dos métodos de carregamento de vento e suas aplicações nessa monografia. Em seguida, mostra o modelo de duas estruturas de concreto armado, sendo a primeira uma chaminé de 113m de altura, e a segunda um edifício de 40 pavimentos localizado na cidade de Palmas/TO

No capítulo 4 os valores das frequências naturais das estruturas e dos deslocamentos são comparados com as respostas obtidas quando se utiliza o modelo estático e discreto da NBR6123/1988, para as duas estruturas.

Finalmente no capítulo 5 serão apresentadas as conclusões dos resultados observados nas análises.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Lanza (2002) na natureza todos os fenômenos são intrinsecamente dinâmicos, ou seja, variam com passar do tempo e a representação desse fenômeno é algo muito complexo, o que se torna um grande desafio para o engenheiro. Contudo, este capítulo descreve as principais interpretações da ação dinâmica produzida pelo vento nas edificações.

2.1 Estudos correlatos

Carril (2000) computou as repostas dinâmicas de uma torre metálica para telecomunicações. O seu estudo levou em consideração o método de Davenport, o modelo discreto da NBR:6123;1988 e o Método do Vento Sintético, este com algumas alterações. Portanto, ele comprovou que o método do Vento Sintético é o mais adequado para estruturas de grande porte.

Lanza (2003) descreveu um modelo numérico para análise de estruturas planas submetidas a ação de um carregamento dinâmico provocado pelo vento. A ação provocada pelo vento foi simulada utilizando o Método do vento Sintético. Para comprovar o método utilizou-se 3 exemplos de estruturas metálicas e foi realizada uma análise plástica da mesma. Contudo, o autor concluiu que as estruturas que apresentaram comportamento elasto-plástico do material tiveram uma variação de valores muito maior.

Chaves (2006) analisou a estrutura de um edifício alto de concreto armado, com a utilização de dois métodos de cálculo de resposta dinâmicas quando submetida a ação do vento: Método do Vento Sintético (baseado na técnica de Monte Carlo) e o Método Simplificado da NBR6123 (ABNT,1988). Para avaliar o comportamento da edificação a autora utilizou o programa ANSYS. Contudo, ela concluiu que os resultados dos deslocamentos para Método do Vento Sintético apresentaram valores mais reais.

Cunha Jr (2012) elaborou uma análise de cálculos dinâmicos de ação do vento em um edifício de 47 pavimentos em Goiânia. Os modelos de carregamento de vento utilizados foram: modelo discreto segundo a NBR 6123/1988 e do Método do Vento Sintético. E para os análises do pórtico espaciais foi utilizado um modelo simplificado, denominado *shear Building*, e para validação das frequências naturais e dos deslocamentos foi utilizado o programa sap2000. Portanto, o autor ressalta que, os resultados dos deslocamentos na fase permanente foram maiores no modelo discreto, por outro lado, na fase transiente o vento sintético apresentou valores maiores.

Silva (2017) aborda um procedimento para a análise estrutural de torres de telecomunicações em concreto armado de grande esbeltez, de acordo com um modelo dinâmico, submetido a ação do vento. O autor utilizou o método do vento sintético proposto por Franco (1993) para simular os carregamentos do vento. Diante disso, o autor comprovou que os valores dos esforços na estrutura calculado pela análise dinâmica não linear foram até duas vezes maiores do que os obtidos pela simples análise estática linear da estrutura.

2.2 Definição do vento

De acordo com Gonçalves (2004), vento é um movimento de massa de ar devido a variação de pressão na atmosfera. Além disso, as mudanças de temperaturas podem influenciar no comportamento da velocidade do vento.

(...) É um conceito quase que intuitivo admitir que o ar, considerando como um fluido em movimento, ao encontrar um obstáculo exercerá uma ação sobre o mesmo. Na engenharia civil, o estudo da ação do vento pode ser então norteado, em uma primeira análise, com base na consideração de qual será o efeito destas forças sobre as edificações (GONÇALVES et al., 2004, p. 1).

Ynoue (2012), também afirma que, umas das principais causas do aumento da velocidade do ar são as diferenças de pressão na atmosfera.

(...) a rajada de vento ocorre devido a turbulência atmosférica – passagem de vórtices ou redemoinhos pela região- a diferenças de altitudes entre terrenos ou ao longo de frentes frias onde há grandes variações de temperatura e pressão (Ynoue, p.64-65)

2.3 Ação dos Ventos em Palmas/TO

O vento é um dos fenômenos climáticas mais importantes para as atividades humanas, no entanto, tem uma grande escassez de pesquisas, principalmente em relação a variabilidade da ventilação no tempo e no espaço, em função das propriedades da superfície, das mudanças topográficas, dos ciclos sazonais e/ou diurnos (AYOADE,1996).

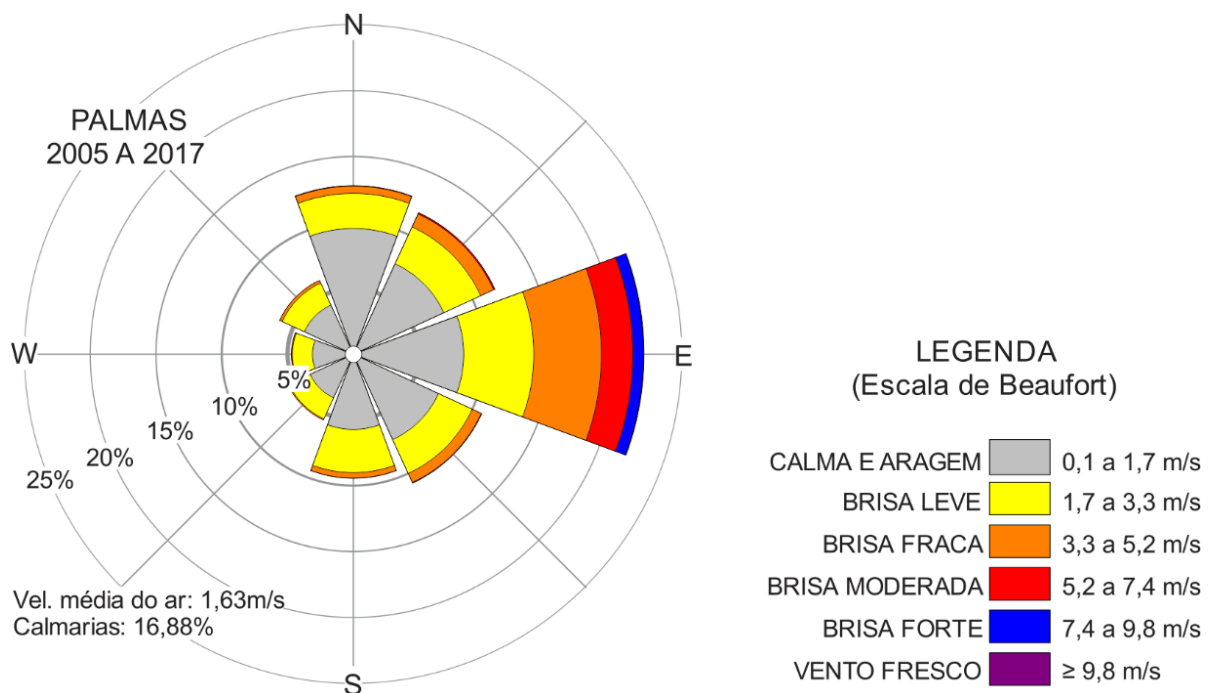
Diante disso, segundo Silva e Souza (2016), Palmas/TO tem uma enorme escassez de estudos climáticos, principalmente quando se trata de ventilação. Ainda de acordo com os autores, entre as massas de ar atuante, destacam-se a Massa Tropical Atlântica (MTA) e a Massa

Tropical Equatorial (MEA), que são provenientes, geralmente, dos quadrantes leste e norte, respectivamente.

De acordo com os estudos de Silva e Souza (2018), o vento lestes em Palma-TO predomina em 22,1% do tempo, seguido da direção norte com 12,8%, da direção nordeste com 11,8% e sudeste com 10,7%.

Silva e Souza (op. Cit.), identifica em seu estudo que a velocidade média do vento é igual a 1,63 m/s, sendo que, na direção leste concentram-se as faixas de maior velocidade do vento, “brisa moderada, forte e vento fresco” com 2,4%, 0,8% e 0,04%, respectivamente. A maior frequência, de acordo com os autores, ocorreu nas menores faixas de velocidades do vento, “calma e aragem”, com 49,1 %, seguida de “brisa leve, com 22,3%, e por último, 16,9% dos dados foram registradas calmarias. Contudo, esses dados podem ser observados pela seguinte rosa dos ventos:

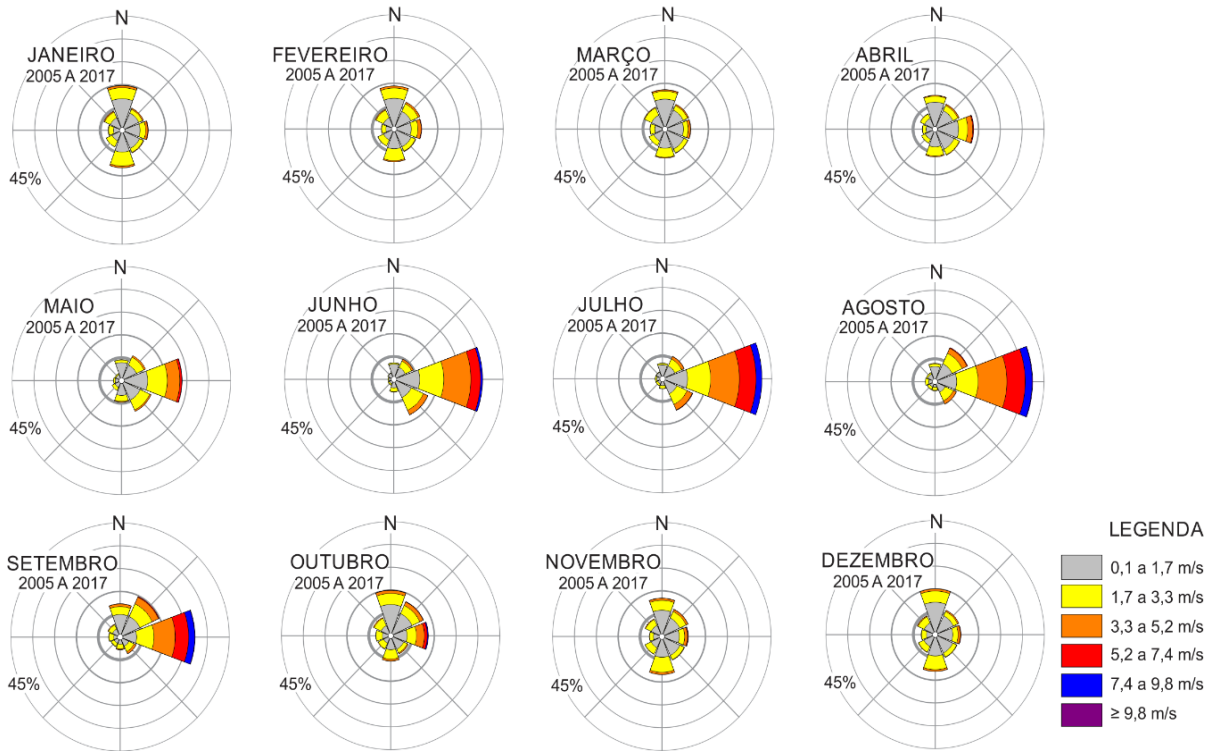
Figura 2.1 - Rosa dos ventos para a cidade de Palmas (2005–2017)



Fonte: Silva e Souza (2018)

Ainda de acordo com os autores citado, foi destacado que a predominância na direção leste ocorre entre os meses de abril a setembro, com frequência de velocidade mais elevadas nos meses de junho, julho e agosto (37,6%, 41,3% e 42,3%, respectivamente), já nos meses de outubro a março, ocorre a predominância da direção do vento Norte. Estes dados podem ser analisados pela seguinte figura:

Figura 2.2 - Rosa dos ventos por mês para a cidade de Palmas (2005–2017)



Fonte: Silva e Souza (2018)

2.4 Característica do vento Natural

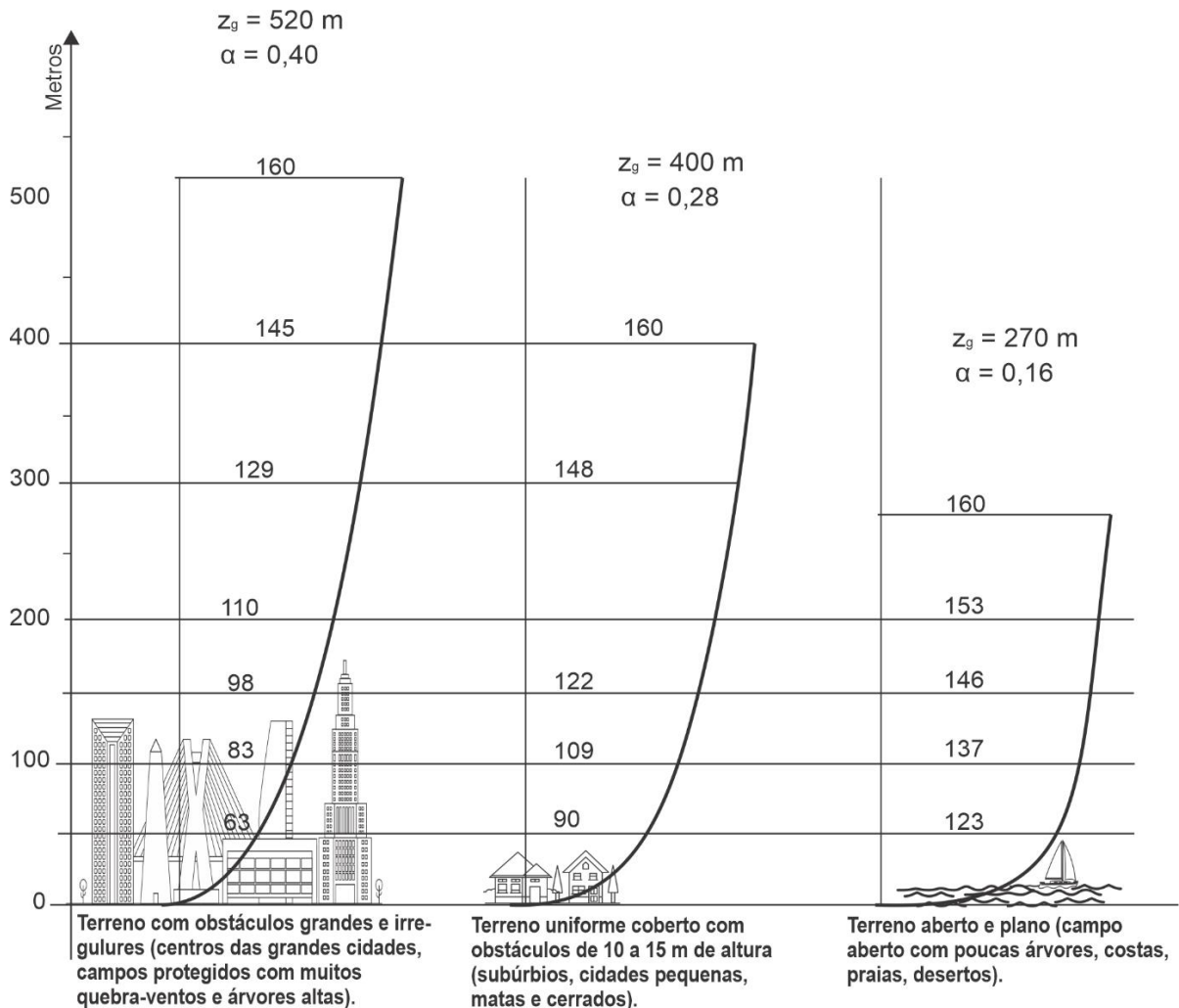
Segundo Pitta (2002), caso a altura do terreno esteja abaixo da camada-limite da atmosfera, as velocidades do vento podem ser alteradas pela topografia do terreno, pelas dimensões e formas dos obstáculos naturais e artificiais, ou seja, pela rugosidade da superfície, ou até mesmos com a variação da temperatura com a atitude local. Para tanto, Davenport elaborou uma lei exponencial para definir a velocidade média do vento (v_z) em função da altura acima do nível do terreno (z) até a cota z_g onde ocorre a velocidade de gradiente ($v_g=160\text{km/h}$). Contudo, a camada limite é demonstrada na expressão (1), para três tipos de terreno.

$$v_z = v_g * \left(\frac{z}{z_g} \right)^\alpha \quad (1)$$

Onde:

- z_g = é a altura gradiente
- α = depende da rugosidade do terreno, que estão na Figura 3

Figura 2.3 - Perfis da velocidade média do vento (km/h) de acordo com a rugosidade do terreno, segundo Davenport



Fonte: modificado pelo autor

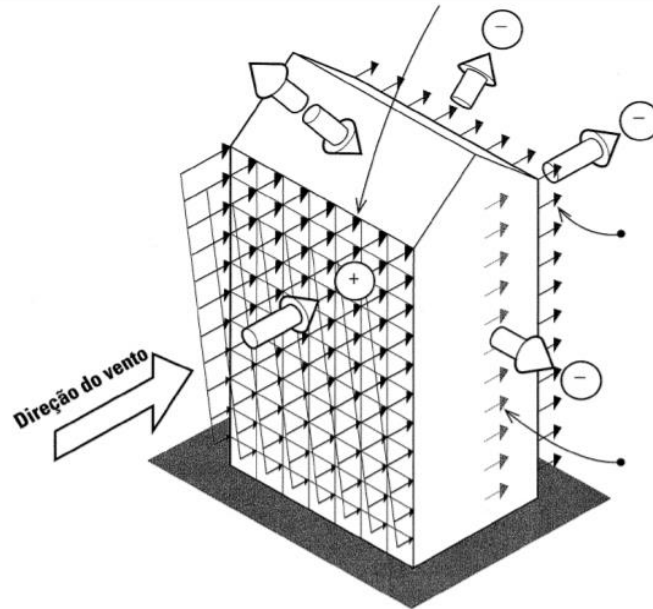
Com base nisso, a velocidade do vento e sua trajetória depende dos obstáculos que estão no caminho, o que proporciona a variação de intensidade desse fenômeno. Esse tipo de movimentação, segundo Trein (2005), provocam energia cinética, fato que deve ser considerado nos cálculos estruturais.

2.5 Ações do vento nas estruturas

De acordo com Ching et al. (2010), o vento é um fenômeno que possui energia cinética devido a massa de ar que foi posta em movimento, e que produz pressões diretas (positivas) ou sucção (negativas) quando uma estrutura é alocada em seu caminho. A pressão direta nas edificações ocorre quando a estrutura está na posição perpendicular ao caminho do fluxo, ou

seja, a barlavento (Figura 2.4). No caso, da pressão de sucção, ocorre na direção oposta ao barlavento. Contudo, esses fenômenos podem ocasionar em sérios danos a edificação.

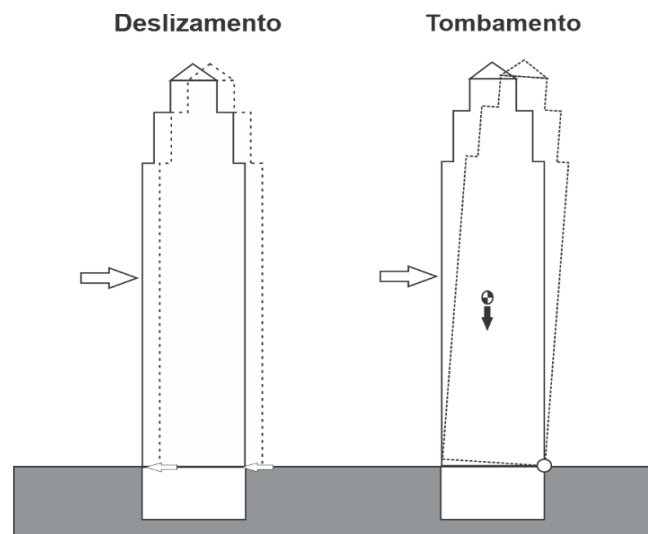
Figura 2.4 - Ação do vento em uma edificação



Fonte: CHING et al., 2010.

Conforme abordado anteriormente, quando uma massa é posta em movimento linear ou em rotação, ela adquire energia cinética. Ching (2014) afirma que, à medida que a pressão do vento aumenta, as estruturas podem sofrer deslizamento ou tombamento, este fenômeno acontece mais em edifícios com baixa rigidez como, por exemplo, em estruturas de madeira. Assim, ilustra a Figura 2.5.

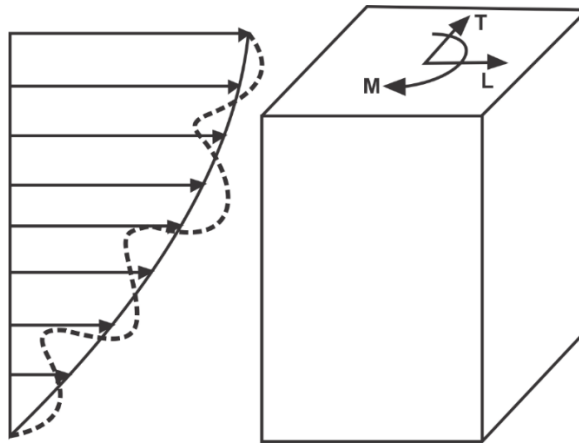
Figura 2.5 - Pressão do vento causando deslizamento e tombamento



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler, 2010, modificada pelo autor

Lavôr (2017) destaca que, no âmbito da aerodinâmica a força que atua na estrutura devido ao vento provoca solicitações que são classificadas em três parcelas, ilustrada na Figura 6. Sendo que, a parcela correspondente ao vetor L representa a força de arrasto, ou seja, ação que atua na direção do escoamento. A parcela simbolizada pelo vetor T corresponde a força de sustentação, mais especificamente, ação solicitante na direção transversal à incidência do escoamento. O momento torço é representado pela parcela M .

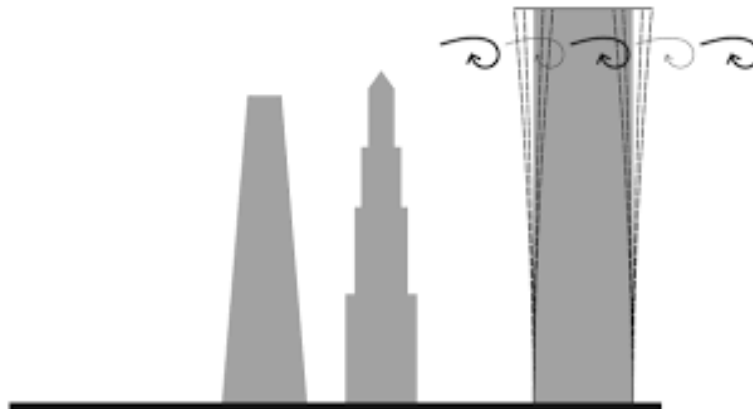
Figura 2.6 - Forças resultantes da interação do escoamento-estrutura em torno de um edifício



Fonte: Lavor, 2017

Edificações com estruturas mais esbeltas estão fortemente sujeitas a ação do vento, que se intensifica proporcionalmente à sua altura. Desse modo, as edificações que apresenta redução gradual nas áreas de pavimento, tem uma área de contato com o fluxo menor à medida que seu tamanho aumenta, o que ajuda a diminuir as velocidades e as pressões de vento na edificação como demonstra na Figura 2.7. (CHING; ONOUYE; ZUBERBUHLER, 2010).

Figura 2.7 - Edificações com redução gradual nas áreas de pavimento



Fonte: Ching; Onouye; Zuberbuhler, 2010.

Assim, o estudo da ação do vento é uma ferramenta essencial para apresentar as respostas das pressões atmosférica e seus impactos nas edificações, tendo sua importância maior em prédios esbeltos. Dessa forma, segundo Rios (2015) as características estruturais perante aos impactos do vento devem ser evidenciadas no projeto estrutural.

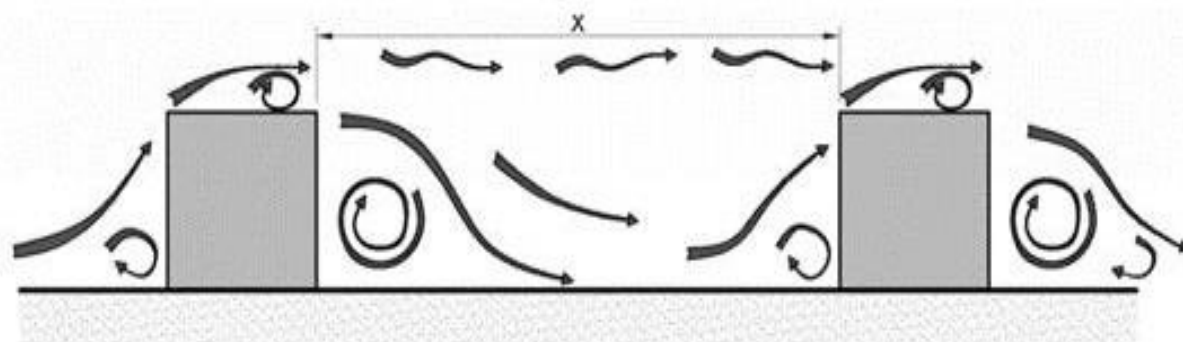
2.5.1 . Regime de escoamento

A alocação de um edifício na superfície terrestre constitui em um obstáculo ao escoamento do ar. De acordo com Cook (1990 apud CARPEGGIANI, 2004), para estruturas que estão no caminho do vento são definidos três regimes diferentes de escoamento, sendo eles:

- a) Regime de escoamento de corpo isolado (Figura 8)
- b) Regime de escoamento deslizante (Figura 9)
- c) Regime de escoamento de interferência de esteira (Figura 10).

No escoamento de corpo isolado (Figura 2.8), o vento age de forma independente em cada edifício, pois eles estão afastados de tal modo que a distância de um para o outro é maior que a soma dos comprimentos de separação a barlavento e de sotavento (CARPEGGIANI, 2004, p.7), logo, o escoamento flutuante acontece como se a edificação estivesse sozinha, havendo formação completa da esteira.

Figura 2.8 - Regime de escoamento de corpo isolado

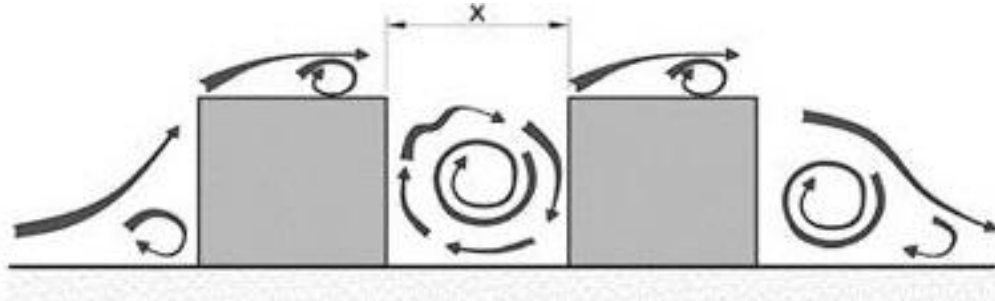


Fonte: CARPEGGIANI, 2004

No regime deslizante (Figura 2.9), com a proximidade entre os edifícios forma-se um vórtice estável entre eles, com o fluxo de vento escoando pelo topo como se estivesse sobre um único obstáculo. Em vista disso, conforme afirma Carpeggiani (2004) existe um efeito de

proteção que diminui as ações do vento a sotavento na edificação que está imergida na esteira do primeiro.

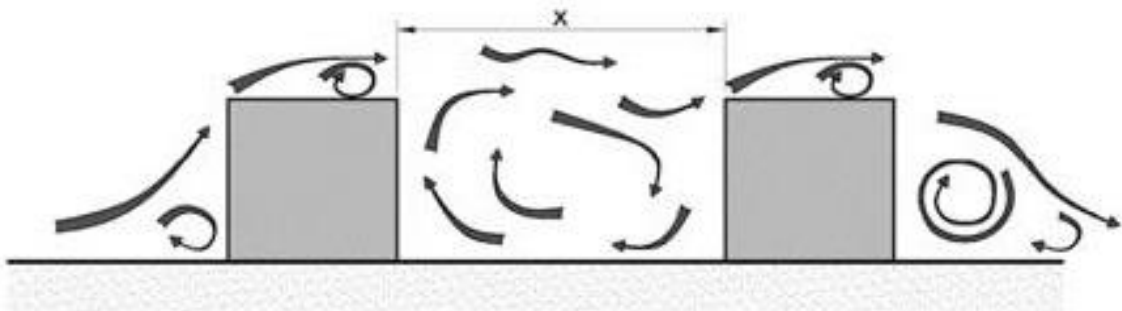
Figura 2.9 - Regime de escoamento deslizante



Fonte: CARPEGGIANI, 2004

E o regime de escoamento de interferência de esteira (Figura 2.10), é uma versão intermediária entre os dois outros regimes. Ou seja, a distância entre as estruturas é muito pequena para formar uma esteira completa, e por outro lado, é muito grande para que o vórtice se estabilize entre eles (CARPEGGIANI, 2004)

Figura 2.10 - Regime de interferência de esteira



Fonte: CARPEGGIANI, 2004

2.6 Efeito de vizinhança

Muitos fatores podem mudar o comportamento do vento nas edificações, desse modo, um obstáculo nas proximidades da estrutura altera o efeito do vento sobre a mesma. Assim, alterando as pressões, forças, e os momentos torsões. À vista disso, Fontes (2003) afirma que os efeitos, de modo geral, são específicos para cada circunstância, sendo impossível para a

normas destacar todas as possibilidades de rajada de vento. Diante disso, o autor destaca que, para casos específicos devem ser considerados estudos de vizinhança em túnel de vento.

De acordo como está descrito no anexo G da NBR 6123/1988, que será detalhado a seguir, os principais efeitos de vizinhança são:

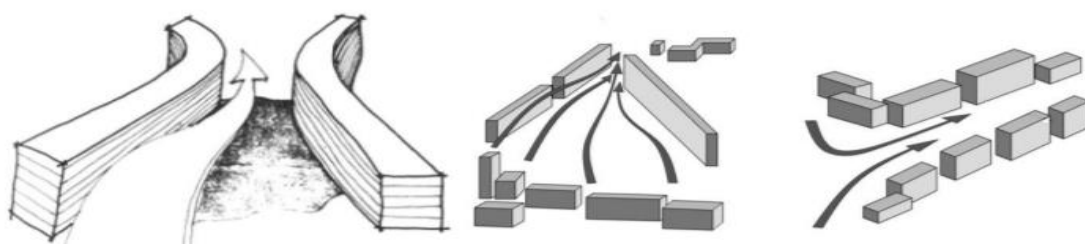
- Efeito Venturi
- Deflexão do vento na direção vertical
- Turbulência da esteira

2.6.1 . Efeito Venturi

As edificações no entorno da região são consideradas como obstáculos para o fluxo do fluido, e na maioria das vezes esses obstáculos causam afunilamento do vento, o que acelera sua velocidade. Neste contexto, a NBR 6123/1988 afirma que os modos de sucção podem apresentar valores superiores a 2,0.

De acordo com Ching, Onouye e Zuberbuhler (2010), a turbulência ocorre geralmente quando uma massa de ar em movimento é canalizada através de um espaço estreito entre duas edificações, conforme mostra a Figura 2.11. Sendo que as velocidades que são geradas nesses espaços normalmente ultrapassam as velocidades do fluxo. Contudo, esse fenômeno denomina-se como efeito Venturi.

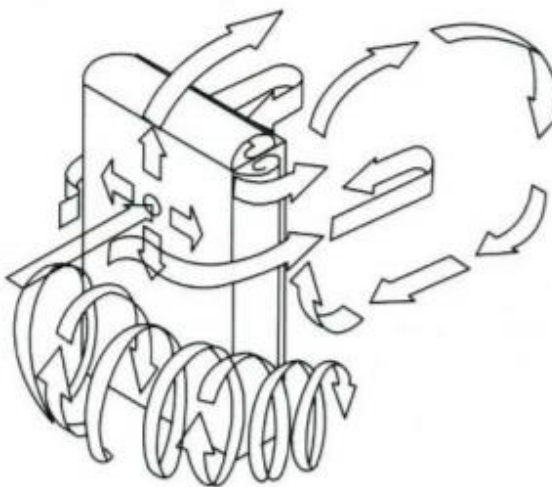
Figura 2.11 - Efeito Venturi (adaptado de CARPEGGIANI, 2004)



2.6.2 . Deflexão do vento na direção vertical

Segundo a ABNT NBR 6123/1988, edificações mais baixas podem ter seus coeficientes de pressão aumentado quando o vento a barlavento atinge edificações vizinhas mais altas, assim, ocorrendo a deflexão do vento na direção vertical, como mostrada na Figura 2.12. Ainda segunda a norma, nesses casos os coeficientes de forma podem atingir valores ente -1,5 e -2.

Figura 2.12 - Deflexão vertical (GERHARDT in EISELE, 2003)



2.6.3 . Interferência da esteira

Quando a ação do vento inicia sua trajetória a barlavento da edificação e no caminho atinge a esteira de sotavento de uma estrutura vizinha, ocorre uma turbulência de esteira, e isso influencia nas mudanças de pressão externa de uma edificação, conforme mostra a Figura 2.13. Dessa forma, a NBR 6123/1988 afirma que esse fenômeno pode causar efeitos dinâmicos na edificação, que popularmente é denominado como efeito de golpe.

Figura 2.13 - Turbulência da esteira (GERHARDT in EISELE, 2004)

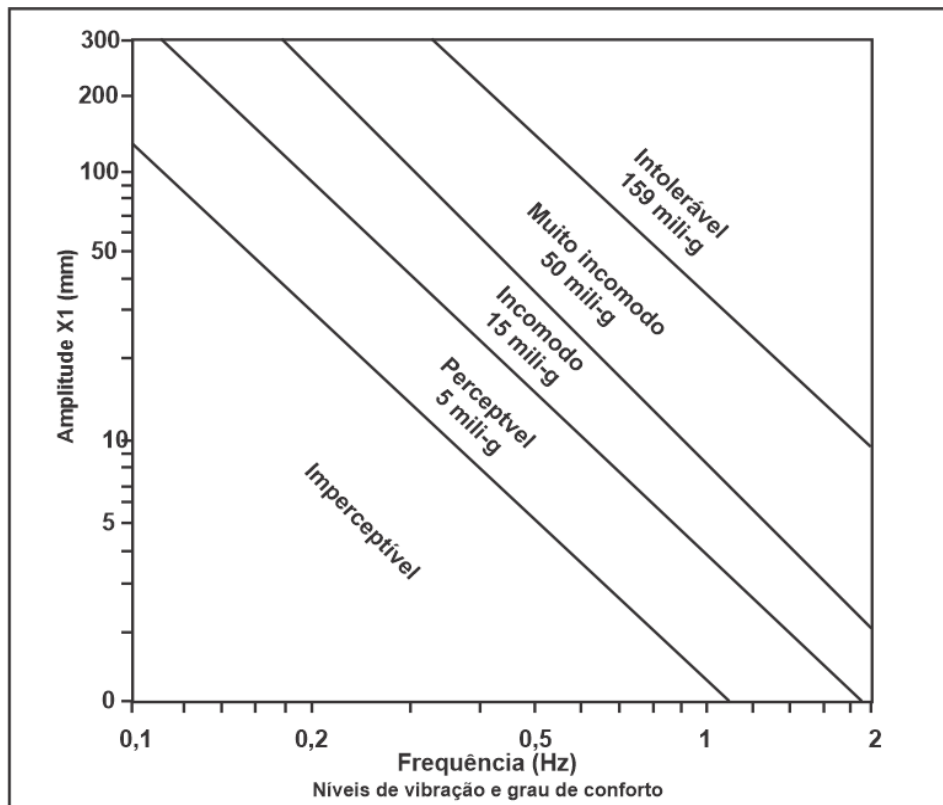


Contudo, é quase impossível determinar todos os efeitos de vento que podem acontecer em uma estrutura. Desse modo, a NBR 6123/1988 deixa claro que para estruturas mais complexa deve-se fazer ensaios em túnel de vento, para determinar as cargas com maior precisão.

2.7 Conforto do usuário

Blessmann et al. (1995), elaborou um gráfico que classifica o grau de conforto em função dos níveis de vibração. Sengo Brasil e Silva (2015), para edificações com mais de 20 pisos é necessário considera simultaneamente a amplitude e a frequência das oscilações, conforme a tabela de Blessamann (1995) (Figura 2.14).

Figura 2.14 - Graus de conforto em função dos níveis de vibração



Fonte: Blessmann (1995)

Assim, movimento oscilatórios podem influenciar no comprometimento do uso das edificações, deixando a estrutura desconfortável para seres humanos. Nesse caso, a NBR 6123/1988 estabelece que, para as edificações atenderem à verificação de conforto é necessário que a aceleração, no topo da estrutura, não ultrapasse a amplitude máxima de $0,1 \text{ m/s}^2$.

2.8 Acidentes devido à ação do vento

Em 3 de abril de 2007, um vendaval na região de Congonhas, SP, com ventos de aproximadamente 90 km/h, provocou a ruína completa de um hangar para aeronaves de

pequeno porte, arremessando partes das estruturas em uma rede de alta tensão, que resultou na falta de energia daquela região. (Pitta, 2014).

Inúmeros acidentes devido ao vento são documentados pelos canais de telecomunicação quase todos os dias. Um acontecimento bastante conhecido devido ao fenômeno de ressonância, foi o da ponte Tacoma Narrows (Figura 2.15), que se movimentava parecendo que era composta de uma “borracha mole”. Os ventos naquela ocasião eram de aproximadamente 70 km/h, que provocaram uma frequência parecida com frequência natural da edificação (Rodrigues, 2017).

Figura 2.15 - Ponte Tacoma Narrows



Fonte: (ZAMBOTT, 2015)

Um exemplo muito conhecido no Brasil, foi o colapso do edifício Real Class em 2011, que ainda estava em fase de construção na cidade de Belém/PA. O calculista reproduziu um modelo estrutural que não era capaz de deixar a edificação de 104 metros de altura estável. O mesmo negligenciou na não consideração da ação do vento, que provocou a morte de três pessoas, a lamentar. (G1 PA, 2016).

Figura 2.16 - Antes e depois do edifício Real Class



Fonte: (G1, 2012)

No dia 25 de março de 2021 uma forte chuva com rajadas de vento arrancou parte do telhado de um residencial na Arse 131 (Figura 2.17). Felizmente não houve vítimas, mas uma mulher precisou ser resgatada pelo Corpo de Bombeiros após não conseguir sair de um dos apartamentos (G1 TO, 2021)

Figura 2.17 - Residencial em Palmas/TO



Fonte: (G1, 2021)

2.9 NBR 6123/1988

A norma brasileira de vento NBR6123/1988 apresenta um método para cálculo da ação do vento sobre a estrutura na forma estática. Este método satisfaz para estruturas com alto grau e rigidez. Por outro lado, estruturas mais esbeltas e que apresenta um período fundamental igual ou superior a 1s, esse método estático não satisfaz, devendo se considera nessa hipótese ações dinâmicas devida à turbulência atmosférica, para isso a norma apresenta dois métodos: simplificado e discreto

2.9.1 . Método estático

Estruturas com características altamente rígidas e com uma frequência natura acima de 1Hz (período fundamental inferior a 1s), dificilmente apresentar comportamentos dinâmicos. Em vista disso, Lored;Souza (2012) explica que nem todos os corpos estão sujeitos a ação dinâmicas, devido a suas particularidades serem resistente a efeitos de excitação das rajadas.

Com base na Norma Brasileira de força devida ao vento (NBR 6123/1988, p.5), define-se velocidade básica do vento (V_0) como a velocidade de rajada de 3s, que em média é atingida ou superada uma vez a cada 50 anos, a 10 m acima do terreno. Para isso, a norma disponibiliza um mapa de isopletas (Figura 2.18) que mostra a velocidade do vento para cada região do Brasil. É interessante notar que as velocidades do vento no estado do Tocantins são na ordem de 30 m/s.

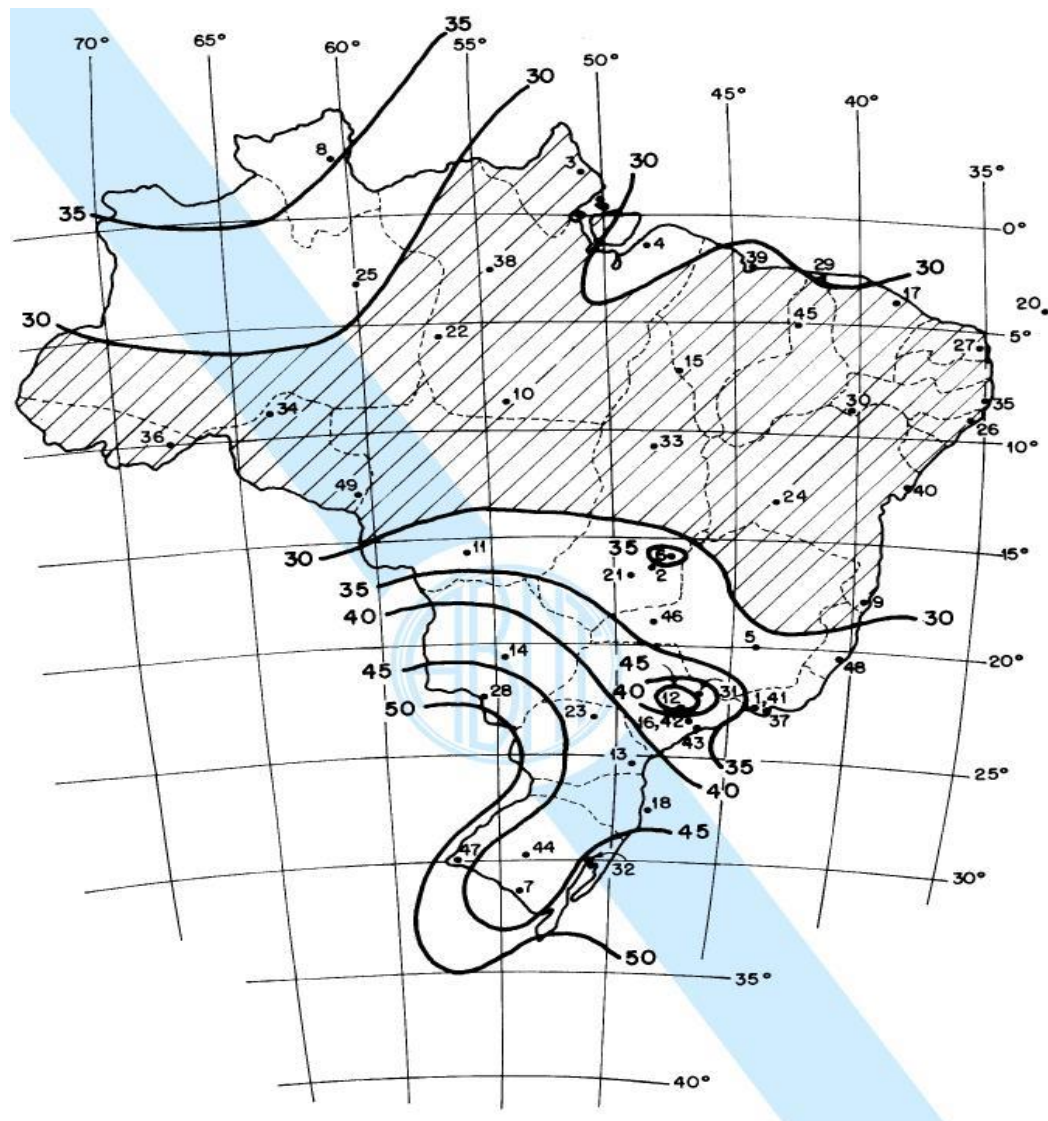
Contudo a velocidade característica é determinada por:

$$Vk = V0 * S1 * S2 * S3 \quad (2)$$

Onde:

- S1 é fator topográfico
- S2 é o fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
- S3 é o fator estatístico

Figura 2.18 - Gráfico das isopletas



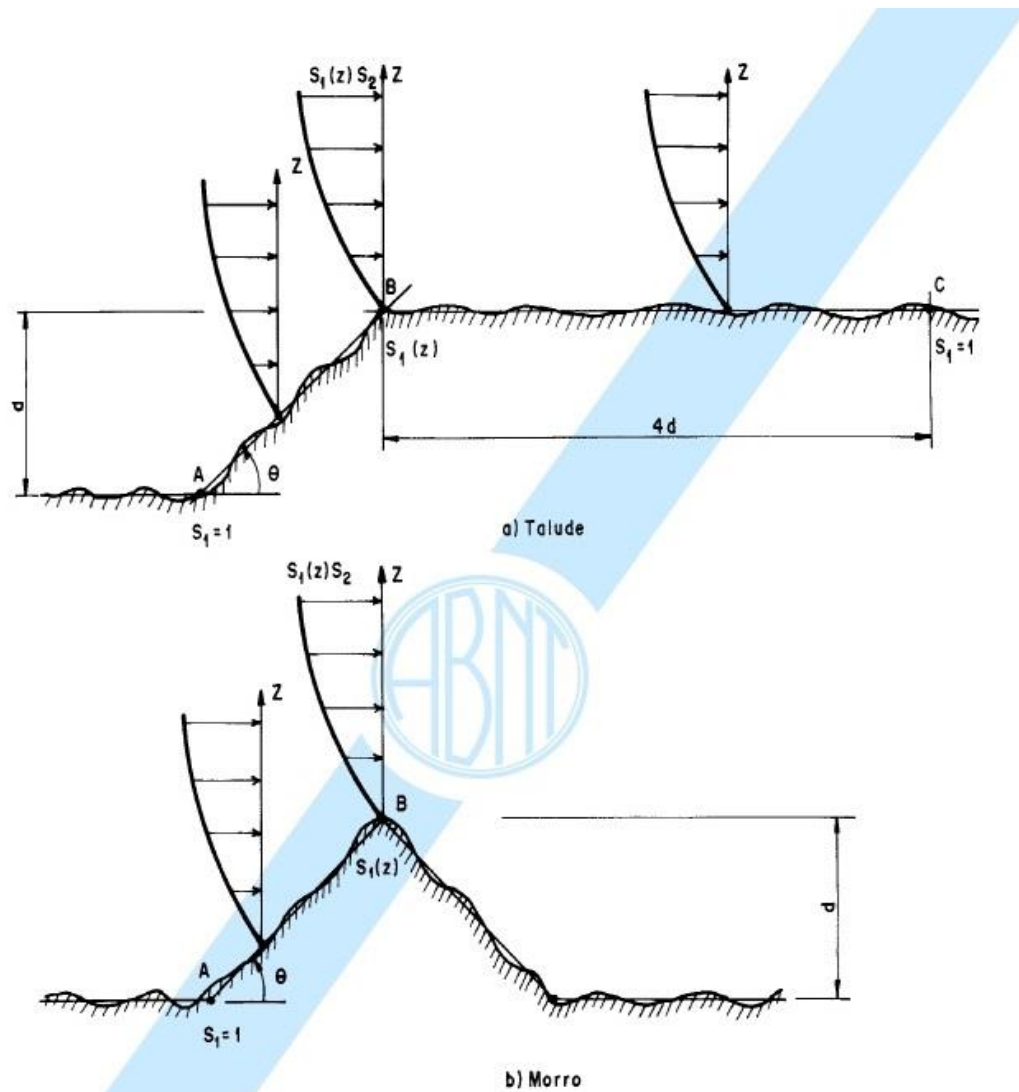
Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988), adaptada.

Segundo a NBR6123/1988, é o fator topográfico S_1 é o que considera as variações do relevo do terreno adjacente da edificação, avaliando se poderá haver aceleração ou diminuição da velocidade do vento. Contudo, a norma especifica três situações a serem consideradas:

- a) Terreno plano ou francamente acidentado $S_1 = 1,0$
- b) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção $S_1 = 0,9$

Segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), a ocorrência de ventos de fluxo bidimensional é apresentada nas seguintes situações (Figura 2.19):

Figura 2.19 - Fator topográfico em taludes e morro



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

c) Taludes e morros alongados, onde se admite um fluxo de ar bidimensional agindo no sentido indicado na Figura 2.19. O valor de S_1 será conforme a posição relativa da edificação.

- Nos pontos A e C (taludes) e ponto A (morros) $S_1 = 1,0$
- No ponto B, em função da cota z (z é a altura da edificação)

$$\theta = 3^\circ \rightarrow S_1 = 1,0$$

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

$$\theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1,0 \quad (4)$$

Onde:

- Z é a altura média a partir da superfície do terreno no ponto considerado
- d é diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro
- θ inclinação média do talude ou encosta do morro

De acordo com a NBR 6123/1988, o fator S_2 é o responsável por adicionar os efeitos de rajada na edificação, os quais são aplicados por um método puramente estático. Esse coeficiente considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento e das dimensões da edificação. Quanto à rugosidade existe uma divisão em cinco categorias. Em relação as dimensões da edificação, há uma divisão em três classes, levando em consideração a maior dimensão da edificação: classe A até 20m; classe B de 20m a 50m; classe C maior que 50m. A Figura 2.20 apresenta o valor de S_2 para cada categoria dependendo de sua respectiva classe, em função da altura.

Figura 2.20 - Valores do fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Conforme a NBR6123/1988, o fator estático S_3 basicamente é um coeficiente que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura. A Tabela 3 da norma brasileira, reproduzida na Figura 2.21, apresenta os valores para diversas situações.

Figura 2.21 - Valores mínimos do fator S₃

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

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A NBR 6123/1988 considera que para outros níveis de probabilidade e para outros períodos de recorrência, a determinação pode ser feita utilizando a tabela no anexo b (Figura 2.22) e pela expressão 5.

Figura 2.22 - Fator S₃Tabela 23 - Fator estatístico S₃

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

Em nenhum caso pode ser adotado um fator S₃ menor que o indicado na Tabela 3 (ver 5.4).

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (5)$$

Onde

- m é o período de recorrência
- P_m é nível de probabilidade

Dispondo dos resultados da velocidade característica, a pressão do vento é calculada, a partir da energia cinética, pela expressão 6, conforme a NBR6123/1988.

$$q = 0,613 * V^2 k \quad (6)$$

Onde:

q = pressão dinâmica, N/m^2 ;

Vk = velocidade característica, m/s .

A NBR6123/1988 tem uma certa dificuldade em dimensionar as forças de arrasto, isso se justifica pelo fato que cada edificação tem uma forma única. Diante disso, a NBR6123 defini que a força global do vento é calculada pela multiplicação da área efetiva, pela pressão dinâmica e por um coeficiente de pressão adequado, como mostra a seguinte expressão (7).

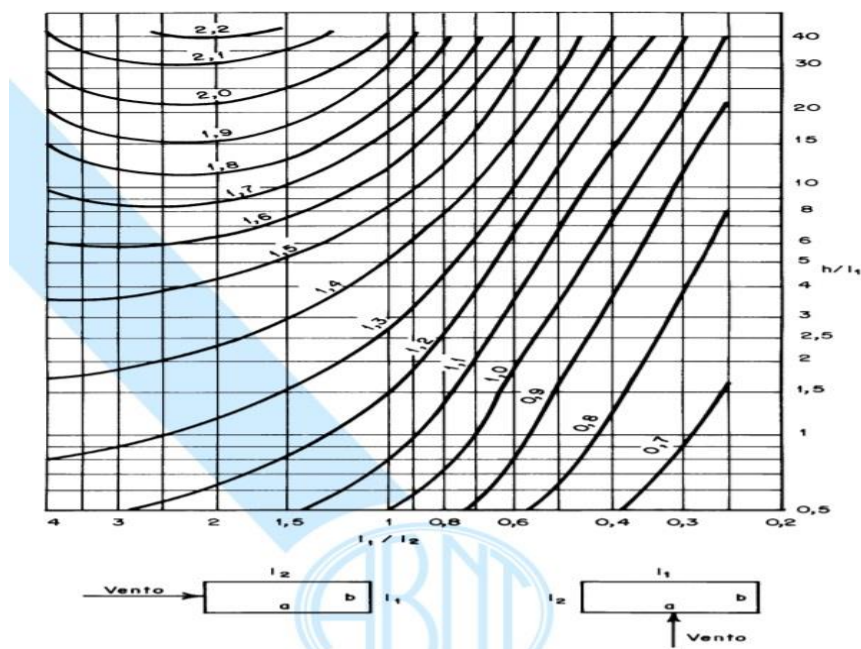
$$F = Ca * q * Ae \quad (7)$$

De maneira que:

- Fa = força de arrasto, N ;
- Ca = coeficiente de arrasto;
- q = pressão dinâmica, N/m^2 ;
- Ae = área frontal efetiva, m^2 .

Para vento de baixa turbulência e com incidências perpendiculares, a NBR6123/1988 utiliza ábacos para determinar o coeficiente de arrasto (Figura 2.23).

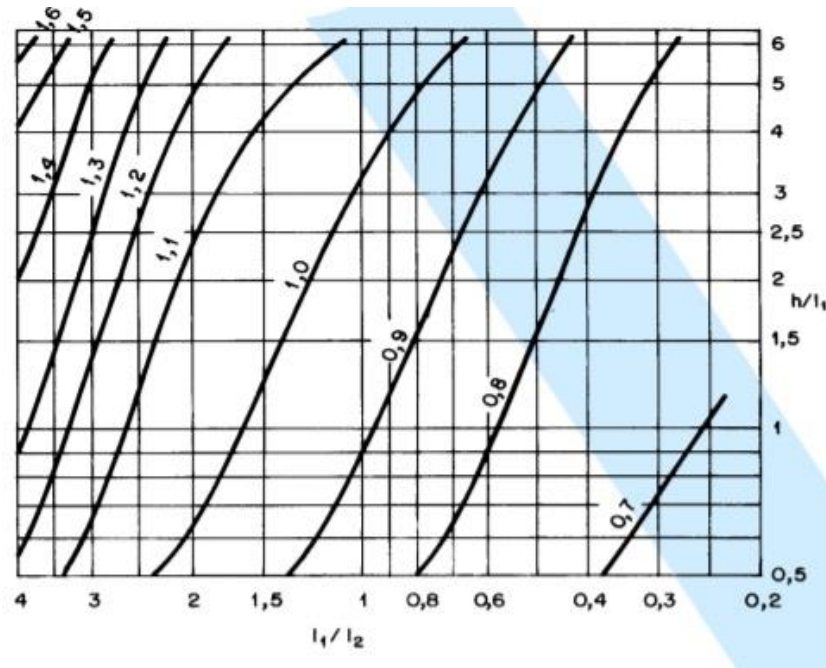
Figura 2.23 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

Para vento de alta turbulência a norma considera o seguinte ábaco (Figura 2.24)

Figura 2.24 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

De modo geral os efeitos de vizinhança não podem ser estabelecidos de acordo com tabelas e expressões normativa. Em casos mais complexos a norma não dar respaldo. A NBR 6123/1988 em seu anexo G estabelece alguns coeficientes pelo qual os coeficientes aerodinâmicos deverão ser multiplicados com objetivo de ter um resultado dos efeitos de vizinhança mais próximo do real (VIEIRA,2016).

Dessa forma, segundo a NBR 6123/1988 o efeito de vizinhança é definido na equação (8).

$$F_v = \frac{C \text{ na edificação com vizinhança}}{C \text{ na edificação isolada}} \quad (8)$$

De tal que:

- F_v = o efeito de vizinhança;
- c = coeficiente aerodinâmico

Com o afastamento dos planos do edifício principal e vizinha, e com relação a menor das duas dimensões dos edifícios (Figura 2.25), a NBR 6123/1988 determina os valores para f_v usando a expressão (9).

$$\frac{s}{d^*} \quad (9)$$

Onde:

- s = é o afastamento dos planos das faces confrontantes de dois edifícios altos vizinhos, de maneira que, $a \times b$ é as proporções em planta dos edifícios ($a \times b$ entre 1×1 e 4×1); e
- d^* = corresponde entre a menor das dimensões, do lado menor b ou a semidiagonal representada na fórmula (10):

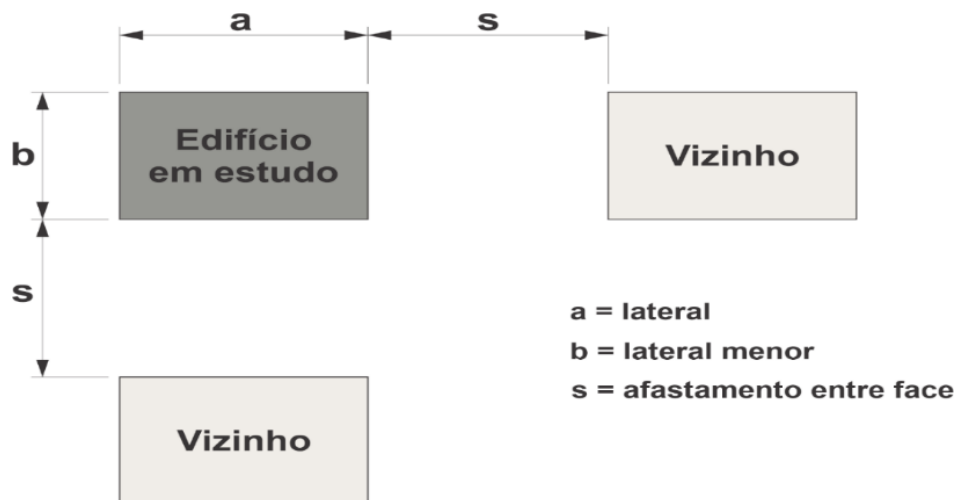
$$\frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2} \quad (10)$$

Por conseguinte, os valores específicos para F_v estão nas condições (11) e (12) a seguir:

$$\frac{s}{d^*} \leq 1,0 \quad F_v = 1,3 \quad (11)$$

$$\frac{s}{d^*} \geq 3,0 \quad F_v = 1,0 \quad (12)$$

Figura 2.25 - Indicação do afastamento entre a edificação em estudo e uma edificação



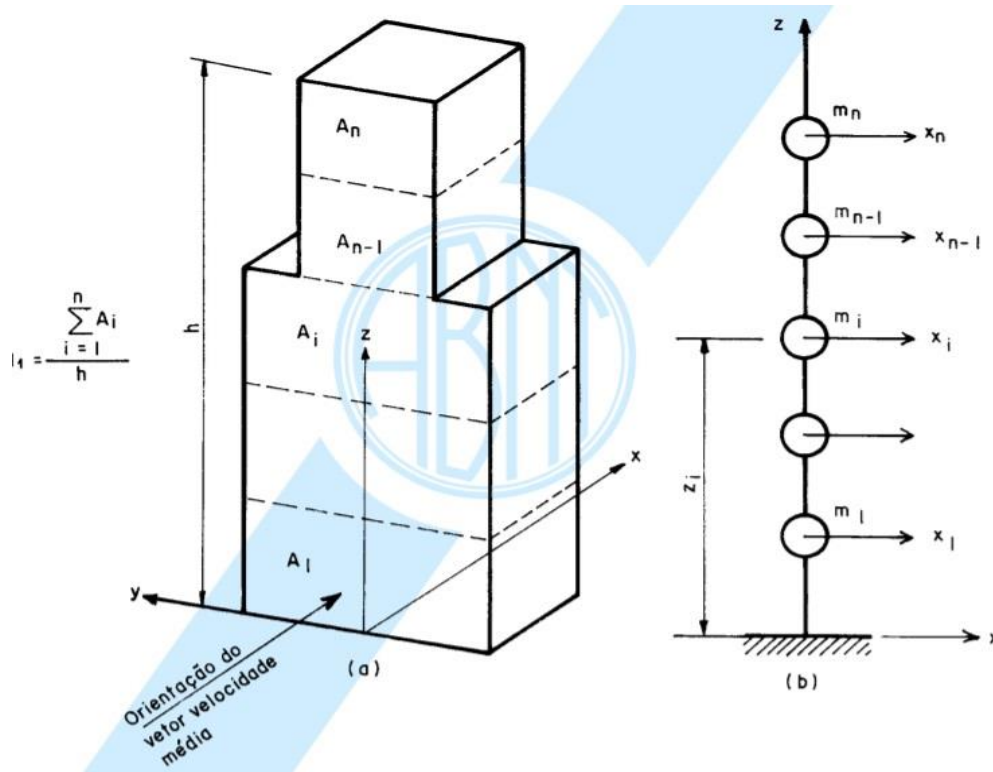
Fonte: Vieira (2016)

2.9.2 . Método discreto da NBR 6123/1988

A NBR 6123/1988 no item 9.3, apresenta dois modelos de cálculo para ação dinâmica do vento em edificações, modelo simplificado e modelo discreto. O primeiro pode ser utilizado quando a estrutura estiver apoiada exclusivamente na base e com uma altura inferior a 150m. Para edificações com características físicas e geométricas dependentes da altura, a norma aconselha a adoção do segundo modelo, que consiste na divisão das estruturas em várias partes

e a massa concentrada da estrutura é destinada em cada pavimento nos seus respectivos níveis, de acordo com a Figura 2.26. A presente monografia apresentará somente o segundo modelo para resolução dos problemas propostos.

Figura 2.26 - Esquema para modelo dinâmico discreto



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Onde:

- X_i – é o deslocamento correspondente à coordenada i ;
- A_i – é a área de influência correspondente à coordenada i ;
- M_i – é a massa discreta correspondente à coordenada i ;
- Z_i – é a altura do elemento i sobre o nível do terreno; e,
- n – é a número de graus de liberdade. Para estruturas com um plano de simetria, n corresponde também ao número de divisões da estrutura.

Ainda segundo a norma, o modelo discreto, bem como o modelo simplificado, apenas o primeiro modulo de vibração da estrutura é considerado nas análises, sendo que este pode ser calculado pela equação (13).

$$\phi^1 = \left(\frac{z}{h}\right)^y \quad (13)$$

Onde:

- z - é a altura da de cada coordenada generalizada em relação ao terreno,
- h - é a altura total da edificação e
- γ - é o expoente da forma modal e está tabelado na NBR6123(ABNT, 1988) em função do tipo de estrutura e do seu material.

De acordo com a NBR6123/1988, a ação que causa a velocidade média do vento é denominada resposta média, e em estruturas que apresentam uma frequência natural maior que 1Hz, as flutuações de velocidade podem provocar oscilações com amplitudes altas na direção da velocidade média, cujo fenômeno é denominado resposta flutuante.

Segundo o item 9.2.2.1 da NBR 6123/1988 as pressões dinâmicas da atmosfera podem ser calculadas através de um modelo simplificado quando a estrutura estiver apoiada exclusivamente na base e com altura inferior a 150 m. Neste método as respostas dinâmicas leva em consideração apenas as respostas do modo fundamental. Neste caso, as ações dinâmicas do vento na edificação podem ser definidas pela soma da resposta média com a resposta flutuante, como indicado na equação (14).

$$F_i = \bar{F}_i + \hat{F}_i \quad (14)$$

Onde:

- F_i - é a resposta total,
- \bar{F}_i - é a resposta média e
- \hat{F}_i - é a resposta flutuante, sendo que

$$\bar{F}_i = \bar{q}_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^{2p} \quad (15)$$

Onde:

- A_i - é a área de influência para cada coordenada,
- z_i - é a altura de cada coordenada em relação ao terreno, e
- z_{ref} - é a altura de referência sendo 10 metros
- b e p são funções da categoria do terrem, estes também são encontrados da NBR6123/1988, que está representado na Figura 27,
- C_{ai} - é o coeficiente de arrasto, e

q_0 é o valor da pressão dinâmica do vento, que é determinada pela seguinte equação (16)

$$q_0 = 0,613 V^2 \quad (16)$$

Considera-se neste método a velocidade do projeto, que é calculada pela expressão (17):

$$Vp = 0,69 Vo S1 S2 \quad (17)$$

Figura 2.27 - Expoente p e parâmetro b

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: NBR 6123 (ABNT, 1988), adaptada.

O comportamento flutuante é dado a partir das equações (18) e (19).

$$\hat{F}_i = FH \frac{m_i}{m_0} \phi_i \quad (18)$$

Sendo:

$$FH = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n C_{ai} \left(\frac{A_i}{A_0}\right) \left(\frac{z_i}{z_{ref}}\right)^p \phi_i}{\sum_{i=1}^n \frac{m_i}{m_0} \phi_i^2} \xi \quad (19)$$

Onde:

- m_0 é uma massa arbitraria de referência;
- A_0 é a área arbitrativa;
- ξ é um coeficiente de amplificação dinâmica;
- n é o número de coordenadas

Contudo, esse modelo permite a combinação das contribuições de cada modo. A NBR6123/1988 recomenda que isso seja feito através do critério da raiz quadrada da soma dos quadrados.

2.10 Método do vento sintético

Esta seção trata do método do Vento Sintético (FRANCO 1993), que possibilita a determinação dos resultados dinâmicos de ação do vento sobre um edifício ao longo de um período. Este método foi desenvolvido inicialmente por Mario Franco (1993), que pode ser encarado como um algoritmo de simulação de Monte Carlo.

De acordo com Brasil e Silva (2015) o método de Monte Carlo é um processo de solução aproximada de problemas físicos e matemáticos pela simulação de valores aleatórios. Ainda

segundo o autor, o Método de Monte Carlo constitui uma alternativa que utiliza o potencial computacional atual para a solução de problemas de difícil formulação, em razão do modelo precisar mais de números de simulação do que dados estatísticos.

Segundo Franco (1993) o processo do vento sintético pressupõe a divisão do carregamento de vento na direção do fluxo em uma parcela flutuante e uma parcela média, sendo essa aplicada estaticamente a estrutura, assim como no modelo discreto da NBR 6123/1988.

Ainda conforme expõe Franco (1993) a parcela flutuante é dividida em uma série de no mínimo 11 componentes harmônicos de fases aleatórias, com um deles possuindo frequência ressonante com a da estrutura.

As etapas para a aplicação do Método do Vento Sintético são listadas de acordo com o modelo proposto por Franco (1993).

- Adota uma velocidade básica de projeto;
- Encontra o espectro de potência;
- Decompõe o espectro de potência;
- Faz uma correlação espacial de velocidades;
- Busca o centro de rajada;
- Calcula a parcela média e parcela flutuante; e
- Redivide os harmônicos de força nos nós.

A aplicação do Método do vento Sintético envolve a determinação de duas velocidades características do vento, a de pico e a média. Essas velocidades se diferem basicamente nos intervalos de tempo. Com base na NBR 6123/1988 essas velocidades tem intervalo de tempo iguais a 3s e a 600s, respectivamente, para a medição das velocidades de pico e médio.

Segundo a NBR 6123:1988, as velocidades características para os intervalos de medição de 3 s e 600 s são definidas pelas Equações 20 a 21:

$$v_3 = V_0 * S_1 * S_2(z) * S_3 \quad (20)$$

$$v_{600} = 0,69V_0 * S_1 * S_3 \quad (21)$$

O valor de S2 corresponde a 0,69 e foi extraído com base na tabela 3.2 contida na NBR 6123/1988.

O espectro de potência do vento é basicamente um conjunto de parcelas que define o carregamento de vento ao longo do período de análise, ou seja, ao decorrer de 600s. De acordo

com Franco (1993) esse espectro de potência pode ser definido através de uma formulação utilizando o Espectro de Davenport, representa pela equação:

$$S(f) = \frac{2X_1^2}{3(1 + X_1^2)^{\frac{4}{3}}} * \frac{\sigma^2}{f} \quad (22)$$

$$X_1 = \frac{1200 f}{\bar{V}_{10}} \quad (23)$$

Onde:

- $S(f)$ = espectro de potência do vento;
- f = frequência das rajadas;
- \bar{V}_{10} = velocidade média em um intervalo de tempo de 10 minutos;
- σ = a velocidade de cisalhamento do vento, sendo que cisalhamento do vento é causado por uma mudança abrupta na velocidade ou direção do vento em um curto intervalo de tempo; e
- X_1 é a relação entre a frequência da rajada e a velocidade média do vento para um intervalo de 10 minutos.

A Decomposição das Pressões Flutuantes é utilizada para obter a componente flutuante do vento no Método do Vento Sintético (FRANCO, 1993)

Carril Jr (2000) sugere que a parcela flutuante seja calculada através da seguinte expressão.

$$p'(t) \cong \sum_{k=1}^m C_k \cos\left(\frac{2\pi}{T_r r_k} t - \theta_k\right) \quad (24)$$

Ainda segundo Carril Jr (2000) os valores de C_k são determinados pela integração do espectro de potência nos intervalos de frequência dos harmônicos m .

$$C_k = \sqrt{2 \int_{f_{pk}}^{f_{ak}} S_p(f) df} \quad (25)$$

$$r_k = 2^{k-R} \quad (26)$$

Onde:

- k = número de harmônicos;
- S_p = espectro de potência do vento;
- R = Frequência correspondente do harmônico escolhido que tenha uma frequência ressonante com a frequência da estrutura;

- T_r = período relacionado ao harmônico ressonante;
- r_k = é a razão entre o período de harmônico k e o período do harmônico ressonante;
- θk = é o angulo fase do harmônico k.

Segundo Franco (1993), os termos f_{ak} e f_{pk} , que são os intervalos das frequências, são obtidos através do período do harmônico, das relações entre frequência naturais da estrutura e número do harmônico, expresso pela seguinte equação:

$$f_{ak} = \frac{r}{2(k - 0,5 - R)} \quad (27)$$

$$f_{pk} = \frac{r}{2(k + 0,5 - R)} \quad (28)$$

Onde:

- k é o número de harmônicos;
- r é frequência fundamental da estrutura; e
- R é o número do harmônico escolhido que tem a frequência ressonante mais próxima da frequência da estrutura.

O período de cada harmônico é calculado pela seguinte expressão:

$$T_k = \frac{1}{f_k} \quad (29)$$

$$f_k = \frac{r}{2(k - R)} \quad (30)$$

onde:

- f_k é a frequência da estrutura para o harmônico k; e
- T_k é o período fundamental da estrutura para o harmônico “k”.

Segundo Brasil; Silva (2015), a correlação espacial de velocidade é calculada em função da frequência da flutuação considerada e da distância entre pontos, que por sua vez pode-se utiliza o coeficiente de correlação cruzada de banda estreita, Coh (r, nk):

$$Coh(r, nk) = e^{-f} \quad (31)$$

Com

$$\hat{f} = \frac{f \sqrt{C_z^2(z_1 - z_2)^2 + C_y^2(y_1 - y_2)^2}}{\bar{V}_{10}} \quad (32)$$

Onde:

- Coh = função correlação de velocidades;
- \hat{f} = frequência que relaciona a frequência da rajada;
- z_1, z_2, y_1, y_2 = são as coordenadas dos pontos considerados nas faces da estrutura atingida pelo vento (perpendicular ao fluxo); e
- C_z e C_y = fatores de decaimento exponencial determinados experimentalmente.

De acordo com a recomendação proposta por Franco (1993), a favor da segurança, adota-se $C_z = 7$ e $C_y = 12$. Segundo o mesmo autor em estruturas predominantemente verticais, como chaminés, torres e edifícios esbeltos, é suficiente considerar apenas a correlação vertical resultando então que:

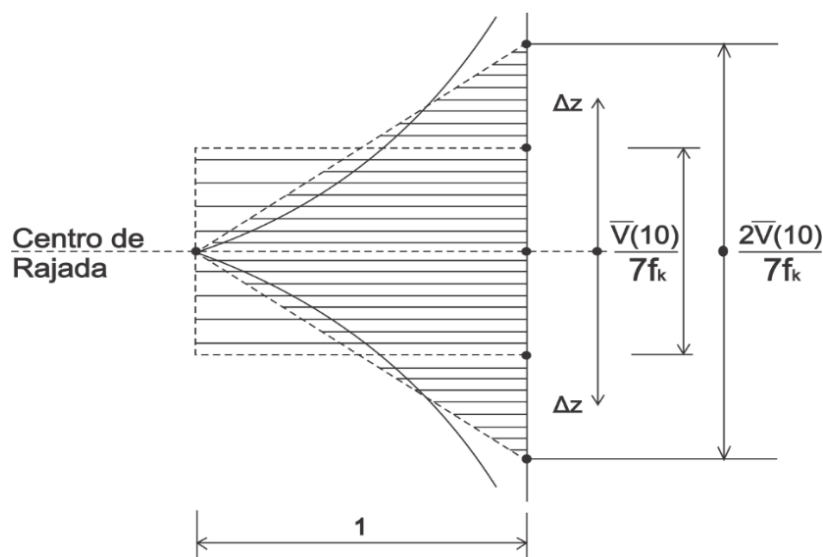
$$Coh(\Delta z, f_k) = \exp\left(\frac{-7\Delta z, f_k}{\bar{v}_{(10)}}\right) \quad (33)$$

Onde:

- Δz = comprimento da rajada;
- f_k = frequência da rajada.

Para se aplicar o conceito de rajadas equivalentes, deve-se calcular de maneira determinística a posição do centro de rajada da estrutura. Diante disso, Franco (1993), determina que é suficiente supor que todas as rajadas possuem o mesmo centro e podem ser aplicadas na posição mais desfavorável do centro de rajada ressonante (Figura 2.28).

Figura 2.28 - Rajadas equivalentes.



Fonte: Franco (1993).

$$\Delta z_k = \frac{\bar{V}_p}{7f_k} \quad (34)$$

Onde:

- Δz_k é o comprimento da rajada; e
- f_k é a frequência da rajada, ambos para a rajada k em estudo.

Conforme expõe Franco (1993), após definido o comprimento da rajada “ Δz_k ” e as séries temporais de carregamento, a estrutura deve ser excitada até gerar, no mínimo, 20 séries de carregamento, sendo 11 funções harmônicas para cada carregamento, em um total de 220 funções harmônicas.

Segundo Franco (1993), uma boa aproximação da equivalência de efeitos é obtida igualando-se às resultantes das pressões p' , cujo coeficiente de correlação é:

$$Coh(p')(\Delta z, n_k) = \left[\exp\left(-\frac{7\Delta z f_k}{V_0}\right) \right]^2 = \exp\left(-\frac{14\Delta z f_k}{V_0}\right) \quad (35)$$

Assim, a altura de rajada equivalente pode ser determinada como:

$$z_{ok} = 2 \int_0^{\infty} \exp\left(-\frac{14\Delta z f_k}{V_0}\right) d(\Delta z) = \frac{V_p}{7f_k} \quad (36)$$

Diante disso, com base nos estudos de Franco (1993), para cada frequência do vento adota-se uma correlação espacial representada por dois triângulos, de forma que a correlação decai de 1 a 0, atuando na altura total dada por:

$$2\Delta z_k = \frac{2V_p}{7f_k} \quad (37)$$

Contudo, para determinação do centro de rajada, utiliza-se a expressão:

$$G_c = z_1 - \Delta z_k \quad (38)$$

Sendo determinada a ordenada do Centro de Rajada no eixo z (G_c), pode-se determinar os coeficientes de redução das pressões flutuantes correspondente à cada um dos harmônicos k, para um determinado ponto i com altura z_i :

$$Cr_k(z_i) = \frac{1}{\Delta z_k} * (G_c - z_i) + 1 \text{ se } G_c \leq z_i \leq G_c + \Delta z_k \quad (39)$$

$$Cr_k(z_i) = \left(-\frac{1}{\Delta z_k}\right) * (G_c - z_i) + 1 \text{ se } G_c - \Delta z_k \leq z_i \leq G_c \quad (40)$$

De acordo com Cerutti (2017) o presente método só considera a correlação espacial ao longo da altura, não sendo considerada a correlação para pontos com diferentes valores de y.

Franco (1993) em seus estudos pressupôs que a relação entre pressão média, que corresponde ao intervalo de tempo de 600 s, e pressão máxima do vento, cujo o intervalo de tempo equivale a uma rajada de 3s, equivale a 48 % do vento incidente sobre a superfície da

estrutura, o qual corresponde a reposta da parcela média. Dessa forma, o autor conclui que, 52 % do vento corresponde a parcela flutuante, assim como está descrito no capítulo 4 da NBR 6123/1988.

Dessa forma, segundo o Método do vento Sintético, a razão entre pressão média e a pressão máxima é:

$$\frac{q_{600}}{q_3} = \left(\frac{V_{600}}{V_3} \right)^2 = 0,69^2 = 0,48 \quad (41)$$

Onde:

- q_{600} é a pressão média do vento em um intervalo de tempo de 600 segundos;
- V_{600} é a velocidade média do vento em um intervalo de tempo de 600 segundos;
- q_3 é a pressão máxima da rajada para um intervalo de tempo de 3 segundos; e
- V_3 é a velocidade da rajada para um intervalo de 3 segundos, valores esses válidos para a categoria 2 da NBR 6123.

Entretanto, Carril Jr (2000), propôs que a relação não deveria ser constante e que depende da altura de cada estrutura, pois a velocidade do vento muda de acordo com o tamanho da edificação.

Carril Jr (2000), propõe a seguinte relação:

$$V_{600}(z) = 0,69bV_0 \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (42)$$

$$V_3(z) = bV_0 \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (43)$$

Onde:

- z é a altura da edificação; e
- V_0 é a velocidade básica do vento utilizada a partir das isopletras, de acordo com a NBR 6123/1988

Dessa forma, a pressão de pico é calculada como:

$$q_j = 0,613v_3^2 \quad (44)$$

A pressão média ou estática é calculada como:

$$q_{est} = 0,613v_{600}^2 \quad (45)$$

Assim, a pressão flutuante pode ser obtida por:

$$q_f = q_j - q_{est} \quad (46)$$

O carregamento estático é definido como:

$$F = C_{ai}Aiq_{est} \quad (47)$$

Sendo, A_i é a área de exposição ao vento no nó i e C_{ai} o coeficiente de arrasto aerodinâmico no nó.

De acordo com Santo (2018), os harmônicos de força nos nós consistem em ser a parcela de carga flutuante multiplicada pela área de abrangência do nó, com o objetivo de obter o esforço em cada nó.

Dessa forma, segundo Carril Jr (2000) para o cálculo dos harmônicos de a força flutuante no tempo correspondente à contribuição de um nó j da estrutura, pode ser obtida utilizando-se a seguinte equação:

$$Ff(t, j, k) = C_{aj} * A_j * Q(t, j, k) \quad (48)$$

Onde:

$$Q(t, j, k) = qf_j * C_r(j, k) * c_{ck}(j, k) * p'(t, k) \quad (49)$$

sendo C_r o coeficiente de redução do harmônico k para o respectivo nó j e c_{ck} a amplitude normalizada do harmônico k .

Ainda de acordo com Carril Jr (2000), a força flutuante resultante $P_{din}(t, j)$, a ser aplicada no Cento de Rajada da estrutura, pode ser obtida somando-se a contribuição dos n nós:

$$P_{din}(t, j) = \sum_k Ff(t, j, k) \quad (50)$$

Por fim, segundo Brasil e Silva (2015), ao obter o valor de deslocamento máximo para cada série de carregamento, deve-se realizar uma análise estática, arbitrando-se uma distribuição de Gauss, através da seguinte expressão:

$$u_{máx} = 1,65\sigma + \mu \quad (51)$$

Onde:

- σ é o valor do desvio padrão da série de valores máximos.
- μ é a média da série de valores máximos.

2.11 Formulação Matemática

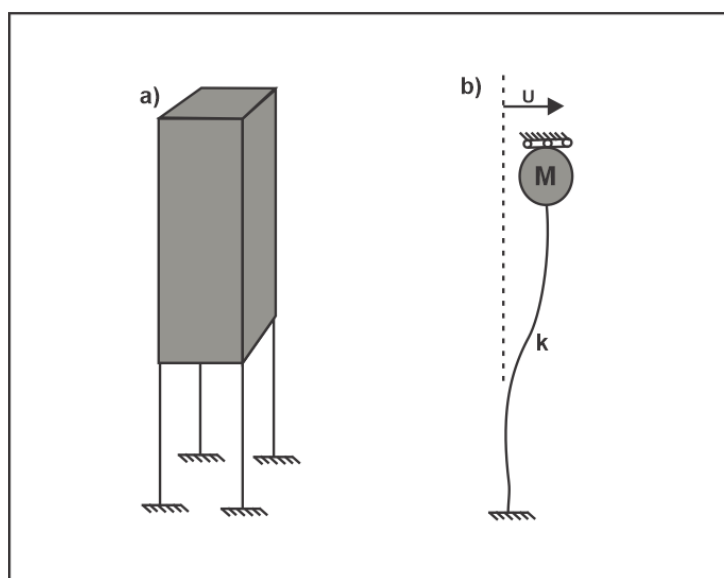
Diversos modelos estruturais matemáticos são desenvolvidos para fornecer aos engenheiros ferramentas capazes de realizar análises cada vez mais precisas. A elaboração desses modelos matemáticos tem se tornado bastante complexas e refinadas devido a possibilidade de utilizar computadores com maior capacidade de processamento. Com base nisso, vem sendo desenvolvidos programas computacionais capazes de realizar análises estáticas e dinâmicas de estruturas com um grande número de graus de liberdade.

2.11.1 .Sistemas de um grau de liberdade

Diante disso, o objetivo desta seção é apresentar as formulações matemáticas utilizadas para análise dinâmica de um modelo com um grau de liberdade e de um modelo de pórtico plano com vigas rígidas, denominado *shear Building* e.

Sistemas com um grau de liberdade pode proporcionar uma boa visão das principais soluções e características dos problemas envolvidos na dinâmica linear estrutural. Além disso, o entendimento de sua solução é o primeiro passo para se compreender sistemas com n graus de liberdade (ngdl) (CUNHA JR, 2012). A Figura 2.29 representa este modelo.

Figura 2.29 - Exemplo de vários graus de liberdade.



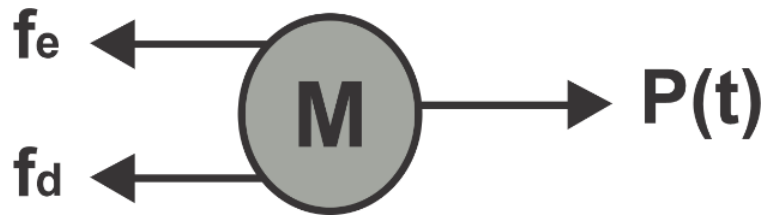
Fonte: Brasil e Silva (2015)

De acordo com este modelo, considera-se a caixa-d'água elevada sobre quatro colunas, conforme a Figura 33a. Com objetivo de facilitar as análises e focar nos fenômenos mais importante, é elaborado um modelo conceitual mínimo (Figura 2.30). Assim, a caixa será considerada uma massa pontual M fixada à extremidade de uma coluna única (com rigidez K equivalente às quatro colunas originais). No entanto, se for desprezada a rotação da massa M , o único movimento possível dessa massa será no sentido horizontal, o qual será designado por u , conforme a Figura 30. Portanto, pode ser notado que um sistema de infinitos graus de liberdade, foi reduzido a um modelo conceitual, de apenas um grau de liberdade (BRASIL E SILVA, 2015).

Com isso, deve-se então desenvolver o modelo matemático de acordo com leis da mecânica clássica. Logo, se for aplicada uma carga horizontal $P(t)$ à caixa, as colunas reagem

com uma força restauradora elástica proporcional ao deslocamento $f_e = Ku$ (Lei de Hooke). Devido ao atrito interno, sempre presente nas estruturas reais, acontece também uma força de dissipação (amortecimento), que, nesse modelo linear pode ser considerada proporcional à velocidade $f_d = C\dot{u}$ (\dot{u} representa derivada primeira no tempo). Pela segunda Lei de Newton, a força resultante corresponde ao produto da massa vezes a aceleração $f_i = M\ddot{u}$ (\ddot{u} representa derivada segunda no tempo). Assim, de acordo com o exposto e com a seguinte figura pode-se chegar na equação 48.

Figura 2.30 - Equilíbrio entre as forças atuantes e as reações



Fonte: Brasil e Silva (2015)

$$f_i = P(t) - f_e - f_d \quad (52)$$

Dessa forma, quando rearrumada a equação 52, recai na popular forma da Equação do Movimento de um sistema de um grau de liberdade, mais conhecida como equação diferencial ordinária (EDO), linear, de coeficientes constantes:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f(t) \quad (53)$$

Onde:

- M é a massa do sistema estrutural
- C é o coeficiente de amortecimento
- K é a constante de rigidez
- U é deslocamento
- $P(t)$ é a força ao longo do tempo
- t é o tempo

De acordo com Thomson (1973), qualquer sistema que tenha massa e elasticidade tem a capacidade de vibrar. A Figura 2.31 apresenta um sistema vibratório mais simples possível. Uma vez que é desprezado o amortecimento e considerando o carregamento nulo, o único movimento possível se deve ao deslocamento e a velocidade. Com isso, a EDO passa a ser:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (54)$$

ou

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (55)$$

onde ω é frequência circular não amortecida do sistema. A frequência cíclica é:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (56)$$

Sendo:

$$k = 4 \left(\frac{12EI}{L^3} \right) \quad (57)$$

Onde:

- L é altura
- EI é a rigidez a flexão

O inverso da frequência é o período de vibração, de acordo com física clássica, então:

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (58)$$

A resposta harmônica do deslocamento pode ser escrita por:

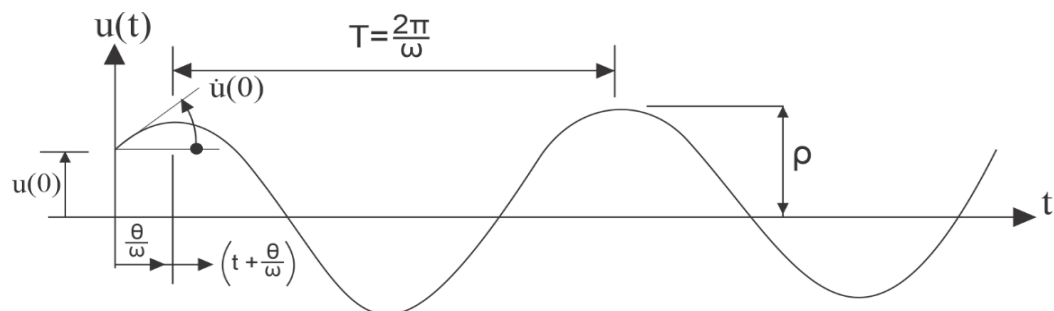
$$u(t) = \rho \cos(\omega t + \theta) \quad (59)$$

Sendo:

$$\rho = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{u_0}{\omega}\right)^2} \quad (60)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{-u_0}{\omega u_0} \right] \quad (61)$$

Figura 2.31 - Resposta para vibração livre não amortecida



Fonte: Brasil e Silva (2015)

Segundo Thomson (1973), quando um sistema linear de um grau de liberdade é excitado, sua resposta dependerá do tipo de excitação e do amortecimento (Figura 2.32). Nesse caso, considerando-se a presença do amortecimento, a EDO passa a ser:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + ku = 0 \quad (62)$$

Ou

$$\ddot{u} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2u = 0 \quad (63)$$

Onde se tem a taxa de amortecimento dada por:

$$\xi = \frac{C}{2M\omega} = \quad (64)$$

De acordo com Brasil e Silva (2015) no caso da dinâmica das estruturas, os sistemas apresentam amortecimentos subcríticos, com o valor de ξ normalmente bem menor que 1. Com isso a solução do EDO passa a ser:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} \rho \cos(\theta_d t + \theta) \quad (65)$$

com frequência amortecida de vibração

$$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \quad (66)$$

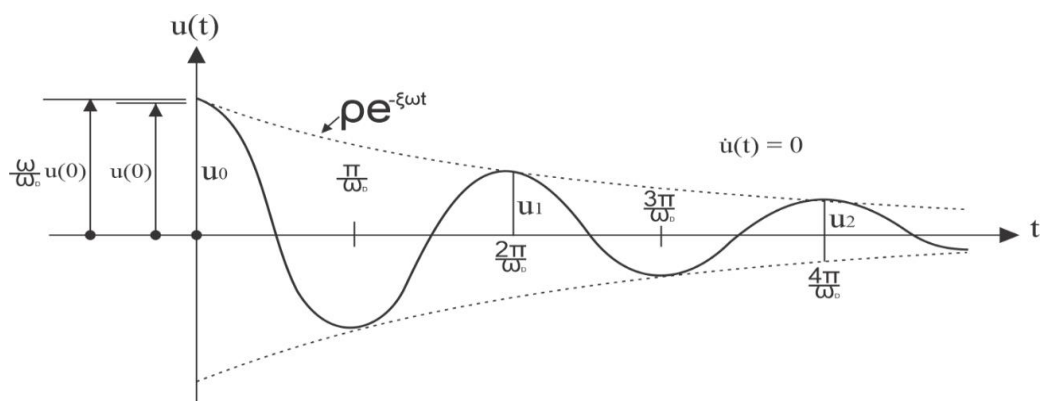
amplitude

$$\rho = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D}\right)^2} \quad (67)$$

e ângulo de fase

$$\theta = -\tan^{-1} \left[\left(\frac{\dot{u}_0 + \xi\omega u_0}{\omega_D u_0} \right) \right] \quad (68)$$

Figura 2.32 - Resposta para vibração livre de um sistema com amortecimento sub-crítico



Fonte: Brasil e Silva (2015)

2.11.2 .Sistemas de vários graus de liberdade

A modelagem matemática de um edifício de vários pavimentos pode ser representada por um sistema de vários graus de liberdade (NGDL), pois há múltiplas possibilidade de

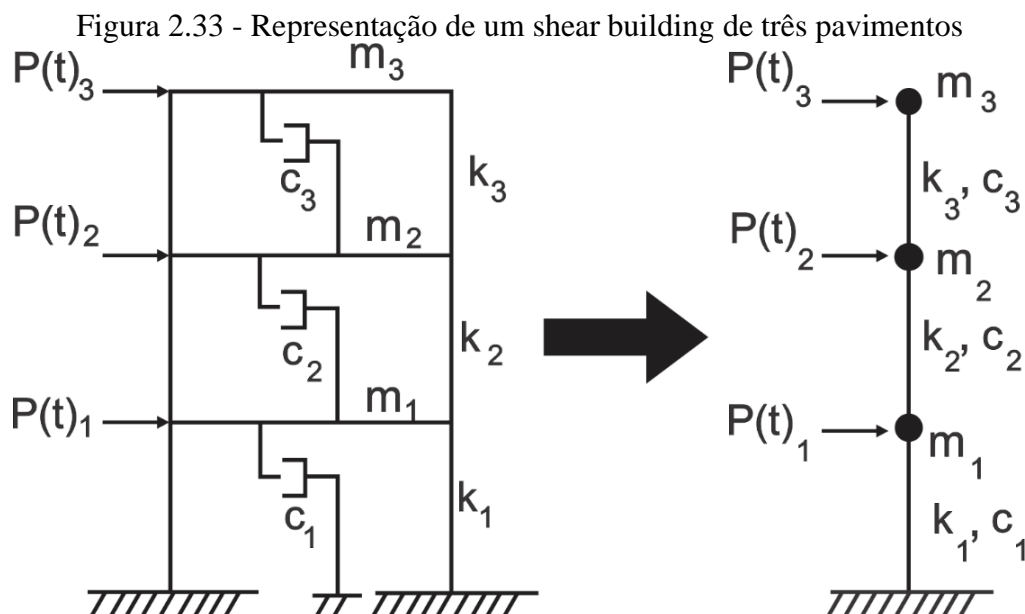
movimento. De forma geral, estruturas são sistemas contínuos com infinitos graus de liberdade. Entretanto, a modelagem discreta de estruturas é um método muito utilizado que requer pouco esforço computacional quando comparado a sistemas com modelos contínuos (ALVES, 2015).

Para estruturas com materiais e geometria uniformes, pode ser atribuído o modelo de *Shear Building*, no qual considera-se que cada pavimento se desloca sem sofrer rotação, ou seja, onde as vigas e as lajes são consideradas como extremamente rígidas. Segundo Paz (2014), tal modelo assume que:

- Toda a massa de um pavimento se concentra na altura de sua laje;
- As lajes são infinitamente mais rígidas que os pilares; e
- As forças normais nos pilares não causam deformação da estrutura.

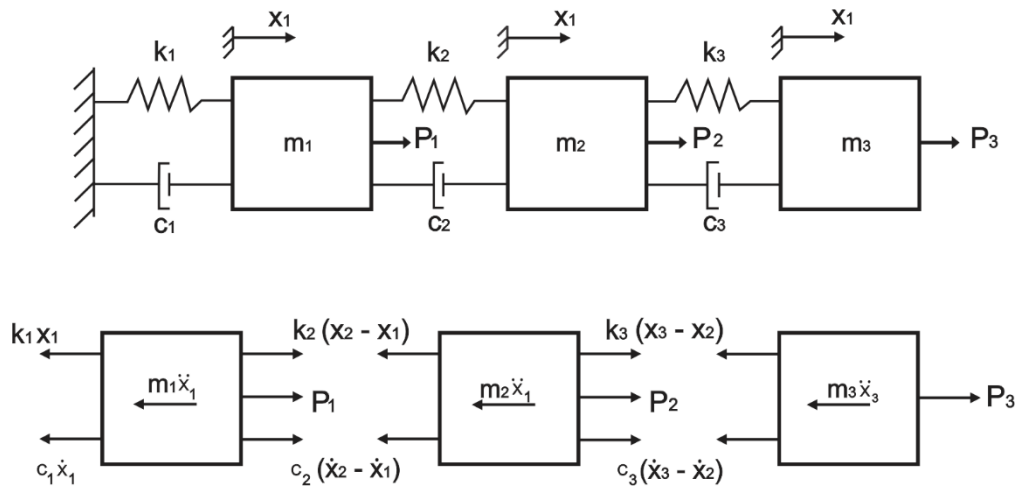
De acordo com Moreira (1977) numa estrutura de concreto armado (como a da Fig. 33), a grande rigidez das lajes no seu plano e a forte predominância do momento de inércia das vigas (com a colaboração das lajes) sobre o das colunas torna viável que, para cargas horizontais (vento etc.), seja feita a hipótese de só serem deformáveis as colunas (por flexão e torção), como se estas fossem engastadas nas lajes rígidas.

O modelo *Shear Building*, permite a representação de estruturas com vários pavimentos assim como com vãos múltiplos, como pode ser visto pela Figura 33. Este modelo pode ser constituído por um sistema de múltiplas massas conectadas por molas e amortecedores que representam, respectivamente, a rigidez e o amortecimento da estrutura, como ilustrado na Figura 34 que representa o diagrama de corpo livre de cada pavimento da Figura 2.33 (CUNHA JR, 2012).



Fonte: Carril Jr (2012)

Figura 2.34 - Diagrama de corpo livre



Fonte: Paz (1985)

Assim, realizado o diagrama de corpo livre de cada pavimento da Figura 2.34, pode-se chegar no seguinte sistema de equações diferenciais ordinárias de movimento (EDO), levando em consideração à condição de equilíbrio das forças horizontais:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 - c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) &= P_1(t) \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) - c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) - k_3 (x_3 - x_2) &= P_2(t) \\ m_3 \ddot{x}_3 + c_3 (\dot{x}_3 - \dot{x}_2) + k_3 (x_3 - x_2) &= P_3(t) \end{aligned} \quad (69)$$

Onde:

 m_i = Massa c_i = amortecimento k_i = rigidez $P_i(t)$ = força aplicada do i -ésimo pavimento \ddot{x}_i = acelerações \dot{x}_i = velocidades x_i = deslocamento do i -ésimo pavimento

Logo, o sistema de equações (69) pode ser escrito na seguinte forma matricial:

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = P \quad (70)$$

Onde:

- M é a matriz de massa do sistema estrutural;
- C é a matriz de amortecimento;
- K é a matriz de rigidez;

- P é o vetor de carregamento;
- \ddot{x} é o vetor das acelerações;
- \dot{x} é o vetor das velocidades;
- x é vetor dos deslocamentos

O coeficiente de rigidez k de cada pilar, considerando como biengastado, pode ser calculado como:

$$k_1 = \frac{12EI}{L^3} \quad (71)$$

Onde:

- E é o módulo de elasticidade do concreto;
- I é o momento de inércia de cada pilar;
- L é o pé-direito de cada pavimento.

Dessas formas, estas matrizes e vetores, para um sistema de três graus de liberdade, estão representadas nas equações (72) até a (74) com exceção da matriz de amortecimento que será demonstrada na página 49.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (72)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & -k_3 \end{bmatrix} \quad (73)$$

$$\ddot{x} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} \quad (74)$$

$$\dot{x} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \end{Bmatrix}$$

$$x \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix}$$

Contudo, a forma genérica das matrizes e vetores, em estrutura com n graus de liberdade, estão apresentadas nas equações (75) até a (77).

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & \cdots & 0 & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_i & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (75)$$

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k & 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & -k_2 & k_2 + k_3 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & -k_{i-1} & k_{i-1} + k_i & -k_i & \cdots & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n \end{bmatrix} \quad (76)$$

$$\ddot{x} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \\ \cdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} \quad (77)$$

$$\dot{x} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_3 \\ \cdots \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix}$$

$$X = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \cdots \\ x_n \end{Bmatrix}$$

Assim como no sistema de um grau de liberdade que a equação diferencial representativa das vibrações livres sem amortecimento do sistema Corpo-Mola era dada por:

$$m * \ddot{u} + k * u = 0 \quad (78)$$

No sistema com milhares graus de liberdade a versão matricial pode ser obtida de forma semelhante em relação ao amortecimento, que é pequeno, e à inexistência de forças externas na vibração livre $\{F(t) = 0\}$, Assim:

$$M\ddot{u} + K\dot{u} = 0 \quad (79)$$

A solução do vetor \mathbf{u} tem a seguinte forma:

$$u = \phi_i \text{sen}(wt), \text{ com } i = 1, 2, 3 \dots \quad (80)$$

Sendo:

- ϕ_i é a amplitude do i -ésimo pavimento;
- w é a frequência natural.

Derivando essa solução duas vezes no tempo, e substituído na equação do movimento e cancelando-se a função harmônica, recai-se no sistema de equações algébricas homogêneas:

$$[K - w^2 M]\phi_i = 0 \quad (81)$$

Para que seja possível soluções não triviais, o determinante da matriz entre colchetes deve ser nulo:

$$\det[K - w^2 M] = 0 \quad (82)$$

É comum representar $\lambda = w^2$, assim a equação ficará:

$$\det([K] - \lambda * [M]) = 0 \quad (83)$$

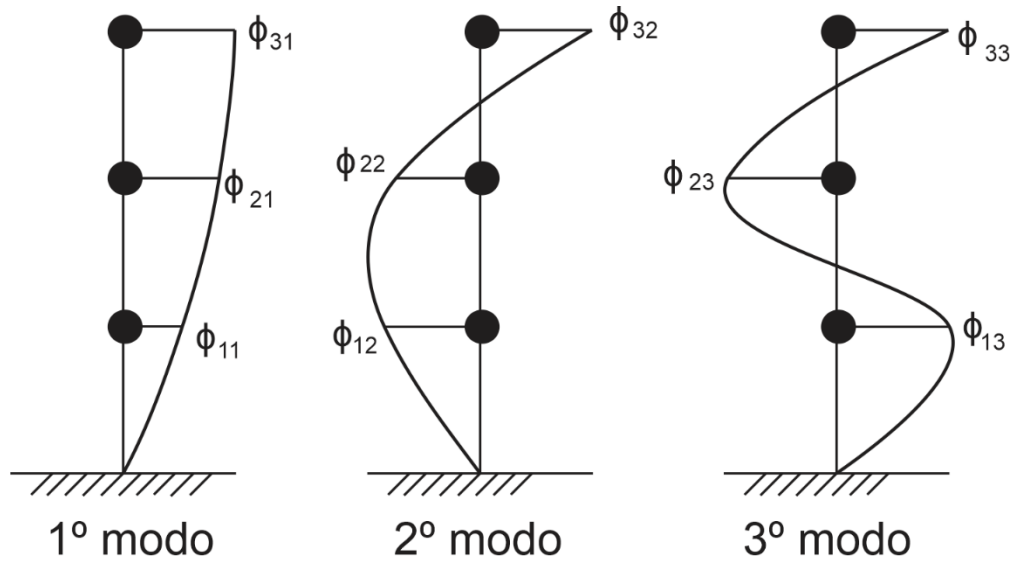
Desse modo, a equação 83 consiste num problema de autovetores e autovalores. Os autovalores são dados por λ , com λ_n sendo a frequência natural para cada um dos n modos de vibração. Os autovetores que são dados por \hat{u} correspondem as amplitudes dos pavimentos para cada modo de vibração (Figura 2.35), que é representado por uma matriz coluna (Equação 84). Assim:

$$([K] - \lambda_i * [M]) * \{\phi_i\} = 0 \quad (84)$$

Onde:

- λ_i (Autovalores) são as raízes do polinômio característico $p(\lambda) = \det([K] - \lambda * [M])$
- $w_i = \sqrt{\lambda_i}$ são frequências naturais não amortecidas
- ϕ_i são os modos naturais (autovetores)

Figura 2.35 - Modos de vibração de um edifício de três pavimentos.



Fonte: Alves, 2015

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} & \cdots & \phi_{2n} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} & \cdots & \phi_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \phi_{n3} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad (85)$$

Segundo Brasil e Silva (2015), os modos de vibração livre não amortecido possuem a propriedade de serem ortogonais com relação às matrizes de rigidez e de massa. Assim,

$$\phi_r^T K \phi_s = 0 \quad (r \neq s) \quad (86)$$

$$\phi_r^T K \phi_s = K_r \quad (r = s) \quad (87)$$

Onde o escalar k_r é a rigidez modal do r-ésimo modo, e

$$\phi_r^T M \phi_s = 0 \quad (r \neq s) \quad (88)$$

$$\phi_r^T M \phi_s = M_r \quad (r = s) \quad (89)$$

Onde o escalar M_r é a massa modal do r-ésimo modo. A frequência de vibração livre desse modo pode ser calculada por:

$$w_r^2 = \frac{K_r}{M_r} \quad (90)$$

De acordo com Alves (2015) a transformação das equações do movimento em um sistema desacoplado é feita multiplicando a equação 91 pela matriz modal transposta.

$$\Phi^T(M\ddot{U} + C\dot{U} + KU) = \Phi^T P \quad (91)$$

Dessa forma, pela propriedade de ortogonalidade dos modos chega-se às seguintes matriz diagonais:

$$M_r = \Phi^T M \Phi \quad (92)$$

$$C_r = \Phi^T C \Phi \quad (93)$$

$$K_r = \Phi^T K \Phi \quad (94)$$

$$P_r = \Phi^T P \quad (95)$$

As matrizes de massa, rigidez e amortecimento generalizadas ficam da seguinte forma:

$$M_r = \begin{bmatrix} m_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & m_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & m_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & m_{rn} \end{bmatrix} \quad (96)$$

$$K_r = \begin{bmatrix} k_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & k_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{rn} \end{bmatrix} \quad (97)$$

$$C_r = \begin{bmatrix} c_{r1} & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & c_{r2} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 0 & c_{r3} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & c_{rn} \end{bmatrix} \quad (98)$$

O sistema original de equações do movimento pode ser desacoplado pela substituição de variáveis:

$$u = \Phi y = \sum_{r=1}^n \phi_r y_r \quad (99)$$

Onde y é o vetor das respostas modais y_r a serem multiplicadas por cada um dos modos a fim de reconstituir a resposta nas coordenadas originais (BRASIL E SILVA, 2015)

Dessa forma, consegue-se, assim, n equações de movimento de um grau de liberdade, uma para cada modo, na forma geral.

$$\ddot{y}_r + 2\xi_r w_r \dot{y}_r + w_r^2 y_r = \frac{P_r}{M_r} \quad (100)$$

Sendo ξ_r , a taxa de amortecimento modal r-ésimo modo, calculado como:

$$\xi_r = \frac{C_r}{2M_r w_r} \quad (101)$$

Nas equações anteriores foi demonstrada as propriedades da matriz de amortecimento para o modelo *shear building*, assim como seu desacoplamento. Entretanto, seus elementos não foram explicitados. No presente trabalho, será empregado o método de amortecimento de Rayleigh.

De acordo com Chopra (1995), o modelo de Rayleigh considera que o amortecimento depende da massa e da rigidez, da seguinte forma:

$$C = \alpha_0 M + \alpha_1 K \quad (102)$$

Onde α_0 e α_1 são fatores arbitrários, que satisfazem a condição de ortogonalidade de modo que seja possível desacoplar a matriz de amortecimento a partir da matriz modal, e são calculadas da seguinte forma:

$$\alpha_0 = 2\xi_i w_i \quad (103)$$

$$\alpha_0 = 2\xi_j w_j \quad (104)$$

$$\alpha_1 = \frac{2\xi_i}{w_i} \quad (105)$$

Segundo Brasil e Silva, esses fatores multiplicativos que satisfazem as condições de ortogonalidade buscada podem ser obtidos impondo taxas de amortecimento arbitrariamente adotadas para dois modos quaisquer escolhidos (o primeiro e o terceiro, por exemplo) e resolvendo o sistema:

$$\begin{bmatrix} \xi_i \\ \xi_j \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \frac{1}{w_i} & w_i \\ \frac{1}{w_j} & w_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{bmatrix} \quad (106)$$

Se ambos os modos têm a mesma razão de amortecimento ($\xi_i = \xi_j = \xi$), então os valores de α_0 e α_1 são dados por:

$$\alpha_0 = \xi \frac{2w_i w_j}{w_i + w_j} \quad (107)$$

$$\alpha_1 = \xi \frac{2}{w_i + w_j} \quad (108)$$

2.11.3 . Método de integração de Newmark

O método de Newmark quase sempre já vem implementado nos programas comerciais de elementos finitos destinados à solução de problemas estruturais dinâmicos. Segundo

Lazanha (2003), o método de integração direta de Newmark refere-se a uma família de processos implícitos de solução da equação de movimento de um sistema.

De acordo com Brasil e Silva (2015) dados os vetores u_t , \dot{u}_t e \ddot{u}_t no instante t , para determinar esses mesmos vetores num instante $t + \Delta t$, admite-se que:

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta u \quad (109)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = b_0 \Delta u - b_2 \dot{u}_t - b_3 \ddot{u}_t \quad (110)$$

$$\ddot{u}_{t+\Delta t} = b_1 \Delta u - b_4 \dot{u}_t - b_5 \ddot{u}_t \quad (111)$$

Onde Δu é o incremento do passo (desconhecido).

Supondo que \ddot{u} no intervalo permaneça constante e igual à media dos seus valores nas extremidades do passo de tempo. Dessa forma ainda segundo os mesmos autores os coeficientes valem:

$$b_0 = \frac{2}{t} \quad b_1 = \frac{4}{t^2} \quad b_2 = 1 \quad (112)$$

$$b_3 = 0 \quad b_4 = \frac{4}{t} \quad b_5 = 1 \quad (113)$$

Assim, independente desses valores, substitui-se as aproximações na equação do movimento no instante $t + \Delta t$,

$$M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = P_{t+\Delta t} \quad (114)$$

logo, obtendo-se um sistema de equações algébricas, na forma:

$$\hat{K}\Delta u = \hat{p}_{t+\Delta t} \quad (115)$$

Onde tem-se a rigidez equivalente

$$\hat{K} = b_1 M + b_0 C + K \quad (116)$$

e a carga equivalente do passo

$$\hat{p}_{t+\Delta t} = p_{t+\Delta t} + M(b_2 \dot{u}_t + b_3 \ddot{u}_t) + C(b_4 \dot{u}_t + b_5 \ddot{u}_t) - Ku_t \quad (117)$$

Paz (1985) sugere que o incremento de tempo Δt seja da ordem de um décimo do menor período natural da estrutura.

3 METODOLOGIA

Este trabalho tem o objetivo de estudar o comportamento dinâmico de estruturas submetidas aos carregamentos de vento gerados de formas distintas, a saber: através do modelo Estático e Discreto da NBR6123/1988, e também através do Método do vento Sintético. Para tal, foi desenvolvido um código em Matlab capaz de gerar os carregamentos de vento.

Com intuito de validar os códigos foi estudado um exemplo de uma chaminé de 113 metros de altura, formulado inicialmente em Franco (2003).

Na sequência, a estrutura de um edifício real de concreto armado, localizado na cidade de Palmas, foi modelada via elementos de barras com o software nacional TQS e por elementos finitos através do software alemão RFEM 5 e, em seguida, foi submetido aos métodos de carregamento do vento considerando o pior ângulo de incidência. Para estabelecer um estudo comparativo a estrutura foi avaliada perante os três métodos de carregamento.

Contudo, todas as características e propriedades das duas estruturas estão previamente descritas nesse capítulo.

3.1 Método de pesquisa

O método adotado na pesquisa é o hipotético dedutivo. Entende-se que esse método trabalha com a formulação de hipóteses em função do problema de pesquisa. Segundo Lakatos (2003) o método hipotético constitui-se de: colocação do problema, construção de um modelo teórico, dedução de consequência particulares, teste das hipóteses e por último adição ou introdução das conclusões na teoria. Em vista disso, este trabalho tem a finalidade de utilizar conhecimentos normativos de ação do vento avaliando suas lacunas e comparando com outros métodos de análise.

3.2 Método do Trabalho

O presente projeto de pesquisa é classificado em bibliográfica e experimental. A parte bibliográfica é elaborada com base em um problema proposto em Franco (2003). Já a parte experimental é um edifício de 40 pavimentos localizado na cidade de Palmas.

3.3 Abordagem

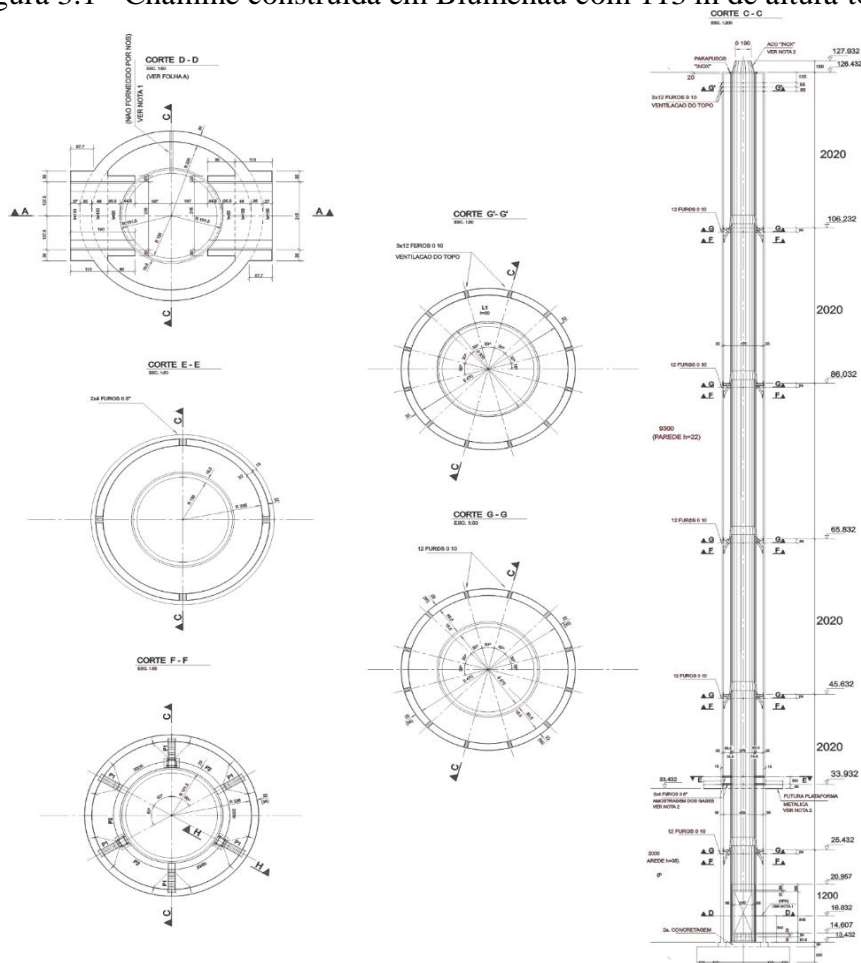
A abordagem adotada é a qualitativa, pois os resultados obtidos pelo software são analisados e avaliados. Conforme Lakatos (2003) define-se abordagem como o método pelo qual o pesquisador interpreta os dados.

3.4 Modelos Estudados

3.4.1 . Chaminé de Concreto Armado

Será apresentada a seguir a análise dinâmica da ação do vento numa chaminé de concreto armado com 113 m de altura, apresentada pela primeira vez em Franco (2003) e analisada com o TQS em Franco e Medeiro (2011, p39 a p46). Trata-se de uma estrutura real, que já foi construída em Blumenau (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Chaminé construída em Blumenau com 113 m de altura total



Fonte: Franco e Medeiros (2011)

A chaminé tem uma altura total de 113 m de altura, possuindo dois tipos distintos de seção transversal: até uma altura de 20 m seu diâmetro externo é de 5,4 m; após essa altura ele se reduz a 5,14 m. O diâmetro interno é constante e igual a 4,70 m. Em seu interior há um fuste para passagem de gases, construído com tijolo cerâmico refratário e pesando 274 tf no total. O peso total de concreto é de 1068 tf.

O concreto utilizado tem $E_{cs} = 30$ GPa e $\nu = 0,20$. Tal como descrito por Franco (2003) admitiu-se uma taxa de amortecimento $\xi = 1,6\%$ para todos os modos. Os dados para caracterização do vento são os seguintes: $V_0 = 42,5$ m/s, $S_1 = 1,0$, $S_3 = 0,95$ e terreno de categoria II.

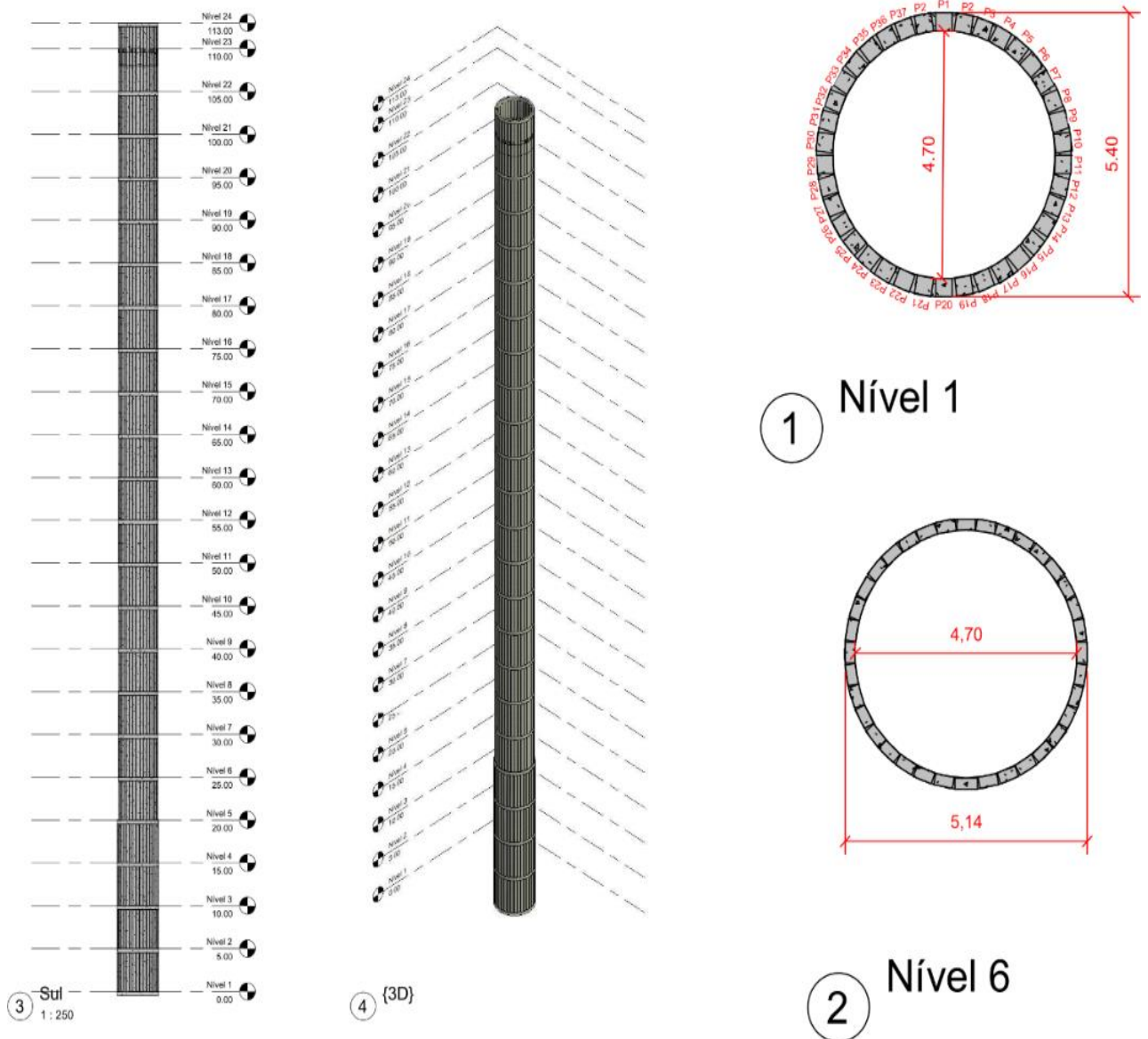
No software TQS a estrutura foi modelada utilizando pilares inclinados e vigas a cada 5 metros de altura, formando assim um círculo com as mesmas características do modelo original (Figura 3.2). Com isso, a Figura 3.3 mostra a representação desse modelo formulado no software TQS.

Figura 3.2 - Visualização global do modelo 3D completo da chaminé



Fonte: Arquivo pessoal

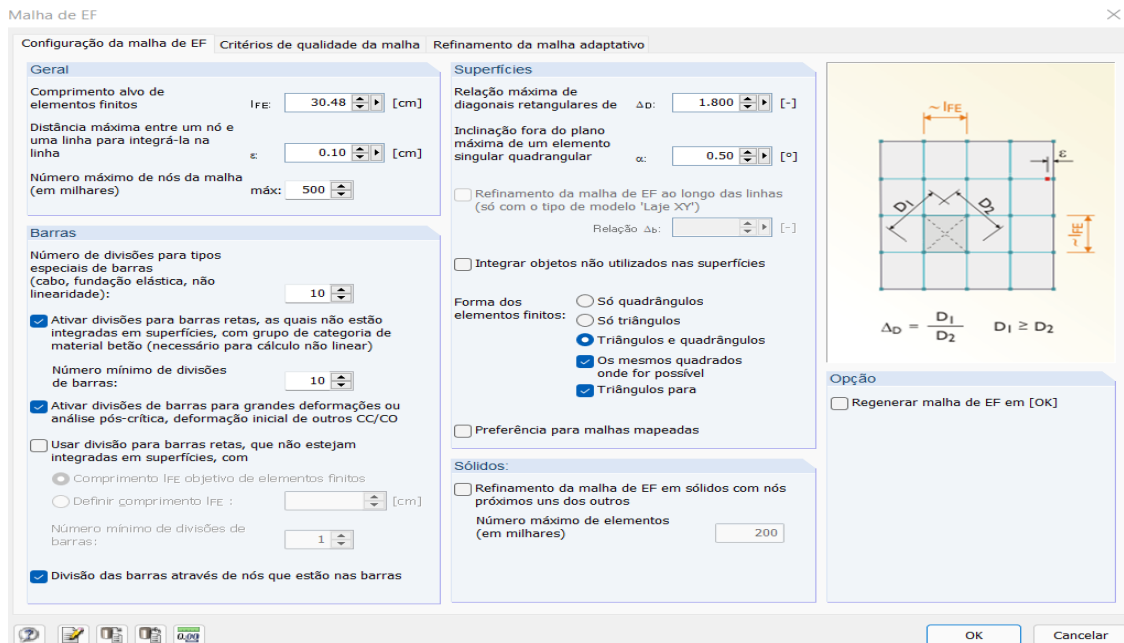
Figura 3.3 - Visualização em planta da chaminé



Fonte: Arquivo pessoal

Para o modelo em elementos finitos no RFEM 5 foi adotado uma superfície com as mesmas características do modelo proposto por Franco (2003). Com objetivo de chegar em resultados mais próximos do modelo original, utilizou-se um artifício para levar em conta a massa dos tijolos refratários: aumentou-se o peso específico do concreto. Contudo, a configuração da malha de elementos finitos utilizada para gerar o modelo pode ser observada pela Figura 3.4.

Figura 3.4 - Configurações da malha de Elementos Finitos - chaminé



Fonte: Arquivo pessoal

3.4.2 . Edifício de 40 pavimentos

O estudo de caso desse trabalho trata-se de uma edificação multifamiliar, totalmente estruturada em concreto armado, com 40 pavimentos e 120 m de altura, com pés-direitos de 3 metros entre cada pavimento (Figura 3.5 e

Figura 3.6). Em planta, tem dimensões 30x30 metros. A resistência característica do concreto à compressão é de 50 Mpa, módulo de elasticidade é de 33,7 GPa e a taxa de amortecimento é de 2%. Todas as vigas do edifício apresentam dimensões de 19x45 cm e todos os seus pilares apresentam dimensões de 40x70 cm. Os vão entre pilares são todos de 6 metros. Para aumentar rigidez e estabilidade ao edifício foi utilizado um núcleo de contraventamento em concreto armado com dimensões de 6x6 metros, com parede de 40 cm de espessura.

A Figura 3.7 apresenta a geometria da estrutura em planta, bem como as dimensões de seus elementos estruturais, e a Figura 3.8 apresenta a estrutura global do edifício em 3D e também em corte.

A Tabela 3.1 apresenta os valores característicos aerodinâmico do edifício para cada pavimento, sendo z a altura do pavimento em relação ao solo, A_i é a área total de exposição da

fachada para um determinado pavimento, m_i é a massa total concentrada para um determinado andar e C_a o coeficiente de arrasto aerodinâmico.

Figura 3.5 - Visualização global do modelo 3D completo do edifício



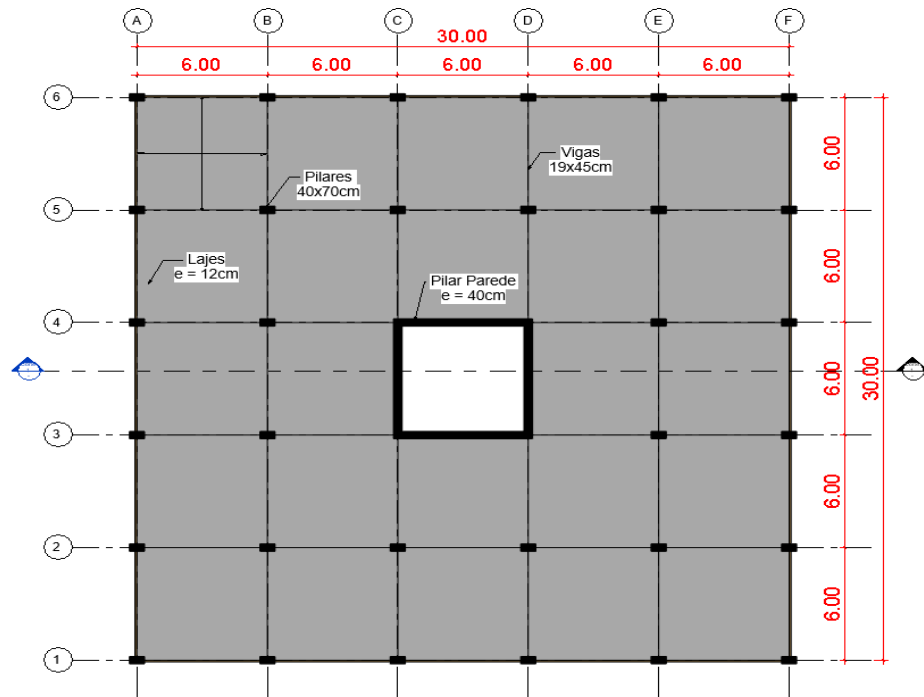
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 3.6 - Visualização interna do edifício



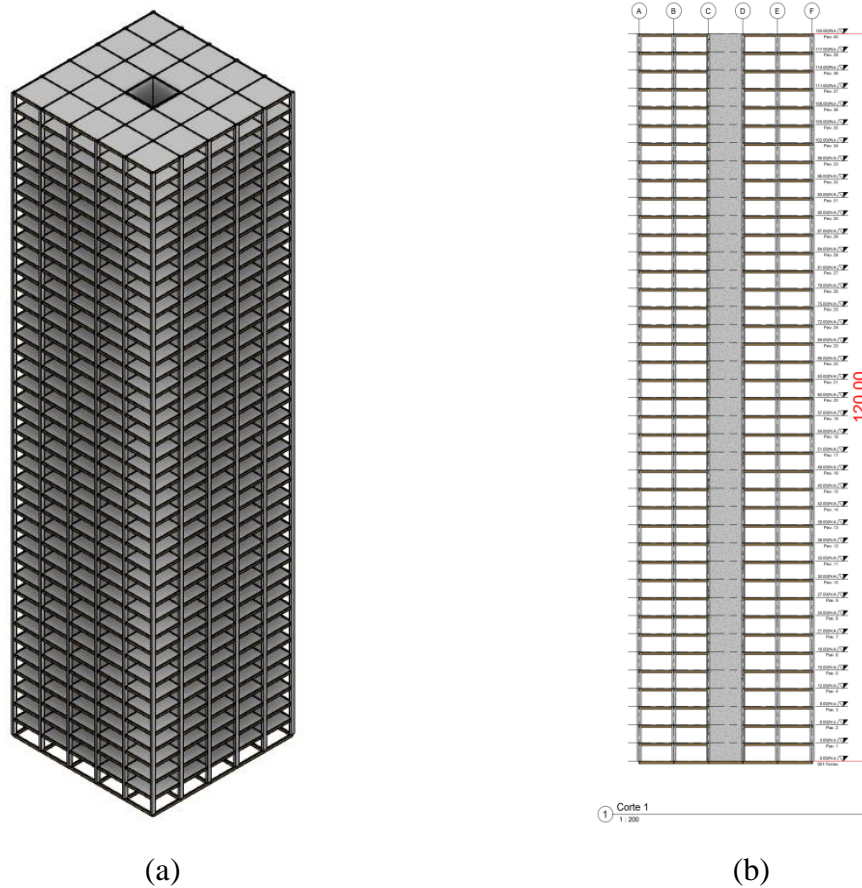
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 3.7 - Visualização em planta do edifício



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 3.8 - (a) Visualização global do modelo 3D (b) Visualização em corte do edifício



Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 3.1 - Propriedades aerodinâmica do edifício de 40 pavimentos

Pavimento	z (m)	Ai (m ²)	mi(t)	Ca
térreo	0	90	426,42	1,36
1	3	90	426,42	1,36
2	6	90	426,42	1,36
3	9	90	426,42	1,36
4	12	90	426,42	1,36
5	15	90	426,42	1,36
6	18	90	426,42	1,36
7	21	90	426,42	1,36
8	24	90	426,42	1,36
9	27	90	426,42	1,36
10	30	90	426,42	1,36
11	33	90	426,42	1,36
12	36	90	426,42	1,36
13	39	90	426,42	1,36
14	42	90	426,42	1,36
15	45	90	426,42	1,36
16	48	90	426,42	1,36
17	51	90	426,42	1,36
18	54	90	426,42	1,36
19	57	90	426,42	1,36
20	60	90	426,42	1,36
21	63	90	426,42	1,36
22	66	90	426,42	1,36
23	69	90	426,42	1,36
24	72	90	426,42	1,36
25	75	90	426,42	1,36
26	78	90	426,42	1,36
27	81	90	426,42	1,36
28	84	90	426,42	1,36
29	87	90	426,42	1,36
30	90	90	426,42	1,36
31	93	90	426,42	1,36
32	96	90	426,42	1,36
33	99	90	426,42	1,36
34	102	90	426,42	1,36
35	105	90	426,42	1,36
36	108	90	426,42	1,36
37	111	90	426,42	1,36
38	114	90	426,42	1,36
39	117	90	426,42	1,36
40	120	90	426,42	1,36

Fonte: Arquivo pessoal

4 ANALISES DE RESULTADOS E DISCUSSÃO – AÇÃO DE VENTO

Nesta seção é discutido dois estudos de caso submetido aos esforços proveniente dos métodos de carregamento de vento. O primeiro caso é uma chaminé de concreto armado, abordada pela primeira vez em Franco (2003). Já o segundo caso é um edifício de 40 pavimentos localizado na cidade de Palmas/TO. Para elaboração desses estudos é utilizado o programa RFEM 5, os códigos desenvolvidos em Matlab e o programa TQS.

4.1 Chaminé de concreto armado (~113m)

O objetivo dessa seção é comparar os resultados da literatura com os resultados dos dois softwares, e além disso, validar os resultados do código em Matlab.

4.1.1 . Análise modal do edifício

Os períodos obtidos para os três primeiros modos de vibração da chaminé e suas respectivas frequências naturais estão apresentados na Tabela 4.1, comparados com os valores obtidos por Franco (2003)

Tabela 4.1 - Resultados das análises dinâmicas - chaminé

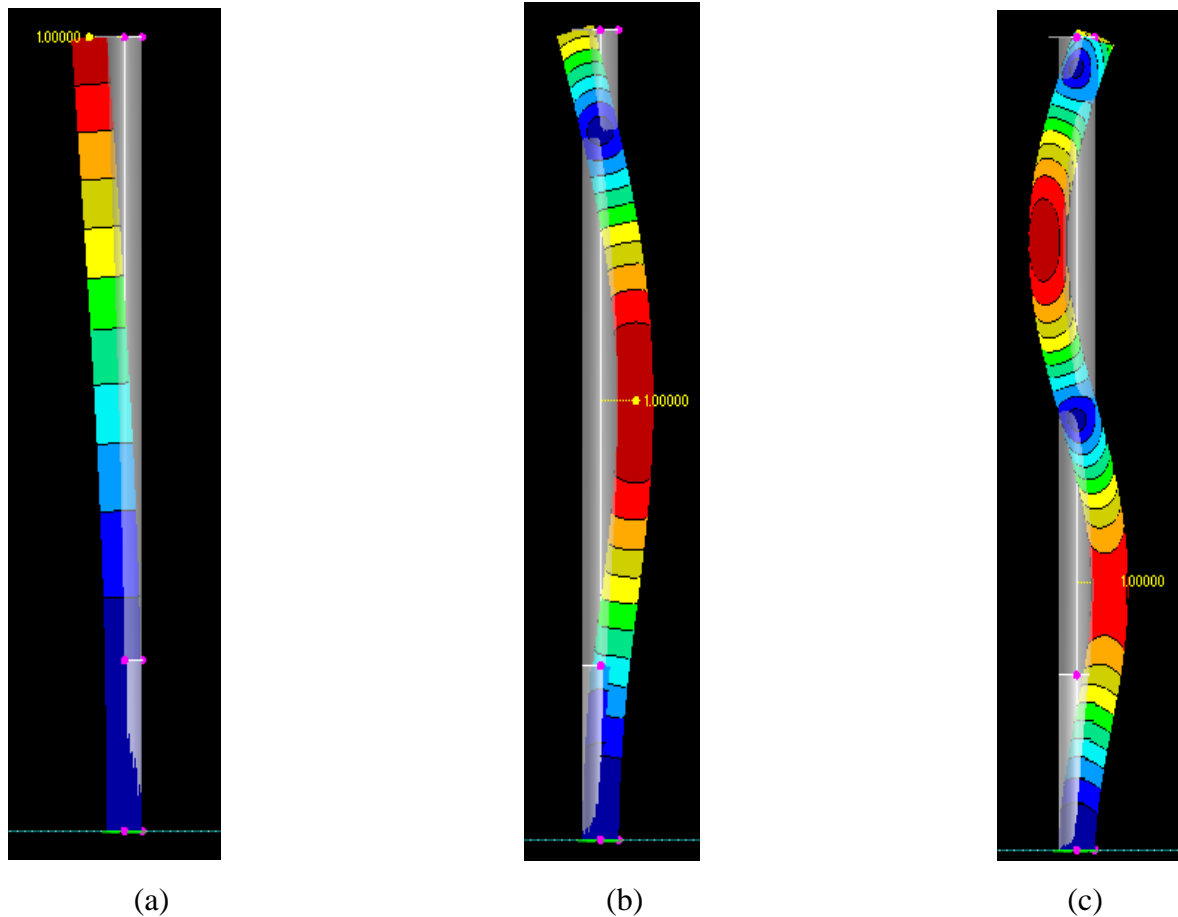
Modo nº	Franco (2003)		TQS		RFEM 5	
	Frequência natural f [Hz]	Período natural T [s]	Frequência natural f [Hz]	Período natural T [s]	Frequência natural f [Hz]	Período natural T [s]
1	0,260	3,839	0,247	4,055	0.260	3,828
2	1,513	0,661	1,471	0,680	1,638	0,628
3	3,968	0,252	3,279	0,305	4,344	0,234

Fonte: Arquivo pessoal

A diferença nos valores de primeiro período de vibração é de 5,63% entre o TQS e Franco (2003) e de 0,29% entre o RFEM 5 e Franco (2003). Os períodos calculados com o TQS são maiores, como já era esperado, pois a geometria não está totalmente fidedigna.

As três primeiras deformadas modais, obtidas segundo o RFEM 5, são apresentadas nas Figura 4.1, e coincidem com aquelas obtidas com o TQS.

Figura 4.1 - (a) 1º modo de flexão lateral da estrutura. (b) 2º modo de flexão lateral da estrutura. (c) 3º modo de flexão lateral da estrutura. – Chaminé



Fonte: Arquivo pessoal.

4.1.2 . Vento estático – procedimento segundo a NBR 6123/1988

Como a altura da chaminé é maior que 80m, o intervalo de tempo normalizado deve ser obtido segundo o anexo A da NBR 6123/1988. Deste modo, o processo de cálculo tornou-se da seguinte forma:

- Parâmetro inicial categoria II $t^0 = 3s$
 - $S_2(100) = 1,22$ e $S_2(120) = 1,24$ (Valores obtidos na Tabela 22 da Norma)
 - $S_2(h) = S_2(113) = 1,233$ (Interpolação linear entre $S_2(100)$ e $S_2(120)$)

Para estes valores, o intervalo de tempo de $S_2(113)$ foi obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$t^{(1)} = \frac{7,5 * 113}{1,233 * 42,5} = 16,173s$$

Os parâmetros b , p , f_r de $S_2(113)$ para $t = 16,173$ são obtidos por interpolação entre os valores de $t = 15s$ e $t = 20s$ da Tabela 21 da norma da NBR 6123/1988. Assim, chegou-se nos seguintes resultados:

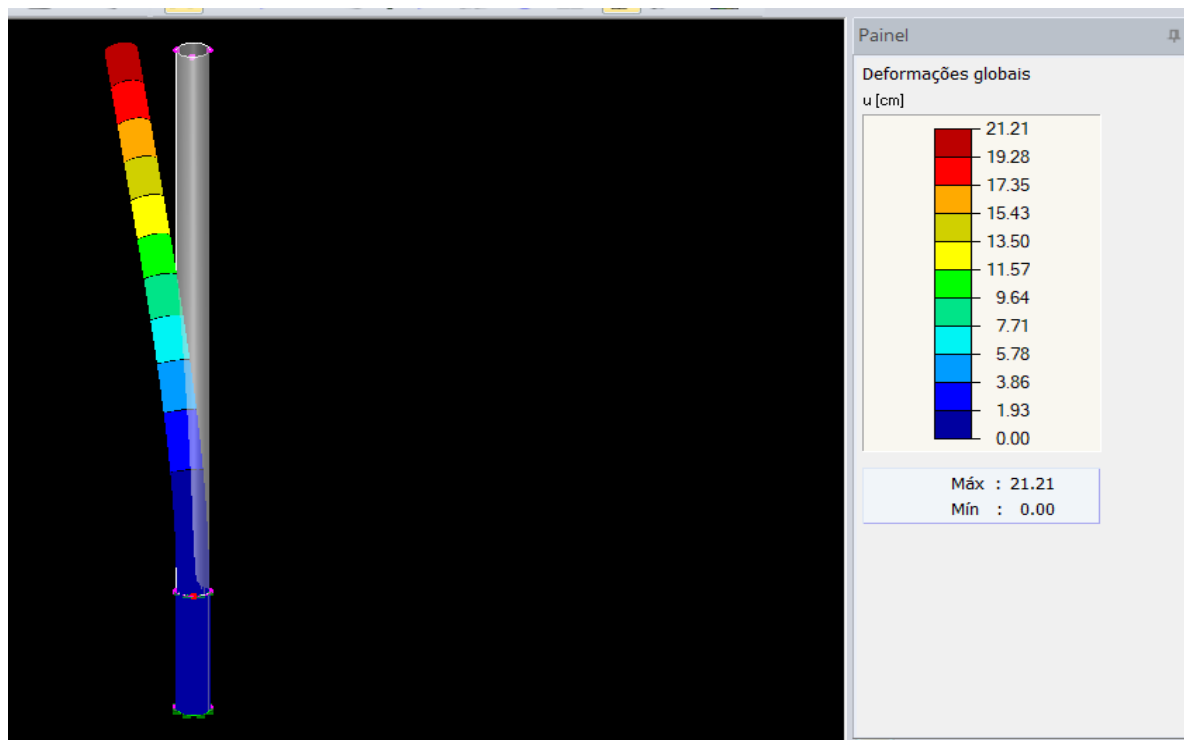
$$b = 1,00$$

$$p = 0,107$$

$$F_r = 0,919$$

Seguindo o roteiro determinado pela norma, foi elaborado a Tabela 4.2 para calcular as forças a serem aplicadas em cada altura da chaminé, dessa forma, uma análise estática foi realizada utilizando o software RFEM 5. O deslocamento no topo encontrado foi de 21,21cm (Figura 4.2)

Figura 4.2 - Deslocamento total x no topo - cargas estáticas - NBR 6123/1988 chaminé



Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 4.2 - Forças Devidas ao Vento Estático - NBR 6123/1988 (chaminé)

V0=	42,5	Categoria:	II	Fr	0,919	Forças Devidas ao Vento - NBR 6123 (chaminé)						
S1	1	Classe:	C	p	0,107							
S3	0,95	b	1									
Zona	h (m)	l	h/l	V0 (m/s)	S1	S2	S3	Vk (ms)	Qk (N/m ²)	Qk (KN/m ²)	Ca	W (kN/m ²)
1 [0]	10	5,4	1,85	42,5	1	0,92	0,95	37,10	843,95	0,84	0,60	0,51
2 [5]	10	5,4	1,85	42,5	1	0,92	0,95	37,10	843,95	0,84	0,60	0,51
3	10	5,4	1,85	42,5	1	0,92	0,95	37,10	843,95	0,84	0,60	0,51
4	15	5,4	2,78	42,5	1	0,96	0,95	38,75	920,45	0,92	0,60	0,55
5	20	5,4	3,70	42,5	1	0,99	0,95	39,96	978,90	0,98	0,60	0,59
6	25	5,14	4,86	42,5	1	1,01	0,95	40,93	1026,78	1,03	0,60	0,62
7	30	5,14	5,84	42,5	1	1,03	0,95	41,73	1067,63	1,07	0,60	0,64
8	35	5,14	6,81	42,5	1	1,05	0,95	42,43	1103,44	1,10	0,60	0,66
9	40	5,14	7,78	42,5	1	1,07	0,95	43,04	1135,42	1,14	0,60	0,68
10	45	5,14	8,75	42,5	1	1,08	0,95	43,58	1164,40	1,16	0,60	0,70
11	50	5,14	9,73	42,5	1	1,09	0,95	44,08	1190,96	1,19	0,60	0,71
12	55	5,14	10,70	42,5	1	1,10	0,95	44,53	1215,50	1,22	0,60	0,73
13	60	5,14	11,67	42,5	1	1,11	0,95	44,95	1238,34	1,24	0,60	0,74
14	65	5,14	12,65	42,5	1	1,12	0,95	45,33	1259,74	1,26	0,60	0,76
15	70	5,14	13,62	42,5	1	1,13	0,95	45,69	1279,87	1,28	0,60	0,77
16	75	5,14	14,59	42,5	1	1,14	0,95	46,03	1298,91	1,30	0,60	0,78
17	80	5,14	15,56	42,5	1	1,15	0,95	46,35	1316,98	1,32	0,60	0,79
18	85	5,14	16,54	42,5	1	1,16	0,95	46,65	1334,17	1,33	0,60	0,80
19	90	5,14	17,51	42,5	1	1,16	0,95	46,94	1350,59	1,35	0,60	0,81
20	95	5,14	18,48	42,5	1	1,17	0,95	47,21	1366,31	1,37	0,60	0,82
21	100	5,14	19,46	42,5	1	1,18	0,95	47,47	1381,39	1,38	0,60	0,83
22	105	5,14	20,43	42,5	1	1,18	0,95	47,72	1395,89	1,40	0,60	0,84
23	110	5,14	21,40	42,5	1	1,19	0,95	47,96	1409,86	1,41	0,60	0,85
24	115	5,14	22,37	42,5	1	1,19	0,95	48,19	1423,33	1,42	0,60	0,85

Fonte: Arquivo pessoal

4.1.3 . Vento dinâmico – procedimento da NBR 6123:1988

Em relação ao número de modos a serem considerados, estudos de Silva (2013), mostraram, nos casos analisados pelos autores que o primeiro modo corresponde a mais de 90% da resposta dinâmica, e é suficiente. Dessa forma, o valor do coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , obtido a partir dos ábacos das Figuras 14 a 18 da NBR 6123:1988, para o primeiro modo, é apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - 1º Modulo de vibração – vento discreto - chaminé

f (Hz)	Vp/fl	ξ
0,26	0,06	1,7

Fonte: Arquivo pessoal

A Tabela 4.4 apresenta os coeficientes que serão fornecidos ao código em Matlab, para gerar as cargas equivalentes do modelo discreto segundo o Item 9 da NBR 6123/1988.

Tabela 4.4 - Dados iniciais - vento discreto - chaminé

Coeficiente da análise dinâmica com o modelo discreto		
Cat.	II	$\rho = 0,15$ $b = 1$
f1	0.260	Hz (1ª frequência natural de vibração)
V0	42,5	(velocidade básica)
S1	1	(fator topográfico)
S3	0,95	(fator estatístico)
Vp	27,86	m/s (velocidade de projeto)
L	1800	m (dimensão característica - constante)
l1	5,07	m (largura equivalente da estrutura)
h	113	m
l1/h	0,04	(adimensional para determinação de ξ)
ζ	0,016	(taxa de amortecimento)
ξ	1,7	(coeficiente de amplificação dinâmica)
γ	2,7	(adm Tabela 19 da NBR 6123/1988)
q0	475,76	Pa (pressão dinâmica de referência)
m0	10000	kg (massa arbitrária de referência)
A0	10	m ² (área arbitrária de referência)

Fonte: Arquivo pessoal

A Tabela 4.5 apresenta os valores dos carregamentos devido ao vento discreto gerado pelo código em Matlab.

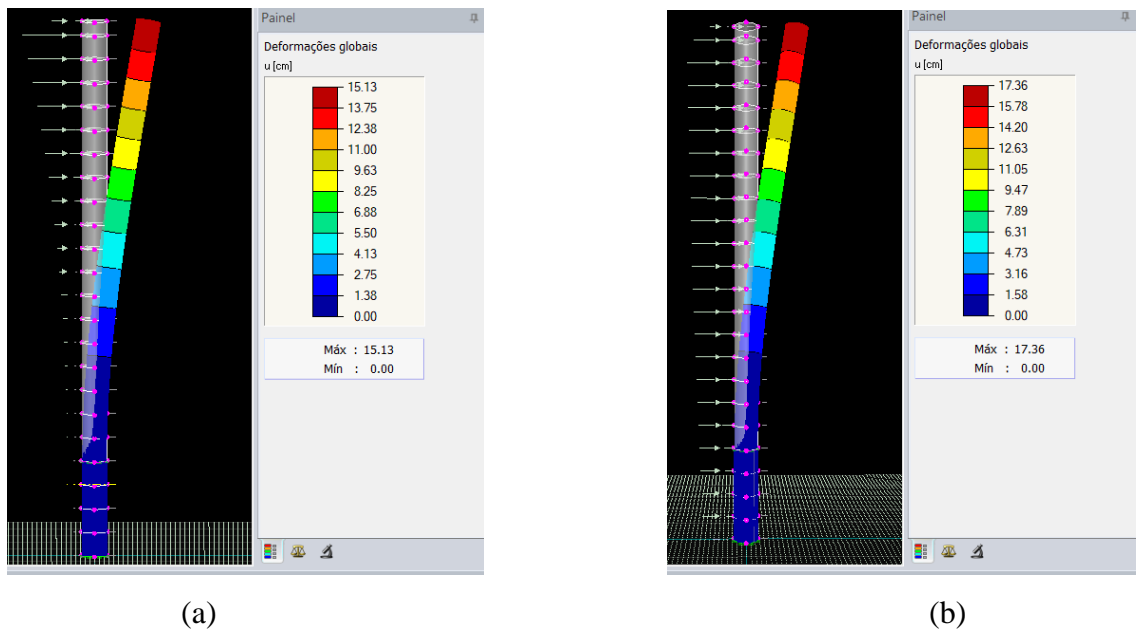
Tabela 4.5 - Resultados das forças aplicadas - vento discreto - chaminé

Deformada modal			Força média			Força flutuante			
i	z (m)	ϕ_i	A_i (m ²)	C_a	F_i (N)	m_i (Kg)	β_i	ψ_i	F_{di} (N)
1	0 [5]	0,00	13,5	0,6	3130,111	34705	0,730013	3,4705	3,697137
2	5 [10]	0,00	27	0,6	7707,237	69410	1,62	6,941	48,048
3	10	0,00	27	0,6	7707,237	69410	1,62	6,941	48,048
4	15	0,00	27	0,6	8704,145	69410	1,721586	6,941	143,590
5	20	0,01	25,7	0,6	9031,858	42506	1,710956	4,2506	191,199
6	25	0,02	25,7	0,6	9657,175	42506	1,769194	4,2506	349,255
7	30	0,03	25,7	0,6	10200,1	42506	1,818246	4,2506	571,389
8	35	0,04	25,7	0,6	10682,88	42506	1,860778	4,2506	866,340
9	40	0,06	25,7	0,6	11119,52	42506	1,898425	4,2506	1242,415
10	45	0,08	25,7	0,6	11519,45	42506	1,932263	4,2506	1707,570
11	50	0,11	25,7	0,6	11889,38	42506	1,963043	4,2506	2269,466
12	55	0,14	25,7	0,6	12234,24	42506	1,99131	4,2506	2935,513
13	60	0,18	25,7	0,6	12557,8	42506	2,01747	4,2506	3712,899
14	65	0,22	25,7	0,6	12863	42506	2,041838	4,2506	4608,619
15	70	0,27	25,7	0,6	13152,17	42506	2,064663	4,2506	5629,495
16	75	0,33	25,7	0,6	13427,23	42506	2,086141	4,2506	6782,193
17	80	0,39	25,7	0,6	13689,74	42506	2,106434	4,2506	8073,237
18	85	0,46	25,7	0,6	13941	42506	2,125677	4,2506	9509,021
19	90	0,54	25,7	0,6	14182,11	42506	2,14398	4,2506	11095,822
20	95	0,63	25,7	0,6	14414,02	42506	2,161439	4,2506	12839,806
21	100	0,72	25,7	0,6	14637,54	42506	2,178133	4,2506	14747,035
22	105	0,82	25,7	0,6	14853,37	42506	2,194132	4,2506	16823,480
23	110	0,93	25,7	0,6	15062,11	42506	2,209496	4,2506	19075,019
24	113	1	7,71	0,6	4555,257	12740	0,66553	0,00127	6,129

Fonte: Arquivo pessoal

Os resultados dos deslocamentos estático e dinâmico gerado pelo software RFEM 5, a partir dos carregamentos do modelo discreto, pode ser observado pela Figura 4.3. Com isso, os resultados obtidos para o deslocamento final de topo é u_{topo} 32.49 cm, sendo constituído de parcelas estática e dinâmica

Figura 4.3 - (a) Deslocamento devido ao vento médio. (b) Deslocamento devido ao vento flutuante – vento discreto - chaminé



Fonte: Arquivo pessoal

4.1.4 . Método do Vento Sintético

Para o Método do Vento Sintético, foi criada uma rotina computacional, programada na linguagem Matlab, assim como nos métodos anteriores, seguindo a rotina de que está em ANEXO.

Com objetivo de facilitar a comparação dos valores obtidos com software TQS, decidiu-se calcular as parcelas estáticas e dinâmicas separadamente. Com isso o deslocamento estático de topo obtido foi:

$$u_{topo}^{est} = 17,36 \text{ cm}$$

Os parâmetros meteorológicos b e p definidos de acordo com a NBR6123/1988 em função da classe do terreno e do período de 3s e 600s, são:

$$b_3 = 1,00 \quad e \quad b_{600} = 1,00$$

$$p_3 = 0,085 \quad e \quad p_{600} = 0,15$$

Diante disso, a Tabela 4.6 apresenta os valores da velocidade de pico para o período de 3s na altura z , a velocidade para o período de 600s na altura z , a pressão de pico, a pressão

estática, a pressão flutuante e a força estática para os 24 nós da estrutura. Note-se que a relação entre força flutuante e a força de rajada em 3 segundos é de 58% para o presente caso.

Tabela 4.6 - Determinação das pressões de vento - Método do Vento Sintético – chaminé

zi (m)	A (m ²)	v3 (m/s)	v600 (m/s)	Ppico (Pa)	Pest (Pa)	Pf (Pa)	Fest (N)
0 [5]	13,5	40,1	26,4	984,2	428,2	556,0	3468,3
5 [10]	27,0	42,5	29,3	1107,2	527,2	580,1	8539,9
10,0	27,0	42,5	29,3	1107,2	527,2	580,1	8539,9
15,0	27,0	44,0	31,2	1186,2	595,3	590,9	9644,5
20,0	25,7	45,1	32,5	1245,7	649,0	596,7	10007,6
25,0	25,7	45,9	33,6	1293,9	693,9	599,9	10700,5
30,0	25,7	46,7	34,6	1334,6	732,9	601,6	11302,1
35,0	25,7	47,3	35,4	1370,0	767,6	602,4	11837,0
40,0	25,7	47,8	36,1	1401,5	799,0	602,5	12320,8
45,0	25,7	48,3	36,7	1429,8	827,8	602,1	12763,9
50,0	25,7	48,7	37,3	1455,7	854,3	601,3	13173,8
55,0	25,7	49,1	37,9	1479,4	879,1	600,3	13555,9
60,0	25,7	49,5	38,4	1501,5	902,4	599,1	13914,5
65,0	25,7	49,8	38,8	1522,1	924,3	597,8	14252,6
70,0	25,7	50,1	39,3	1541,4	945,1	596,3	14573,0
75,0	25,7	50,4	39,7	1559,5	964,8	594,7	14877,8
80,0	25,7	50,7	40,1	1576,8	983,7	593,1	15168,7
85,0	25,7	51,0	40,4	1593,1	1001,8	591,3	15447,1
90,0	25,7	51,2	40,8	1608,6	1019,1	589,6	15714,2
95,0	25,7	51,5	41,1	1623,5	1035,7	587,7	15971,2
100,0	25,7	51,7	41,4	1637,7	1051,8	585,9	16218,9
105,0	25,7	51,9	41,7	1651,4	1067,3	584,0	16458,0
110,0	25,7	52,1	42,0	1664,5	1082,3	582,2	16689,3
113,0	7,7	52,2	42,2	1672,1	1091,1	581,0	5047,4

Fonte: Arquivo pessoal

A partir da equação (24) são obtidas as amplitudes normalizadas ck , providas do espectro de Davenport considerado, para cada um dos 11 harmônicos. A Tabela 4.7 apresenta as frequências dos harmônicos consideradas, as rajadas perfeitamente correlacionadas bem como as respectivas amplitudes normalizadas.

Tabela 4.7 - Tabela de coeficientes - Método do Vento Sintético - chaminé

k	Tk (s)	n (Hz)	x	nSn	Ck	ck (%)	ck*(%)	Δz_{ok} (m)
1	0,274	3,645	161,437	0,135	0,519	5,122	5,122	1,080
2	0,661	1,512	66,988	0,242	0,696	6,867	6,867	2,602
3	1,593	0,628	27,796	0,435	0,933	9,200	12,271	6,270
4	3,840	0,260	11,534	0,776	1,246	12,283	6,142	15,111
5	9,255	0,108	4,786	1,330	1,631	16,086	19,157	36,416
6	22,304	0,045	1,986	1,873	1,936	19,087	19,087	87,761
7	53,751	0,019	0,824	1,361	1,650	16,270	16,270	211,499
8	129,537	0,008	0,342	0,404	0,898	8,860	8,860	509,703
9	312,177	0,003	0,142	0,078	0,396	3,905	3,905	1228,360
10	752,331	0,001	0,059	0,014	0,166	1,638	1,638	2960,288
11	1813,081	0,001	0,024	0,002	0,069	0,681	0,681	7134,151

Fonte: Arquivo pessoal

Para cada caso do ângulo de incidência do vento foram geradas vinte séries temporais de carregamento, cada série composta por 11 funções harmônicas que contém um ângulo de fase gerado aleatoriamente. Estes ângulos de fase podem ser observados pela seguinte Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Séries temporais de carregamento – chaminé

carregamentos	θ_1	θ_2	θ_3	θ_4	θ_5	θ_6	θ_7	θ_8	θ_9	θ_{10}	θ_{11}
1	4,120	2,757	4,720	2,210	1,019	0,670	5,360	4,902	3,437	4,048	1,955
2	0,224	2,397	1,603	5,220	4,991	6,044	3,908	2,449	1,862	2,379	5,802
3	5,335	4,810	3,179	3,677	1,955	0,029	2,205	1,519	4,679	5,099	2,703
4	5,868	4,996	4,392	3,454	3,321	4,869	3,225	2,538	1,187	3,348	1,161
5	4,265	1,174	5,598	5,763	1,041	5,135	2,525	0,606	4,315	2,204	5,686
6	4,761	3,077	6,027	1,796	3,782	5,458	0,477	0,829	1,153	5,900	6,156
7	4,669	2,800	3,438	4,758	1,652	0,531	1,507	5,919	2,315	5,504	2,758
8	2,464	4,061	0,871	4,736	4,110	2,512	0,775	6,008	3,931	3,457	0,698
9	4,118	4,457	0,938	2,390	4,330	1,633	1,156	3,614	4,902	3,911	1,621
10	1,076	4,742	1,618	3,568	4,701	5,027	1,508	0,376	0,510	3,689	2,568
11	4,436	1,734	5,282	0,477	2,831	2,711	2,622	1,475	5,840	1,305	3,738
12	0,200	4,271	1,598	0,339	0,527	5,722	0,312	2,219	4,874	1,893	1,648
13	1,740	4,116	5,116	3,335	1,439	1,143	5,672	5,160	3,059	2,959	3,788
14	0,290	1,022	1,530	4,896	5,739	1,658	5,936	0,097	2,739	1,448	4,469
15	0,610	0,748	5,839	5,869	0,957	0,914	3,084	0,270	2,807	5,305	1,393
16	5,174	3,131	2,199	0,816	5,189	0,855	3,074	1,062	1,925	1,224	0,738
17	4,366	6,030	1,235	3,574	3,383	5,462	2,122	4,079	3,195	1,420	1,864
18	1,992	2,139	1,578	2,949	6,259	3,642	5,655	4,598	3,209	1,073	2,003
19	5,970	3,677	3,871	0,075	0,491	3,455	2,320	4,070	5,137	1,430	2,665
20	0,216	1,406	2,974	2,118	2,781	0,911	0,699	2,833	4,994	2,738	3,191

Fonte: Arquivo pessoal

Os fatores de redução dos harmônicos que consideram a correlação espacial, obtidos a partir das equações (39) e (40), são apresentados na Tabela 4.9 (para os 11 harmônicos). Para a presente análise, o nó 21 foi considerado como sendo o centro de rajada.

A partir da equação (42) é obtida a força total no centro de rajada (nó 21) para cada instante de tempo ao longo do período de 600 segundos (10 minutos). Com isso, é feita a análise dinâmica no domínio do tempo (time history) no software RFEM 5 a fim de se obter as respostas.

A

Figura 4.4 apresenta a força no centro da rajada da chaminé ao longo do tempo, para uma das series de carregamento. Já a Figura 4.5 apresenta a resposta em deslocamentos no topo para essa respectiva geração do carregamento.

Devido a aleatoriedade da geração do carregamento no Método do Vento Sintético, foram realizadas 20 gerações de carregamento para as quais foram obtidas 20 respostas de deslocamento de topo. Com objetivo de se obter uma resposta média entre os 20 deslocamentos

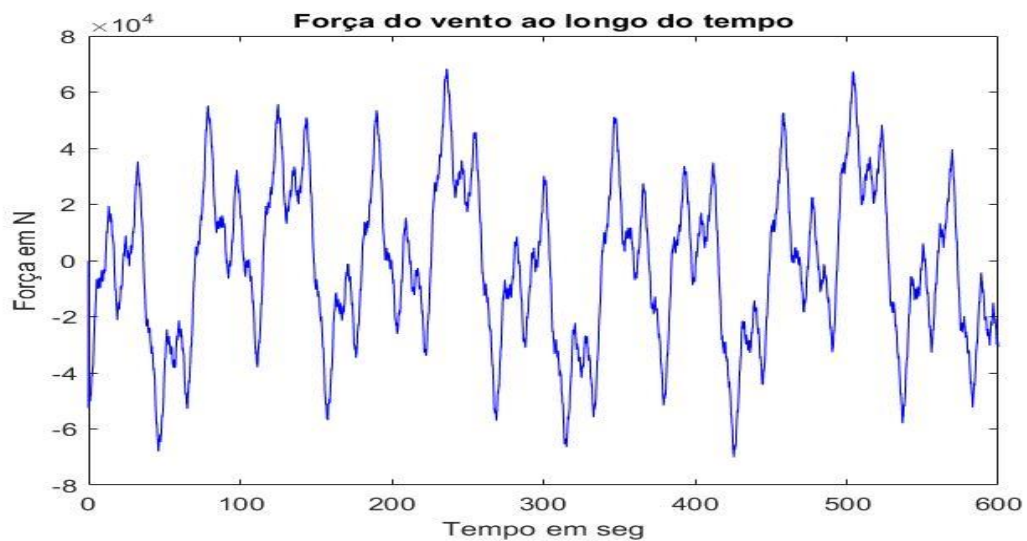
máximos, realizou-se uma análise estatística, arbitrando-se uma distribuição de Gauss (Tabela 4.10).

Tabela 4.9 - Fatores de redução dos harmônicos - Vento Sintético – chaminé

i (m)	k	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0
	Δz_{ok}	1,1	2,6	6,3	15,1	36,4	87,8	211,5	509,7	1228,4	2960,3	7134,2
24,0					0,1	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
23,0					0,3	0,7	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
22,0				0,2	0,7	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
21,0	cr	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
20,0				0,2	0,7	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
19,0					0,3	0,7	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
18,0						0,6	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
17,0						0,5	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
16,0						0,3	0,7	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
15,0						0,2	0,7	0,9	0,9	1,0	1,0	1,0
14,0							0,6	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
13,0							0,5	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
12,0							0,5	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
11,0							0,4	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
10,0							0,4	0,7	0,9	1,0	1,0	1,0
9,0							0,3	0,7	0,9	1,0	1,0	1,0
8,0							0,3	0,7	0,9	0,9	1,0	1,0
7,0							0,2	0,7	0,9	0,9	1,0	1,0
6,0							0,1	0,6	0,9	0,9	1,0	1,0
5,0							0,1	0,6	0,8	0,9	1,0	1,0
4,0								0,6	0,8	0,9	1,0	1,0
3,0								0,6	0,8	0,9	1,0	1,0
2,0								0,6	0,8	0,9	1,0	1,0
1,0								0,6	0,8	0,9	1,0	1,0

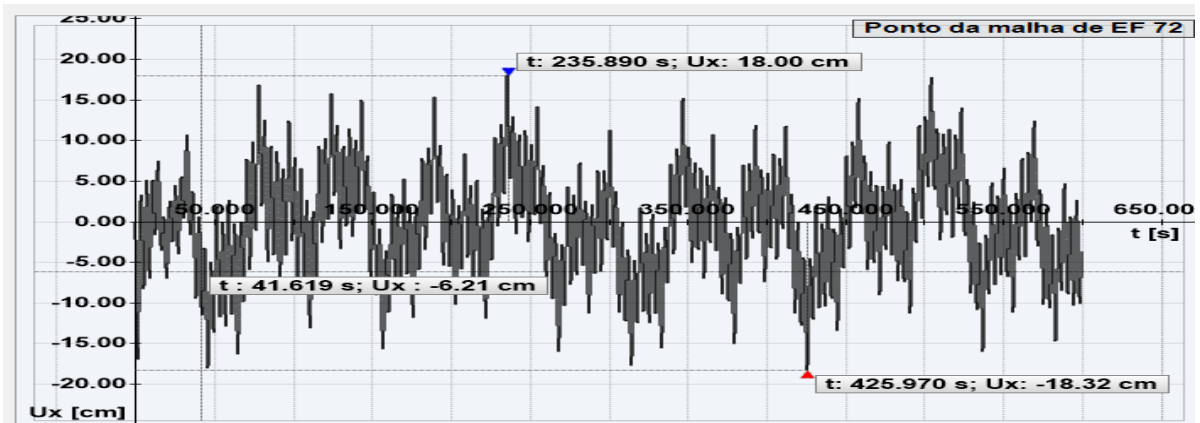
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.4 - Força do vento ao longo do tempo – Vento Sintético – chaminé RFEM5



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.5 - Resposta em deslocamentos no topo - Vento Sintético - chaminé RFEM5



Fonte: Arquivo pessoal

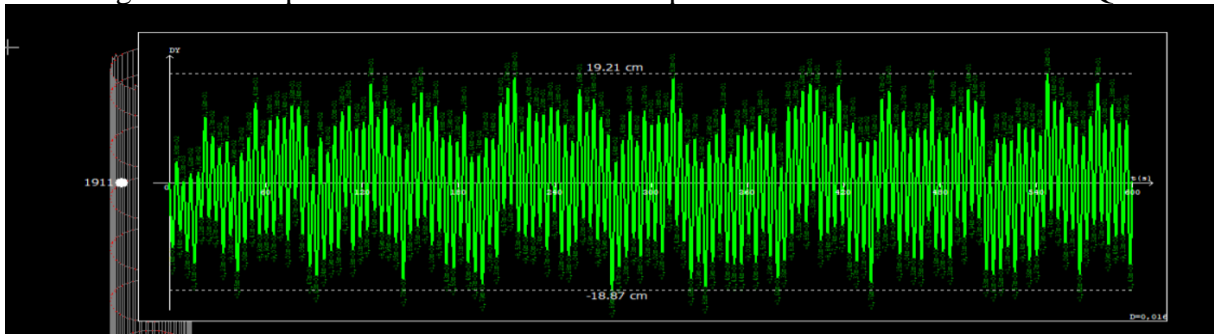
Tabela 4.10 - Desvios padrão, fatores de pico e deslocamentos máximos no topo - Vento Sintético – chaminé

Geração	X _{máx} (cm)
1	18,32
2	18
3	18,4
4	18,29
5	18,2
6	18,37
7	18,15
8	18,27
9	18,33
10	18,13
11	18,42
12	18,09
13	18,05
14	18,47
15	18,1
16	18,34
17	18,56
18	18,17
19	18,36
20	18,08
Média	18,28
σ	0,15
valor X_{máx} caract.	18,53

Fonte: Arquivo pessoal

Os valores de deslocamento flutuante obtido com o TQS (Figura 4.6) foram gerados de maneira automática. O gráfico, assim como no RFEM 5, tem o tempo de exibição de 600s. Dessa forma, o deslocamento máximo apresentado pelo software TQS foi de aproximadamente 19,21 cm.

Figura 4.6 - resposta em deslocamentos no topo - Vento Sintético - chaminé TQS



Fonte: Arquivo pessoal

Contudo, a Tabela 4.11 apresenta a comparação entre os valores máximos e característicos obtidos com as duas análises realizadas nesse trabalho e também os resultados apresentados por Franco e Medeiros (2011).

Tabela 4.11 - Comparação do deslocamento máximo - Vento Sintético – chaminé

	μ máximo (cm)
RFEM 5	18,53
TQS	19,21
Franco e Medeiros (2011)	19

Fonte: Arquivo pessoal

Os resultados do RFEM 5 e do TQS apresentaram valores muito próximos do valor original. Neste caso, fica claro, que os métodos de cálculos são análogos com os utilizados por Franco e Medeiros (2011).

4.1.5 . Resumo dos Resultados

Como já era de se esperar, todos os dois métodos de análise aerodinâmica apresentaram resultados superiores de deslocamentos totais no topo em relação ao método estático da NBR 6123/1988 (Tabela 4.12). Isso se deve pelo fato que a estrutura apresenta características dinâmicas que resultam em grande excitação pelo carregamento dinâmico do vento turbulento.

Tabela 4.12 - Resumo de deslocamentos no topo da chaminé

	Deslocamento no Topo (cm)		
	Médio (fi)	Flutuante (fdin)	Total (ftot.)
Método estático NBR 6123/1988			21,21
Método discreto Item 9 NBR 6123/1988	17,36	15,13	32,49
Método do Vento Sintético	17,36	18,32	35,68

Fonte: Arquivo pessoal

4.2 Prédio de 40 pavimentos (~120m) em Palmas/TO

É cada vez maior a busca por parte das incorporadoras em edificar construções cada vez mais altas e com fachadas imponentes. O Brasil possui alguns edifícios entre os mais altos da América Latina, que podem chegar a uma altura de aproximadamente 234m. Na cidade de Palmas/TO, à época do presente trabalho, destaca-se o aumento das construções de edificações altas nas margens da Orla. O modelo de estudo desse trabalho representa bem essas edificações que vêm sendo construídas.

Os projetos estruturas que são utilizados para desenvolver esses prédios esbeltos na Orla de Palmas, na sua grande maioria, são fornecidos com auxílio de programas nacionais de análise estrutural que gera automaticamente todo o detalhamento das estruturas de edifícios em concreto armado como resultado final a partir dos esforços nos elementos estruturais, tendo como entradas as características geométricas e físicas dos modelos estruturais e os carregamentos aos quais esses serão submetidos.

No que diz respeito a análise aerodinâmica do edifício, alguns programas contam com o Método do Vento Sintético em sua programação para gerar os carregamentos de vento ao longo do tempo e, com isso, fazer a análise dinâmica. Além disso, a NBR 6123/1988 deixa claro que edificações com o período fundamental maior ou igual a um segundo (frequência fundamental menor que um Hertz), em particular as poucas amortecidas, podem apresentar um importante resposta flutuante na direção do vento médio. Por isso, torna-se importante a avaliação da aplicação desse método para edifícios tão altos e, conseqüentemente, tão flexíveis e susceptíveis às amplificações dinâmicas de deslocamentos e esforços.

4.2.1 . Análise modal do edifício

Para conhecer as frequências e os períodos naturais da estrutura bem como seus modos de vibração utilizou-se o software TQS que analisa o modelo estrutural por meio de pórticos, e também, o software RFEM5 que analisa a estrutura via o método dos elementos finitos.

Para a modelagem estrutural no TQS utilizou-se o modelo IV, que consiste num modelo tridimensional composto de barras que representam os pilares e vigas presentes num edifício. Dessa forma, segundo Kimura (2018) as lajes não estão presente neste modelo, pois são tratadas como elementos que possuem elevada rigidez no plano horizontal, capaz de compatibilizar o comportamento em todos os pontos do mesmo pavimento de uma forma equivalente, ou seja, as lajes são tratadas como diafragma rígido.

No RFEM 5, foi modelado um elemento único, onde as vigas e os pilares são representados por barra, e as lajes por elementos bidirecionais, mais conhecido como placas.

Com isso, procedeu-se, uma análise modal segundo os dois modelos. Os resultados obtidos estão apresentados nas Tabela 4.13 e na Tabela 4.14, que constam as frequências fundamentais e os modos de vibração da estrutura, resultantes da análise modal do programa RFEM 5 e TQS, respectivamente.

Tabela 4.13 - Resultados da análise modal do edifício - RFEM 5

RFEM 5			
Modo nº	Frequência angular ω [rad/s]	Frequência natural f [Hz]	Período natural T [s]
1	1,8302	0,291	3,433
2	1,949	0,31	3,224
3	3,4207	0,544	1,837
4	7,0423	1,121	0,892
5	7,388	1,176	0,85
6	10,1411	1,614	0,62
7	15,7701	2,51	0,398
8	16,302	2,595	0,385
9	16,5568	2,635	0,379
10	21,6043	3,438	0,291

Fonte: Arquivo pessoal

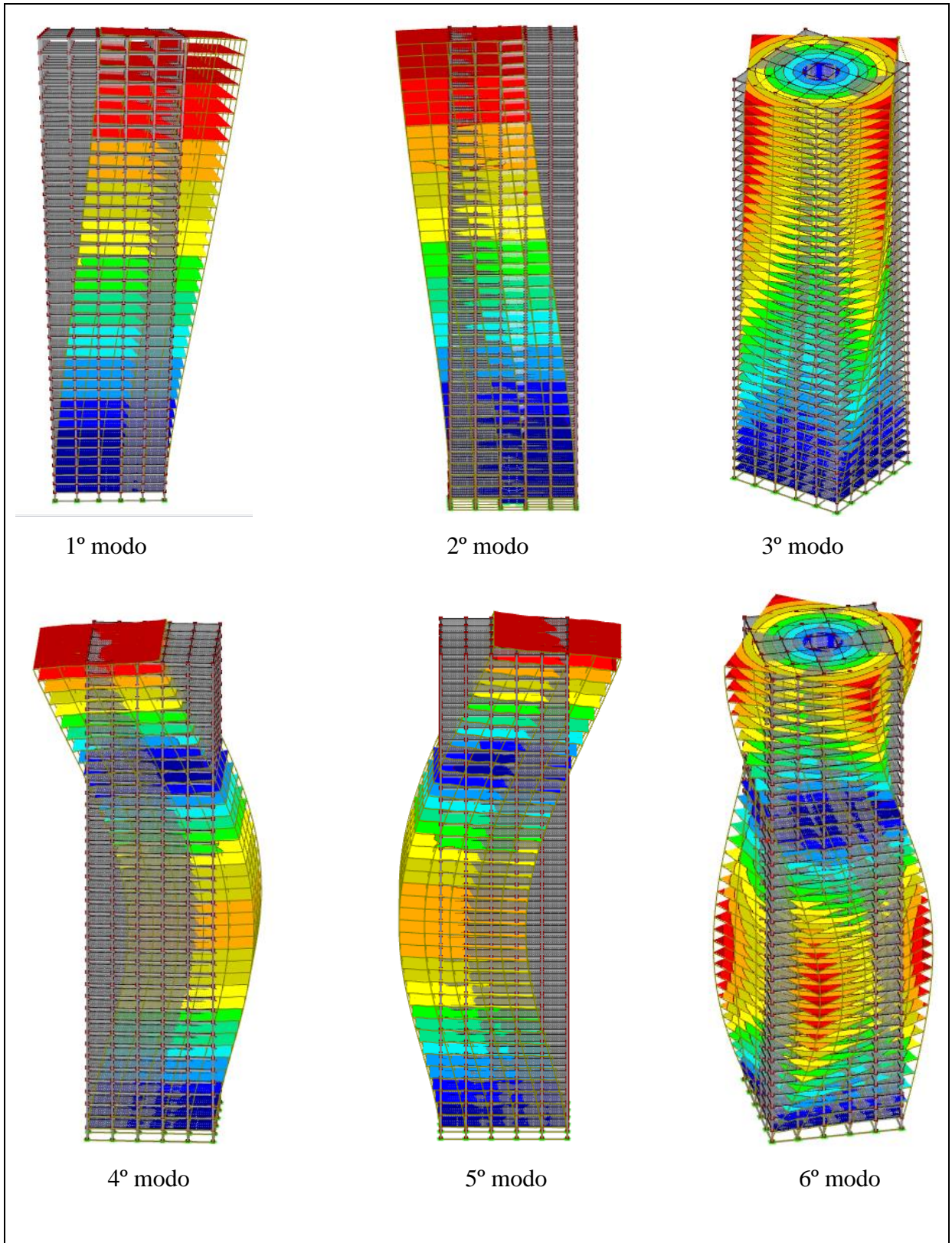
Tabela 4.14 - Resultados da análise modal do edifício – TQS

TQS			
Modo nº	Frequência angular ω [rad/s]	Frequência natural f [Hz]	Período natural T [s]
1	1,54	0,245	4,079
2	1,65	0,263	3,809
3	3,658	0,582	1,718
4	6,725	1,07	0,934
5	6,998	1,114	0,898
6	11,761	1,872	0,534
7	16,357	2,603	0,384
8	16,917	2,692	0,371
9	18,18	2,893	0,346
10	23,708	3,773	0,265

Fonte: Arquivo pessoal

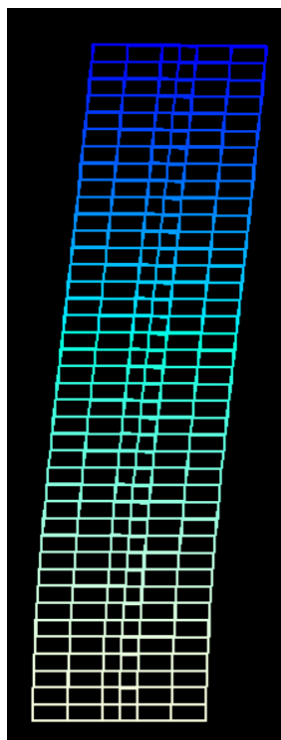
A seguir apresentam-se os seis primeiros modos de vibração para o RFEM5 e para o TQS. Portanto, conclui-se que a concordância dos resultados é boa.

Figura 4.7 - Modos de vibração - RFEM 5

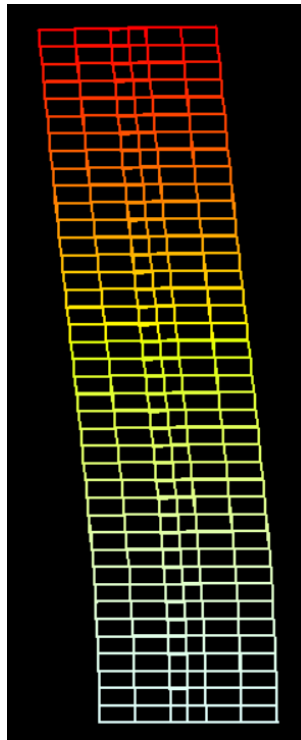


Fonte: Arquivo pessoal

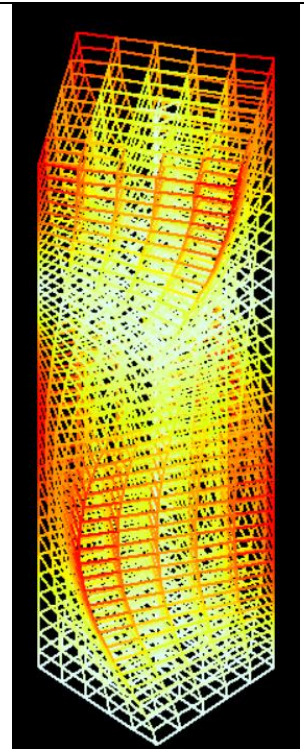
Figura 4.8 - Modos de vibração - TQS



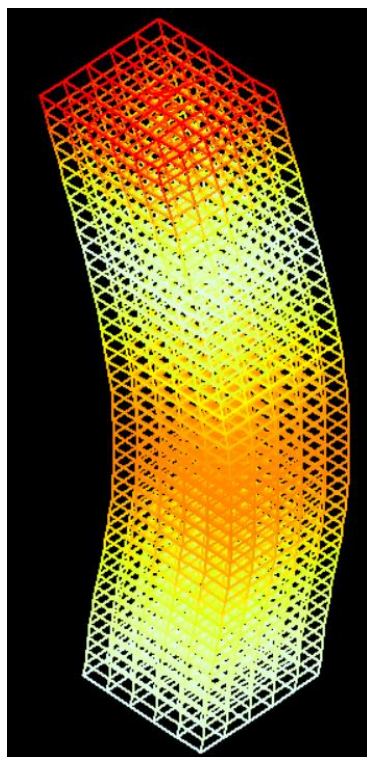
1º modo



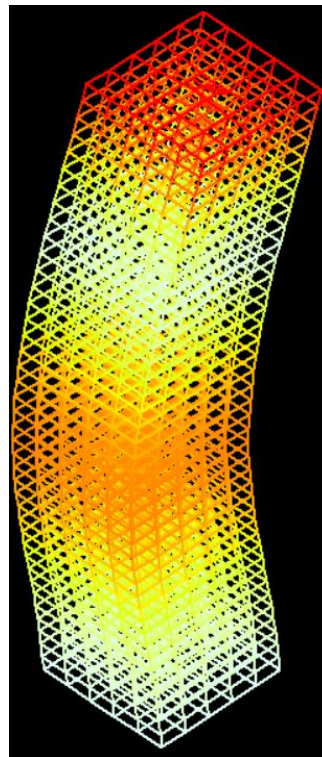
2º modo



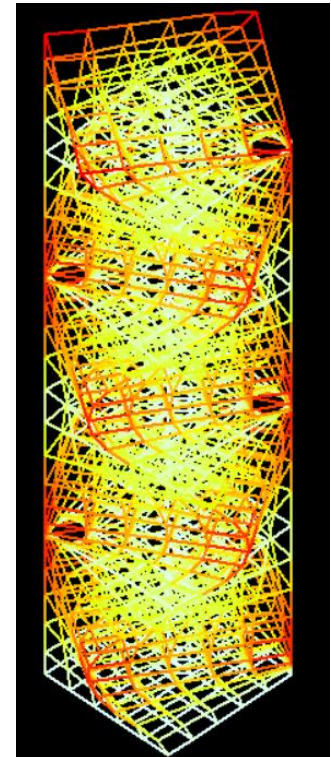
3º modo



4º modo



5º modo



6º modo

Fonte: Arquivo pessoal

4.2.2 . Vento estático – procedimento segundo a NBR 6123/1988

Assim como no exemplo da chaminé na seção 4.1, foram calculadas as forças estáticas equivalentes para o prédio submetido ao vento de projeto, conforme a NBR 6123/1988.

Os dados para caracterização do vento são os seguintes: $V_0 = 30$ m/s, $S_1 = 1,0$, $S_3 = 1,0$, terreno categoria = III.

Como o edifício tem mais de 80 metros de altura, foi necessário utilizar, novamente, o Anexo A da NBR 6123/1988, para determinar o intervalo de tempo de tomada da velocidade característica em que o prédio se enquadra. Diante disso, tomou-se como estimativa inicial $t^{(0)} = 3$ s. Assim, para este valor, obtém-se $S_2(h) = S_2(120) = 1,20$ para a categoria III, encontrada na Tabela 16 da NBR 6123/1988. Contudo, utilizou-se a seguinte expressão, para determinar o intervalo de tempo:

$$t^{(1)} = \frac{7,5 * 120}{1,20 * 30} = 25s$$

Como $t^{(0)} \neq t^{(1)}$, o valor de $S_2(120)$ para $t = 25$ s é obtido por interpolação entre os valores de $S_2(120)$ para $t = 20$ s e $t = 30$ s. Assim, com esse resultado determina-se b , p e Fr por interpolação dos valores da Tabela 4.15 da NBR 6123/1988.

$$b = 0,915$$

$$p = 0,135$$

$$Fr = 0,885$$

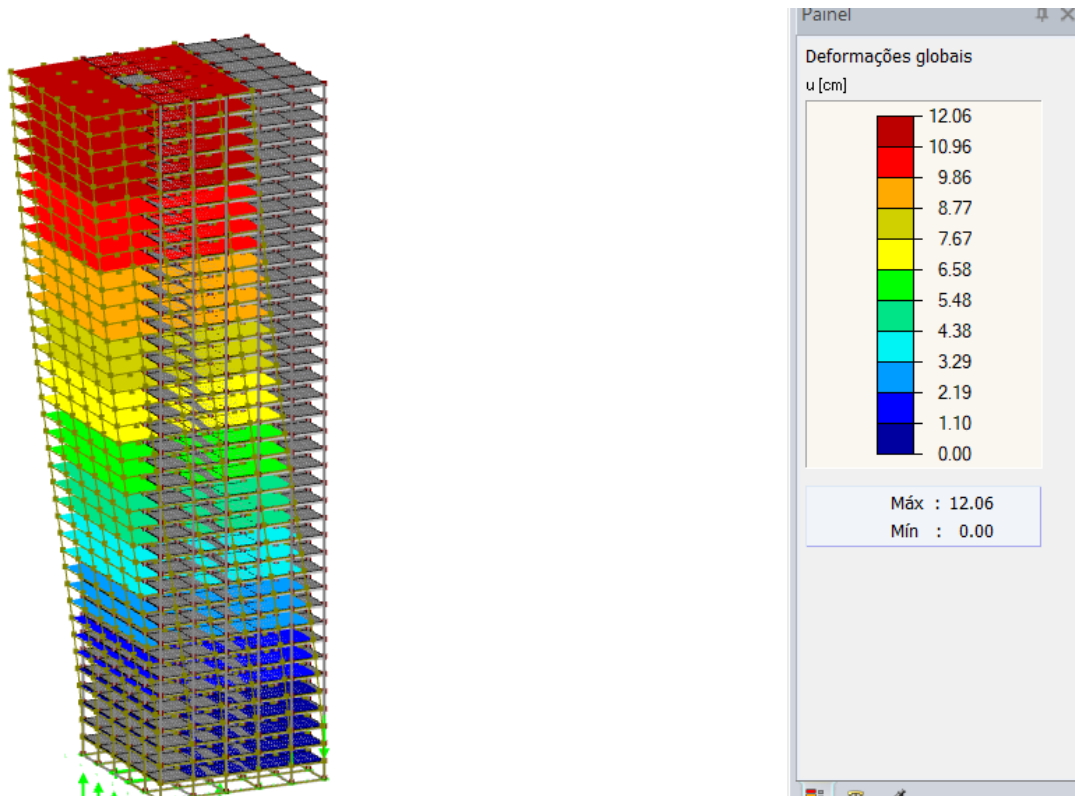
Dessa forma, seguindo os passos apresentados pela norma, calculou-se as forças a serem aplicadas em cada pavimento, como mostra a Tabela 4.15, e uma análise estática em relação ao eixo y foi realizada. A Figura 4.9 apresenta o deslocamento de topo de acordo com o software RFEM5 e a Figura 4.10 apresenta os resultados por via do TQS.

Tabela 4.15 - Velocidades e forças de vento características ao longo da altura do prédio para o método estático da NBR6123/1988

V0=	30	Categoria:	III	Fr	0,915	Forças Devidas ao Vento - NBR 6123 (Prédio de 40 pavimentos)							
S1	1	Classe:	C	p	0,135								
S3	1	b	0,885	Ang	90								
Piso	h (m)	l	h/l	V0 (m/s)	S1	S2	S3	Vk (ms)	Qk (N/m²)	Qk (KN/m²)	Ca	f (kN/m²)	fx (KN)
1	1,5	30,0	0,05	30	1	0,63	1	18,80	216,76	0,22	1,36	0,29	45,0
2	4,5	30,0	0,15	30	1	0,73	1	21,81	291,61	0,29	1,36	0,40	38,3
3	7,5	30,0	0,25	30	1	0,78	1	23,37	334,73	0,33	1,36	0,46	42,9
4	10,5	30,0	0,35	30	1	0,82	1	24,45	366,57	0,37	1,36	0,50	46,4
5	13,5	30,0	0,45	30	1	0,84	1	25,30	392,30	0,39	1,36	0,53	49,4
6	16,5	30,0	0,55	30	1	0,87	1	25,99	414,14	0,41	1,36	0,56	51,9
7	19,5	30,0	0,65	30	1	0,89	1	26,59	433,25	0,43	1,36	0,59	54,1
8	22,5	30,0	0,75	30	1	0,90	1	27,10	450,32	0,45	1,36	0,61	56,1
9	25,5	30,0	0,85	30	1	0,92	1	27,57	465,80	0,47	1,36	0,63	57,9
10	28,5	30,0	0,95	30	1	0,93	1	27,98	480,00	0,48	1,36	0,65	59,6
11	31,5	30,0	1,05	30	1	0,95	1	28,36	493,15	0,49	1,36	0,67	61,1
12	34,5	30,0	1,15	30	1	0,96	1	28,71	505,41	0,51	1,36	0,69	62,6
13	37,5	30,0	1,25	30	1	0,97	1	29,04	516,92	0,52	1,36	0,70	63,9
14	40,5	30,0	1,35	30	1	0,98	1	29,34	527,77	0,53	1,36	0,72	65,2
15	43,5	30,0	1,45	30	1	0,99	1	29,63	538,05	0,54	1,36	0,73	66,5
16	46,5	30,0	1,55	30	1	1,00	1	29,89	547,83	0,55	1,36	0,75	67,6
17	49,5	30,0	1,65	30	1	1,00	1	30,15	557,15	0,56	1,36	0,76	68,7
18	52,5	30,0	1,75	30	1	1,01	1	30,39	566,08	0,57	1,36	0,77	69,8
19	55,5	30,0	1,85	30	1	1,02	1	30,62	574,63	0,57	1,36	0,78	70,8
20	58,5	30,0	1,95	30	1	1,03	1	30,84	582,86	0,58	1,36	0,79	71,8
21	61,5	30,0	2,05	30	1	1,03	1	31,04	590,78	0,59	1,36	0,80	72,8
22	64,5	30,0	2,15	30	1	1,04	1	31,24	598,43	0,60	1,36	0,81	73,7
23	67,5	30,0	2,25	30	1	1,05	1	31,44	605,82	0,61	1,36	0,82	74,6
24	70,5	30,0	2,35	30	1	1,05	1	31,62	612,98	0,61	1,36	0,83	75,5
25	73,5	30,0	2,45	30	1	1,06	1	31,80	619,91	0,62	1,36	0,84	76,3
26	76,5	30,0	2,55	30	1	1,07	1	31,97	626,64	0,63	1,36	0,85	77,1
27	79,5	30,0	2,65	30	1	1,07	1	32,14	633,19	0,63	1,36	0,86	77,9
28	82,5	30,0	2,75	30	1	1,08	1	32,30	639,55	0,64	1,36	0,87	78,7
29	85,5	30,0	2,85	30	1	1,08	1	32,46	645,75	0,65	1,36	0,88	79,4
30	88,5	30,0	2,95	30	1	1,09	1	32,61	651,79	0,65	1,36	0,89	80,1
31	91,5	30,0	3,05	30	1	1,09	1	32,75	657,68	0,66	1,36	0,89	80,9
32	94,5	30,0	3,15	30	1	1,10	1	32,90	663,43	0,66	1,36	0,90	81,5
33	97,5	30,0	3,25	30	1	1,10	1	33,04	669,06	0,67	1,36	0,91	82,2
34	100,5	30,0	3,35	30	1	1,11	1	33,17	674,55	0,67	1,36	0,92	82,9
35	103,5	30,0	3,45	30	1	1,11	1	33,30	679,93	0,68	1,36	0,92	83,5
36	106,5	30,0	3,55	30	1	1,11	1	33,43	685,20	0,69	1,36	0,93	84,2
37	109,5	30,0	3,65	30	1	1,12	1	33,56	690,36	0,69	1,36	0,94	84,8
38	112,5	30,0	3,75	30	1	1,12	1	33,68	695,41	0,70	1,36	0,95	85,4
39	115,5	30,0	3,85	30	1	1,13	1	33,80	700,37	0,70	1,36	0,95	86,0
40	118,5	30,0	3,95	30	1	1,13	1	33,92	705,24	0,71	1,36	0,96	86,6

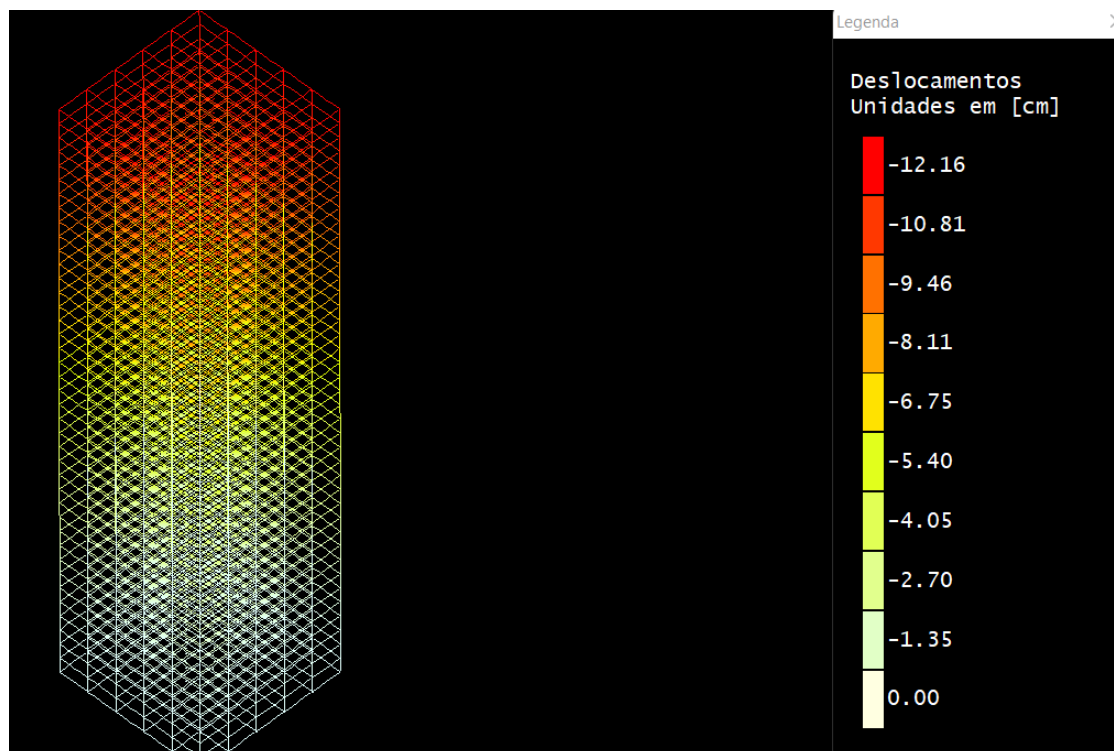
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.9 - Deslocamento de topo - estático - RFEM5



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.10 - Deslocamento de topo - estático – TQS



Fonte: Arquivo pessoal

4.2.3 . Vento dinâmico – procedimento da NBR 6123:1988

Nesta seção apresenta-se os resultados da análise dinâmica do prédio a partir do método do modelo discreto. Esta análise segue os mesmos procedimentos já explicados no exemplo da chaminé, seção 4.1.

Em relação ao número de modos a serem considerados, decidiu-se utilizar os estudos de Silva (2013), assim como no exemplo da chaminé, onde considera somente o primeiro modulo de vibração. Nesse caso, foi utilizado os resultados do primeiro modulo na direção Y disponibilizado pelo software RFEM 5, e esses valores pode ser observado pela seguinte Tabela.

Tabela 4.16 - Modos de vibração em Y – edifício

Z (m)	Modo 1	Z (m)	Modo 1
0	0,00	63	0,54
3	0,00	66	0,57
6	0,01	69	0,60
9	0,03	72	0,63
12	0,04	75	0,66
15	0,06	78	0,69
18	0,09	81	0,72
21	0,11	84	0,74
24	0,14	87	0,77
27	0,17	90	0,80
30	0,19	93	0,82
33	0,22	96	0,84
36	0,26	99	0,87
39	0,29	102	0,89
42	0,32	105	0,91
45	0,35	108	0,93
48	0,38	111	0,95
51	0,42	114	0,96
54	0,45	117	0,98
57	0,48	120	1,00
60	0,51		

Fonte: Arquivo pessoal

Além disso, o item 9 da NBR6123/1988 deixa claro que é necessário encontrar o coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , relativo ao modulo, a partir dos ábacos da Figura 14 a 18. Assim, tais valores encontrados para a categoria III na figura 16 da norma brasileira são

apresentados na Tabela 4.17. Com estes valores e com os dados iniciais apresentado na Tabela 4.18 é possível calcular o conjunto de forças a serem aplicada em cada pavimento do edifício (Tabela 4.19)

Tabela 4.17 - Fatores de amplificação dinâmica – Modelo Discreto – edifício

f	Vp/fl	ξ
0,249	0,046	1,6

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 4.18 - Dados iniciais – Modelo Discreto – edifício

Coeficiente da análise dinâmica com o modelo discreto		
Cat.	III	$p = 0,185$ $b = 0,86$
f1	0,249	Hz (1ª frequência natural de vibração)
V0	30	(velocidade básica)
S1	1	(fator topográfico)
S3	1	(fator estatístico)
Vp	20,7	m/s (velocidade de projeto)
L	1800	m (dimensão característica - constante)
l1	30	m (largura equivalente da estrutura)
h	120	m
l1/h	0,25	(adimensional para determinação de ξ)
ζ	0,02	(taxa de amortecimento)
ξ	1,6	(coeficiente de amplificação dinâmica)
γ	1,2	(adm Tabela 19 da NBR 6123/1988)
q0	262,66	Pa (pressão dinâmica de referência)
m0	10000	kg (massa arbitrária de referência)
A0	10	m ² (área arbitrária de referência)

Fonte: Arquivo pessoal

Tabela 4.19 - resultados das forças aplicadas - Modelo Discreto – edifício

Deformada modal			Força média				Força flutuante				
i	z (m)	ϕ_i	Ai (m ²)	Ca	Fi (N)	Fi(KN)	mi (Kg)	β_i	ψ_i	Fdi (N)	Fdi(KN)
1	3	0,00	90	1,36	15230,51	15,23	475020	9,796002	47,502	858,5568	0,86
2	6	0,01	90	1,36	19683,19	19,68	475020	11,13626	47,502	1972,446	1,97
3	9	0,03	90	1,36	22869,11	22,87	475020	12,00373	47,502	3208,592	3,21
4	12	0,04	90	1,36	25437,62	25,44	475020	12,65989	47,502	4531,49	4,53
5	15	0,06	90	1,36	27626,97	27,63	475020	13,19345	47,502	5922,882	5,92
6	18	0,09	90	1,36	29554,96	29,55	475020	13,64605	47,502	7371,41	7,37
7	21	0,11	90	1,36	31289,64	31,29	475020	14,0408	47,502	8869,246	8,87
8	24	0,14	90	1,36	32874,39	32,87	475020	14,39198	47,502	10410,63	10,41
9	27	0,17	90	1,36	34338,72	34,34	475020	14,70902	47,502	11991,13	11,99
10	30	0,19	90	1,36	35703,79	35,70	475020	14,99854	47,502	13607,21	13,61
11	33	0,22	90	1,36	36985,34	36,99	475020	15,26534	47,502	15255,99	15,26
12	36	0,26	90	1,36	38195,43	38,20	475020	15,51306	47,502	16935,05	16,94
13	39	0,29	90	1,36	39343,54	39,34	475020	15,74448	47,502	18642,37	18,64
14	42	0,32	90	1,36	40437,26	40,44	475020	15,96182	47,502	20376,18	20,38

Deformada modal			Força média				Força flutuante				
i	z (m)	ϕ_i	Ai (m ²)	Ca	Fi (N)	Fi(KN)	mi (Kg)	β_i	ψ_i	Fdi (N)	Fdi(KN)
15	45	0,35	90	1,36	41482,81	41,48	475020	16,16686	47,502	22134,95	22,13
16	48	0,38	90	1,36	42485,31	42,49	475020	16,36105	47,502	23917,35	23,92
17	51	0,42	90	1,36	43449,07	43,45	475020	16,54558	47,502	25722,18	25,72
18	54	0,45	90	1,36	44377,74	44,38	475020	16,72146	47,502	27548,38	27,55
19	57	0,48	90	1,36	45274,45	45,27	475020	16,88956	47,502	29394,99	29,39
20	60	0,51	90	1,36	46141,9	46,14	475020	17,05059	47,502	31261,16	31,26
21	63	0,54	90	1,36	46982,43	46,98	475020	17,20519	47,502	33146,08	33,15
22	66	0,57	90	1,36	47798,11	47,80	475020	17,3539	47,502	35049,05	35,05
23	69	0,60	90	1,36	48590,76	48,59	475020	17,4972	47,502	36969,4	36,97
24	72	0,63	90	1,36	49361,97	49,36	475020	17,63551	47,502	38906,53	38,91
25	75	0,66	90	1,36	50113,2	50,11	475020	17,76919	47,502	40859,88	40,86
26	78	0,69	90	1,36	50845,73	50,85	475020	17,89859	47,502	42828,91	42,83
27	81	0,72	90	1,36	51560,72	51,56	475020	18,024	47,502	44813,16	44,81
28	84	0,74	90	1,36	52259,21	52,26	475020	18,14567	47,502	46812,16	46,81
29	87	0,77	90	1,36	52942,15	52,94	475020	18,26386	47,502	48825,49	48,83
30	90	0,80	90	1,36	53610,42	53,61	475020	18,37876	47,502	50852,76	50,85
31	93	0,82	90	1,36	54264,8	54,26	475020	18,49059	47,502	52893,59	52,89
32	96	0,84	90	1,36	54906	54,91	475020	18,59951	47,502	54947,64	54,95
33	99	0,87	90	1,36	55534,71	55,53	475020	18,7057	47,502	57014,56	57,01
34	102	0,89	90	1,36	56151,52	56,15	475020	18,80929	47,502	59094,05	59,09
35	105	0,91	90	1,36	56757,01	56,76	475020	18,91043	47,502	61185,81	61,19
36	108	0,93	90	1,36	57351,7	57,35	475020	19,00924	47,502	63289,56	63,29
37	111	0,95	90	1,36	57936,06	57,94	475020	19,10584	47,502	65405,03	65,41
38	114	0,96	90	1,36	58510,56	58,51	475020	19,20034	47,502	67531,96	67,53
39	117	0,98	90	1,36	59075,62	59,08	475020	19,29282	47,502	69670,12	69,67
40	120	1,00	45	1,36	29815,81	29,82	331020	9,6917	33,102	50047,61	50,05

Fonte: Arquivo pessoal

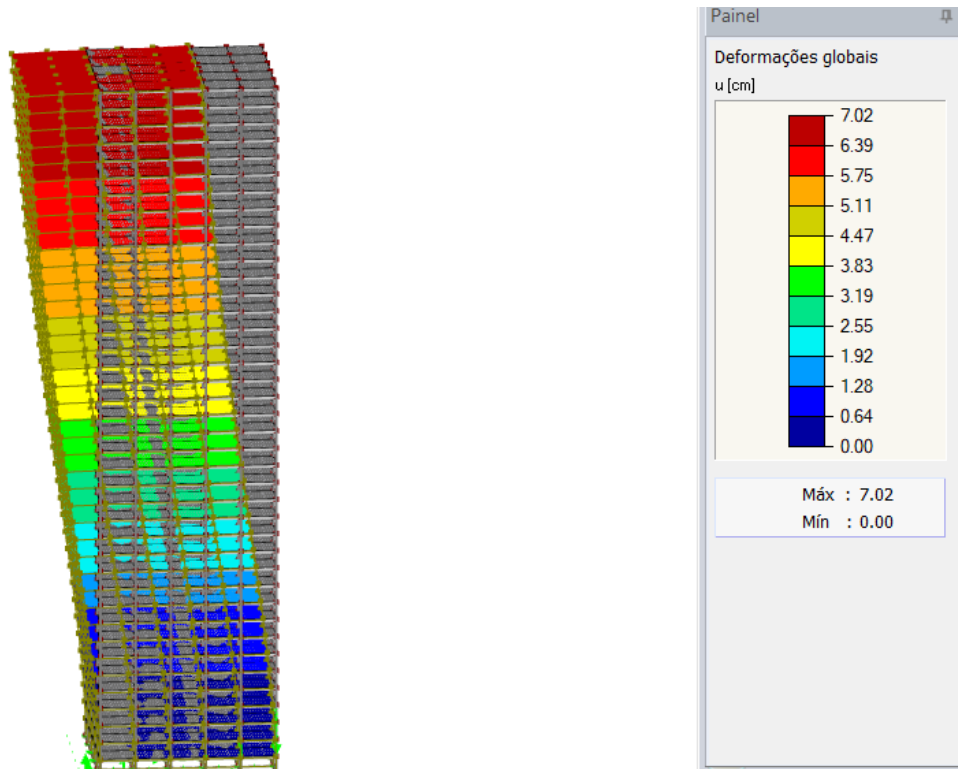
Contudo, os resultados dos deslocamentos devido a força média e a força flutuante, proveniente do modelo discreto constam na Tabela 4.20 e também na Figura 4.11 e na Figura 4.12. Com isso, o deslocamento final de topo é 14,57 cm sendo constituídas de parcelas estáticas e dinâmica, assim como prescreve o método da NBR 6123/1988.

Tabela 4.20 - Resultados - Modelo Discreto – edifício

Pav.	x(cm) *	x(cm)**
40 (topo)	7,02	7,55

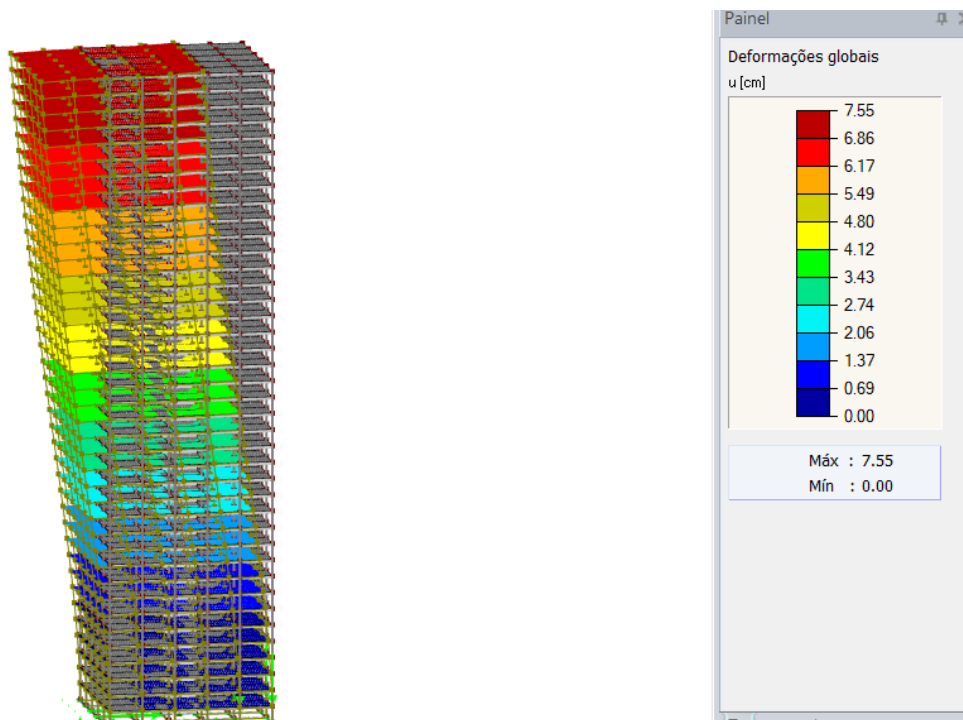
Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.11 - Deslocamento máximo vento médio - Modelo Discreto - edifício



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.12 - Deslocamento máximo vento flutuante - Modelo Discreto – edifício



Fonte: Arquivo pessoal

4.2.4 . Método do Vento Sintético

No item dessa seção será apresentado os resultados da análise dinâmica por via do método do Vento Sintético, considerando os dados do vento na região do prédio a ser estudado. Nesta análise, assim como no exemplo da chaminé, decidiu-se calcular as parcelas estáticas e dinâmicas separadamente, devido ao formato da saída de dados do TQS. Com isso, será realizado uma análise do deslocamento devido ao vento médio, e 20 análise de respostas dinâmicas de deslocamento flutuante.

Os dados iniciais do prédio em relação aos parâmetros meteorológicos para o período de 3s e 600s são os seguintes:

$$b_3 = 0,94 \text{ e } b_{600} = 0,86$$

$$p_3 = 0,10 \text{ e } p_{600} = 0,185$$

Os demais parâmetros do edifício são apresentados na Tabela 4.21

Tabela 4.21 - Determinação das pressões de vento - Método do Vento Sintético - edifício

zi (m)	A (m ²)	v3 (m/s)	v600 (m/s)	Ppico (Pa)	Pest (Pa)	Pf (Pa)	Fest (N)	Fest (KN)
3	90	25	14	383	124	259	15230,5	15,231
6	90	27	16	440	161	279	19683,2	19,683
9	90	28	17	477	187	290	22869,1	22,869
12	90	29	18	506	208	298	25437,6	25,438
15	90	29	19	529	226	303	27627,0	27,627
18	90	30	20	548	241	307	29555,0	29,555
21	90	30	20	565	256	310	31289,6	31,29
24	90	31	21	581	269	312	32874,4	32,874
27	90	31	21	595	281	314	34338,7	34,339
30	90	31	22	607	292	316	35703,8	35,704
33	90	32	22	619	302	317	36985,3	36,985
36	90	32	23	630	312	318	38195,4	38,195
39	90	32	23	640	321	319	39343,5	39,344
42	90	33	23	650	330	319	40437,3	40,437
45	90	33	24	659	339	320	41482,8	41,483
48	90	33	24	667	347	320	42485,3	42,485
51	90	33	24	675	355	320	43449,1	43,449
54	90	33	24	683	363	320	44377,7	44,378
57	90	34	25	690	370	321	45274,4	45,274
60	90	34	25	698	377	321	46141,9	46,142
63	90	34	25	704	384	321	46982,4	46,982
66	90	34	25	711	391	320	47798,1	47,798
69	90	34	25	717	397	320	48590,8	48,591
72	90	34	26	723	403	320	49362,0	49,362
75	90	34	26	729	409	320	50113,2	50,113
78	90	35	26	735	415	320	50845,7	50,846
81	90	35	26	741	421	319	51560,7	51,561
84	90	35	26	746	427	319	52259,2	52,259

87	90	35	27	751	433	319	52942,2	52,942
90	90	35	27	756	438	319	53610,4	53,61
93	90	35	27	761	443	318	54264,8	54,265
96	90	35	27	766	449	318	54906	54,906
99	90	35	27	771	454	317	55534,7	55,535
102	90	36	27	776	459	317	56151,5	56,152
105	90	36	28	780	464	316	56757	56,757
108	90	36	28	785	469	316	57351,7	57,352
111	90	36	28	789	473	316	57936,1	57,936
114	90	36	28	793	478	315	58510,6	58,511
117	90	36	28	797	483	315	59075,6	59,076
120	45	36	28	801	487	314	29815,8	29,816

Fonte: Arquivo pessoal

A partir das forças estáticas apresentadas pôde-se obter o seguinte deslocamento de topo:

$$u_{topo}^{est} = 7,02 \text{ cm}$$

Seguindo a indicação proposta por Franco (1993), para a construção do histórico de carregamento utilizado no estudo do presente edifício, foram adotadas 11 funções harmônicas. A faixa de frequências escolhida para a decomposição do espectro de Davenport foi de 0,0017 Hz até 2 Hz, sendo que o sexto harmônico foi escolhido para ser ressonante com a frequência da estrutura para que as outras frequências fossem encaixadas no intervalo de interesse. Diante disso, a Tabela 4.22 apresenta as frequências dos harmônicos consideradas, as rajadas perfeitamente correlacionadas, as respectivas amplitudes normalizadas bem como os coeficientes utilizados na decomposição espectral.

Tabela 4.22 - Tabela de coeficientes - Método do Vento Sintético – edifício

k	Tk (s)	n (Hz)	x	nSn	Ck	ck (%)	ck*(%)	Δzok (m)
1	0,042	23,656	1484,360	0,031	0,248	2,353	2,353	0,117
2	0,102	9,816	615,929	0,055	0,332	3,155	3,155	0,283
3	0,246	4,073	255,577	0,099	0,446	4,230	4,230	0,682
4	0,592	1,690	106,051	0,179	0,598	5,670	5,670	1,643
5	1,426	0,701	44,005	0,321	0,801	7,600	10,143	3,961
6*	3,436	0,291	18,260	0,575	1,072	10,173	5,086	9,545
7	8,282	0,121	7,577	1,013	1,424	13,510	16,053	23,002
8	19,958	0,050	3,144	1,639	1,811	17,182	17,182	55,435
9	48,099	0,021	1,305	1,809	1,902	18,051	18,051	133,595
10	115,915	0,009	0,541	0,832	1,290	12,242	12,242	321,957
11	279,350	0,004	0,225	0,189	0,615	5,835	5,835	775,900

Fonte: Arquivo pessoal

Para aplicar o conceito de rajadas equivalentes, foi necessário calcular de maneira determinística a posição do centro de rajada da estrutura. Para isso, foi necessário adotar um mesmo carregamento com centro de rajada em diferentes posições, e em seguida, avaliar em qual delas o deslocamento dinâmico de topo foi o maior. A Tabela 4.23 ilustra os resultados obtidos variando-se o centro de rajada do presente edifício na direção y.

Tabela 4.23 - Determinação do centro de rajadas – edifício

Centro de Rajada	u max (cm)
Pav. 34	3,35
pav. 35	2,9
Pav. 36	2,8
Pav. 37	3,06
Pav. 38	2,89
Pav. 39	2,84
Pav. 40	2,41

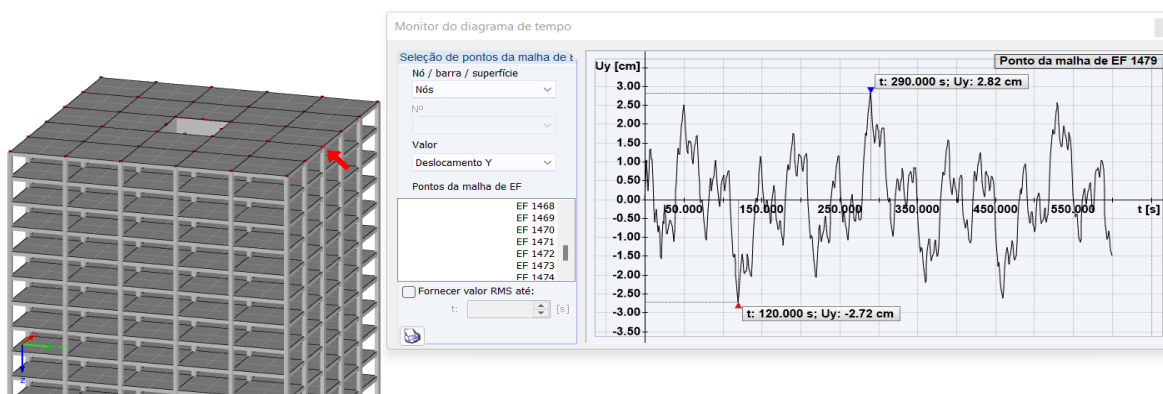
Fonte: Arquivo pessoal

Diante disso, o centro de rajada escolhido foi o do trigésimo quarto pavimento. Assim, foram obtidas 20 series de carregamento, cada uma delas gerada a partir das 11 componentes harmônicas de fase aleatória. O tempo total da análise foi de aproximadamente 600s, assim como indica os estudos de Franco (1993).

O cálculo da resposta estrutural foi realizado por meio de um processo de integração de Newmark incremental, como descrito na seção 2.11.3, para os dois softwares.

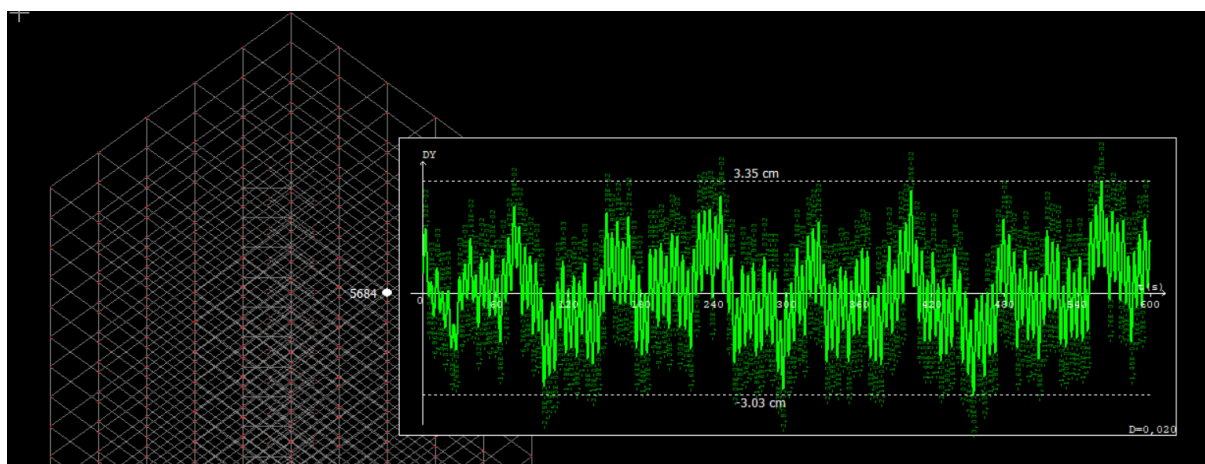
Aplicando-se o carregamento, segundo o processo descrito, e realizando a análise dinâmica incremental, foi possível obter a resposta dinâmica da estrutura para as 20 séries de carregamentos. São apresentados, a seguir, os históricos de resposta (deslocamento horizontal na direção y do edifício), para uma dessas séries geradas pelos softwares RFEM5 (Figura 4.13) e TQS (Figura 4.14), respectivamente.

Figura 4.13 - Deslocamento de topo representativo (parcela flutuante) - RFEM 5 – edifício



Fonte: Arquivo pessoal

Figura 4.14 - Deslocamento de topo representativo (parcela flutuante) - TQS – edifício



Fonte: Arquivo pessoal

Desse modo, os valores máximos característicos de deslocamento de topo, devidos somente à parcela dinâmica do vento, para cada uma das séries de carregamento obtidos com o RFEM 5 e com o TQS são apresentados na Tabela 4.24.

Tabela 4.24 - Desvio padrão, fatores de pico e deslocamentos máximos no topo - Vento Sintético – edifício

Geração	X _{máx} (cm) RFEM 5	X _{máx} (cm) TQS
1	2,82	3,35
2	2,79	3,32
3	2,79	3,32
4	2,76	3,33
5	2,7	3,33
6	2,82	3,35
7	2,75	3,32
8	2,77	3,33
9	2,79	3,35
10	2,76	3,34
11	2,78	3,35
12	2,8	3,35
13	2,81	3,35
14	2,82	3,35
15	2,82	3,34
16	2,81	3,33
17	2,8	3,35
18	2,82	3,35
19	2,81	3,33
20	2,79	3,35
Média	2,79	3,345
σ	0,030	0,012
valor X_{máx} caract.	2,839	3,364

Fonte: Arquivo pessoal

A Tabela 4.25 apresenta a comparação entre os valores máximos totais obtidos pelos dois softwares. Com isso, conclui-se que os resultados dos dois softwares foram muito próximos, o que mais uma vez prova que os cálculos utilizados para geração do vento sintético são equivalentes.

Tabela 4.25 - Resultados deslocamento máximo de topo - Método do Sento Sintético

	μ máximo Tot. (cm)
RFEM 5	9,86
TQS	10,38

Fonte: Arquivo pessoal

4.2.5 . Resumo de resultados para o exemplo do prédio de 40 pavimento em Palmas/TO

A seguir, na Tabela 4.26, demonstra-se o resumo dos resultados de deslocamentos no topo em relação ao carregamento de vento, pelos diferentes métodos abordados ao longo do trabalho. Os resultados mostraram que as análises dinâmicas proveniente da NBR 6123/1988 são mais conservadoras que a análise do vento sintético, o que indica, nesse caso, uma majoração por parte da norma em favor da segurança.

Além disso, o edifício de estudo apresentou períodos fundamentais maiores que 1s, ou seja, o edifício proporciona importantes resposta flutuantes ao longo do tempo, que de acordo com a NBR6123/1988 nesses casos são necessários realizar análises dinâmicas.

Observa-se também pela Tabela 4.26 que os resultados das análise dinâmicas do edifício divergem com os resultados da análise da chaminé. Isto deve-se ao fato de que as características dinâmicas do edifício são mais resistentes aos esforços aerodinâmicos, pois a sua elevada rigidez ajuda a combater os esforços de deslocamento flutuantes.

Tabela 4.26 - Resumo de deslocamentos no topo do edifício obtidos com os diferentes métodos

	Deslocamento no Topo (cm)			Razão de amplificação dinâmica
	Médio	Flutuante	Total	
Método estático NBR 6123/1988 TQS	-	-	12,16	1,00
Método estático NBR 6123/1988 RFEM 5	7,02	-	12,06	0,99
Método discreto NBR 6123/1988 RFEM 5		7,55	14,57	1,20
Método do Vento Sintético TQS		3,36	10,38	0,85
Método do Vento Sintético RFEM 5		2,84	9,86	0,81

Fonte: Arquivo pessoal

5 CONCLUSÃO

Como principal objetivo, esta monografia buscou estudar, analisar e comparar o comportamento dinâmico de duas estruturas em concreto armado quando submetidas aos carregamentos de vento. Esses carregamentos foram gerados utilizando o modelo estático e discreto sugerido pela NBR6123/1988, bem como, pelo Método do Vento Sintético.

Para atingir uma compreensão dos resultados proveniente dos métodos de carregamento de vento na chaminé e no edifício, definiu-se quatro objetivos específicos. O primeiro foi elaborar uma programação em MATLAB para gerar os carregamentos do Vento Sintético de acordo com Franco (2002). A partir do modelo que está em ANEXO, verificou-se que as respostas do código são correlatas com o modelo original em Franco (2002). O segundo, foi analisar os modos de vibração em estruturas de concreto armado. Verificou-se que, as duas estruturas apresentam módulos de vibração diversos, porém aqueles que apresentaram maior participação modal são semelhantes em sua forma de vibrar comparando as duas estruturas. Depois, foi verificar se o período natural de um edifício de 40 pavimentos apresenta resultados acima ou abaixo de 1s. A análise permitiu concluir que o edifício apresentou um período fundamental maior que 1s, o que comprovou a importância de uma análise dinâmica para estruturas altas em Palmas/TO. Por fim, o quarto objetivo específico foi avaliar a influência das características aerodinâmica de estruturas em relação ao vento flutuante. Identificou-se a partir dos dois exemplos desse trabalho, que a característica aerodinâmica da estrutura é diretamente proporcional as respostas flutuantes.

De forma geral, no exemplo da chaminé, identificou-se que os deslocamentos pelo método do vento sintético apresentaram uma diferença de mais de 53% em relação à análise estática. Já no exemplo do edifício, os resultados de deslocamento proveniente do Método do Vento sintético tiveram uma diferença de 20% a menos em relação ao modelo estática da NBR 6123/1988, e 40% a menos em relação ao modelo discreto.

Com isso, conclui-se que o Método do Vento Sintético, dentre os outros métodos da norma, é o mais completo e refinado, visto que, além de apresentar resultados que correlaciona com o modelo aerodinâmico da estrutura, possibilita a observância de todo o comportamento dinâmico da estrutura ao longo do tempo quando submetida ao vento turbulento.

Portanto, diante da complexibilidade de aplicação do Método do Vento Sintético, houve uma grande dificuldade no processamento do modelo 3D no programa RFEM5, o que afetou diretamente o número de resultados desse trabalho. Para evitar esse problema, seria necessária

uma simplificação do modelo através da utilização de diafragma rígido, ou até mesmo, discretizar a estrutura em um modelo unifilar.

Finalmente, colaciona-se abaixo algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Aplicação das metodologias apresentadas para edifícios com arquiteturas mais complexas (irregulares e com distribuição de massa não-uniforme);
- Avaliação das respostas flutuante atribuído uma interação solo-estrutura;
- Novos estudos com objetivo de melhorar a determinação no centro de rajada do Método do Vento;
- Realização de mais análises para o edifício desse estudo considerando outras faces e ângulos de incidência de vento; e
- Simplificação do modelo 3D no software de elementos finitos.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES FILHO, Avelino. **Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE / Análise Dinâmica**. 2. ed. São Paulo: Érica, 2008.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS, 1995.

CARRIL JR., C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. 2000. 143. F. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CARPEGGIANI, Elvis Antônio. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento**. 2004. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: Acesso em: 25 mar. 2021.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados, padrões, sistemas e projeto**. Porto Alegre: Bookman, 2010.

COOK, N. J., e MAYNE, J. R. **A novel working approach to the assessment of wind loads for equivalent static design**. Journal of Industrial Aerodynamics, 4 ed., p. 149- 164. 1979.

FONTES, Augusto César Dias. **Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Programa de PósGraduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Rio Grande do Sul. Disponível em: Acesso em: 05 maio. 2021.

FRANCO, M. **Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures**. Boletim Técnico, São Paulo: EPUSP, BT/PEF/9303, 1993. FRANCO, M. Direct Along-Wind Dynamic Analysis of Tall Structures. Boletim Técnico, São Paulo: EPUSP, BT/PEF/9303, 1993.

G1 PA. Justiça do Pará condena engenheiro do edifício Real Class por homicídio, 2016. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pa/para/noticia/2016/05/justica-do-para-condena-engenheiro-do-edificio-real-class-por-homicidio.html>> Acesso em: 21 de maio. 2021.

GONÇALVES, Roberto M.; SALES, José Jairo de; MALITE, Maximiliano; NETO, Jorge Munaiar. **Ação do vento em edificações: teoria e exemplos**. 1º edição – São Carlos: SET/EESC/USP, 2004.

LAZANHA, E. C. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento**. 2002. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2002.

LOREDO-SOUZA, Acir M.; NÚÑEZ, Gustavo J. Z.; ROCHA, Marcelo M. **Uso do túnel de vento como ferramenta de projeto no design aerodinâmico**. Porto Alegre: UFRGS, 2012. Disponível em: < <https://www.ufrgs.br/det/index.php/det/article/view/69/45>>. Acesso em: 04 maio 2021.

RAO, Singiresu S. **Vibrações mecânicas**. 4º edição - São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2009.

RIOS, M. P. **Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento**. 2015. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. 2015.

RODRIGUES, Allyson S. et al. Efeitos não-lineares ligados à queda da ponte de Tacoma Narrows. Periódico Ciências exatas e tecnológicas, v. 4, n. 1, p. 35-22, Aracaju, 2017. Disponível em< <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/view/4030>> Acesso em: 28 mar. 2021.

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

DA SILVA, Liliane Flávia Guimarães. A ATUAÇÃO DOS VENTOS EM PALMAS, TO. A ATUAÇÃO DOS VENTOS EM PALMAS, TO, p. 1-388–416.

SILVA, Liliane Flávia Guimarães da; SOUZA, Lucas Barbosa e. **Caracterização da direção predominante e velocidade do vento em Palmas (TO)**. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CLIMATOLOGIA GEOGRÁFICA, 12., out. 2016, Goiânia. Anais... Goiânia: ABClima, 2016. p. 1210– 1221.

THOMSON, W. T. **Teoria da vibração com aplicações**. p. 15-23, 169-173. Interciência: Rio de Janeiro, 1978.

TREIN, C. A. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento**. 2005. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

Vieira, G. S. (2016). **Estudo Experimental dos Esforços Solicitantes em um Edifício Alto Devidos à Ação do Vento Considerando a Influência de Edificações Vizinhas**. Tese de doutorado - Universidade de Brasília

7 ANEXO

```
%Cálculo das forças do vento dinâmico gerado pelo Método do Vento Sintético
%José Augusto Marinho Coelho Filho, graduando de Engenharia Civil
%Desenvolvido para Trabalho de Conclusão de Curso
%Universidade Federal do Tocantins
```

```
close all
clear all
clc
```

```
% CONDIÇÕES INICIAIS
```

```
tf=600; %tempo final em segundos
h=0.01;% passo de integração em segundos
np=tf/h; % número de passos de integração
t=zeros(np,1);
t(1)=0;
```

```
% Parâmetros para Geração do Vento Sintético
```

```
fe=0.291; %Hz.
t1=3.839; % primeiro período fundamental de vibração
t2=0.661; % quarto período fundamental de vibração
r=6; % Rajada em ressonância
m=11; % Número de rajadas.
v0=30; % vento inicial m/s.
u0= v0/1.543; % velocidade média
zs2=102; % Altura do centro de pressão em metros.
S1=1; % Fator S1 da Normal 6123.
S3=1; % Fator S3 da Normal 6123.
Ca=1.36; % Coeficiente de Arrasto.
A1= 90; %área efetiva dos pavimentos até o 39
A2= 45; %área efetiva do pavimento 40
N= 40; %Numero de pavimentos
Pe= 3; %Pé direito do pavimento
% pré-alocação de memória
rk=zeros(1,m);
n=zeros(1,m);
Tk=zeros(1,m);
x=zeros(1,m);
nSn=zeros(1,m);
deltaZ=zeros(1,m);
Ck=zeros(1,m);
Ckt=zeros(1,m);
ck=zeros(1,m);
ck1=zeros(1,m);
fase=zeros(1,220);
Cr=zeros(N,m);
v=zeros(1,N);
vm=zeros(1,N);
q=zeros(1,N);
qest=zeros(1,N);
qdin=zeros(1,N);
Fest=zeros(1,N);
```

```

fdin=zeros(np,N,m);
A=zeros(1,N);
Z=zeros(1,N);
% área frontal da seção média Ai
for j= 1:N
    A(j)= A1;
    if j>39
        A(j)= A2;
    end
end

%altura do elemento i sobre o nível do terreno
for j=1:N
    Z(j)= Pe*j;
end

% sistematização do método
    %% determinação dos parâmetros meteorológicos b e p
b3= 0.94;
p3= 0.10;
b600= 0.86;
p600= 0.185;
% intervalo logaritmo dos dois primeiros períodos
w=log(sqrt(t1/t2));
w1=exp(w);
% Construção dos harmônicos
for k=1:m
    rk(k) = w1^(k-r);
    n(k) = fe/rk(k);
    Tk(k) = 1/n(k);
    x(k) = 1220*n(k)/u0;
    nSn(k) = 4*(x(k)^2/((1+x(k)^2)^(4/3)));
    deltaZ(k) = u0/(7*n(k));
    Ck(k) = (2*nSn(k))^(1/2);
    Ckt(1) = 0;
    Ckt(k+1) = ckt(k)+Ck(k);
end

for k=1:m
    ck(k) = (Ck(k)/(Ckt(m+1)))*100;
end
for k=1:m
    ck1(k) = ck(k);
    if k==r-1
        ck1(k)= ck(k)+ck(r)/4;
    end
    if k==r
        ck1(k)= ck(r)/2;
    end
    if k==r+1
        ck1(k)= ck(k)+ck(r)/4;
    end
end

% Gerando valores de Fases Aleatórias
rng(0,'twister');
vi = 0;

```

```

vf = 2*pi();
raleat = (vf-vi).*rand(1000,1) + vi;
for k=1:220
    fase(k) = raleat(k+20);

end

% Coeficiente de Redução das pressões flutuantes
for j=1:N
    for k=1:m
        if ((Z(j)>= zs2) & (Z(j)<= zs2+deltaZ(k)));
            cr(j,k)= (1/deltaZ(k))*(zs2-Z(j))+1;
        elseif ((Z(j)>= zs2-deltaZ(k)) & (Z(j)<= zs2));
            cr(j,k)= (-1/deltaZ(k))*(zs2-Z(j))+1;
        else
            cr(j,k)=0;
        end
    end
end

% Harmônicos de força nos nós da torre
for j=1:N
    v(j)= b3*v0*(Z(j)/10)^p3; %velocidade de pico para o período de 3s na altura z
    vm(j)= 0.69*b600*v0*(Z(j)/10)^p600; %velocidade para o período de 600s na altura z
    q(j)= 0.613*v(j)^2; % Pressão de pico N/m².
    qest(j) = 0.613*vm(j)^2; % Pressão estática do vento N/m².
    qdin(j) = q(j) - qest(j); % Pressão flutuante do vento N/m².
    Fest(j) = Ca*qest(j)*A(j); % Força estática
end

% Determinação da Força de Vento Sintética (Parcela Média e Parcela Flutuante)
for i=2:np
    t(i)=t(i-1)+h;
    for j=1:N
        for k=1:m
            fdin(i,j,k)=Ca*A(j)*qdin(j)*cr(j,k)*(ck1(k)/100)*sin((2*pi()*n(r)*t(i)/rk(k))+
fase(k));
        end
    end
end
Fdin=sum(fdin,3); %Série temporal dos harmônicos para cada coordenada da torre
Fdind=sum(Fdin'); % Força flutuante resultante, a ser aplicada no centro de Rajada

figure(m+1)
plot(t,Fdind,'color','blue')
title('Força do vento ao longo do tempo');
xlabel('Tempo em seg') ;ylabel('Força em N') ;
hold on

% tabelas de Determinação das pressões de vento
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','Z',4,'A2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','A',4,'B2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','v',4,'C2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','vm',4,'D2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','q',4,'E2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx','qest',4,'F2');

```

```

xlswrite('tabelas_predio.xlsx',qdin',4,'G2');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',Fest',4,'H2');

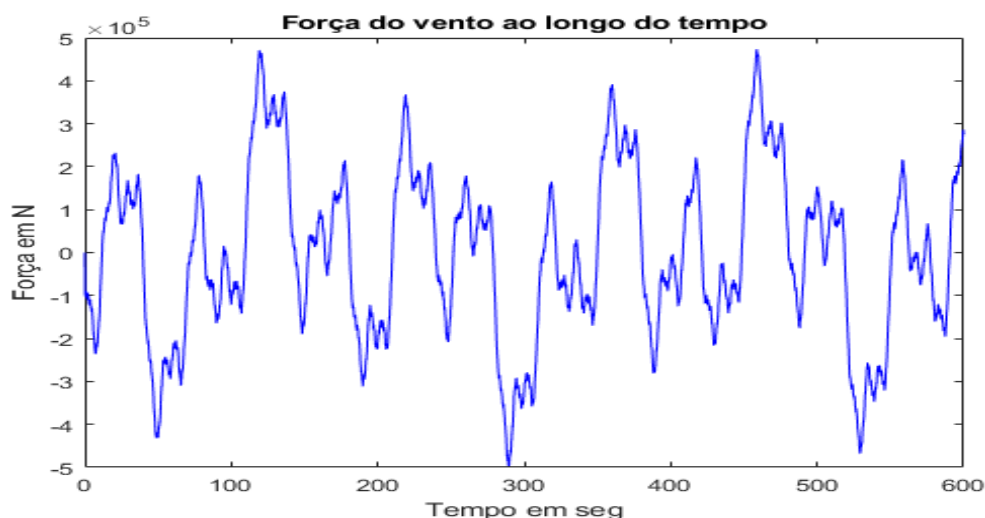
% tabela das fases aleatórias
Fase = reshape(fase,[20,11]);
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',Fase,2,'B2')

%tabelas de ilustração da construção dos harmônicos
k= {'1','2','3','4','5','6','7','8','9','10','11'};
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',k',1,'A2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',Tk',1,'B2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',n',1,'C2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',x',1,'D2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',nSn',1,'E2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',Ck',1,'F2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',ck',1,'G2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',ck1',1,'H2')
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',deltaz',1,'I2')

% tabela coeficiente de redução das pressões flutuantes
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',flipud(Cr),3,'C4');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',deltaz,3,'C2');

%tabela da Força flutuante resultante, a ser aplicada no centro de Rajada
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',Fdind',5,'B1');
xlswrite('tabelas_predio.xlsx',t,5,'A1');

```



```

%Cálculo das forças do vento dinâmico gerado pelo Método do Vento Discreto
%José Augusto Marinho Coelho Filho, graduando de Engenharia Civil
%Desenvolvido para Trabalho de Conclusão de Curso
%Universidade Federal do Tocantins

close all
clear all
clc

% Parâmetros para Geração do Vento Discreto

```

```

V0=30; % Vento inicial m/s.
S1=1; % Fator S1 da Normal 6123.
h= 120; % é a altura total da edificação
b= 0.86; % expoente b da NBR-6123
p= 0.185; % expoente p da NBR-6123
S3=1; % Fator S3 da Normal 6123.
Vp=0.69*V0*S1*S3; % velocidade de projeto
q0=0.613*Vp^2; % pressão dinâmica
Ca= 1.36; % coeficiente de arrasto
zr= 10; % altura de referência (10m)
m0= 10.00 ; % é uma massa de referência arbitrária
A0= 10; % é uma área de referência arbitrária m²
N= 40; %Numero de pavimentos
Pe= 3; %Pé direito do pavimento
m1=475.020; %massa
m2=331.020; %massa ultimo pavimento
A1= 90; %area de cada nó até 20m
A2= 45; %area de cada nó até 110m
y=1.2; %(adm Tabela 19 da NBR 6123/1988)
xi= 1.6; % coeficiente de amplificação dinâmica

%altura do elemento i sobre sobre o nível do terreno
for i=1:N
    Z(i)= Pe*i;
end

% área e massa do elemento i
for i= 1:N
    A(i)= A1;
    m(i)= m1;
    if i>39
        A(i)= A2;
        m(i)= m2;
    end
end

% Deformada modal
for i=1:N
    phi(i)= (Z(i)/h)^y;
end

% Força Média
for i=1:N
    F(i)= q0*b^2*Ca*A(i)*(Z(i)/zr)^(2*p);
end

% Força Dinâmica
for i=1:N
    Psi(i)= (m(i)/m0);
    Beta(i)= Ca*(A(i)/A0)*(Z(i)/zr)^p;
    Psiphi2(i)=(Psi(i)*phi(i)^2);
    Betaphi(i)= (Beta(i)*phi(i));
end

```

```
FH=(q0*b^2*A0*Xi)*( sum(Betaphi)/sum(Psiphi2));

for i=1:N
    Fd(i)=FH*Psi(i)*phi(i);
end

% Força total
for i=1:N
    Ftotal(i)= Fd(i)+F(i);
end

%tabelas
ij=1:24;
xlswrite('vento_discreto.xlsx',ij',1,'A3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',Z',1,'B3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',phi',1,'C3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',A',1,'D3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',F',1,'F3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',m',1,'G3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',Beta',1,'H3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',Psi',1,'I3')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',Fd',1,'J3')

xlswrite('vento_discreto.xlsx',Betaphi',2,'A2')
xlswrite('vento_discreto.xlsx',Psiphi2',2,'B2')
```