

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Carlos José Marchesan Kümmel Félix

**AÇÃO DINÂMICA DE VENTO EPS EM TORRES METÁLICAS
TRELIÇADAS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA**

Santa Maria, RS
2017

Carlos José Marchesan Kümmel Félix

**AÇÃO DINÂMICA DE VENTO EPS EM TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior

Santa Maria, RS
2017

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Centra da UFSM, com os dados fornecidos pelo autor.

Félix, Carlos José Marchesan Kümmel
Ação dinâmica de vento EPS em torres metálicas
treliçadas considerando a interação solo-estrutura /
Carlos José Marchesan Kümmel Félix.- 2017.
165 p.; 30 cm

Orientador: João Kaminski Junior
Coorientador: Marco Antônio Silva Pinheiro
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2017

1. Torres metálicas treliçadas 2. Análise dinâmica de
vento 3. Interação solo-estrutura 4. Método da integração
direta 5. Diferenças finitas centrais I. Kaminski Junior,
João II. Pinheiro, Marco Antônio Silva III. Título.

© 2017

Todos os direitos autorais reservados a Carlos José Marchesan Kümmel Félix. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser feita mediante a citação da fonte.

E-mail: carloskfelix@gmail.com

Carlos José Marchesan Kümmel Félix


**AÇÃO DINÂMICA DE VENTO EPS EM TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS
CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 14 de março de 2017:



João Kaminski Junior, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



Marco Antônio Silva Pinheiro, Dr. (UFSM)
(Coorientador)



Eduardo Pasquetti, Dr. (UFSM)



Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr. (UFSC) - Videoconferência

Santa Maria, RS
2017

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFSM pela oportunidade de desenvolver este trabalho e concluir uma importante etapa em minha vida.

Ao meu orientador, Prof. Dr. João Kaminski Jr., pelos ensinamentos durante a graduação e pós-graduação, afeição, bom relacionamento e pela oportunidade, disponibilidade, ajuda e confiança para a realização deste trabalho.

Ao meu coorientador, Prof. Dr. Marco Antônio Silva Pinheiro, pelo envolvimento, infinita disponibilidade, ensinamentos e inúmeras horas de estudo, pela paciência e tranquilidade, que foram grandes motivadores.

Ao Prof. Dr. Eduardo Pasquetti e Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel, por aceitarem participar da banca, dedicando atenção especial ao trabalho desenvolvido.

Ao Departamento de Transportes da UFSM, pela oportunidade de, conjuntamente com o mestrado, ser professor substituto por 3 semestres, experiência esta que foi de muito aprendizado e amadurecimento, e, com certeza, grande motivador para finalização desse trabalho.

Aos meus pais, Carlos José Antônio Kümmel Félix e Eni Teresinha Marchesan Félix, pela educação, apoio, amor incondicional, sempre acreditando em mim e investindo na minha felicidade, o meu profundo e sincero reconhecimento.

Aos meus familiares, em especial à minha avó, Norma Margarida Kümmel Félix, pela fé, por todas as orações, energia positiva e amor.

À minha namorada, Gabriela Carús Guido, pela paciência, companheirismo, amor e por fazer parte da minha vida.

Aos meus grandes amigos, que nas horas de desânimo e angústia eram grandes atenuadores com seu bom humor e alegria contagiante.

A todos que me acompanham e torcem por mim.

A Deus por mais esta grande oportunidade e por estar sempre guiando e iluminando meus passos, assim como dando-me forças para seguir em frente.

RESUMO

AÇÃO DINÂMICA DE VENTO EPS EM TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

AUTOR: Carlos José Marchesan Kümmel Félix
ORIENTADOR: João Kaminski Junior

Neste trabalho é realizado um estudo comparativo entre as análises estática e dinâmica, em uma torre metálica treliçada autoportante, sob a ação de ventos originados de ciclones extratropicais (EPS), considerando-se a interação solo-estrutura (ISE). Para a análise estática, as ações de vento foram consideradas conforme as recomendações da IEC 60826 (2003) nos elementos de suportes da torre. Para a análise dinâmica, essas foram calculadas com base no vento médio, considerando os procedimentos de cálculo da NBR 6123 (1988) com correção da velocidade básica do vento para a média sobre uma hora, acrescido da parcela flutuante. Para a geração dos sinais de flutuação, adotaram-se os espectros de potência para componente longitudinal de Davenport, Harris e Kaimal. Dessa forma, a partir das funções no domínio da frequência, aplicando-se a transformada inversa de Fourier (iFFT), após uma atribuição de números aleatórios para as partes real e imaginária que compõem a função, essa parcela foi simulada numericamente. Para avaliar a influência da consideração da ISE na torre, calcularam-se os coeficientes de rigidez do conjunto solo-fundação vertical e horizontal, e introduziu-se no modelo como elementos de mola não-lineares. As análises estáticas foram realizadas através do programa de elementos finitos ANSYS, enquanto que as análises dinâmicas foram solucionadas pelo método da integração direta (MID) das equações do movimento, de forma explícita, a partir de uma rotina em FORTRAN. Para a hipótese de fundações indeslocáveis, obtiveram-se ampliações dinâmicas em torno de 1,5 nos deslocamentos dos nós de topo da torre. Quando considerada a ISE, estes valores aumentaram, chegando-se a deslocamento até 102% maior. Com relação aos esforços nas barras, estes também aumentaram, na maioria das vezes, obtendo-se ampliações dinâmicas de até 1,7, para as barras de montante mais carregadas. Quando considerada a ISE, este valor aumentou em até 23,6%. Dessa forma, apesar de as forças do vento nos painéis da torre ao longo da altura terem sido geradas com correlação de 100%, os deslocamentos dos nós de topo, assim como os esforços máximos nas barras, apresentaram valores significativos.

Palavras-chave: Torres metálicas treliçadas. Análise dinâmica de vento. Interação solo-estrutura. Método da Integração Direta. Diferenças finitas centrais.

ABSTRACT

DYNAMIC ACTION OF EPS WIND ON STEEL LATTICE TOWERS CONSIDERING SOIL-STRUCTURE INTERACTION

AUTHOR: Carlos José Marchesan Kümmel Félix
ADVISOR: João Kaminski Junior

The present work carried out a comparative study between static and dynamic analyses in a self-supporting steel lattice tower under action of extended pressure system (EPS) winds while considering soil-structure interaction (SSI). For static analyses, wind actions were considered in accordance with the recommendations of IEC 60826 (2003) on tower supporting members. For dynamic analyses, wind actions were calculated as the sum of the mean wind speed, following the recommendations of NBR 6123 (1988) for reticulated towers, and the fluctuating time-dependent velocity component in the along-wind. In order to generate longitudinal wind fluctuation signals, the power spectra of Davenport, Harris, and Kaimal were adopted. Thus, this component was simulated numerically using the frequency domain functions, applying the Inverse Fast Fourier Transform (IFFT), after assigning random numbers to the real and imaginary parts that compose the function. In order to evaluate SSI influence on the tower, stiffness coefficients of the vertical and horizontal soil-foundation set were calculated and introduced into the model as nonlinear spring elements. Static analyses were performed using the finite element program ANSYS, while, in dynamic analyses, the equations of motion were solved using the Direct Integration Method (DIM) in FORTRAN. For rigid bases hypothesis, dynamic amplifications in the displacements of the nodes at the top of the tower were obtained around 1.5. These values increased when SSI was considered, reaching displacement up to 102% higher. Furthermore, the axial stress on the support members also increased, in most cases resulting in dynamic amplifications of up to 1.7. When considering SSI, this figure increased by up to 23.6%. Thus, despite the fact that wind actions on tower supporting members along-height were considered fully correlated, the displacements of the nodes at the top, as well as maximum axial stress on tower members, presented significant values.

Keywords: Steel lattice towers. Dynamic wind analysis. Soil-structure interaction. Direct Integration Method. Central finite differences.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Sistema elétrico.....	19
Figura 2 – Silhueta da torre DFS-25 (suspensão normal)	26
Figura 3 – Comparação dos esforços axiais estáticos com os picos da análise dinâmica para membros selecionados da LT	28
Figura 4 – Principais elementos das linhas de transmissão.....	30
Figura 5 – Estruturas de torres autoportantes.....	33
Figura 6 – Estruturas de torres estaiadas.....	34
Figura 7 – Sapata de concreto.....	35
Figura 8 – Carregamento típico em torres de LT do tipo tangente (suspensão).....	36
Figura 9 – Perfis médios de vento para diferentes terrenos.....	39
Figura 10 – Definição do ângulo de incidência (θ) do vento.....	45
Figura 11 – Coeficientes de arrasto C_{xt1} e C_{xt2} para torres treliçadas formadas por barras com superfícies planas.....	46
Figura 12 – Fator combinado de vento G_f para elementos de suporte da torre.....	46
Figura 13 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	48
Figura 14 – Parâmetro topográfico $S_1(z)$	49
Figura 15 – Coeficiente de arrasto C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera formada por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.....	56
Figura 16 – Fator de proteção, η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados.....	58
Figura 17 – Espectro ou função em frequência de uma grandeza qualquer.....	66
Figura 18 – Modelo A de equilíbrio da superestrutura e fundação.....	78
Figura 19 – Modelo B de equilíbrio da estrutura e o maciço de solos.....	78
Figura 20 – Modelo C de equilíbrio do sistema global.....	79
Figura 21 – Modelo de Winkler.....	80
Figura 22 – Fator de Influência (I_w) para sapatas rígidas e flexíveis.....	83
Figura 23 – Fundação sapata tipo “ <i>undercut foundations</i> ”.....	87
Figura 24 – Falha em solos nativos.....	87
Figura 25 – Falha em solos de reaterro.....	88
Figura 26 – Deslocamentos típicos das sapatas à tração.....	91
Figura 27 – Esquema estrutural da torres DFS modificada.....	94
Figura 28 – Perfil cantoneira de abas iguais.....	95
Figura 29 – Vista da torre DFS modificada com a introdução de barras fictícias.....	97
Figura 30 – Torre DFS com elementos de pórtico e treliça espacial.....	97
Figura 31 – Dimensões da fundação sapata do tipo <i>undercut</i> utilizada para este estudo.....	100
Figura 32 – Carga de tração x deslocamento vertical da fundação utilizada.....	103
Figura 33 – Comportamento carga x deslocamento para a fundação utilizada.....	103
Figura 34 – Perfil vertical de velocidades médias de vento.....	105
Figura 35 – Contribuição das barras no Nó 101.....	109
Figura 36 – Espectros de Davenport e Harris.....	111
Figura 37 – Espectros de Kaimal para as diferentes alturas.....	111
Figura 38 – Gráfico da frequência de corte (f_{Ny}) em função do intervalo de tempo e número de pontos.....	113
Figura 39 – Espectro de vento de Kaimal para o painel 5 (17,58 m).....	113
Figura 40 – Curva s_y (raiz do espectro).....	114

Figura 41 – Vetores da parte real e parte imaginária para cada frequência.	114
Figura 42 – Sinal de flutuações de velocidades de vento para Davenport e Harris.	116
Figura 43 – Sinal de flutuações de velocidades de vento a partir do espectro de Kaimal para as diferentes alturas dos painéis.	116
Figura 44 – Numeração das barras de montante e diagonais selecionadas.	122
Figura 45 – Nós do topo da torre.	123
Figura 46 – Caso 1: Deslocamentos em X.	124
Figura 47 – Caso 1: Esforços normais nas barras.	124
Figura 48 – Caso 2: Deslocamentos em X.	125
Figura 49 – Caso 2: Esforços normais nas barras.	126
Figura 50 – Caso 3: Deslocamentos em X do nó 151 para Δt_1 e Δt_2	127
Figura 51 – Caso 3: Deslocamento em X do nó 151 para Δt_1 e Δt_2 entre 300 e 400s.	128
Figura 52 – Caso 3: Deslocamento em X dos nós 151, 152, 153 e 154 para Δt_1 e Δt_2 entre 385 e 395s.	128
Figura 53 – Deslocamentos em X do nó de topo 151 - Fundações Indeslocáveis.	129
Figura 54 – Deslocamentos em X do nó de topo 151 - Fundações flexíveis.	129
Figura 55 – Posição das barras do Caso 6, entre 150 e 200 segundos.	131
Figura 56 – Deslocamento máximo Caso 5 e 6.	132
Figura 57 – Esforços normais na barra de montante 1.	133
Figura 58 – Esforços normais na barra de montante 2.	134
Figura 59 – Esforços normais na barra diagonal 9.	135
Figura 60 – Esforços normais na barra diagonal 86.	136

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das linhas de transmissão.	32
Quadro 2 – Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera.	57
Quadro 3 – Dimensões e características dos perfis da torre DFS.....	96
Quadro 4 – Amplificações dinâmicas das barras de montante 1, 2, 3 e 4.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação das categorias de terreno.....	43
Tabela 2 – Fator de correção (τ) da massa específica do ar, em função da altitude e da temperatura.	44
Tabela 3 – Classificação das categorias de terreno - NBR 6123 (ABNT, 1988).	50
Tabela 4 – Classes de edificações em função de suas dimensões.	52
Tabela 5 – Parâmetros b , p , Fr para as diferentes categorias da norma.....	53
Tabela 6 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	54
Tabela 7 – Parâmetros de rugosidade (Z_0 e C_{as}) de acordo com categorias NBR 6123 (1988)	60
Tabela 8 – Valores de K_s^V ou K_v (em kN/m^3).....	81
Tabela 9 – Comparação entre fator de carga utilizando vários modelos de projeto. .	89
Tabela 10 – Comparação entre as frequências naturais.....	98
Tabela 11 – Cálculo da pressão dinâmica de vento para cada painel.	104
Tabela 12 – Cálculo de ϕ , C_a , e/h e η para cada painel da torre.	106
Tabela 13 – Força média atuante em cada face de cada painel da torre.....	106
Tabela 14 – Dados do cálculo das forças causadas pelo vento nas barras da torre.	108
Tabela 15 – Velocidade média horária das diferentes alturas, para os espectros de Davenport, Harris e Kaimal.	110
Tabela 16 – Comparação de deslocamentos estáticos com os picos da análise dinâmica para o nó de topo 151.....	131

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVO GERAL.....	21
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.3	JUSTIFICATIVA.....	21
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	22
2	CONCEITOS GERAIS	25
2.1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.2	LINHAS DE TRANSMISSÃO.....	29
2.2.1	Elementos de linhas de transmissão	29
2.2.2	Tipos de torres de linhas de transmissão	30
2.2.2.1	<i>Estruturas autoportantes</i>	32
2.2.2.2	<i>Estruturas estaiadas</i>	33
2.2.3	Tipos construtivos de fundações em torres autoportantes	34
2.2.3.1	<i>Sapatas</i>	35
2.3	AÇÕES	36
2.3.1	Ações do vento	37
2.4	NORMAS TÉCNICAS.....	37
3	AÇÃO DO VENTO	39
3.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS DO VENTO.....	39
3.1.1	Ciclone extratropical (EPS)	40
3.2	PROCEDIMENTOS NORMATIVOS	40
3.2.1	IEC 60826 (2003)	41
3.2.1.1	<i>Velocidade de referência do vento (V_R)</i>	42
3.2.1.2	<i>Pressão dinâmica (q_0)</i>	43
3.2.1.3	<i>Força causada pelo vento na torre isolada (F_t)</i>	44
3.2.2	NBR 6123 (ABNT, 1988)	47
3.2.2.1	<i>Velocidade básica (V_0)</i>	48
3.2.2.2	<i>Fator topográfico (S_1)</i>	49
3.2.2.3	<i>Fator S_2</i>	50
3.2.2.4	<i>Fator estatístico (S_3)</i>	53
3.2.2.5	<i>Velocidade característica (V_K)</i>	54
3.2.2.6	<i>Pressão dinâmica (q)</i>	55
3.2.2.7	<i>Coeficiente de arrasto para torres reticuladas (C_a)</i>	55
3.2.2.8	<i>Força de arrasto (F_a)</i>	56
3.3	ANÁLISE DINÂMICA DO VENTO	58
3.3.1	Introdução	59
3.3.2	Parâmetros de rugosidade	59
3.3.3	Espectro de potência	61
3.3.3.1	<i>Espectro de Davenport</i>	61
3.3.3.2	<i>Espectro de Harris</i>	62
3.3.3.3	<i>Espectro de Kaimal</i>	62
3.4	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA AÇÃO DE VENTO TURBULENTO.....	62
3.4.1	Obtenção de uma função em frequência a partir de um sinal no tempo – procedimento numérico	63
3.4.2	Obtenção de um sinal no tempo a partir de uma função no domínio da frequência – procedimento numérico	66
4	MÉTODO DE SOLUÇÃO NA ANÁLISE DINÂMICA	71

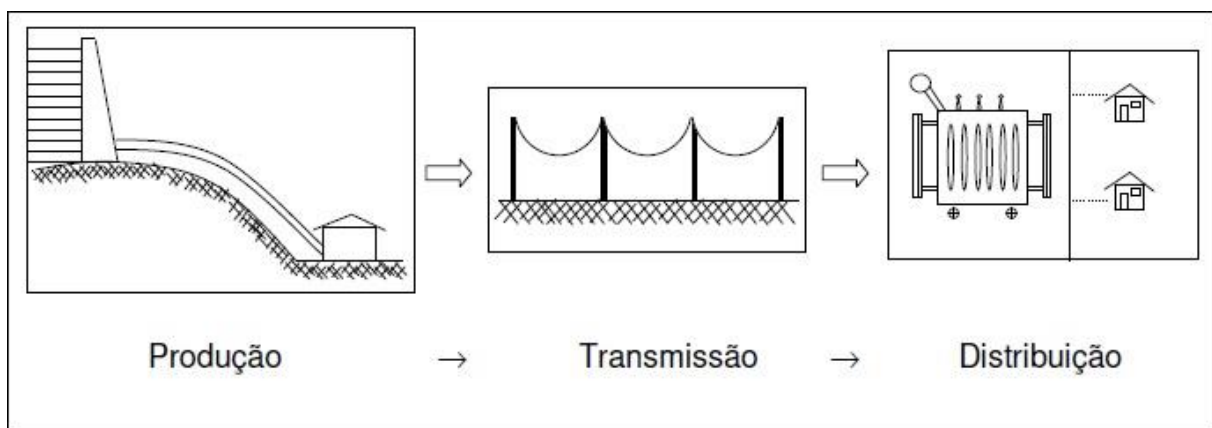
4.1	MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA DAS EQUAÇÕES DO MOVIMENTO.....	71
5	CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	77
5.1	INTRODUÇÃO À INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	77
5.2	MODELOS BÁSICOS DE ANÁLISE PARA A CONSIDERAÇÃO DA ISE ...	77
5.3	COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL PARA SAPATAS	79
5.3.1	Valores padronizados.....	80
5.3.2	Ensaio de prova de carga em placa	81
5.3.3	Relação com as propriedades elásticas do maciço de solo	82
5.4	MODELO DE PAIS E KAUSEL.....	83
5.5	TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES	84
6	EXEMPLO NUMÉRICO	93
6.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	93
6.1.1	Relação com as propriedades elásticas do maciço de solo	94
6.1.2	Barras fictícias	96
6.1.3	Lei constitutiva das barras da torre	99
6.2	DESCRIÇÃO DAS FUNDAÇÕES	99
6.3	DESCRIÇÃO DO SOLO E OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE MOLAS.....	100
6.3.1	Coeficiente de rigidez vertical (compressão) e horizontal	100
6.3.2	Coeficiente de rigidez vertical (tração)	102
6.4	DESCRIÇÃO DA AÇÃO DO VENTO.....	104
6.4.1	Parcela média da velocidade de vento – NBR 6123 (1988).....	104
6.4.2	Ações estáticas equivalentes – IEC 60826 (2003).....	107
6.5	DESCRIÇÃO DA PARCELA FLUTUANTE DE VENTO.....	109
6.5.1	Espectros de Davenport, Harris e Kaimal.....	109
6.5.2	Sinal de velocidades no tempo.....	112
6.6	CÁLCULO DO INTERVALO DE TEMPO DE INTEGRAÇÃO CRÍTICO.....	117
7	EXEMPLO NUMÉRICO	119
7.1	MODELOS DE ANÁLISE	119
7.2	RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA	123
7.3	RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA	127
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	141
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	145
	ANEXO A – DIVISÃO DOS PAINÉIS PARA APLICAÇÃO DAS FORÇAS DEVIDAS AO VENTO NA TORRE METÁLICA	149
	ANEXO B – DESENHO BÁSICO (CEEE/RS): SILHUETA TORRE DFS LT 230 kV DE SUSPENSÃO NORMAL.....	151
	ANEXO C – QUADRO DE COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS ESTÁTICOS COM OS PICOS DA ANÁLISE DINÂMICA PARA BARRAS DE MONTANTE SELECIONADAS	153
	ANEXO D – QUADRO DE COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS ESTÁTICOS COM OS PICOS DA ANÁLISE DINÂMICA PARA BARRAS DIAGONAIS SELECIONADAS	159

1 INTRODUÇÃO

A energia elétrica que alimenta residências, comércio e indústrias é produzida em usinas hidrelétricas, termoeletricas, nucleares ou ainda através de sistemas eólicos e solares.

De acordo com Azevedo (2007), o sistema elétrico pode ser dividido em três etapas: produção, transmissão e distribuição de energia, esquematizado na Figura 1.

Figura 1 – Sistema elétrico



Fonte: Azevedo (2007, p. 2).

A etapa da transmissão de energia é realizada a partir das linhas de transmissão (LT), que são obras de engenharia de grande porte, e têm como objetivo ligar uma unidade geradora de energia a uma unidade de distribuição, sendo fundamentais a esse sistema. As estruturas metálicas, ou torres metálicas, são as que predominam nessas obras e podem ser do tipo autoportantes ou estaiadas, possuindo a função de suspender ou ancorar os cabos e as cadeias de isoladores (ou simplesmente isoladores).

Para o projeto mecânico das torres, têm-se ações que apresentam características dinâmicas (variação no tempo), como é o caso da ação do vento e da ruptura de cabos que são consideradas, implicitamente, através de “ações estáticas equivalentes” a fim de simplificar a análise. Segundo Kaminski (2007), o modelo mecânico usualmente adotado para o projeto de torres metálicas treliçadas é bastante simples, utilizando-se elementos de treliça e/ou pórtico espacial, resolvendo-se através de uma análise estática e linear, ou não-linear geométrica para as torres mais

altas e as torres estaiadas. Nos “modelos usuais”, alguns fatores importantes, geralmente, não são considerados, tais como:

- Deslizamento e flexibilidade das ligações parafusadas;
- Interação solo-estrutura;
- Excentricidade nas conexões;
- Não-linearidade física e geométrica.

Resultados mais precisos poderiam ser obtidos se todos estes fatores fossem considerados, assim como, se as ações dinâmicas (vento e ruptura de cabos) fossem consideradas como tal, de modo que, seria possível obter uma estrutura mais econômica e confiável. Contudo, estas considerações, devido a sua complexidade, trariam maior dificuldade para a modelagem da estrutura e despenderiam mais tempo para o seu processamento.

Outro grande exemplo disso é a modelagem de uma estrutura a partir da hipótese de fundações indeslocáveis. Em outras palavras, não é levado em conta o comportamento conjunto entre a estrutura e o maciço de solo, conhecido como interação solo-estrutura (ISE), descartando-se, então, a possível existência de deslocamentos diferenciais nos seus apoios.

Do ponto de vista da economia de material e, principalmente, da segurança estrutural, trata-se de um tópico de extrema relevância, pois os efeitos desses deslocamentos nas fundações resultam numa redistribuição de esforços em todas as barras da estrutura. Portanto, a análise tradicional com apoios indeslocáveis, pode prever esforços diferentes daqueles que acontecem na estrutura real, com a fundação flexível.

A fim de se avaliar a importância de levar em conta esses fatores de ação dinâmica de vento e ISE na resposta da estrutura, modelou-se a torre para diferentes casos de análise. Dentre estes, levaram-se em consideração dois modelos de análise estática e seis de análise dinâmica, totalizando oito modelos. Por fim, os resultados dos deslocamentos e esforços nos elementos estruturais são analisados.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é realizar um estudo comparativo entre a análise estática e dinâmica da ação do vento, denominado ciclone extratropical (EPS), bem como avaliar a influência da consideração da interação solo-estrutura (ISE), aplicadas em torres metálicas treliçadas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Neste trabalho devem ser alcançados os seguintes objetivos específicos:

- Apresentar procedimentos e modelos para a consideração das ações de vento em torres metálicas treliçadas;
- Estudo e definição dos coeficientes de rigidez das fundações para a consideração da ISE em torres;
- Modelagem e análise estrutural (estática e dinâmica) de uma torre, a partir da utilização de programas computacionais;
- Comprovação da validade das considerações propostas neste estudo a partir da análise comparativa da resposta da estrutura, em termos de deslocamentos e esforços solicitantes nas barras;
- Discutir sobre considerações a respeito da determinação das ações do vento, juntamente, com a aplicação da interação solo-estrutura neste tipo de estrutura.

1.3 JUSTIFICATIVA

Diante de projetos e execução de estruturas cada vez mais leves e esbeltas, a ação do vento torna-se determinante no dimensionamento dessas estruturas. Esta ação, preponderantemente dinâmica, ou seja, com comportamento aleatório ou próximo disso ao longo do tempo pode interferir significativamente no dimensionamento de uma estrutura.

Desta forma, a modelagem das ações de vento como cargas “estáticas equivalentes”, definidas nas normas NBR 5422/85, sem considerar a influência das

rajadas de vento, que solicitam a estrutura de forma aleatória, pode-se estar induzindo a uma situação irreal.

Além disso, a dificuldade de modelagem das estruturas em geral, em que são simplificados diversos fatores da realidade física, e do comportamento conjunto entre estrutura e maciço de solos, denominado interação solo-estrutura, pode-se gerar distorções no comportamento das fundações e da superestrutura, razão desses efeitos resultarem numa redistribuição de esforços nas barras da estrutura e também nas reações de apoio.

Então, a partir destas condições, pode-se estar submetendo elementos estruturais a esforços não previstos pela análise tradicional, isto é, sem considerar a ação dinâmica do vento e a ISE.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é está dividido em oito capítulos, indicados a seguir:

No capítulo 2 é apresentada uma revisão dos trabalhos publicados sobre ação dinâmica em torres de LT, enfatizando ação de vento, bem como, conceitos gerais para melhor entendimento da estrutura.

No capítulo 3 são apresentados conceitos básicos sobre o vento. Mostra-se, também, como a partir da recomendação internacional obter as ações estáticas equivalentes para os elementos de suporte de uma torre de LT. Além disso, apresentam-se os procedimentos da norma brasileira para se obter o vento médio e a metodologia utilizada para a simulação numérica do vento, a fim de se obter a parcela flutuante.

No capítulo 4, apresenta-se o método de resolução para obtenção da resposta dinâmica da estrutura, no domínio do tempo.

No capítulo 5 são apresentados os modelos para consideração da ISE e métodos para obtenção dos coeficientes de reação vertical e horizontal para as fundações. Também são apresentadas as correlações para definir a rigidez à tração das fundações.

No capítulo 6 é descrita a estrutura que servirá de análise, assim como, as fundações e o solo. Além disto, são apresentadas todas as considerações utilizadas

para o cálculo das ações de vento, bem como, os valores obtidos para os carregamentos.

O capítulo 7 traz os diferentes modelos com as considerações utilizadas para as análises estáticas e dinâmicas, assim como, todos os resultados obtidos após o processamento dos modelos e a análise destes dados.

No capítulo 8 contém a conclusão do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 CONCEITOS GERAIS

Neste capítulo é apresentada uma revisão dos trabalhos encontrados na literatura que tratam sobre análise estrutural, especialmente, análise dinâmica em torres metálicas treliçadas sob a condição de carregamento de vento. Também, mostram-se, resumidamente, trabalhos importantes relativos à geração de vento turbulento.

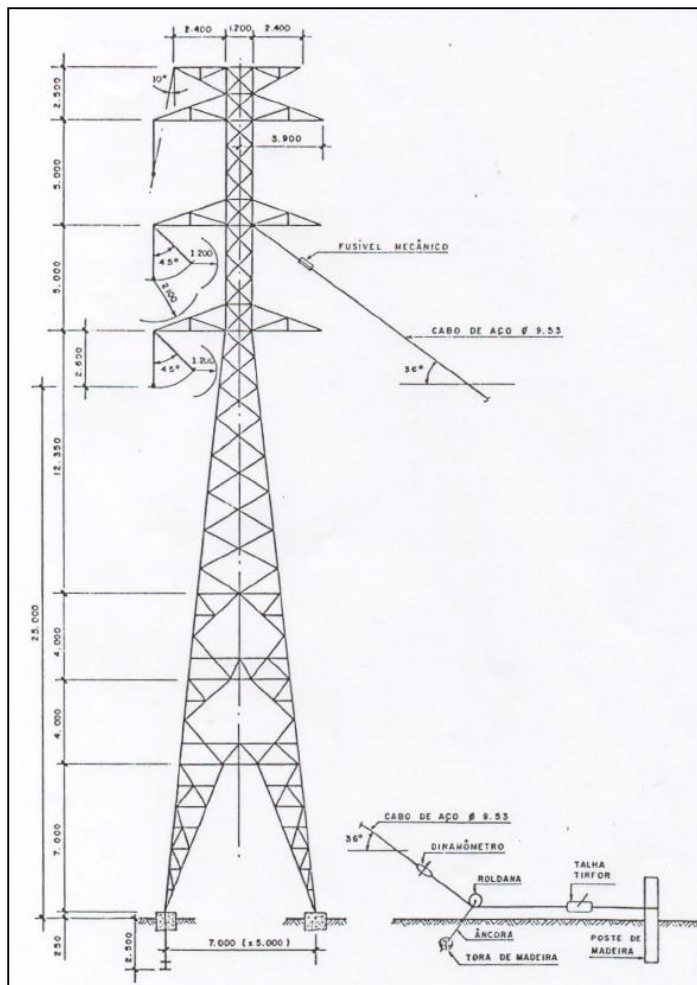
Por final, para melhor entendimento do tema, são apresentados conceitos específicos em linhas de transmissão, relativos à classificação, tipos de ações e prática usual de projeto de torres metálicas treliçadas, assim como procedimentos normativos que tratam do assunto deste estudo.

2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Silva, Riera, Blessmann et al. (1983) ensaiaram em escala real uma torre de transmissão de 230kV, denominada DFS-25 (Figura 2), a fim de determinar experimentalmente as suas propriedades dinâmicas básicas. Para obtenção dos principais parâmetros (frequência natural e amortecimento) foi aplicada carga horizontal para atingir uma configuração inicial deformada e, depois, liberada esta carga repentinamente para que a estrutura oscilasse livremente até o repouso. Concluiu-se que as frequências de vibração da torre estão no limite aceitável para consideração apenas da ação estática do vento e como a razão de amortecimento crítico é superior a 3%, praticamente elimina-se o risco de falha da torre por efeitos de amplificação das oscilações quando excitada por vento natural.

Franco (1993) apresentou um método simplificado de cálculo, considerando a teoria probabilística de Davenport para a pressão do vento e para o carregamento dinâmico aplicando a técnica numérica de Monte Carlo para a obtenção de carregamentos harmônicos, método conhecido com o nome de Vento Sintético.

Figura 2 – Silhueta da torre DFS-25 (suspensão normal)



Fonte: Silva, Riera, Blessmann et al. (1983, p. 13).

Carril Jr. (2000) verificou a resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas para telecomunicações na direção do vento. Compararam-se os modelos de DAVENPORT (1993), da norma brasileira NBR 6123 (1988) e o processo de vento sintético de FRANCO (1993). Também foi proposto um modelo de vento sintético modificado em que sugeria adotar a variação da velocidade média do vento com a altitude e categoria de terreno, conforme a NBR 6123. Concluiu-se que os resultados obtidos com o modelo da NBR 6123 e DAVENPORT (1993) são muito próximos, distinguindo-se provavelmente pelas diferentes considerações que caracterizam cada método. Exemplo disto era o vento para 10 minutos e para 1 hora, respectivamente. No entanto, o resultado com o método de FRANCO (1993) apresentava diferenças relativamente grandes aos modelos anteriores, porém diminuía com as modificações por ele propostas.

Ruffier, Estrella Jr. e Lisboa (2003) realizaram uma análise comparativa entre as metodologias recomendadas nas normas técnicas NBR 5422, IEC 60826 e ASCE 74. Neste quesito, foi avaliada a influência do método de cálculo da carga de vento para cada norma, no dimensionamento de estruturas de linhas de transmissão. Concluíram que os carregamentos do vento atuando diretamente na estrutura para terrenos abertos ou com poucos obstáculos foram muito próximos para as diferentes considerações de cálculo. No entanto, para as demais categorias de terrenos existem discrepâncias acentuadas entre as normas.

Argenta (2007) realizou um estudo comparativo de análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas a cargas dinâmicas pela componente turbulenta do vento e pela ruptura de um ou mais cabos. Dessa forma, confrontaram-se os resultados com os obtidos pela análise estática equivalente de vento, de acordo com a NBR 6123 e NBR 5422. Foram encontrados, para as análises dinâmicas, fatores de amplificação da ordem de 1,6 para o vento (utilizando-se o espectro de Kaimal). Para os casos em que se considerou a resposta estática, a NBR 5422 foi a que resultou em maiores valores em termos de esforços e deslocamentos.

Kaminski (2007) a fim de avaliar as incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão, analisou diferentes modelos mecânicos de torres sujeitas a ações estáticas, além de modelo de torres e trechos de LT submetidos a ações dinâmicas. Também desenvolveu, para a análise dinâmica das torres, um programa computacional em FORTRAN para aplicação do método da integração direta (MID) das equações do movimento, de forma explícita. Por fim, avaliou a influência do modelo mecânico nas previsões da resposta.

Miguel et al (2009) avaliaram a resposta dinâmica de um trecho de uma LT submetido a vento EPS, por meio de simulação de Monte Carlo do campo de velocidades do vento, comparando-se os resultados da análise dinâmica do sistema com as obtidas através das recomendações da IEC 60826 (2003). Conforme resultados obtidos no estudo (Figura 3), sugeriram que a norma conduz a esforços aproximadamente 10% superiores nos montantes, diagonais e cabos, porém nos braços as forças dinâmicas podem exceder 30% as previsões da norma.

Figura 3 – Comparação dos esforços axiais estáticos com os picos da análise dinâmica para membros selecionados da LT

Localização	Análise Dinâmica			Valor de pico F_{max} (N)	Análise Estática	Relação
	Valor médio (N)	Desvio padrão (N)	Coef. de variação (%)		IEC 60826 F_s (N)	$(1-F_{max}/F_s)$ (%)
Montante 1	-11532,6	783,0	6,8	-14669,5	-16027,6	8,5
Montante 2	64232,3	8335,6	13,0	97633,1	113143,0	13,7
Diagonal 1	5952,7	441,9	7,4	7714,7	9032,8	14,6
Diagonal 2	740,8	93,8	12,7	1117,1	1211,0	7,8
Braço 1	2950,6	284,4	9,6	4083,6	3309,6	-23,4
Braço 2	-2395,1	173,6	7,2	-3084,9	-2360,1	-30,7
Condutores	26822,2	275,7	1,0	27895,1	31149,9	10,4

Fonte: Miguel et al. (2009, p. 7).

Ao final, concluem que o resultado dessa avaliação mostra que as previsões obtidas com a aplicação da IEC 60826 podem tanto ser conservadoras para alguns membros estruturais como contrárias à segurança para outros, evidenciando, que a incerteza de modelo contribui significativamente na resposta da estrutura e não deve ser negligenciada.

Kaminski et al (2009) analisaram diversos modelos mecânicos de uma torre metálica treliçada de LT, desde modelos simplificados utilizados na prática de projeto até modelos mais elaborados que consideram a flexibilidade das fundações e ligações. Os resultados mostraram que as previsões com respeito ao alívio dos esforços nos modelos com ligações flexíveis quando apoiadas sobre vínculos elásticos, em comparação com os modelos de nós rígidos, são confirmados apenas para alguns casos de carregamento, sugerindo-se a realização de estudos adicionais com outros tipos de torres e fundações.

Puglia, Miguel e Iturrioz (2010) realizaram uma análise dinâmica de uma torre treliçada estaiada submetida à tormenta EPS através de registro de vento obtido *in loco*, por anemômetros. Desta forma, no vento médio foram acrescentadas as componentes flutuantes geradas por simulação numérica a partir do espectro de Davenport. Concluem que os resultados da análise numérica foram satisfatórios, assim como, as frequências naturais obtidas através de Transformada Rápida de Fourier (FFT) da resposta do modelo numérico, em comparação aos valores medidos experimentalmente, a partir da torre real.

Pinheiro (2010) apresentou uma maneira simplificada de se obter diferentes sinais no tempo a partir do espectro em frequência do vento atuante, bem como considerando correlação espacial para esses sinais. A ideia principal do método

consiste em dividir o espectro da velocidade medida do vento em função da frequência, obtido por meio da aplicação da Transformada de Fourier, em vários trechos, aplicando-se números aleatórios às partes reais ou imaginárias da FFT daqueles trechos.

Blessmann (2013) estudou os efeitos do vento na engenharia, apresentando as características físicas do vento e os parâmetros de rugosidade que influem na definição do perfil vertical de velocidades médias. Assim como, levou em consideração uma análise da turbulência atmosférica e suas características, apresentando descrições mais detalhadas dos espectros universais de potência de diversos autores, na região da micrometeorologia de interesse para a engenharia estrutural.

Conceição, Pfeil e Battista (2015) avaliam as respostas de modelos numéricos de torres de linhas de transmissão idealizados sob a ação de ventos originados de tormentas EPS e de *downbursts*. Verificou-se para o caso em questão, que a análise dinâmica do modelo torre-linhas aéreas gerou fator de amplificação dinâmica significativos, iguais a 1,42 para deslocamento horizontal no topo da torre e 1,41 para esforço axial nos montantes da base da torre. Entretanto, para o vento do tipo *downburst*, foi mostrado que uma análise estática não linear utilizando apenas a configuração “crítica” seria suficiente.

2.2 LINHAS DE TRANSMISSÃO

Para permitir uma melhor compreensão do trabalho e da estrutura da torre que servirá de análise, são apresentados a seguir alguns conceitos gerais relacionados aos tipos de torres de LT, composição das linhas de transmissão e os tipos de fundações utilizados em torres de LT.

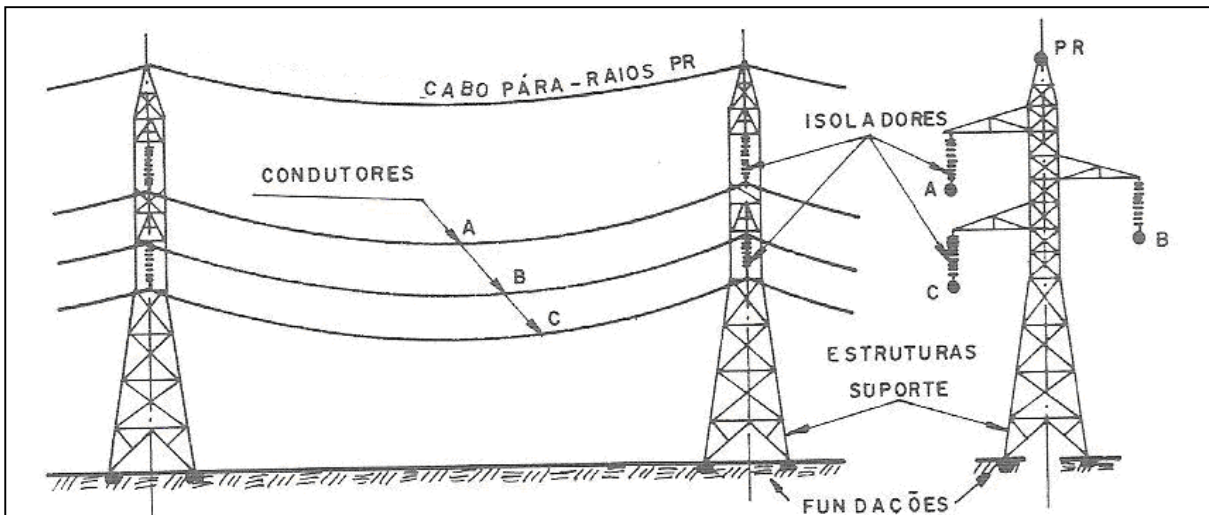
2.2.1 Elementos de linhas de transmissão

Uma linha de transmissão (LT) tem como objetivo transmitir a energia elétrica de uma unidade geradora a uma unidade de distribuição. As partes principais que

compõem o sistema de uma linha aérea de transmissão, de acordo com Labegalini et al. (1992), apresentadas na Figura 4, são:

- Cabos condutores de energia e acessórios;
- Estruturas isolantes – cadeia de isoladores;
- Estruturas de suportes – torres;
- Cabos de guarda ou para-raios;
- Aterramentos;
- Acessórios diversos.

Figura 4 – Principais elementos das linhas de transmissão



Fonte: Labegalini et al. (1992).

2.2.2 Tipos de torres de linhas de transmissão

Segundo Gontijo (1994), as torres metálicas para linhas de transmissão podem ser classificadas da seguinte maneira:

- Quanto à disposição dos condutores:
 - Triangular;
 - Vertical;
 - Horizontal.

- Quanto ao número de circuitos que conduzem:
 - Circuito simples (um grupo de fases);
 - Circuito duplo (dois grupos de fases).

- Quanto à função na linha de transmissão:
 - Estruturas de suspensão: Têm a função de sustentação dos cabos condutores, suspensos através das cadeias de isoladores, e dos cabos para-raios, suspensos por aparelhos. São usadas em alinhamento ou pequeno ângulo e são as que predominam nas LT;
 - Estruturas de ancoragem: São utilizadas para ancoragem dos cabos, podendo ser classificadas como terminal, quando usadas nas extremidades da LT, ou de ancoragem intermediária quando colocadas entre as estruturas de suspensão. Servem como ponto de tensionamento e evitam o efeito cascata (colapso em sequência de torres de suspensão);
 - Estruturas em ângulo: São utilizadas em locais onde existe a necessidade de variação da direção da linha de transmissão;
 - Estruturas de derivação: São utilizadas quando se faz necessário uma derivação em um ponto da linha;
 - Estruturas de transposição: Têm a função de assegurar a simetria elétrica de uma linha devido à rotação de fases.

- Quanto ao formato:
 - Tronco-Piramidal de circuito simples;
 - Tronco-Piramidal de circuito duplo;
 - Delta;
 - Delta (Cara de Gato);
 - Estaiada.

- Quanto à forma de resistência:
 - Autoportantes;
 - Estaiadas.

- Quanto à voltagem da linha, conforme Quadro 1.

Quadro 1 – Classificação das linhas de transmissão

Classificação das Linhas de Transmissão	
Nível de Tensão	Classificação
≤ 230 kV	AT = Alta tensão
Entre 230 kV e 700 kV	EAT = Extra alta tensão
> 700 kV	UAT = Ultra alta tensão

Fonte: Gontijo (1994).

2.2.2.1 Estruturas autoportantes

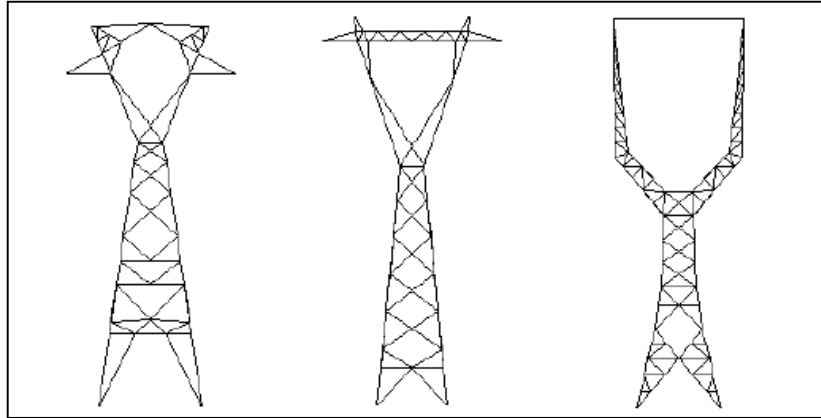
Esta classificação compreende as estruturas que transferem ao solo todos os esforços à que são submetidas, somente pelos elementos dos suportes, ou seja, através de suas fundações. Podem ser divididas em três tipos, conforme Labegalini et al. (1992).

- Rígidas: São as estruturas que, mesmo sob a ação das maiores solicitações, não apresentam deformações elásticas perceptíveis em qualquer direção. São mais reforçadas e volumosas que as outras.
- Flexíveis: São as estruturas que quando submetidas a solicitações de maior intensidade apresentam deformações sensíveis, porém, por serem elásticas, desaparecem após cessar os esforços atuantes. Como exemplo, tem-se os postes e os pórticos articulados, independente do material com que são confeccionados.
- Suportes mistos ou semirrígidos: São assimétricos e por isto apresentam maior rigidez em uma das direções principais, em geral, na direção transversal ao eixo da linha. Um exemplo típico é sob a forma de pórticos contraventados.

Nas torres autoportantes, as fundações são submetidas alternadamente a solicitações de compressão e arrancamento, com exceção das torres de grandes ângulos e torres de fim de linha (Danziger, 2010).

Na Figura 5 são ilustrados alguns exemplos de torres metálicas treliçadas autoportantes.

Figura 5 – Estruturas de torres autoportantes



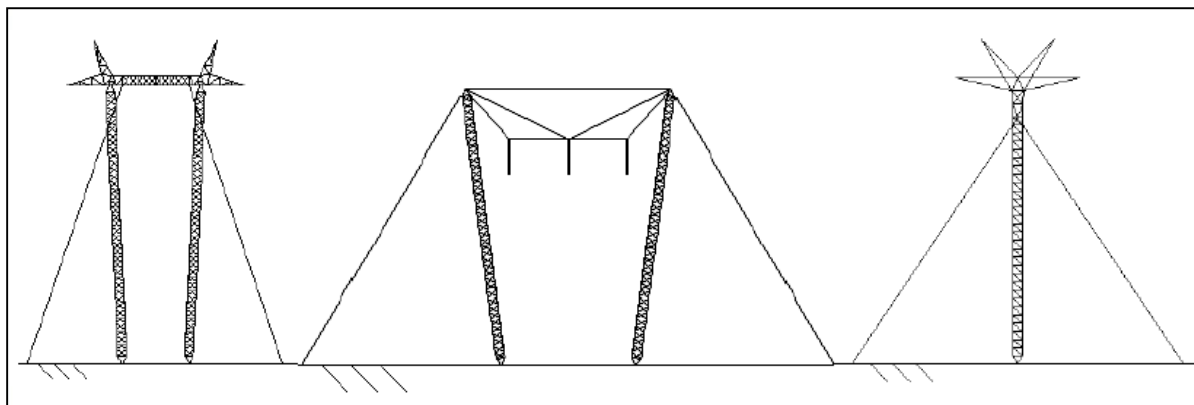
Fonte: Danziger (2010).

2.2.2.2 Estruturas estaiadas

Neste tipo de suportes são empregados tirantes ou estais a fim de absorver os esforços horizontais transversais e longitudinais. Os estais, compostos de cabos de aço normalmente galvanizados, transferem ao solo, através de âncoras, componentes das resultantes horizontais que devem se equilibrar. Assim, estes cabos de aço, articulados com o maciço de sua fundação, assumem toda a responsabilidade de manter a estrutura em pé, de acordo com Labegalini et al. (1992).

Nas torres estaiadas, exemplificadas na Figura 6, segundo Danziger (2010), as fundações são submetidas exclusivamente a solicitações de compressão e horizontais para os mastros, e a solicitações de arrancamento inclinado, isto é, tração vertical e horizontal para os estais.

Figura 6 – Estruturas de torres estaiadas



Fonte: Danziger (2010).

2.2.3 Tipos construtivos de fundações em torres autoportantes

A decisão do tipo de fundação mais apropriado para a torre de uma determinada LT, do ponto de vista técnico e econômico, não deve ser definida a priori. Essa dependerá de uma análise envolvendo o cálculo de todas as cargas possíveis de serem suportadas pela estrutura e transmitidas às fundações, também, as características geotécnicas e a logística de execução. Incluem-se neste item, mão-de-obra, material e equipamentos necessários para construção das mesmas.

Os principais tipos de fundação utilizados para as torres metálicas são:

- Sapatas;
- Blocos;
- Grelhas;
- Tubulão;
- Estacas.

A seguir, apresenta-se mais detalhadamente o tipo de fundação utilizado para este estudo.

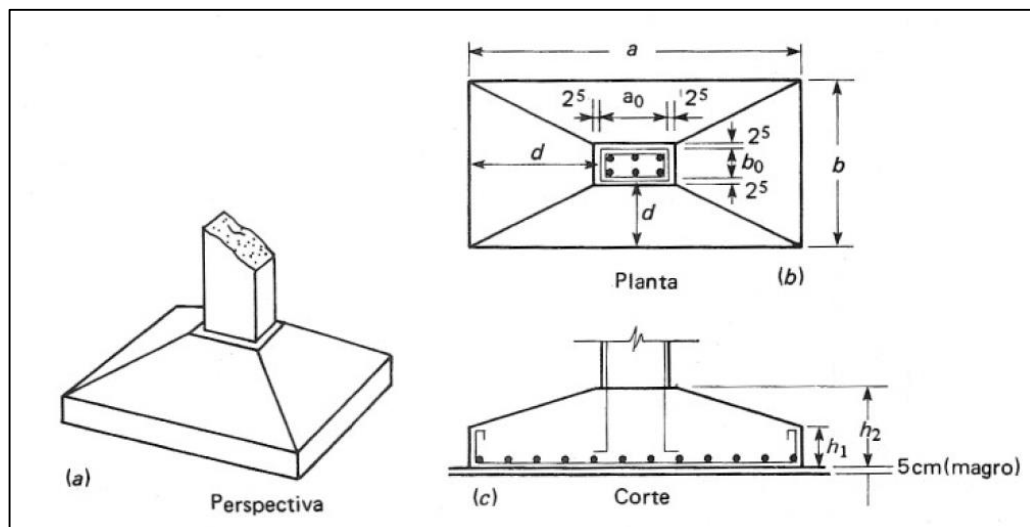
2.2.3.1 Sapatas

Trata-se de uma fundação superficial, ou seja, a carga é transmitida ao solo, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base do elemento. Executada em concreto armado, pode possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010).

As sapatas (Figura 7) são aplicáveis a pequenas profundidades, entre 2,0 e 3,0 metros, considerando-se a dificuldade de escavação para maiores profundidades, devido à presença de água e desbarrancamento. Não se recomenda sua utilização e solos sujeitos a erosão (Ashcar, 1999).

Neste tipo de fundação os esforços verticais são vencidos pela compressão da base contra o solo e pelo peso próprio, acrescido do peso de solo acima da mesma, no caso de tracionamento. Os esforços horizontais são absorvidos pelo cisalhamento do terreno, então as sapatas são dimensionadas à flexo-compressão ou flexo-tração, segundo Labegalini et al.(1992).

Figura 7 – Sapata de concreto



Fonte: Milani (2012).

O fuste da sapata pode ser vertical ou inclinado, sendo que os verticais devem ser mais robustos, pois devem absorver esforços de flexão, porém são de fácil execução. Já os fustes inclinados são dimensionados apenas à compressão e tração, todavia devem ser alinhados com as barras de montante da torre, o que dificulta e

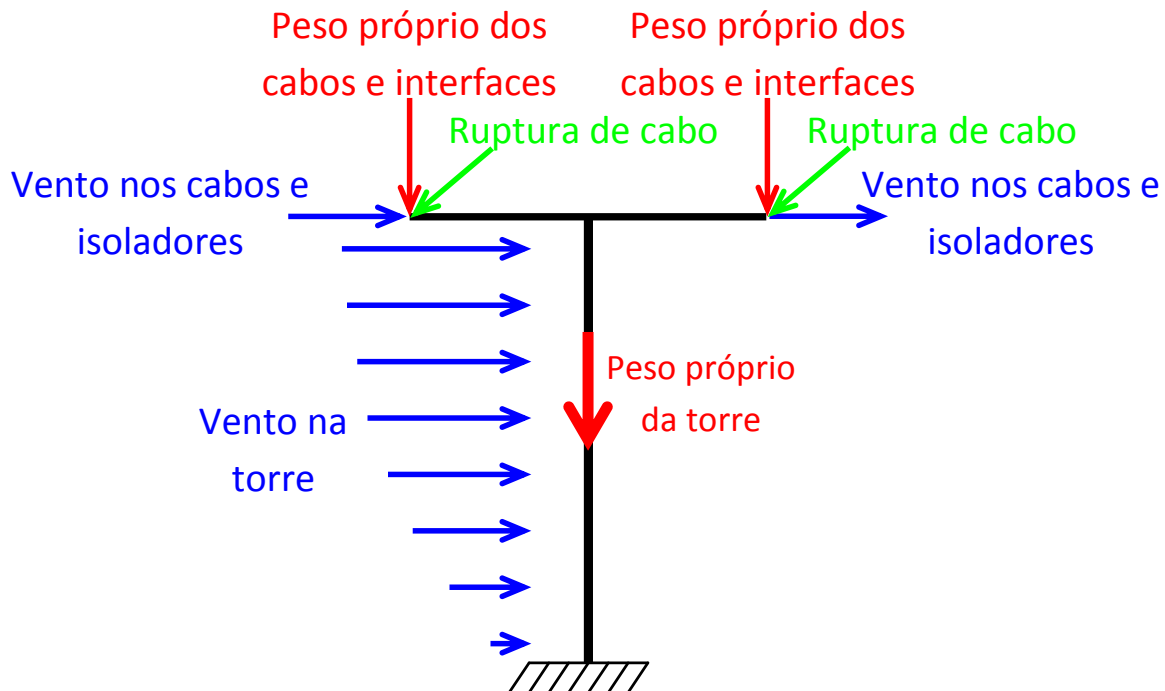
onera sua construção. As sapatas são indicadas preferencialmente para estruturas de suspensão e executa-se uma para cada pé de torre (Labegalini et al., 1992).

2.3 AÇÕES

Para a elaboração de um projeto mecânico de torres de uma LT, procura-se ponderar as diversas cargas, que venham a compor as hipóteses de carregamentos, ou seja, ações que possam solicitá-las aos mais variados esforços.

De acordo com Kaminski (2007), um carregamento típico que ocorre em torres de LT do tipo tangente (suspensão), inclui o peso próprio da torre, o peso dos cabos (condutores e para-raios) e das interfaces (isoladores, ferragens, etc.), a ação do vento na torre, cabos e isoladores, e as ações especiais, causadas pela ruptura de cabo e ações de montagem e manutenção, conforme esquematizado na Figura 8.

Figura 8 – Carregamento típico em torres de LT do tipo tangente (suspensão)



Fonte: Kaminski (2007, p. 82).

2.3.1 Ações do vento

A principal fonte de carregamento estrutural em uma LT é o vento, responsável pelo esforço máximo em cerca de 80% das barras da torre. Isso ocorre, devido ao baixo peso da estrutura e a pouca importância de terremotos no território nacional. Dessa forma, as forças exercidas pelo vento são divididas em:

- Força sobre os cabos (condutores e para-raios);
- Força sobre os isoladores (cadeia de isoladores);
- Forças sobre os elementos da torre (suportes).

Conforme Labegalini et al. (1992), a combinação que mais solicita os montantes da torre é a hipótese de carga de vento máximo, que considera a ação do vento de máxima intensidade.

Então, visto que, as estruturas de LT são muito sensíveis à ação do vento, devem-se determinar, para projeto, algumas características como a velocidade e a direção predominante do vento na região onde a linha será executada.

2.4 NORMAS TÉCNICAS

As normas têm a função de garantir uma padronização para elaboração de projetos e boas técnicas de execução e controle de obras, visando sempre à segurança e qualidade, do início ao fim da mesma. No Brasil, o órgão responsável por exercer o desenvolvimento dessas normas é a Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

A norma em vigor para projeto e execução de fundações é a NBR 6122 (ABNT, 2010), e as normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e NBR 5422 (ABNT, 1985) para forças devidas ao vento nas edificações e projetos de LT, respectivamente. Porém, normalmente, para a determinação do carregamento nas torres metálicas, as recomendações da IEC 60826 (2003) são utilizadas. Esta publicação, adotada no mundo todo, leva em conta alguns fatores importantes para a escolha do vento de projeto, como os fatores de rugosidade do solo, turbulência, rajadas e obstáculos.

A interação solo-estrutura, em se tratando de um tema de alta importância para os procedimentos de análise estrutural, também, aparece nas normas brasileiras da

ABNT. Exemplo disto encontra-se no item 14.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde se orienta que o modelo, para a análise estrutural, deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais e, em casos mais complexos, a interação solo-estrutura.

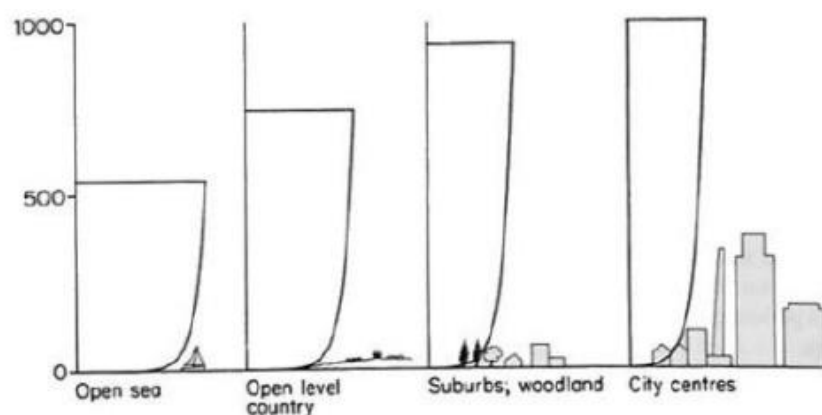
3 AÇÃO DO VENTO

3.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO VENTO

A causa básica do vento natural é o aquecimento não uniforme da atmosfera, principalmente a partir da energia solar absorvida pela crosta terrestre e irradiada para a atmosfera sob a forma de calor, somado ao calor absorvido diretamente pela atmosfera (numa parcela menor). Esse aquecimento não uniforme, ocasionando diferenças nas pressões atmosféricas, origina o movimento do ar, que consiste no deslocamento de massa de ar atmosférico de uma zona de maior pressão para outras de menor pressão. Em linhas gerais, é possível dizer que o vento natural consiste de um escoamento de ar médio ao qual se superpõem flutuações de velocidade, conhecidas por rajadas (BLESSMANN, 2013).

A região onde as características do vento são alteradas por diversas causas é denominada camada limite atmosférica. Dentro desta região, é importante identificar os diferentes fatores, tais como topografia do terreno, ou seja, a forma, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais e artificiais, conhecida por rugosidade superficial, e, também, da variação da temperatura na direção vertical, pois estes fatores atuam diretamente provocando agitações mecânicas no ar, originando maiores turbulências e, com isso, aumentando a altura desta região. Consequentemente, entende-se que quanto mais aberto o terreno ou menor a rugosidade superficial, menos turbulência é originada ao vento, e menor será a altura desta camada (Figura 9).

Figura 9 – Perfis médios de vento para diferentes terrenos



Fonte: (MENDIS et al, 2007, p. 42).

Conforme citado no item 2.3.1, a combinação que mais solicita as montantes da torre é a hipótese de carga de vento máximo, ou seja, aquela que considera a ação do vento na intensidade máxima com a média das temperaturas mínimas. Deste modo, podem ser citados diversos tipos de vento de superfície mais localizados e de altas velocidades, que interessam à engenharia civil como é o caso dos ciclones extratropicais, ciclones tropicais, tormentas elétricas TS (*Thunderstorm*), explosões descendentes (*Downburst*), tornados, entre outros. Portanto, considerou-se importante detalhar e caracterizar o fenômeno meteorológico considerado para este estudo.

3.1.1 Ciclone extratropical (EPS)

Os ciclones extratropicais em seu estado “maduro” são conhecidos por “sistemas de pressão plenamente desenvolvidos” ou, simplesmente tormentas EPS (*extended mature pressure system* ou *extratropical pressure systems*), e caracterizam-se por movimentos circulatorios de ar em torno de centros de baixa pressão, originados por ação mecânica de cadeias de montanhas sobre correntes atmosféricas de grandes dimensões ou devido a interação de massa de ar de diferentes temperaturas. Estes ciclones são caracterizados por atmosfera verticalmente estável, velocidade média razoavelmente constante por até algumas dezenas de horas e abrangência de grandes dimensões (BLESSMANN, 2013).

3.2 PROCEDIMENTOS NORMATIVOS

Segundo Puglia (2010, p. 178), existem diversas formas de considerar o carregamento do vento, dado que a forma mais simples consiste em considerar carregamentos estáticos equivalentes, como é o caso do tratamento em alguns códigos e normas. Exemplo disto é o que determinam as normas brasileiras NBR 6123 (ABNT, 1988) e NBR 5422 (ABNT, 1985) para forças devidas ao vento nas edificações e projetos de LT, respectivamente.

Desta forma, tradicionalmente o projeto de linhas aéreas de transmissão de energia e seus suportes (torres e fundações) é feito com base em análises estáticas

de modelos analíticos e/ou numéricos da torre desacoplada das linhas aéreas para ação de vento originado de ciclones extratropicais. No Brasil, a norma que rege estes projetos é a NBR 5422 - Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica (ABNT, 1985).

No entanto, conforme Conceição et al (2015), a norma internacional IEC 60826 (2003) vem sendo utilizada nos projetos de torres e linhas aéreas no Brasil conforme levantamento sobre as práticas de projeto realizado pelo CIGRÉ (2004, 2008). Então, para a determinação das forças estáticas provocadas pela tormenta EPS nos suportes em componentes de linhas de transmissão serão utilizados os critérios de recomendação da IEC 60826 (2003).

Para análise dinâmica, a obtenção da parcela média da ação de vento, incluindo-se velocidades, pressões dinâmicas, coeficientes de força para torres reticuladas, entre outros, serão utilizadas as orientações da NBR 6123 (ABNT, 1988).

3.2.1 IEC 60826 (2003)

Esta norma internacional foi preparada e publicada pela *Internacional Electrotechnical Commission* (IEC), denominando-se *Design criteria of overhead transmission lines*. A IEC 60826 (2003) tem por objetivo especificar critérios de projeto para linhas suspensas, assim como, apresentar a estrutura mínima necessária para a confecção de normas nacionais para linhas de transmissão baseados em conceitos de confiabilidade, empregando-se métodos probabilísticos ou semiprobabilísticos. Desta forma, a metodologia proposta permite projetar para diferentes níveis de confiabilidade e segurança, associadas a diferentes períodos de recorrência dos carregamentos, dependendo da importância da linha no sistema ou com referência a garantias adicionais de segurança para a população.

Em relação aos carregamentos, a norma faz ponderações referentes a diversos eventos climáticos, como é o caso de cargas de vento e gelo. Conforme delimitação deste estudo, as recomendações para consideração das ações de vento nos elementos de suporte da torre serão abordadas mais detalhadamente nos itens a seguir.

3.2.1.1 Velocidade de referência do vento (V_R)

De acordo com Kaminski (2007), muitos países são supridos de um mapa de isopletas, linhas com mesma velocidade do vento, cobrindo todo o território, que fornecem, usualmente, a velocidade do vento sobre 10 minutos com 50 anos de período de retorno. No Brasil, a norma NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece os valores da velocidade básica do vento, isto é, a máxima velocidade média de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do nível do terreno, em campo aberto e plano (terreno categoria II). Esta velocidade deve ser ajustada para a velocidade de referência (V_R).

A velocidade de referência V_R é a velocidade do vento a 10 metros de altura, em campo aberto e plano (categoria B) sobre 10 minutos e um período de retorno "T", denominada V_{RB} , ajustada à rugosidade do terreno na região de implantação da LT. Utiliza-se essa velocidade de referência na determinação da pressão dinâmica e das forças do vento sobre os cabos, isoladores e torres (suportes) sendo obtida através da equação 1.

$$V_R = V_{RB} \cdot K_R \quad (1)$$

onde: V_{RB} é a velocidade de referência do vento para categoria B (em m/s);

K_R é o fator de rugosidade do terreno, conforme Tabela 1.

A velocidade e a turbulência do vento dependem da rugosidade do terreno, de tal forma que quanto maior a rugosidade, mais turbulento será o vento e menor a sua velocidade. Quatro categorias de terreno são consideradas na IEC 60826 (2003), conforme indicado na Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das categorias de terreno

Categoria de terreno	Características de rugosidade	Fator de rugosidade (K_R)
A	Vastas extensões de água, áreas costeiras planas e desertos planos	1,08
B	Terreno aberto com poucos obstáculos (aeroportos, campos com poucas árvores, etc.)	1,00
C	Terreno com obstáculos pequenos e numerosos de pequena altura (árvores, construções, etc.)	0,85
D	Áreas urbanas e terrenos com muitas árvores altas	0,67

Fonte: (Adaptação de IEC, 2003, p.24).

3.2.1.2 Pressão dinâmica (q_0)

As forças causadas pela ação do vento sobre os componentes de uma LT são proporcionais à pressão dinâmica de referência do vento (q_0), e calculam-se conforme a equação 2.

$$q_0 = \frac{1}{2} \cdot \tau \cdot \rho \cdot V_R^2 \quad (2)$$

onde: q_0 é a pressão dinâmica do vento de referência, (em N/m²);

ρ é a massa específica do ar, ou massa do ar por unidade de volume (em kg/m³);

V_R é a velocidade de referência do vento (em m/s);

τ é o fator de correção da massa específica do ar, dado na Tabela 2.

Tabela 2 – Fator de correção (τ) da massa específica do ar, em função da altitude e da temperatura

Temperatura (°C)	Altitude (m)			
	0	1000	2000	3000
30	0,95	0,84	0,75	0,66
15	1,00	0,89	0,79	0,69
0	1,04	0,94	0,83	0,73
- 15	1,12	0,99	0,88	0,77
- 30	1,19	1,05	0,93	0,82

Fonte: (Adaptação de IEC, 2003, p.26).

3.2.1.3 Força causada pelo vento na torre isolada (F_t)

A fim de determinar a força do vento atuando diretamente sobre uma torre, esta deve ser dividida em painéis, cada um com uma altura “h” (distância entre as interseções dos montantes com as diagonais), não superiores a 10 metros, como ilustrado no Anexo A. Neste estudo, a incidência do vento é considerada agindo perpendicularmente à face longitudinal da torre.

A força (F_t) causada pela ação direta do vento em torres metálicas treliçadas de seção transversal quadrada ou retangular, constituída de perfis cantoneiras, agindo na direção do vento e no centro de gravidade de cada painel, é dada pela equação 3 (em N):

$$F_t = q_0 [(1 + 0,2 \text{ sen}^2 2\theta)(S_{t1}C_{xt1} \cos^2 \theta + S_{t2}C_{xt2} \text{ sen}^2 \theta)] G_t \quad (3)$$

onde: q_0 é a pressão dinâmica de referência do vento (em N/m²), determinada na equação 2;

θ é o ângulo de incidência da direção do vento com a perpendicular à face 1 do painel da torre, medido em um plano horizontal, conforme a Figura 10 fornecida na IEC 60826 (2003);

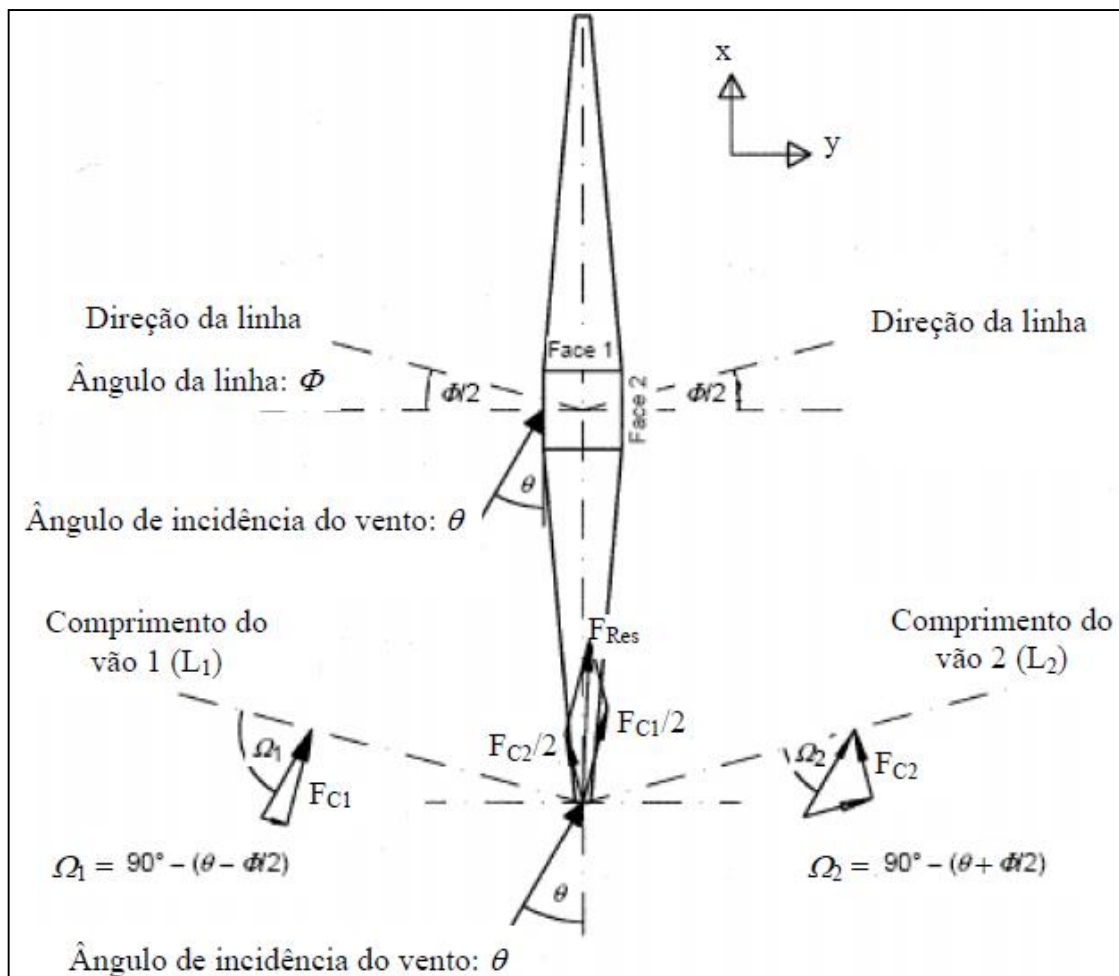
S_{t1} é a área total da superfície dos perfis em um painel de altura “h”, projetada perpendicularmente a face 1 da torre (em m²);

S_{t2} é a área total da superfície dos perfis no mesmo painel, projetada perpendicularmente a face 2 da torre (em m²);

C_{xt1} e C_{xt2} são os coeficientes de arrasto próprios das faces 1 e 2 para um vento perpendicular a cada face. Estes coeficientes são fornecidos no gráfico da Figura 11 ou na Equação 4, dadas na IEC 60826 (2003) e válidas para painéis formados por barras com superfícies planas. C_{xt1} e C_{xt2} são definidos em função do índice de área exposta do painel (χ), definida como a relação entre a área da superfície dos perfis (S_{t1} ou S_{t2}) e a área da figura circunscrita no painel considerado;

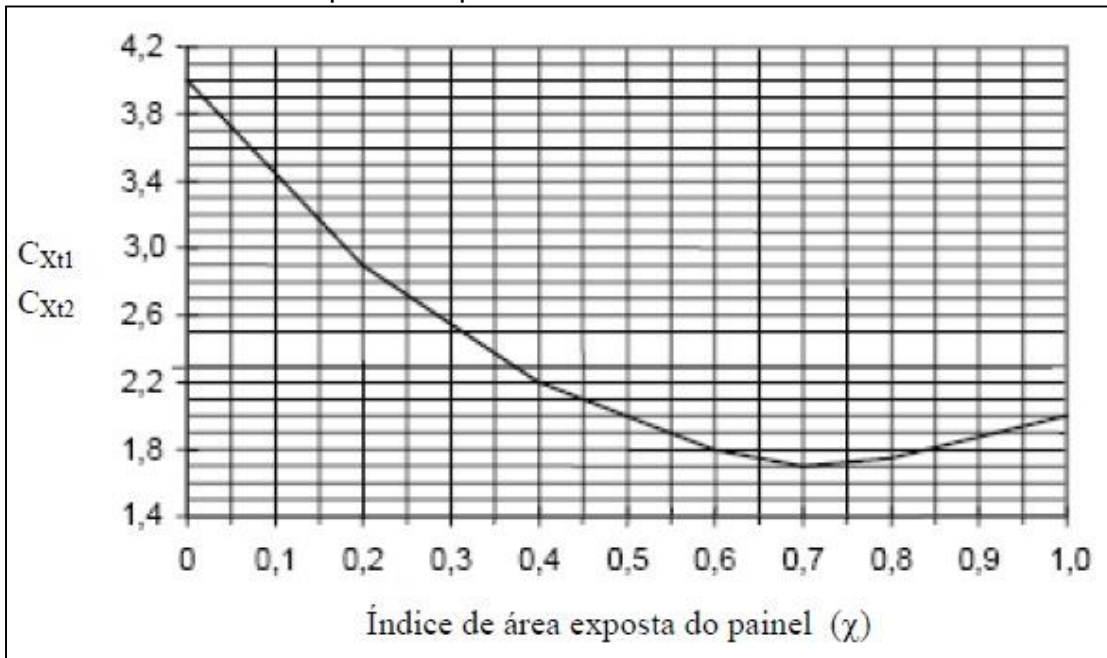
G_t é o fator combinado, dado no gráfico mostrado na Figura 12 ou nas equações 5 a 8, fornecidas na IEC 60826 (2003). G_t é estabelecida em função da rugosidade do terreno e da altura do centro de gravidade, Z_{ti} de cada painel i sobre o terreno.

Figura 10 – Definição do ângulo de incidência (θ) do vento



Fonte: (Adaptação de IEC, 2003, p.30).

Figura 11 – Coeficientes de arrasto C_{Xt1} e C_{Xt2} para torres treliçadas formadas por barras com superfícies planas

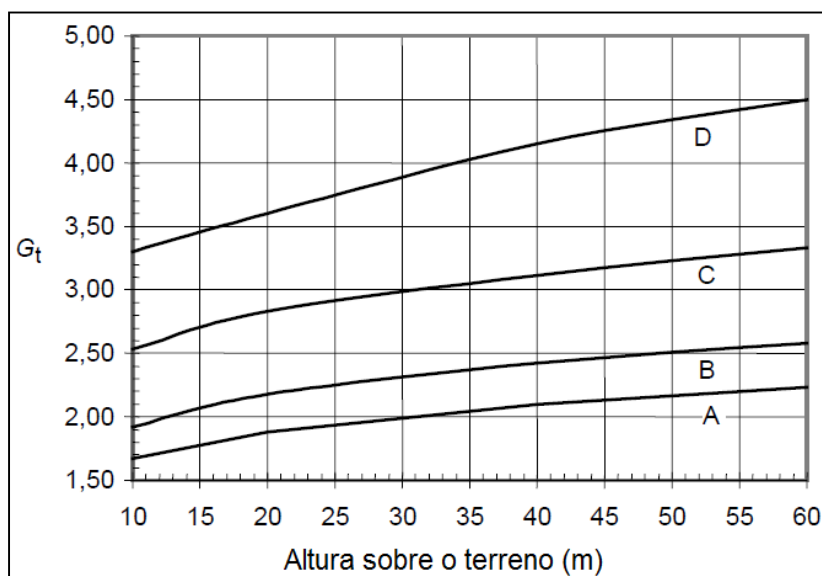


Fonte: (Adaptação de IEC, 2003, p.31).

A Equação 4 fornece o valor dos coeficientes de arrasto C_{Xt1} e C_{Xt2} para torres treliçadas formadas por barras com superfícies planas:

$$C_{Xt1} = C_{Xt2} = 4,1727 \cdot \chi^2 - 6,1681 \cdot \chi + 4,0088 \quad (4)$$

Figura 12 – Fator combinado de vento G_t para elementos de suporte da torre



Fonte: (Adaptação de IEC, 2003, p.29).

As equações 5 a 8 fornecem o valor do fator combinado (G_t) aplicado às torres.

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Tt}^2 + 0,0232 \cdot Z_{Tt} + 1,4661 \rightarrow \text{para terreno categoria A} \quad (5)$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Tt}^2 + 0,0274 \cdot Z_{Tt} + 1,6820 \rightarrow \text{para terreno categoria B} \quad (6)$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Tt}^2 + 0,0298 \cdot Z_{Tt} + 2,2744 \rightarrow \text{para terreno categoria C} \quad (7)$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Tt}^2 + 0,0384 \cdot Z_{Tt} + 2,9284 \rightarrow \text{para terreno categoria D} \quad (8)$$

3.2.2 NBR 6123 (ABNT, 1988)

A NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devidas ao vento em edificações – trata das forças atuantes em uma estrutura devido à ação do vento. Esta norma tem por objetivo fixar as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações.

Para a determinação das forças estáticas atuantes, possui uma metodologia sistemática que se resume em:

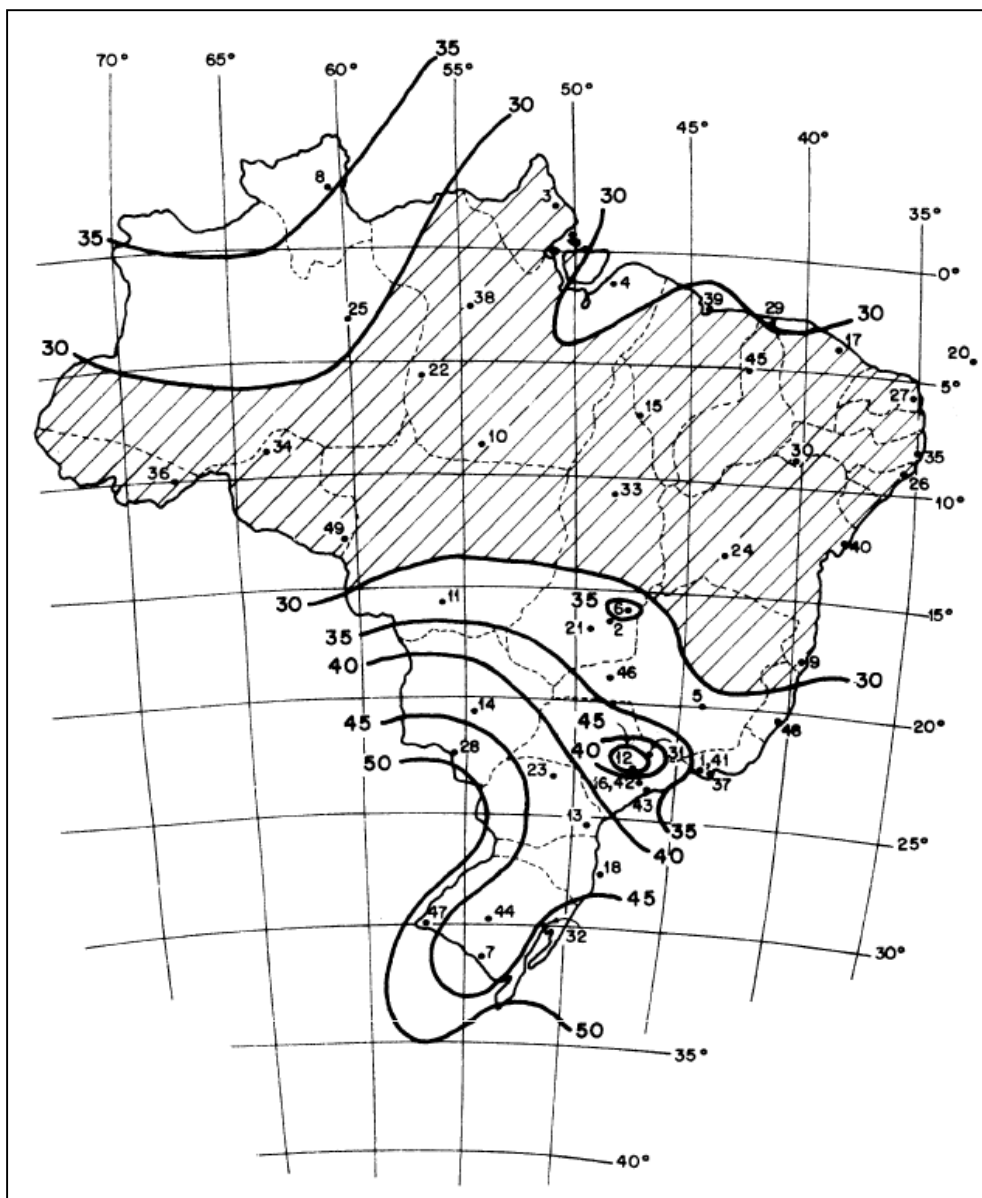
- Determinação da velocidade básica do vento V_0 , conforme a localização da construção;
- Definição de fator S_1 , que depende da topografia;
- Definição do fator S_2 , que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;
- Definição do Fator S_3 , baseado em conceitos probabilísticos;
- Cálculo da velocidade característica V_K ;
- Cálculo da pressão dinâmica q ;
- Determinação dos coeficientes aerodinâmicos em função das características e da geometria da estrutura;
- Cálculo das forças atuantes de vento sobre a estrutura.

Conforme aplicação utilizada neste estudo, cada um destes elementos será abordado detalhadamente nos itens a seguir.

3.2.2.1 Velocidade básica (V_0)

A velocidade básica (V_0) é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A sua escolha é adequada ao local onde a estrutura será construída. As isopletas de velocidade básica no Brasil (Figura 13), com intervalos de 5 m/s, permitem a sua determinação.

Figura 13 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



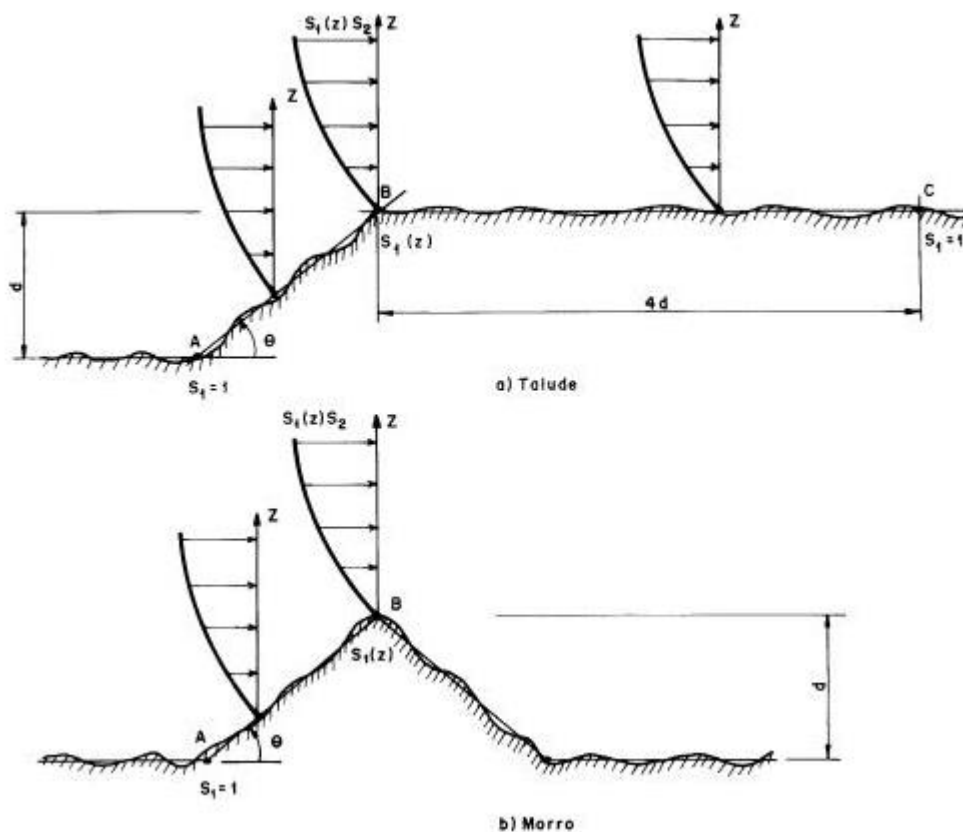
Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 6).

3.2.2.2 Fator topográfico (S_1)

O fator topográfico (S_1) leva em consideração as variações do relevo do terreno e pode ser determinado do seguinte modo:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros, conforme Figura 14:
 - Nos pontos A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;
 - No ponto B: S_1 varia em função da altura;
 - Entre A e B e entre B e C: S_1 obtido por interpolação linear.
- Vales profundos, protegidos de vento: $S_1 = 0,9$.

Figura 14 – Parâmetro topográfico $S_1(z)$



Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 7).

Neste estudo, manter-se-á restrito a condição de terreno plano ou fracamente acidentado. Assim, para mais detalhes sobre a determinação do Fator Topográfico S_1 , recomenda-se consultar a norma NBR 6123 (1988, p. 5). Ainda, a norma aconselha que, para casos de mais complexidade ou necessidade de um conhecimento mais

preciso da influência do relevo, recorra-se a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou medidas anemométricas no próprio terreno.

3.2.2.3 Fator S_2

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Assim como para a IEC 60826 (item 3.2.1.1), a norma brasileira classifica a rugosidade do terreno em diferentes categorias (Tabela 3). O parâmetro que relaciona as diferentes categorias à categoria II é denominado, parâmetro b , indicado na Tabela 5.

Tabela 3 – Classificação das categorias de terreno - NBR 6123 (ABNT, 1988)

Categoria de terreno	Características de rugosidade
I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos. Obstáculos com altura média de 3,0 m.
IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Altura média dos obstáculos de 10 m.
V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Obstáculos com altura média de 25 metros ou mais.

Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 8).

Além das características de rugosidade do terreno, devem ser levadas em consideração as dimensões da estrutura, pois se verificou que o intervalo mais curto

das medidas usuais (3 segundos), corresponde às rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 metros na direção do vento médio.

Ocorre que quanto mais veloz uma rajada, menor seu tempo de atuação e menores as dimensões do turbilhão correspondente, sendo que um turbilhão muito pequeno não afetará todo o campo aerodinâmico nas vizinhanças da edificação. Conseqüentemente, não causará forças plenamente desenvolvidas sobre toda a edificação (BLESSMANN, 2013).

Desta maneira, deve-se ajustar o período de integração da rajada de vento, de acordo com a maior dimensão da estrutura, para que esta seja convenientemente envolvida pelo turbilhão. A norma recomenda para este ajuste, a utilização de um fator de rajada, F_r . Este fator é definido como a relação entre a velocidade média sobre t segundos e a velocidade de rajada de 3 segundos, ambos para uma mesma categoria i , a 10 metros de altura, e pode ser expresso pela equação 9. Para a categoria II da NBR 6123 (1988), encontram-se os valores do fator de rajada na Tabela 5.

$$F_r = V_{t,i}(10)/V_i(10) \quad (9)$$

onde: $V_{t,i}(10)$ é a velocidade média sobre t segundos, a 10 m de altura, para a categoria i (em m/s);

$V_i(10)$ é a velocidade média sobre 3 segundos, a 10 m de altura, para a categoria i (em m/s).

A NBR 6123 distribui em três classes de acordo com a maior dimensão da estrutura, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Classes de edificações em função de suas dimensões

Classe	Dimensões da estrutura	Intervalo de tempo
A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical seja inferior a 20 metros .	3 s
B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros .	5 s
C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros* .	10 s ou mais

*Para dimensões acima de 80 m, a norma recomenda determinar intervalo de tempo de rajada pela expressão: $t = 7,5L/\bar{V}_t(h)$, onde L = maior dimensão da estrutura; $\bar{V}_t(h)$ = velocidade média sobre t segundos no topo da edificação.

Fonte: (Adaptação de NBR 6123, 1988).

Ainda, o fator S_2 , considera também, a variação da velocidade de acordo com a altura. Para o cálculo desta variação a norma utiliza-se da lei potencial para descrição do perfil vertical de velocidades médias. A expressão genérica desta lei, válida dentro da camada limite atmosférica é expressa em Blessmann (2013) pela equação 10.

$$\bar{V}_t(z) = \bar{V}_t(10)(z/10)^p \quad (10)$$

onde: $\bar{V}_t(z)$ é a velocidade média sobre t segundos, a z m de altura (em m/s);

$\bar{V}_t(10)$ é a velocidade média sobre t segundos, a 10 m de altura (em m/s);

z é a altura de interesse, sobre a superfície (em m);

p é um parâmetro, função da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo, indicado na Tabela 5.

Blessmann (2013) avalia que apesar de ser cientificamente mais correta uma lei logarítmica para a descrição do perfil vertical de velocidades médias para grandes intervalos de tempo (10 min, 1h), adota-se a lei potencial por ser de mais fácil tratamento, aplicável também a curtos intervalos de tempo e amplamente utilizada na engenharia civil.

Tabela 5 – Parâmetros b , p , F_r para as diferentes categorias da norma

Cat.	t(s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
I	b	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25
	p	0,06	0,065	0,07	0,075	0,075	0,08	0,085	0,085	0,09	0,095	0,095	0,10
II	b	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	p	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	F_r	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
III	b	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
	p	0,10	0,105	0,115	0,125	0,13	0,14	0,145	0,15	0,16	0,175	0,185	0,20
IV	b	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82	0,80	0,79	0,76	0,73	0,71	0,68
	p	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16	0,17	0,175	0,195	0,215	0,23	0,25
V	b	0,74	0,73	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64	0,62	0,58	0,53	0,50	0,44
	p	0,15	0,16	0,175	0,185	0,19	0,205	0,22	0,23	0,255	0,285	0,31	0,35

Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 42).

Desta forma, o fator S_2 pode ser expresso pela equação 11.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p \quad (11)$$

Ressalva-se que nas categorias I a IV, o fator S_2 é considerado constante entre 0 e 5 metros. Para a categoria V, o fator será constante entre 0 e 10 metros. Esta correção deve-se à consideração de que a turbulência causada pela rugosidade do terreno e as trocas térmicas em certos tipos de ventos violentos fazem com a que velocidade de vento seja aumentada junto ao terreno. Na categoria V, soma-se a estas causas, a deflexão do vento para baixo, causada por obstáculos de grande altura, originando altas velocidades médias próximas ao terreno (BLESSMANN, 2013).

3.2.2.4 Fator estatístico (S_3)

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Desta maneira, relaciona a velocidade básica (V_0), que apresenta um período de retorno de recorrência médio de

50 anos, com a probabilidade de ser igualada ou excedida neste período. Ainda, a norma indica valores mínimos do fator S_3 para cada grupo de estrutura de acordo com sua descrição. Estes valores podem ser visualizados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

GRUPO	DESCRIÇÃO	FATOR 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, 1988, p. 10).

3.2.2.5 Velocidade característica (V_K)

A velocidade característica (V_K) é a velocidade de vento que será considerada para o cálculo das ações do vento. Para sua determinação, fatores como topografia e rugosidade do terreno, dimensões, altura sobre o terreno, grau de segurança e vida útil da edificação devem ser levados em consideração. Então, corrige-se a velocidade básica (V_0) com os fatores S_1 , S_2 e S_3 . A equação 12 define a velocidade característica do vento.

$$V_K = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (12)$$

onde: V_0 é a velocidade básica do vento (em m/s);

S_1 é o fator topográfico;

S_2 é o fator que depende da rugosidade do terreno, dimensões da estrutura e altura;

S_3 é o fator estatístico.

3.2.2.6 Pressão dinâmica (q)

Para determinação da pressão dinâmica de vento (q), correspondente à velocidade característica (V_K), em condições normais de pressão (1 atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa) e temperatura (15°C), por simplificação, a norma brasileira adota a equação 13.

$$q_0 = 0,613 \cdot V_K^2 \quad (13)$$

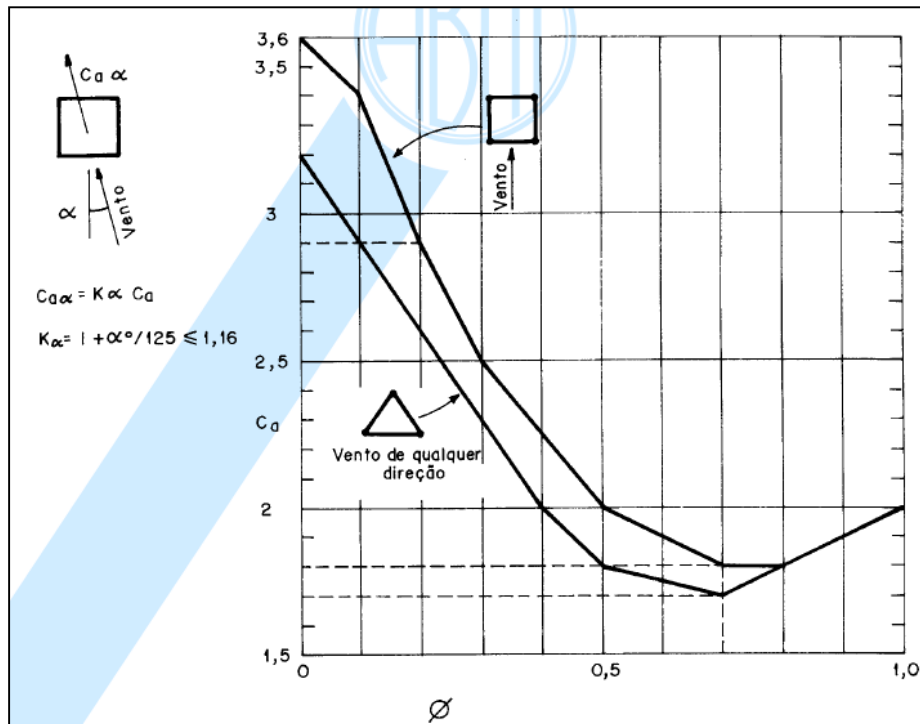
onde: q é a pressão dinâmica do vento (em N/m²);

V_K é a velocidade característica (em m/s).

3.2.2.7 Coeficiente de arrasto para torres reticuladas (C_a)

Para obtenção dos coeficientes de arrasto longitudinal para torres treliçadas de seção quadrada utilizada neste estudo, a norma apresenta um gráfico (Figura 15) do coeficiente de arrasto C_a em função do índice de área exposta ϕ . Este corresponde ao mesmo índice de área exposta do painel (λ) da IEC 60826 (item 3.2.1.3), dado que é função somente da estrutura. O C_a pode ainda ser corrigido conforme ângulo de incidência de vento em relação à perpendicular à face de barlavento.

Figura 15 – Coeficiente de arrasto C_a , para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera formada por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados



Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 29).

3.2.2.8 Força de arrasto (F_a)

Para torres reticuladas de seção quadrada, com reticulados iguais em todas as faces, a norma determina que a força de vento possa ser definida atuando diretamente sobre a torre. Conforme metodologia adotada de divisão da torre em diferentes painéis, convém-se definir a força de arrasto atuante sobre cada painel, que pode ser expressa pela equação 14.

$$F_{ai} = C_{ai} \cdot q_i \cdot A_{ei} \quad (14)$$

onde: F_{ai} é a força de vento atuando sobre o centro de gravidade do painel i (em N);

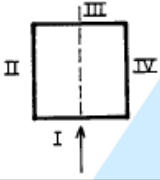
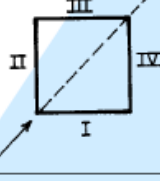
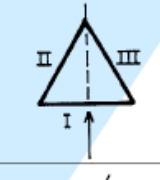

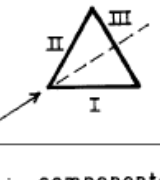
C_{ai} é coeficiente de arrasto do painel i ;

q_i é pressão dinâmica do painel i (em N/m²);

A_{ei} é área frontal efetiva projetada do painel i de uma das faces da torres reticulada (em m²).

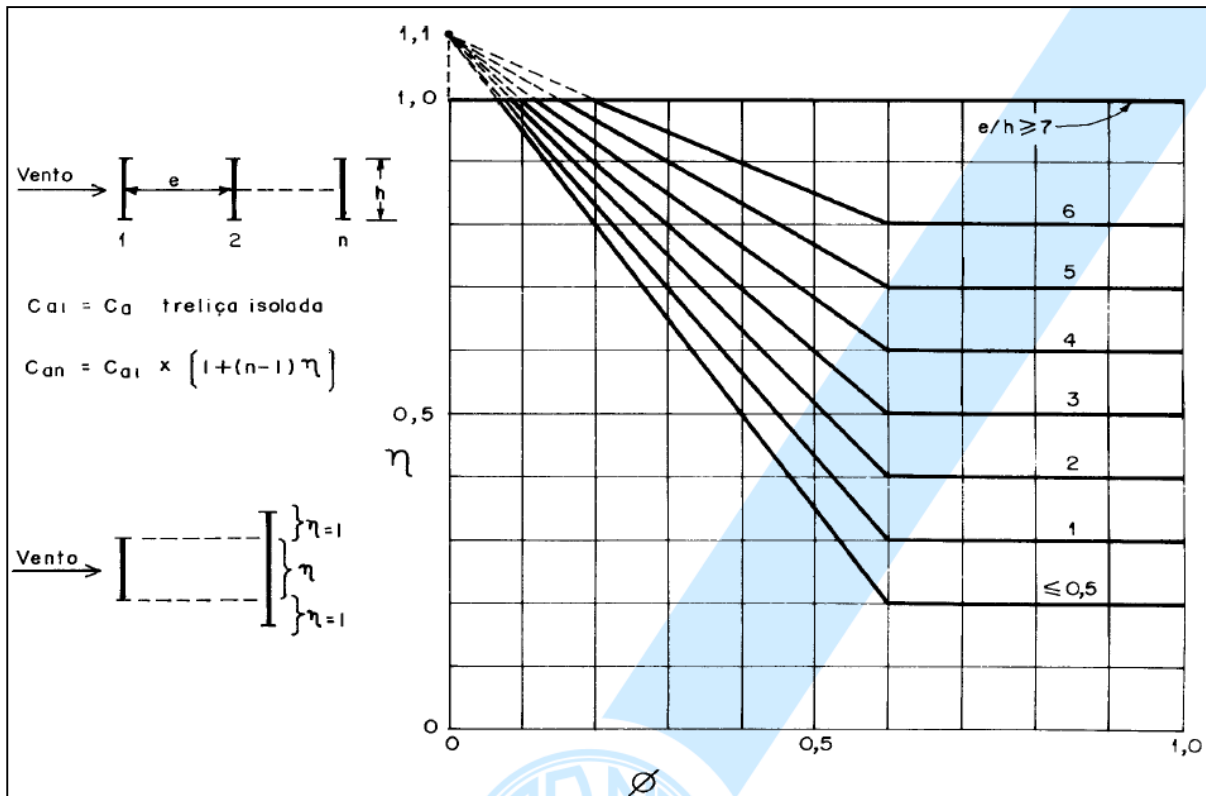
Diferentemente da recomendação internacional, a norma brasileira prega a aplicação das ações de vento, calculadas pela equação 12, de forma separada para cada face da torre, de acordo com o fator de proteção que uma face exerce sobre a outra. Deste modo, para se obter as componentes da força de arrasto para cada face, em função do tipo seção da torre e direção de incidência de vento, multiplica-se F_{ai} pelos valores adotados através do Quadro 2. O fator de proteção η pode ser obtido a partir do gráfico da Figura 16 e varia em função afastamento relativo e/h .

Quadro 2 – Componentes de força de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15
	n	0,57	0,11	0,11	—
	t	0	0,19	0,19	—
	n	0,50	0	0,37	—
	t	0,29	0	0,21	—
	n	0,14	0,14	0,43	—
	t	0,25	0,25	0	—
n : componente perpendicular à face t : componente paralela à face					

Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 31).

Figura 16 – Fator de proteção, η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados



Fonte: (NBR 6123, 1988, p. 29).

3.3 ANÁLISE DINÂMICA DO VENTO

Na consideração do carregamento a que a estrutura será solicitada, outra forma para o modelo de vento seria admitir que a ação do vento fosse representada como um processo aleatório estacionário ou não. Este processo pode ser obtido a partir de medições experimentais ou a partir de simulações de registros das componentes da velocidade do vento com base nos espectros de potência teóricos, conforme Puglia (2010).

Desta forma, neste item são apresentados conceitos gerais sobre a parcela turbulenta do vento e a metodologia utilizada, neste trabalho, para a geração do sinal de flutuação de velocidades de vento para análise dinâmica do vento em torres de LT.

3.3.1 Introdução

As rajadas de vento se comportam de forma aleatória, com diferentes dimensões e frequências. Portanto, não há como alcançar resultados com precisão através de um estudo determinístico. A melhor maneira de estudá-las é através de ferramentas estatísticas a partir de métodos que simulem a variação de velocidade do vento ao longo do tempo.

A carga resultante do vento consiste na soma da velocidade média do vento com o efeito de rajada. Estas duas parcelas são analisadas separadamente, e o efeito total é o resultado da superposição dos efeitos expresso na equação 15.

$$V(z, t) = \bar{V}(z) + v(z, t) \quad (15)$$

onde: $V(z, t)$ é a velocidade de vento, a z metros de altura, no instante t (em m/s);
 $\bar{V}(z)$ é a parcela média da velocidade de vento, a z metros de altura (em m/s);
 $v(z, t)$ é a parcela flutuante da velocidade de vento, a z metros de altura, no instante t (em m/s).

Para definir a parcela flutuante do vento, é necessário conhecer o conceito de espectro de potência. No entanto, antes de definir os espectros é preciso destacar alguns parâmetros de rugosidade, pois esses, conforme sugeridos por cada autor e considerados neste estudo, são dependentes das características do terreno.

3.3.2 Parâmetros de rugosidade

Os parâmetros de rugosidade são os principais fatores que influem na definição de um perfil vertical de velocidades médias. Dentre eles pode-se citar:

- Comprimento de rugosidade (z_0): este parâmetro está diretamente ligado à altura dos obstáculos que formam a rugosidade da superfície terrestre, representando uma pequena fração desta altura e constituindo uma referência para o grau de rugosidade. Para as diferentes categorias da NBR 6123 (1988) está representado na Tabela 7.

- Velocidade de fricção (u^*): é um parâmetro que depende da velocidade de vento e da rugosidade da superfície. Pode ser definido pela equação 16 e faz parte da lei logarítmica de velocidades médias.

$$u^* = k \frac{\bar{V}(z_{ref})}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (16)$$

onde: k é a constante de Kármán, com o valor de 0,4;

z_{ref} é a altura de referência, com o valor de 10 m;

z_0 é o comprimento de rugosidade (em m);

$\bar{V}(z_{ref})$ é a velocidade média do vento na altura de referência z (em m/s).

- Coeficiente de arrasto superficial: este parâmetro está relacionado com a velocidade de fricção. Para as diferentes categorias da NBR 6123 (1988) pode ser obtido pela Tabela 7 ou através da equação 17.

$$c_{as} = k^2 / [\ln^2(z_{ref}/z_0)] \quad (17)$$

onde: k é a constante de Kármán, com o valor de 0,4;

z é a altura de referência, com o valor de 10 m;

z_0 é o comprimento de rugosidade (em m).

Tabela 7 – Parâmetros de rugosidade (Z_0 e C_{as}) de acordo com categorias NBR 6123 (1988)

Categorias da NBR 6123 (1988)	Z_0 (mm)	$C_{as} \cdot 10^3$
I	5	2,8
II	70	6,5
III	300	13
IV	1000	30
V	2500	83

Fonte: Adaptação de BLESSMANN (2013, p. 72).

3.3.3 Espectro de potência

Blessmann (1998) define o espectro de potência de um fenômeno aleatório como a distribuição de energia contida nesse fenômeno para diversas frequências. Existem diversos espectros de potência, definidos através de medidas de velocidades do vento em diversas alturas e diferentes tipos de terrenos.

Neste estudo serão considerados somente os espectros de energia da componente longitudinal da turbulência. Dentre os autores considerados, estão Davenport, Harris e Kaimal, uma vez que estes são os mais encontrados na literatura.

3.3.3.1 Espectro de Davenport

Segundo Blessmann (2013, p. 183), Davenport, baseado em um grande número de medidas feitas em terrenos de diversas rugosidades, e em alturas que variaram entre 8 m e 151 m, sugeriu para o espectro de energia da componente longitudinal da turbulência, em ventos fortes, a equação 18.

$$\frac{f S_1(f)}{c_{as} \bar{V}^2(10)} = \frac{4 X_1^2}{(1 + X_1^2)^{4/3}} \quad (18)$$

onde: $S_1(f)$ é a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f (em $[\text{m/s}]^2/\text{Hz}$);

f é a frequência (em Hz);

c_{as} é o coeficiente de arrasto superficial referido à velocidade média a 10 m de altura, definido na equação 17 ou Tabela 7 para as diferentes categorias da NBR 6123 (1988);

$\bar{V}(10)$ é a velocidade média horária a 10 m de altura (em m/s);

X_1 é a frequência adimensional, definida pela equação 19:

$$X_1 = \frac{fL}{\bar{V}(10)} \quad (19)$$

onde: L é o comprimento da escala de turbulência (em m).

De acordo com o autor, o melhor ajuste entre pontos experimentais e curva correspondente à equação 19, seria adotando-se $L = 1200$ m.

3.3.3.2 *Espectro de Harris*

Harris, assim como Davenport, baseado em medidas feitas, desta vez, entre 18 m e 180 m sugere, para o espectro de potência da componente longitudinal das rajadas, em ventos fortes a equação 20 (BLESSMANN, 2013, p. 184):

$$\frac{f S_1(f)}{c_{as} \bar{V}^2(10)} = \frac{4 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad (20)$$

Para a componente longitudinal, o espectro de Harris também independe da altura sobre o terreno, dentro do âmbito de validade da mesma. Dessa forma, para os parâmetros da equação 20, definiram-se os mesmos de Davenport, com exceção do comprimento da escala de turbulência da equação 19, pois adotar $L = 1800$ m indica uma melhor concordância com resultados experimentais (BLESSMANN, 2013, p. 184).

3.3.3.3 *Espectro de Kaimal*

A equação 21 define o espectro de Kaimal (BLESSMANN, 2013, p. 187):

$$\frac{f S_1(f)}{u_*^2} = \frac{200 Y_1}{(1 + 50 Y_1)^{5/3}} \quad (21)$$

onde: u_* é a velocidade de fricção, calculada pela equação 16;

Y_1 é a frequência adimensional, definida de maneira simplificada pela equação 22:

$$Y_1 = \frac{f z}{\bar{V}(z)} \quad (22)$$

onde: z é a altura de interesse, (em m);

$\bar{V}(z)$ é a velocidade média horária a z m de altura, (em m/s).

3.4 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA AÇÃO DE VENTO TURBULENTO

Uma maneira de se conhecer a força de vento que atua na estrutura é medindo experimentalmente a sua velocidade e aplicar a correspondente relação do cálculo da

força. No entanto, muitas vezes é difícil fazer uma medição em diferentes pontos da estrutura (PINHEIRO, 2010). Desta forma, para se considerar uma ação dinâmica do vento sobre uma estrutura, torna-se necessária, a geração de um registro de velocidade de vento, obtido a partir de simulações numéricas da ação do vento.

Uma função no domínio do tempo pode ser, convenientemente, convertida para o domínio da frequência, para se prever o comportamento do sistema, através de um operador matemático, genericamente, denominado transformada integral. O contrário, também, é válido, quando a partir de uma resposta em frequência se deseja obter o sinal no tempo. Deste modo, com a adoção de um espectro de velocidades de vento teórico e aplicação da transformada inversa, pode-se obter uma função de velocidade no tempo, representando um registro de vento simulado.

O procedimento aqui adotado é semelhante aquele onde se escreve uma função no tempo a partir dos valores de amplitudes de uma função em frequência, multiplicados por uma função trigonométrica (o cosseno, por exemplo), com argumento contendo uma variação em frequência para valores aleatórios do ângulo de fase. A diferença é que, no método apresentado a seguir, a condição de aleatoriedade é aplicada diretamente sobre os valores da parte real e da parte imaginária, de maneira que é possível voltar à função em frequência exatamente igual àquela de partida. Para a descrição do método empregado, são necessários breves comentários a respeito da transformada rápida de Fourier (FFT).

3.4.1 Obtenção de uma função em frequência a partir de um sinal no tempo – procedimento numérico

Antes de mostrar o procedimento de obtenção do sinal no tempo a partir de uma função em frequência, apresenta-se, resumidamente, o procedimento inverso, usando a transformada discreta de Fourier.

Seja, então, uma função ou sinal no tempo t de uma grandeza qualquer, no intervalo $t = [0, t_f]$, onde t_f é o tempo final do sinal.

Na aplicação da FFT, deve-se definir o número N de pontos, pelo qual o intervalo de tempo t será dividido, em $N = 2^m$, onde m é um número inteiro não-negativo.

O intervalo de tempo Δt que deve ser usado no algoritmo da FFT é dado por:

$$\Delta t = \frac{t_f}{2N} \quad (23)$$

A frequência mais baixa não-nula é dada por:

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

Na aplicação da FFT, a frequência mais alta obtida é dada por:

$$f_f = \frac{2^m - 1}{t_f} \quad (25)$$

A frequência de Nyquist é dada por:

$$f_{Ny} = \frac{2^m - 1}{2t_f} = \frac{f_f}{2} \quad (26)$$

A função ou sinal no tempo que se deseja aplicar a FFT deve conter termos em senos e/ou cossenos, cujas frequências sejam menores ou iguais a f_{Ny} . Existindo frequências maiores que f_{Ny} , no sinal, estas não serão identificadas pelo método da FFT.

Uma particularidade da FFT é que, como o número de pontos deve ser igual a 2^m , perde-se o tempo final definido anteriormente, se o tempo inicial for considerado; ou perde-se o tempo inicial, se o tempo final for considerado.

Finalizando os dados de entrada, são montados dois vetores, contendo a parte real e a parte imaginária do sinal no tempo. Geralmente, a parte imaginária é nula.

Os resultados obtidos da FFT podem ser apresentados em curvas em função da frequência, segundo a parte real (curva simétrica em relação à frequência central de Nyquist) e imaginária (curva antissimétrica em relação ao eixo das abscissas).

Considera-se aqui que os resultados da FFT sejam representados por dois vetores, equivalentes a parte real e a parte imaginária da solução, respectivamente chamados de VRF (Vetor da parte Real da Frequência) e VIF (Vetor da parte Imaginária da Frequência). Dependendo do modo como a FFT é resolvida, esses vetores podem conter diferentes valores, embora representem uma mesma solução. No algoritmo da FFT usado neste trabalho, os valores de cada elemento dos vetores são multiplicados pela metade do número total de pontos ($N = 2^m$) de discretização do sinal no tempo, com exceção do primeiro elemento, correspondente ao valor médio

do sinal no tempo (a_0), o qual é apenas multiplicado por N . Dessa forma, a componente média da resposta no tempo é dada pela equação 27.

$$a_0 = \sqrt{\left(\frac{\mathbf{VRF}}{2^m}\right)^2 + \left(\frac{\mathbf{VIF}}{2^m}\right)^2} \quad f_0 = (1-1) \Delta f = 0 \quad (27)$$

A amplitude A_j de resposta associada à frequência $f_{j-1} = (j-1) \Delta f$, com j variando de 2 a $2^m/2$ é dada por:

$$A_j = \sqrt{a_j^2 + b_j^2} \quad (28)$$

Na equação 28, a_j e b_j são os coeficientes da série de Fourier associados, respectivamente, a amplitude da parte real $[\cos(\omega_{j-1}t)]$ e a amplitude da parte imaginária $[\sin(\omega_{j-1}t)]$. São dados por:

$$a_j = \frac{2\mathbf{VRF}_j}{2^m} \quad ; \quad b_j = \frac{2\mathbf{VIF}_j}{2^m} \quad (29)$$

Uma vez obtidas as partes reais e imaginárias, com a aplicação da FFT, encontra-se o sinal no tempo novamente usando-se a transformada Inversa de Fourier ou iFFT.

O sinal no tempo é dado a partir do conjunto de pontos formado pelos resultados da iFFT.

Monta-se esse sinal usando dois vetores contendo os pontos para cada incremento de tempo: \mathbf{VRT}_j (Valores da parte Real no Tempo) e \mathbf{VIT}_j (Valores da parte Imaginária no Tempo), com j variando de 1 a 2^m .

Gera-se a curva no tempo a partir do conjunto de pontos $[(j-1)\Delta t, \mathbf{VRT}_j]$, com j obedecendo a variação mencionada.

Neste caso a parte imaginária é nula, pois o sinal original não contém valores da parte imaginária.

O sinal no tempo também pode ser obtido a partir dos valores das partes real e imaginária, calculados pela FFT. Escreve-se:

$$F(t) = a_0 + \sum_{j=2}^{N/2} \frac{2x_j}{2^m} \cos(2\pi \Delta f (j-1)t) - \sum_{j=2}^{N/2} \frac{2y_j}{2^m} \sin(2\pi \Delta f (j-1)t) \quad (30)$$

Onde: x_j são valores da parte real

y_j , valores da parte imaginária.

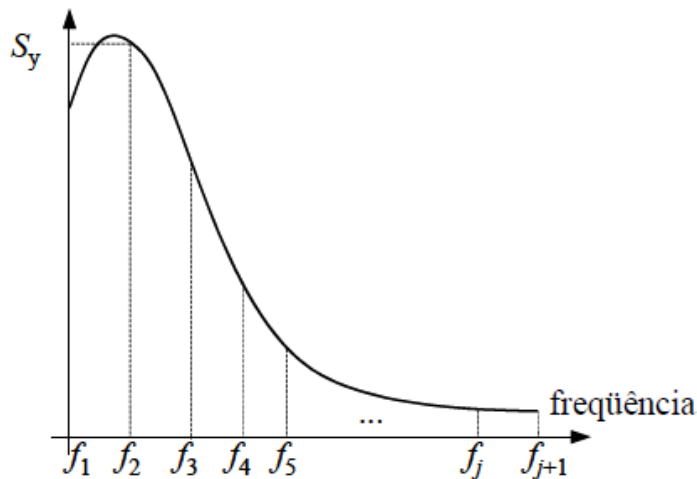
Quando $j = 1$, tem-se:

$$a_0 = \frac{x_1}{2^m} \quad (31)$$

3.4.2 Obtenção de um sinal no tempo a partir de uma função no domínio da frequência – procedimento numérico

Seja uma função em frequência (ou um espectro representativo de uma grandeza), conforme ilustra a Figura 17.

Figura 17 – Espectro ou função em frequência de uma grandeza qualquer.



Fonte: (PINHEIRO, 2010, p. 2)

Sabe-se que um espectro S_y é escrito como uma composição de seus valores reais $\Re(S_y)$ e imaginários $\Im(S_y)$, na descrição matemática. Ou seja, pode-se escrever a seguinte equação:

$$S_y^2 = \Re(S_y)^2 + \Im(S_y)^2 \quad (32)$$

Fazendo $S_R = \Re(S_y)$, $S_I = \Im(S_y)$ e considerando S_R como uma parcela de S_y , ou seja, $S_R = \alpha S_y$, obtém-se:

$$\begin{aligned} S_y^2 &= S_R^2 + S_I^2 \\ S_y^2 &= (\alpha S_y)^2 + S_I^2 \end{aligned} \quad (33)$$

$$S_I^2 = (1 - \alpha^2) S_y^2$$

$$S_I^2 = \beta^2 S_y^2$$

$$\beta = \sqrt{1 - \alpha^2}$$

O fator de multiplicação α é um número aleatório escolhido no intervalo fechado de zero a 1.

Dessa forma, consegue-se vincular os valores das partes reais e imaginárias aos valores das amplitudes do espectro. Isso garante que a aplicação da iFFT sobre sinal no tempo obtido forneça a mesma curva em frequência, desde que sejam usados o mesmo intervalo de tempo e o mesmo número de pontos na resolução da iFFT.

O procedimento começa com a divisão da curva em frequência em 2^m pontos. Ressalta-se que o número de pontos é uma potência de base 2, em função do algoritmo da FFT. Este número de pontos está relacionado com as frequências inicial (geralmente $f_1 = 0$) e final f_{j+1} conforme a equação 34:

$$2^m = \frac{f_{j+1} - f_1}{\Delta f} + 1 \quad (34)$$

Da equação 34 obtém-se o intervalo de frequência Δf :

$$\Delta f = \frac{f_{j+1} - f_1}{2^m - 1} \quad (35)$$

Com o valor de Δf , encontra-se o tempo final de intervalo da resposta que será obtida do tempo inicial t_i até o tempo final t_f , com $t_i = 0$.

$$t_f = \frac{1}{\Delta f} \quad (36)$$

Os valores do incremento de tempo Δt e da última frequência f_f que será considerada na resposta são dados pelas expressões seguintes:

$$\Delta t = \frac{t_f}{2^{m+1}} \quad f_f = \frac{2^{m+1} - 1}{t_f} \quad (37)$$

Observa-se aqui que os valores de Δt e f_f são calculados com o dobro do número de pontos. Isso se explica da seguinte forma: na resolução da FFT aplicada

sobre um sinal no tempo, dois vetores são obtidos, contendo cada um deles o dobro do número de pontos pelo qual o sinal no tempo é dividido. Para que a frequência f_{j+1} seja incluída na resposta, f_{j+1} deve ser a frequência de Nyquist, que representa a metade do número de pontos, portanto deve-se ter 2^{m+1} .

A partir da curva mostrada na Figura 17, é gerado um vetor de amplitudes de velocidades do vento, cujos elementos são obtidos por:

$$s_{yj} = \sqrt{2S_{yj}\Delta f} \quad \text{com } j \text{ de } 2 \text{ até } N \quad (38)$$

São dos valores de s_{yj} que saem as parcelas aleatórias para montagem do vetor de parte real e imaginária na resolução da iFFT.

Observa-se que os pontos iniciam com índice $j = 2$. O primeiro ponto é reservado ao valor da amplitude a_0 do sinal. Para as flutuações, considera-se $a_0 = 0$.

São gerados valores aleatórios de zero a 1 para a variável α , aplicados sobre cada valor s_{yj} , os quais irão corresponder, também aleatoriamente aos valores das partes real e imaginária do espectro, sempre obedecendo as relações definidas anteriormente e reescritas na forma seguinte:

$$\begin{aligned} s_{\mathbf{R}}^2 &= \alpha^2 s_{yj}^2 \\ s_{\mathbf{I}}^2 &= \beta s_{yj}^2 \end{aligned} \quad (39)$$

Para evitar o surgimento de uma parte imaginária nos valores do sinal no tempo, prescreve-se o valor da variável α , correspondente a frequência $f_1 = 0$, na unidade ($\alpha_1 = 1$) e, conseqüentemente, $\beta_1 = 0$.

Os produtos $(\alpha_j \cdot s_{yj})$ e $(\beta_j \cdot s_{yj})$ são, respectivamente, a parte real e a parte imaginária do vetor que é usado na aplicação da iFFT. No entanto, esses valores, da maneira que são gerados, ficam todos positivos. Para melhorar os resultados da iFFT, aplica-se, também aleatoriamente, nessas parcelas (real e imaginária) o sinal positivo e negativo.

Neste ponto, são montados os vetores para aplicação direta da iFFT. Estes vetores contêm o dobro de pontos do vetor formado. A seqüência a seguir retrata a montagem desses vetores.

$$\{\alpha_0, \alpha_j \cdot s_{yj} (j \text{ de } 2 \text{ a } N), 0, \alpha_j \cdot s_{yj} (j \text{ de } N-1 \text{ a } 1)\}$$

Esta sequência é simétrica em relação à frequência de Nyquist com total de pontos igual a $2N$.

$$\{\beta_0, \beta_j \cdot s_{yj} \text{ (} j \text{ de } 2 \text{ a } N), 0, -\beta_j \cdot s_{yj} \text{ (} j \text{ de } N-1 \text{ a } 1)\}$$

A segunda sequência é simétrica em relação ao eixo das abscissas com número de pontos igual a $2N$.

A aplicação da iFFT com estes dados resultará em um vetor com os valores no domínio do tempo, num total de $2N$ pontos. Por isso o intervalo de tempo é inicialmente dividido por 2.

O sinal no tempo é dado a partir da montagem da sequência de pontos apenas da parte real, pois a parte imaginária teve sua nulidade forçada. O conjunto de pontos da solução no tempo é dado pela sequência abaixo:

$$\{(j-1) \cdot \Delta t, VRT_j, \text{ com } j \text{ de } 1 \text{ a } 2N\}$$

Resumem-se, assim, comentários do método empregado.

4 MÉTODO DE SOLUÇÃO NA ANÁLISE DINÂMICA

Para obter a resposta dinâmica de uma estrutura, no domínio do tempo, pode-se empregar o método de integração numérica direta das equações do movimento, na forma explícita, usando diferenças finitas centrais. Segundo Kaminski (2007, p. 199), este método apresenta algumas vantagens na solução de problemas não lineares e está descrito no item a seguir.

4.1 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DIRETA DAS EQUAÇÕES DO MOVIMENTO

Uma estrutura com n graus de liberdade pode ter seu comportamento dinâmico representado pela seguinte equação diferencial matricial:

$$[M]\ddot{\vec{q}}(t) + [C]\dot{\vec{q}}(t) + [K]\vec{q}(t) = \vec{F}(t) \quad (40)$$

onde: $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa, amortecimento viscoso (Newtoniano) e rigidez da estrutura, respectivamente, todas de ordem n ;

$\ddot{\vec{q}}(t)$, $\dot{\vec{q}}(t)$ e $\vec{q}(t)$ são vetores de ordem n com as acelerações, velocidades e deslocamentos (ou coordenadas) nodais no instante de tempo t , respectivamente;

$\vec{F}(t)$ é o vetor de forças nodais externas no instante de tempo t , também de ordem n .

Existem dois procedimentos básicos para resolver a integração: métodos explícitos e métodos implícitos.

No caso dos métodos implícitos, a obtenção do resultado do sistema em um instante $(t + \Delta t)$, requer a solução de um sistema de equações. Como exemplo de métodos implícitos tem-se: o método de Wilson- θ e o método de Newmark.

Nos métodos explícitos, após escolher um intervalo de tempo de integração, o estado do sistema num instante $(t + \Delta t)$ pode ser determinado em função do estado do sistema nos instantes anteriores, t , $(t - \Delta t)$, etc., na forma explícita. Como exemplo de métodos explícitos, tem-se: o método da aceleração constante e o método das diferenças finitas centrais.

Quando se admite que as massas estejam concentradas nos nós, a matriz de massa $[M]$ do sistema é diagonal, e se for considerado também que a matriz de amortecimento $[C]$ é proporcional a $[M]$, o sistema de equações do movimento pode ser desacoplado, não sendo necessária a montagem ou atualização da matriz de rigidez global $[K]$ da estrutura. Assim, o vetor de coordenadas nodais da estrutura $\vec{q}(t_i)$, em um tempo discreto t_i , é determinado a partir de um conjunto de vetores de coordenadas nodais $\vec{q}(t_{i-k})$ em tempos discretos anteriores t_{i-k} com $k = 1, 2, 3, \dots, i$, e o método é chamado de explícito.

Para obter as coordenadas nodais da estrutura $\vec{q}(t_i)$ em cada tempo t_i , nas direções x , y e z , resolvendo as equações de equilíbrio dinâmico através do método de integração explícita, utilizando diferenças finitas centrais, é utilizada a equação 41:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \vec{q}(t_i + \Delta t) = \\ & = \vec{F}(t_i) - \left[[K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right] \vec{q}(t_i) - \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \vec{q}(t_i - \Delta t) \end{aligned} \quad (41)$$

onde: Δt é o intervalo de tempo de integração (em s).

Dessa forma, conhecido o estado do sistema nos instantes t_i e $t_i - \Delta t$, é possível calcular o segundo membro da Equação 41 e em seguida determinar o estado no intervalo de tempo seguinte ($t_i + \Delta t$).

Antes de iniciar o processo é necessário especificar as condições iniciais $\vec{q}(0)$ e $\dot{\vec{q}}(0)$. Já que:

$$\vec{q}(0 - \Delta t) = \vec{q}(0) - \Delta t \dot{\vec{q}}(0) + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\vec{q}}(0) \quad (42)$$

O vetor $\ddot{\vec{q}}(0)$ pode ser obtido da Equação 40, escrita para $t = 0$:

$$\ddot{\vec{q}}(0) = [M]^{-1} \{ \vec{F}(0) - [C] \dot{\vec{q}}(0) - [K] \vec{q}(0) \} \quad (43)$$

Quando as matrizes de massa $[M]$ e de amortecimento $[C]$ são diagonais, a matriz resultante que multiplica $\vec{q}(t_i + \Delta t)$ na Equação 41 será também diagonal. Como a integração pode ser efetuada em nível de elemento, não é necessário formar a matriz de rigidez global $[K]$. Dessa forma, não será necessário utilizar um processo de solução de sistemas de equações algébricas para determinar o vetor $\vec{q}(t_i + \Delta t)$, o

que resulta numa significativa redução do esforço computacional. Assim, a expressão das diferenças finitas centrais para calcular os deslocamentos em qualquer nó, nas direções x , y ou z , no tempo $t_i + \Delta t$, fica:

$$q(t_i + \Delta t) = \frac{1}{1 + \frac{c_m \Delta t}{2}} \left[\frac{f(t_i) \Delta t^2}{m} + 2 q(t_i) - \left(1 - \frac{c_m \Delta t}{2}\right) q(t_i - \Delta t) \right] \quad (44)$$

onde: q é a coordenada nodal (em m) na direção x , y ou z ;

$f(t_i)$ é a componente da força nodal resultante (em N) na direção correspondente no tempo t_i . É composta pelas forças gravitacionais $f_g(t_i)$ (peso próprio e forças nodais externas) e pelas forças axiais $f_a(t_i)$ que surgem em razão das deformações axiais nos elementos de treliça;

$c_m = c/m$ é a constante de proporcionalidade;

m é a massa nodal (em kg);

c é o coeficiente de amortecimento viscoso (em N·s/m), proporcional à massa m .

A constante de proporcionalidade c_m deve ser ajustada de modo que a razão de amortecimento crítico (ζ) resulte igual à da estrutura analisada.

Em cada passo de integração, ou seja, na avaliação da Equação 44 para todos os nós, em todas as direções, as coordenadas nodais são atualizadas causando deformações axiais dos elementos, os quais reagem com forças axiais f_a que se opõem aos deslocamentos. A força axial em um instante de tempo t_i , para um elemento de rigidez axial ($E \cdot A$) e comprimento L , com comportamento linear, é dada por:

$$f_a(t_i) = E \cdot A \frac{L(t_i) - L(0)}{L(0)} \quad (45)$$

onde: $f_a(t_i)$ é a força axial do elemento de treliça no tempo t_i ;

$L(0)$ é o comprimento inicial (em $t = 0$) do elemento de treliça;

$L(t_i)$ é o comprimento do elemento de treliça no tempo t_i ;

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

A é a área da seção transversal.

Assim, para obter as componentes da força nodal resultante $f(t_i)$, a força axial $f_a(t_i)$ deve ser multiplicada pelos cossenos diretores do eixo do elemento de treliça no estado deformado, e suas componentes somadas com as respectivas forças gravitacionais $f_g(t_i)$ nas direções x, y e z, atuantes no nó em consideração no tempo t_i .

Uma vez que as coordenadas nodais são atualizadas em cada passo de integração, a não-linearidade geométrica é sempre considerada. Para se considerar a não-linearidade física, basta considerar uma relação não-linear entre a força axial f_a e o deslocamento do elemento, ao invés da relação linear mostrada na Equação 45.

Segundo Bathe (1996), como o método é condicionalmente estável, a convergência e a precisão da solução dependem do intervalo de tempo de integração Δt adotado. Assim, para que a estabilidade seja assegurada, é necessário que o intervalo de tempo respeite a seguinte condição:

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{2}{\omega_n} = \frac{2}{2\pi f_n} = \frac{T_n}{\pi} \quad (46)$$

onde: Δt_{crit} é o intervalo de tempo de integração crítico;

ω_n é a maior frequência angular da estrutura com n graus de liberdade (em rad/s);

f_n é a correspondente frequência de vibração (em Hz);

T_n é o menor período de vibração da estrutura (em s).

Na determinação de Δt pela Equação 46, a maior dificuldade consiste em calcular o T_n , que corresponde ao modo de vibração associado ao maior autovalor da estrutura. No entanto, o intervalo de tempo crítico Δt_{crit} , para estruturas constituídas por elementos de treliça, pode ser determinado de forma aproximada por (Groehs, 2001):

$$\Delta t_{crit} = \frac{L_{min}(0)}{\sqrt{E/\rho}} \quad (47)$$

Onde: $L_{min}(0)$ é o comprimento inicial (em $t = 0$) da menor barra da treliça (em m);

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material (em N/m²);

ρ é a massa específica do material (em kg/m³);

$\sqrt{E/\rho}$ é a velocidade do som no meio representado por E e ρ .

A Equação 47 serve apenas para dar uma ideia aproximada do valor de Δt . Para se ter certeza da precisão dos resultados, sem calcular o maior autovalor da estrutura, é necessário obter pelo menos duas respostas iguais com dois valores diferentes de $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$.

Segundo Kaminski (2007, p. 177), para ter segurança no método, o intervalo Δt de tempo de integração deve ser na ordem de 10^{-5} a 10^{-6} segundos, exigindo de 100.000 até 1.000.000 passos de integração para cada segundo de análise do problema.

5 CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

5.1 INTRODUÇÃO À INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Nos escritórios de cálculo estrutural, diante da dificuldade das modelagens, usualmente, reduzem-se diversos fatores da realidade física das estruturas em geral. Um exemplo disso é a suposição da estrutura com apoios indeslocáveis, o que resulta num conjunto de cargas que é passado ao projetista de fundações. Este, após análise das cargas, dimensiona os elementos de fundação e estima os recalques absolutos e diferenciais, comparando-os com os recalques admissíveis.

No entanto, essa simplificação da modelagem estrutural, conjuntamente com a deformação do solo e o conseqüente deslocamento da fundação (recalque ou arrancamento), pode gerar distorções no comportamento das fundações e da superestrutura, em razão desses efeitos resultarem numa redistribuição de esforços nas barras da estrutura e também nas reações de apoio.

A forma encontrada para sanar esse problema é a consideração do comportamento conjunto entre estrutura e maciço de solos, denominado interação solo-estrutura (ISE). Com isso, há uma compatibilização de deslocamentos na estrutura devido aos efeitos da deformabilidade do solo sobre a mesma e efeitos de sua rigidez sobre os recalques.

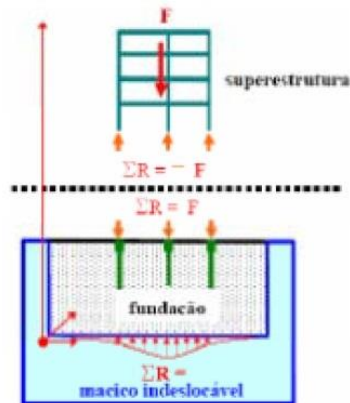
5.2 MODELOS BÁSICOS DE ANÁLISE PARA A CONSIDERAÇÃO DA ISE

Segundo Aoki e Cintra (2004), existem basicamente três formas de simular o maciço de solo sob a estrutura para considerar a ISE. São resumidos a seguir:

- **Modelo A:** Atualmente, mais empregado em projetos estruturais consiste em duas análises independentes: a estrutural e a de recalques. A compatibilidade de deslocamentos (situação final de equilíbrio) dá-se no topo das fundações e é originado a partir de um processo iterativo, onde as forças aplicadas nas fundações geram recalques e estes geram deslocamentos da superestrutura e vice-versa. Neste modelo, consideram-se como dois corpos em equilíbrio a

superestrutura, com a sua parte inferior delimitada pela superfície das bases dos pilares, e a fundação, delimitada pela superfície das bases dos pilares e o maciço indeslocável (Figura 18).

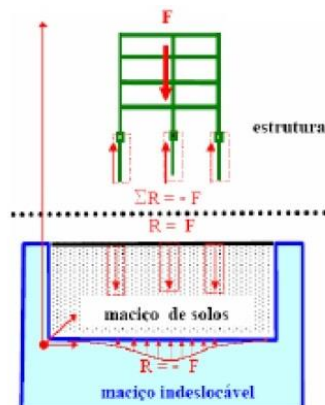
Figura 18 – Modelo A de equilíbrio da superestrutura e fundação



Fonte: (Aoki e Cintra, 2004).

- **Modelo B:** Em uso crescente nos escritórios de projeto, são utilizadas molas discretas para simular os efeitos do solo (apresentado detalhadamente no item 5.3 deste capítulo). Neste modelo, consideram-se como dois corpos em equilíbrio a estrutura, com a sua parte delimitada pela superfície dos elementos estruturais de fundação, e o maciço de solos, delimitado pela superfície dos elementos estruturais de fundação e o maciço indeslocável (Figura 19).

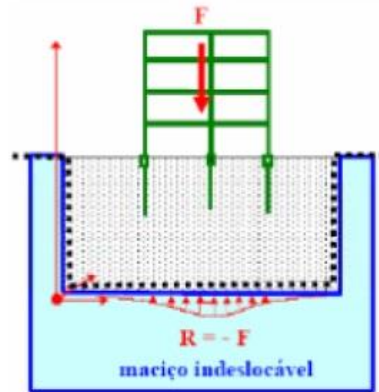
Figura 19 – Modelo B de equilíbrio da estrutura e o maciço de solos



Fonte: (Aoki e Cintra, 2004).

- **Modelo C:** Ainda pouco utilizado em escritórios de projeto, tem se desenvolvido mais em meio acadêmico. Sua pouca utilização deve-se a sua complexidade, pois requer o emprego do método dos elementos finitos (bidimensionais ou tridimensionais) envolvendo um grande número de equações matriciais e, normalmente, exigindo a utilização de computadores com altas capacidades de memória e processamento. Neste modelo considera-se que o sistema global, formado pela estrutura e o maciço de solos (delimitado pelo indeslocável), constitui-se num só corpo em equilíbrio. (Figura 20).

Figura 20 – Modelo C de equilíbrio do sistema global



Fonte: (Aoki e Cintra, 2004).

5.3 COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL PARA SAPATAS

De acordo com o modelo de Winkler (1867) (Figura 21), as pressões (tensões) de contato no solo são proporcionais aos deslocamentos (recalques), e são expressas pela Equação 48.

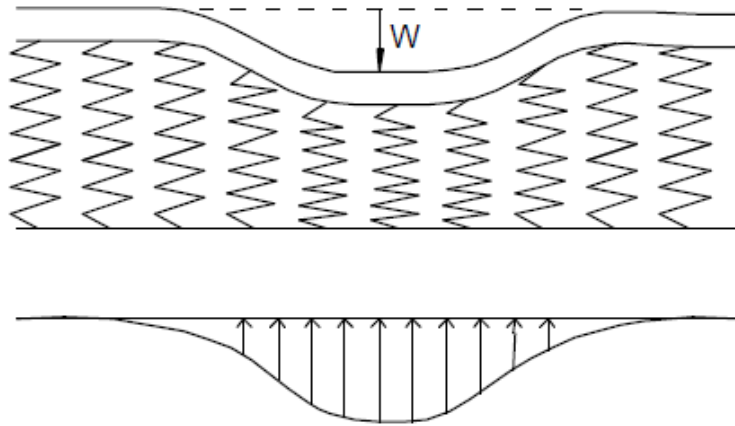
$$q = K_v \cdot w \quad (48)$$

onde: q é a tensão aplicada na sapata (em kN/m²);

w é o recalque (em m);

K_v é o coeficiente de reação vertical (em kN/m³).

Figura 21 – Modelo de Winkler



Fonte: (Velloso e Lopes, 2004)

O modelo de Winkler é o mais utilizado no estudo da ISE em projetos estruturais, em razão de sua simplicidade de aplicação. A maior dificuldade encontrada para sua utilização é determinar a rigidez das molas elásticas que simulem os efeitos da deformabilidade do solo.

A constante K_v , denominada de coeficiente de reação vertical do solo, depende de vários fatores como: a natureza do solo, dimensões da área carregada e da profundidade de assentamento da fundação. Assim, a sua determinação, para aplicação nos cálculos estruturais, torna-se um processo muito delicado.

Neste modelo, levam-se em conta somente as deformações na região delimitada pela fundação, não considerando o efeito de cargas aplicadas na vizinhança. Isto se torna a principal desvantagem de sua utilização.

O coeficiente de reação vertical, K_v , pode ser obtido de várias formas:

- Valores padronizados;
- Ensaio de prova de carga em placa;
- Relação com as propriedades elásticas do maciço de solo.

5.3.1 Valores padronizados

É possível encontrar, na bibliografia, tabelas com valores típicos ou padronizados para o coeficiente de reação vertical do solo. Nestas, o coeficiente de reação vertical é relacionado com o tipo de solo.

Exemplo disto encontra-se na Tabela 8 proposta por Moraes (1976), que na falta de ensaios apropriados, adota-se valores para o K_s^V ou K_v , mesmo que de forma aproximada.

Tabela 8 – Valores de K_s^V ou K_v (em kN/m³)

Tipo de Solo	K_s^V (kN/m³)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: (Moraes, 1976)

5.3.2 Ensaio de prova de carga em placa

O coeficiente de reação vertical do solo, também, pode ser obtido através do ensaio de placa, representando a deformabilidade do solo. Estes ensaios são realizados diretamente sobre o terreno de fundação, e o K_s^V ou K_v , definido conforme a Equação 49, mediante ciclos de carga e descarga (Souza e Reis, 2008).

$$\sigma = K_s^V \cdot w \quad (49)$$

onde: σ é a tensão aplicada à placa (em kN/m²);

w é o recalque (em m);

K_s^V é o coeficiente de reação vertical do solo (em kN/m³).

Segundo Velloso e Lopes (2004), em função da placa do ensaio ter uma dimensão distinta da fundação real, o coeficiente de reação vertical deve ser corrigido conforme indicado nas equações 50 e 51. Essa correção é necessária, visto que o coeficiente de reação vertical não é uma propriedade do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

Para solos arenosos:

$$(K_s^V)_{Fundação} = (K_s^V)_{Placa} \left(\frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2B_{Fundação}} \right)^2 \quad (50)$$

Para solos argilosos rijos a muito rijos:

$$(K_s^V)_{Fundação} = (K_s^V)_{Placa} \frac{A_{Placa}}{A_{Fundação}} \quad (51)$$

onde: B_{Placa} é a menor dimensão da placa (em m);

$B_{Fundação}$ é a menor dimensão da fundação (em m);

A_{Placa} é a área da placa (em m²);

$A_{Fundação}$ é a área da fundação (em m²).

5.3.3 Relação com as propriedades elásticas do maciço de solo

Outra forma de se obter o coeficiente de reação vertical é através da relação direta com as propriedades elásticas do maciço de solo, onde fatores do elemento de fundação são levados em conta, tais como: sua forma, dimensões e rigidez. Perloff (1975) apresenta uma alternativa para esse caso através da Equação 52.

$$K_s^V = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{I_W} \cdot \frac{1}{B} \quad (52)$$

onde: B é a menor dimensão da base da sapata (em m);

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

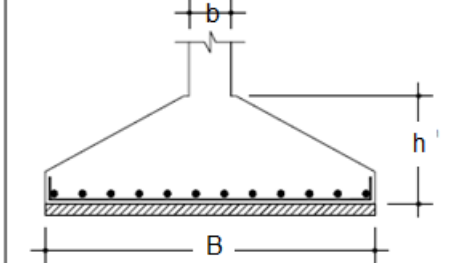
I_W é o fator de influência;

E_s é o módulo de elasticidade do solo (em kN/m²).

O fator de influência, I_w , depende da forma e da rigidez da sapata, e pode ser obtido conforme indicado na Figura 22.

Figura 22 – Fator de Influência (I_w) para sapatas rígidas e flexíveis.

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de I_w			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40



$$h \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Rígida}$$

$$h \leq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Flexível}$$

Fonte: (Milani, 2012)

5.4 MODELO DE PAIS E KAUSEL

A rigidez do conjunto solo-fundação, quando submetido a esforços de compressão, pode ser estimada através dos coeficientes de rigidez estáticos propostos por Pais e Kausel (1988) citados por Wolf (1994 apud Kaminski, 2007). Estes coeficientes são determinados considerando uma fundação rígida, apoiada sobre uma superfície de um semiespaço elástico, homogêneo e isotrópico (solo). Para o caso de uma fundação do tipo sapata, com base retangular, com largura “2 b” (na direção do eixo “z”) e comprimento “2 a” (na direção do eixo “x”), sendo $2 b < 2 a$, os coeficientes de rigidez à translação nas direções vertical (K_Y) e horizontais (K_X e K_Z), em kN/m, são dados por:

$$K_Y = \frac{G \cdot b}{1 - \nu} \left[3,1 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,75} + 1,6 \right] \quad (53)$$

$$K_X = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,65} + 2,4 \right] \quad (54)$$

$$K_Z = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{a}{b} \right) + 1,6 \right] \quad (55)$$

No caso de uma sapata quadrada, tem-se:

$$K_Y = \frac{4,7 \cdot G \cdot b}{1 - \nu} \quad (56)$$

$$K_X = K_Z = \frac{9,2 \cdot G \cdot b}{2 - \nu} \quad (57)$$

onde: ν é o coeficiente de Poisson do solo;

G é o módulo de elasticidade transversal do solo (em kN/m²), que pode ser obtido através da equação 58:

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} \quad (58)$$

Ainda segundo Kaminski (2007), os coeficientes de rigidez, assim calculados, podem ser utilizados no modelo mecânico de torres para considerar a flexibilidade da fundação, entretanto, estes valores são válidos somente quando o conjunto solo-fundação está submetido à compressão.

5.5 TRAÇÃO EM FUNDAÇÕES

As fundações de torres metálicas autoportantes apresentam características particulares, se comparadas a fundações de outros tipos de estruturas, pois se deve levar em conta para o seu dimensionamento tanto esforços de compressão quanto de tração, além de esforços horizontais (Kaminski, 2007).

Então, para aplicação da interação solo-estrutura no modelo mecânico de uma torre autoportante, ou seja, considerar o comportamento conjunto entre a estrutura e o maciço de solo, sob diferentes condições de carregamento, deve-se dispor de dados relativos ao solo no qual a torre está apoiada, a fim de que se possa estimar a rigidez (comportamento carga x deslocamento) do conjunto solo-fundação.

Sabe-se ainda que o comportamento de qualquer tipo de solo à tração é diferente do comportamento à compressão, tornando-se este um fato suficiente para gerar alterações na distribuição dos esforços dos elementos da torre, se comparado ao modelo usualmente empregado das fundações indeslocáveis, mesmo que se considere o maciço de solo perfeitamente homogêneo e com características idênticas nos quatro apoios.

No caso de sapatas de concreto armado, os processos construtivos têm uma pequena influência na capacidade à compressão, porém uma grande influência na capacidade ao arrancamento (tração), e conseqüentemente na sua rigidez.

Por exemplo, a resistência ao arrancamento depende de como a base da fundação é concretada, se sobre o solo natural ou com fôrmas. Além disso, fundações com alargamento de base têm sua capacidade à tração significativamente aumentada (Kaminski, 2007).

De acordo com Buckley (1994 apud Milani 2012), o principal componente da capacidade das fundações é a capacidade de resistência do solo onde a fundação será executada. Além disso, falhas de fundações não são bem definidas e deslocamentos precisam ser limitados a fim de manter a integridade da estrutura da torre.

Ainda segundo Buckley (1994), os esforços existentes em torres de transmissão impõem à fundação cargas de compressão, tração e horizontais. Para cargas de compressão, existem métodos de cálculo bem definidos, porém a carga crítica, que determina o tamanho da fundação, é geralmente a capacidade à tração. Existe um número de modelos de cálculo determinístico disponíveis para cálculo de capacidade à tração, porém informações estatísticas e resultados em escala real são escassos.

Buckley (1994) apresentou uma análise estatística de um grande número de fundações, do tipo sapatas, ensaiadas à tração de 1984 a 1989 pelo ESB (*Electricity Supply Board*). Nesse trabalho os resultados dos ensaios foram comparados com modelos de cálculos de projeto através de métodos probabilísticos.

A análise estatística realizada por Buckley (1994) foi realizada para diferentes categorias de fundações, onde as capacidades de carga à tração das sapatas obtidas nos ensaios em escala real foram comparadas com métodos de previsão de carga onde fatores de carga foram calculados.

$$m = \frac{\text{Capacidade Real}}{\text{Capacidade calculada}} \quad (59)$$

Os métodos de cálculo de projeto utilizados na comparação foram:

- Método do cone invertido, utilizando vários ângulos de falha, densidades de solo e concreto;
- Modelo de projetos da norma alemã VDE;
- Método do tipo cisalhamento (Killer), utilizando valores de capacidade de cisalhamento variando com a profundidade, bem como valores fixos.

O método do cone invertido (*Frustum*) é um dos mais antigos utilizados para cálculo de capacidade à tração de fundações. Nesse método é considerado um cone iniciando na base da fundação fazendo um ângulo com a vertical, normalmente, tomado como 30° chegando à superfície, que determina o solo que estará contribuindo com a resistência a tração.

$$U_f = V_S \cdot \gamma_S + V_C \cdot \gamma_C \quad (60)$$

onde: V_S é o volume de solo contido no cone (em m³);

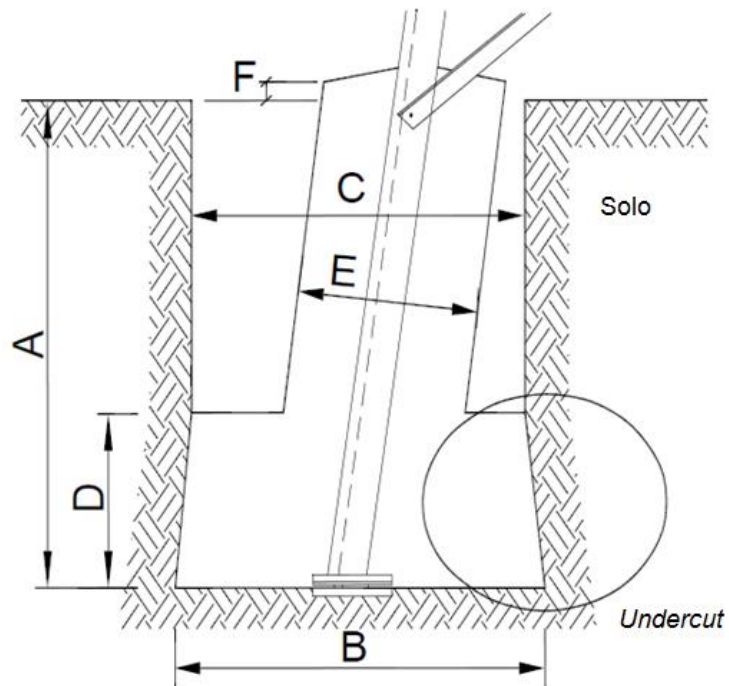
V_C é o volume de concreto contido no cone (em m³);

γ_S é o peso específico do solo (em kN/m³);

γ_C é o peso específico do concreto (em kN/m³).

Um dos principais tipos de fundações analisadas por Buckley (1994) são as “*undercut foundations*”, que são sapatas, onde a base é levemente mais larga que o nível do pescoço da fundação (Figura 23).

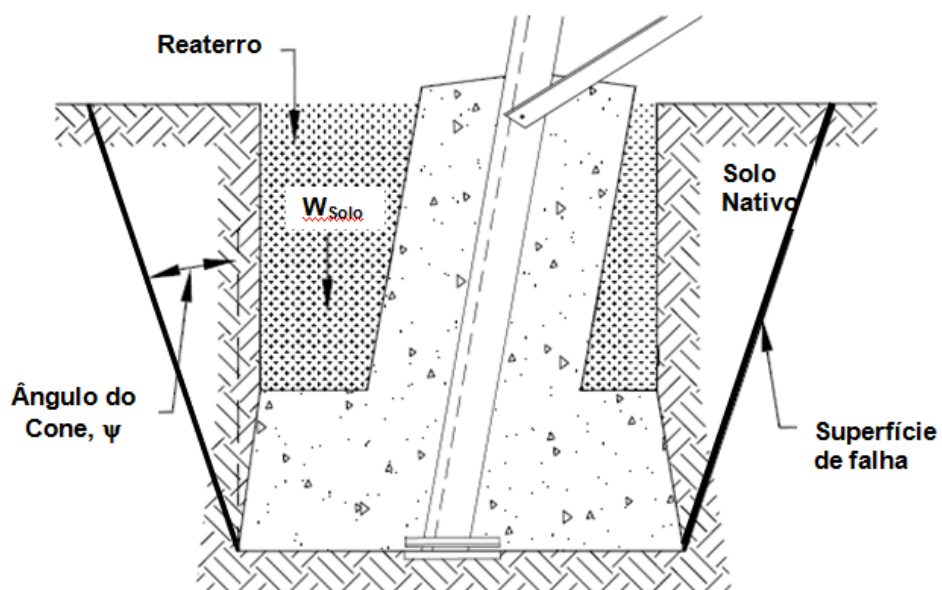
Figura 23 – Fundação sapata tipo “undercut foundations”



Fonte: (Milani, 2012)

Na Figura 24 está ilustrado o método do cone invertido para os casos de falha em solos nativos.

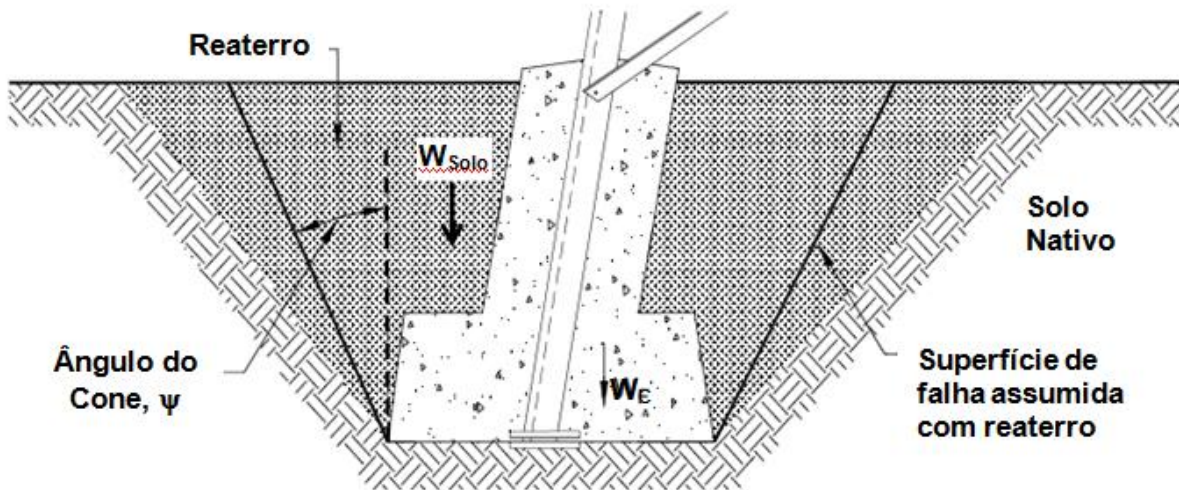
Figura 24 – Falha em solos nativos



Fonte: (CIGRÉ, 2008)

Na Figura 25 está ilustrado o método do cone invertido para os casos de falha em solos de reaterro.

Figura 25 – Falha em solos de reaterro



Fonte: (CIGRÉ, 2008)

A capacidade à tração é baseada na equação 60, onde V_S e V_C podem ser calculados através das equações 61 a 65 (CIGRÉ, 2008).

$$V_S = V_{S,F} - V_{C,B} \quad (61)$$

$$V_{S,F} = \frac{A}{3} [G^2 + B^2 + (B \cdot G)] \quad (62)$$

$$G = B + 2 (A \cdot \tan \Psi) \quad (63)$$

$$V_{C,B} = \frac{D}{3} [B^2 + C^2 + (B \cdot C)] + ((A - D) \cdot (E^2)) \quad (64)$$

$$V_C = \frac{D}{3} [B^2 + C^2 + (B \cdot C)] + ((A - D) \cdot (E^2)) + (E^2 \cdot F) \quad (65)$$

onde: $V_{S,F}$ é o volume de solo enterrado (em m³);

$V_{C,B}$ é o volume do cone (em m³);

$A, B, C, D, E, F, G, \Psi$, conforme ilustrados nas Figura 23 a Figura 25.

O fator de carga citado anteriormente varia de uma fundação para outra. Dessa forma, Buckley (1994) realizou uma análise estatística dos dados através dos métodos de distribuição normal e “t” Student. O autor apresenta uma tabela com os resultados estatísticos para os fatores de carga utilizando vários modelos de projeto com diferentes critérios de capacidade para fundações do tipo sapata (*undercut*) em solos coesivos (Tabela 9).

Quando uma carga de tração é aplicada em uma sapata, os deslocamentos iniciais são praticamente nulos até que o peso próprio da fundação seja excedido. Quando a fundação começa a se elevar, o comportamento é linear, até que seja alcançado o limite elástico, que pode estar entre 2 e 4 mm, dependendo do tipo de solo. Em geral, após este limite, os deslocamentos aumentam mais rapidamente, mas o comportamento continua praticamente linear, até o limite de trabalho (ponto com 10 mm de deslocamento). A capacidade última ocorrerá com uma carga mais alta, porém com grandes deslocamentos da fundação.

Tabela 9 – Comparação entre fator de carga utilizando vários modelos de projeto

Modelo de projeto	Nº. de amostras n	Fator médio de carga m	Desvio Padrão S	Coef. de Variação COV%	Distrib. Normal M90	Distrib. "t" de Student M90
Critério de Limite Elástico						
U _{F30}	22	0,9157	0,2130	23,27	0,6431	0,6345
U _{F25}	22	1,0968	0,2809	25,61	0,7372	0,7260
U _{VDEA}	22	0,9812	0,2328	23,73	0,6832	0,6739
U _{k750D}	22	0,8736	0,2025	23,18	0,6144	0,6063
Critério de Limite de Trabalho (10 mm de deslocamento)						
U _{F30}	17	1,2359	0,2024	16,38	0,9768	0,9647
U _{F25}	17	1,4825	0,3504	23,63	1,0340	1,0130
U _{VDEA}	17	1,3239	0,2479	18,72	1,0066	0,9917
U _{k750D}	17	1,1700	0,1881	15,99	0,9355	0,9242
Critério de Carga última						
U _{F30}	11	1,6229	0,2415	14,88	1,3138	1,2896
U _{F25}	11	1,9340	0,5050	26,11	1,2876	1,2371
U _{VDEA}	11	1,7645	0,4082	23,13	1,2420	1,2053
U _{k750D}	11	1,5187	0,2363	15,56	1,2162	1,1973

Fonte: (Buckley, 1994)

No estudo da CIGRÉ (1994) é sugerido adotar o ponto com 10 mm de deslocamento (levantamento) como limite de trabalho, embora existam indicações de

que em fundações muito superficiais este critério possa ser relaxado. Na IEC 60826 (2003) este ponto é considerado como o limite de dano, isto é, o limite de resistência que, se for excedido, conduz ao dano na torre.

Outros critérios que fortalecem a adoção de 10 mm de deslocamento como limite de trabalho, ou limite de dano, nas fundações do tipo sapata são:

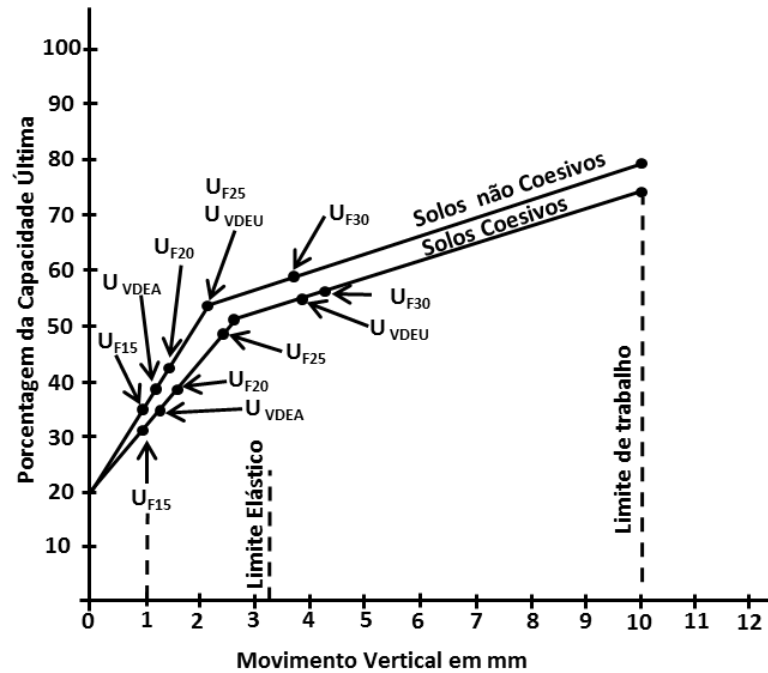
- a) várias sapatas ensaiadas pela ESB foram inicialmente tracionadas até atingir um levantamento de aproximadamente 10 mm, e depois novamente testadas com carregamentos mais altos, sem perda apreciável da capacidade;
- b) fundações testadas além de 10 mm resultaram consideravelmente mais fracas em um novo teste;
- c) alguns trabalhos, incluindo Mors (1964) e Gagneux e Lapeyre (1987), citados em CIGRÉ (1999), sugerem que torres autoportantes não seriam consideravelmente enfraquecidas quando submetidas a deslocamentos verticais diferenciais de até 10 mm. No entanto, esta tolerância ainda é assunto de discussão.

Deve-se salientar que a seleção de um limite de dano de 10 mm é aplicada às sapatas, e este deslocamento não seria admissível em estacas ou tubulões, os quais são dependentes do atrito do solo para determinação de suas capacidades.

Ainda no estudo da CIGRÉ (1999), é recomendado adotar um deslocamento (levantamento) de 20 mm como limite de falha para torres autoportantes, embora nas recomendações da IEC 60826 (2003) este limite seja bastante superior (50 a 100 mm).

Buckley (1994) apresenta um padrão de falha generalizado para a principal fundação testada que foi do tipo sapata (*undercut*) em solos coesivos e não coesivos, onde fornece os deslocamentos em função da porcentagem de carga última. Este padrão está apresentado na Figura 26.

Figura 26 – Deslocamentos típicos das sapatas à tração



Fonte: (Buckley, 1994)

A posição média de vários modelos de cálculo à tração é mostrada no gráfico da Figura 26. As legendas utilizadas são conforme o exemplo:

U_{VDEU} é a capacidade à tração baseada nas normas de projeto da Alemanha (VDE), para fundações do tipo U;

U_{F30} é a capacidade à tração para o modelo do cone invertido utilizando um ângulo de 30° .

O gráfico da Figura 26 simula a rigidez à tração da fundação. Deste modo, a partir da obtenção das cargas de limites elásticos, de trabalho (10 mm) e de capacidade última (20 mm), correlacionando a capacidade de projeto com a capacidade real, através dos fatores de carga apresentados na Tabela 9, é possível obter o comportamento carga x deslocamento da fundação à tração.

6 EXEMPLO NUMÉRICO

No presente capítulo são apresentados os elementos considerados para a análise deste trabalho. Primeiramente apresenta-se a estrutura utilizada e as características consideradas para sua modelagem. Além disto, são mostrados os procedimentos para obtenção dos elementos de mola para as fundações e das ações de vento nos elementos de suporte, tanto estáticas pela IEC 60826 (2003) e para o vento médio a partir da NBR 6123 (1988), quanto da parcela flutuante da componente longitudinal a partir dos espectros de potência de Davenport, Harris e Kaimal.

6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

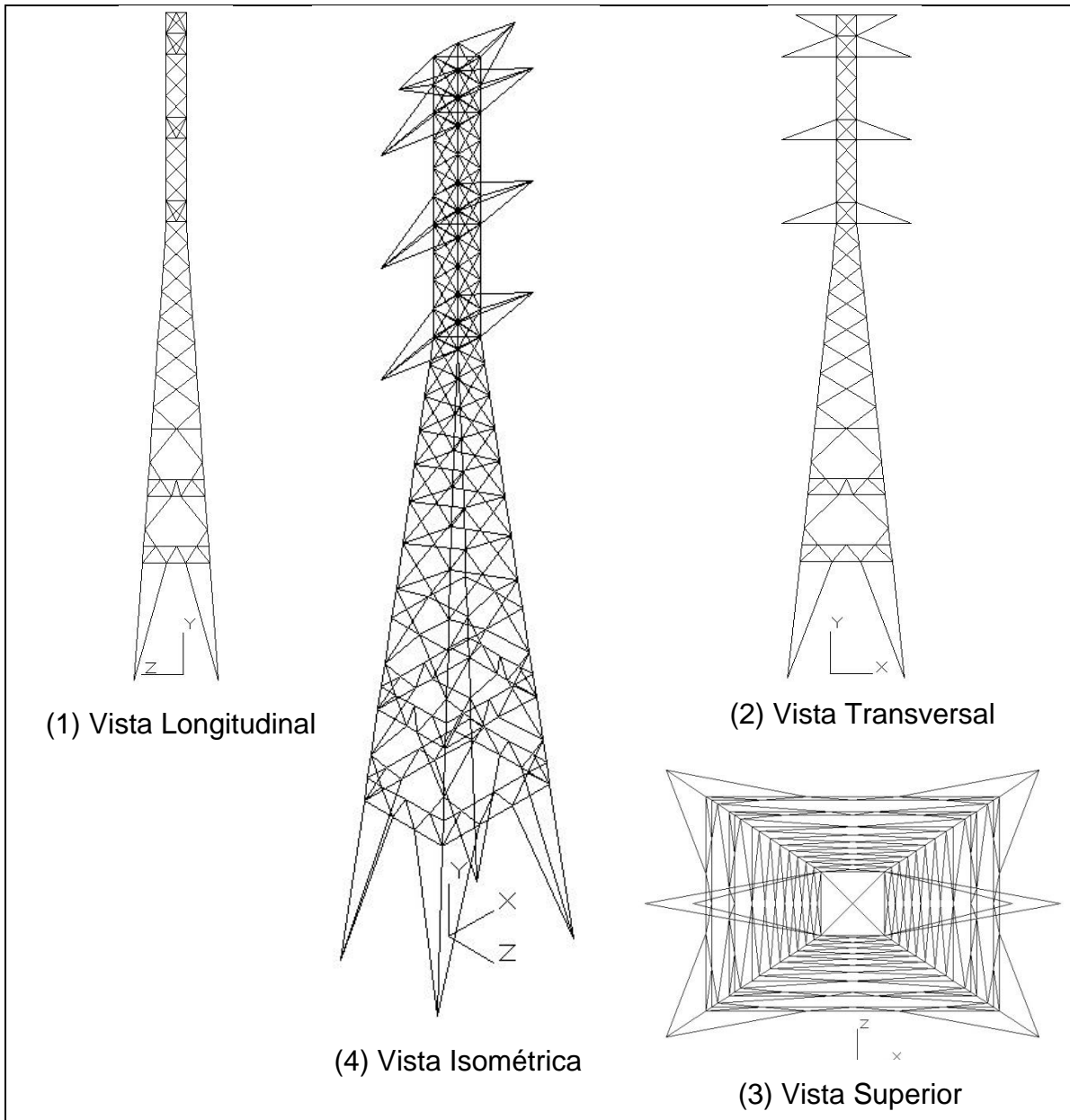
O presente estudo se desenvolveu a partir da análise estrutural estática e dinâmica de uma torre metálica treliçada de uma LT. A estrutura em questão é uma torre autoportante, originalmente, denominada DFS pela CEEE (Anexo B), porém com algumas modificações no treliçamento para a análise neste trabalho. A torre possui 39,85 metros de altura e base retangular de 7,00 x 5,00 metros, e é constituída de perfis laminados do tipo cantoneira.

A torre DFS original possui treliçamento defasado, porém a torre modificada foi modelada com treliçamento contínuo, a fim de facilitar a construção do modelo com elementos de treliça espacial, necessário na análise pelo método de integração direta. De acordo com Gontijo (1994), a torre DFS é classificada da seguinte forma:

- Disposição dos condutores: verticais;
- Número de circuitos: duplo;
- Função na LT: suspensão;
- Formato: tronco piramidal;
- Tensão elétrica da linha: 230 kV (alta tensão)

A torre DFS modificada está ilustrada na Figura 27.

Figura 27 – Esquema estrutural da torres DFS modificada

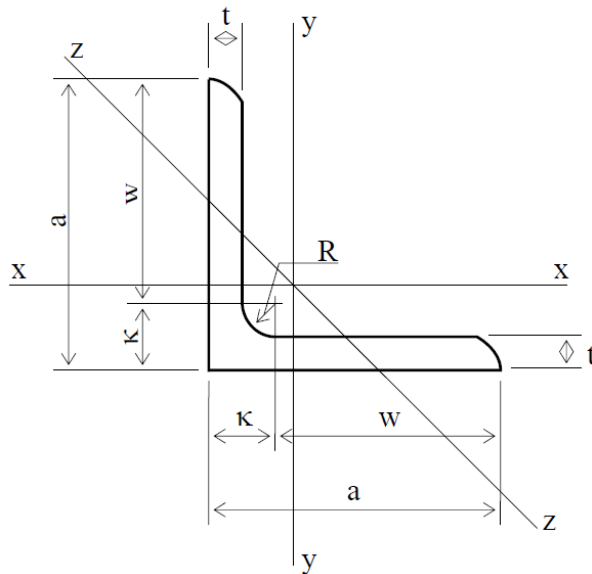


Fonte: (Autor)

6.1.1 Relação com as propriedades elásticas do maciço de solo

A torre DFS é constituída de perfis laminados do tipo cantoneira de abas iguais, apresentados na Figura 28.

Figura 28 – Perfil cantoneira de abas iguais



a = largura da aba;

t = espessura da aba da cantoneira;

R = raio de laminação;

$\kappa = t + R$;

$w = (a - \kappa)$ = largura plana da aba.

Fonte: (KAMINSKI, 2007, p. 261).

O peso dos perfis cantoneiras que compõem a torre representam grande parte do peso próprio a ser considerado. O peso das ligações, incluindo chapas de ligação e parafusos, galvanização dos perfis, assim como das barras redundantes, não inseridas no modelo de estudo, deu-se através de acréscimo na massa específica do material dos perfis de aço, ou seja, distribuiu-se esse peso ao longo da estrutura. Dessa forma, para a massa específica do aço dos perfis, considerou-se um valor de 11.400 kg/m^3 , obtendo-se um peso de, aproximadamente, 5,45 tf, igual ao peso da torre DFS original ensaiada por Silva et al. (1983).

A torre possui 11 perfis cantoneira diferentes, cujas dimensões e características são apresentadas no Quadro 3. Os perfis da torre DFS original são os mesmo na torre DFS modificada.

Quadro 3 – Dimensões e características dos perfis da torre DFS

Grupos	Material do Aço	Perfil (mm)	Área (m ²)	Peso linear (N/m)
1	A36	L 51X51X4.8	4,61·10 ⁻⁰⁴	51,56
2	A36	L 44X44X3.2	2,71·10 ⁻⁰⁴	30,27
3	A36	L 38X38X3.2	2,32·10 ⁻⁰⁴	25,97
4	A36	L 64X64X6.4	7,68·10 ⁻⁰⁴	85,86
5	A36	L 38X38X4.8	3,42·10 ⁻⁰⁴	38,24
6	A36	L 76X76X4.8	7,03·10 ⁻⁰⁴	78,64
7	A572-50	L 102X102X6.4	1,25·10 ⁻⁰³	139,97
8	A36	L 44X44X4.8	4,00·10 ⁻⁰⁴	44,73
9	A36	L 102X102X7.9	1,55·10 ⁻⁰³	173,16
10	A572-50	L 102X102X7.9	1,55·10 ⁻⁰³	173,16
11	A36	L 64X64X4.8	5,82·10 ⁻⁰⁴	65,08

Fonte: (Autor)

6.1.2 Barras fictícias

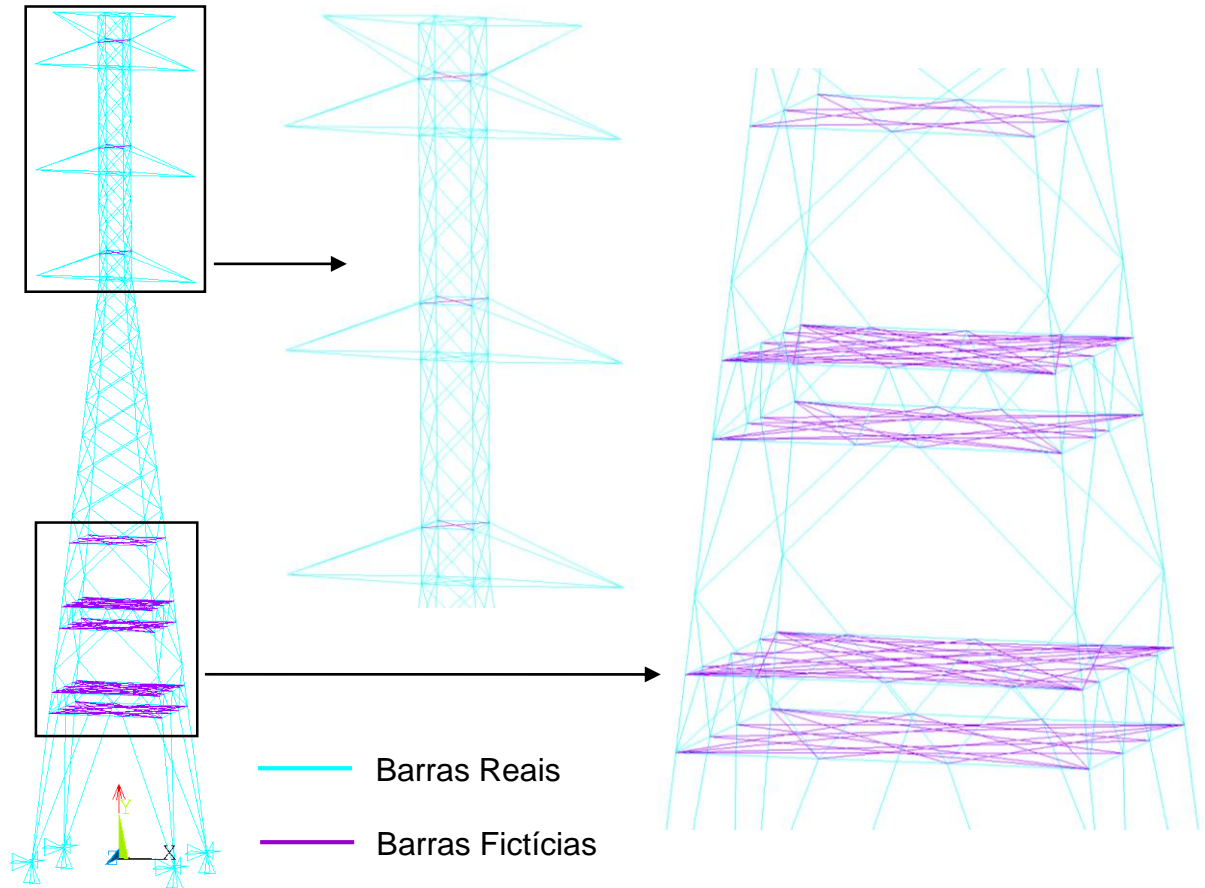
A modelagem das torres treliçadas somente com elementos de treliça espacial pode resultar em hipostaticidades internas, como é o caso da torre analisada neste trabalho. A fim de evitar instabilidade, mesmo na estrutura modificada, foi necessária a introdução de 94 barras fictícias. Estas podem ser visualizadas na Figura 29.

Para validação do modelo em que se introduziram essas barras, foi realizada uma análise modal no programa ANSYS, a fim de comparar as frequências naturais obtidas com as da torre DFS sem as barras fictícias. Desta forma, modelou-se a torre DFS com elementos de pórtico espacial nas barras de montante e diafragmas horizontais, e elementos de treliça espacial nas barras diagonais e braços da torre, não havendo a necessidade de se introduzir barras fictícias. Esta pode ser visualizada na Figura 30. Além disso, compararam-se, também, os valores de frequências naturais, resultados das análises modais, com os valores obtidos da torre DSF original ensaiada por Silva et al. (1983).

Como as frequências naturais resultaram praticamente iguais para os modelos em que se realizou a análise modal, validou-se a estrutura utilizada neste estudo. Estes valores podem ser visualizados na Tabela 10. Também, pode ser visto as

frequências naturais do modelo considerando a ISE, onde as suas características estão descritas no item 6.3.

Figura 29 – Vista da torre DFS modificada com a introdução de barras fictícias



Fonte: (Autor)

Figura 30 – Torre DFS com elementos de pórtico e treliça espacial



Fonte: (Autor)

Tabela 10 – Comparação entre as frequências naturais

Torre	1ª Frequência (Hz) (vibração em torno eixo X)	2ª Frequência (Hz) (vibração em torno eixo Z)
DSF original ensaiada	1,63	2,16
DFS original (elementos de pórtico e treliça espacial)	1,86	2,33
DFS modificada (elementos de treliça espacial)	1,87	2,34
DFS modificada c/ ISE (elementos de treliça espacial e mola não-linear)	1,25	1,67
Diferença entre DFS e experimental	12,370%	7,300%
Diferença entre DFS modificada e experimental	12,830%	7,690%
Diferença entre DFS e DFS modificada	0,005%	0,004%

Fonte: (Autor)

É importante ressaltar que as barras fictícias não devem interferir significativamente nos resultados. Desta forma, a definição das propriedades do elemento de barras fictícias, como área da seção transversal e massa específica do material, foi calibrada de modo que resultasse em valores bastante pequenos, se comparados às barras reais, porém que mantivesse o modelo estável. Também, levou-se em consideração para que não necessitasse de um intervalo de tempo de integração (Δt) muito menor do que o indicado para haver estabilidade no método de integração direta utilizado para análise dinâmica, descrito no capítulo 4.

O valor adotado para a área da seção transversal das barras fictícias foi de $2,32 \cdot 10^{-06} \text{ m}^2$, equivalente a 100 vezes menor que a área do perfil com menor seção transversal entre as barras reais da torre. Para a massa específica do material dessas barras, foi adotado $7,85 \text{ kg/m}^3$, valor 1000 vezes menor que a massa específica do aço (7.850 kg/m^3).

6.1.3 Lei constitutiva das barras da torre

Na modelagem da torre, utiliza-se barras de aço do tipo ASTM A36 e A572 (Grau 50), ambas com módulo de elasticidade longitudinal $E = 200 \text{ GPa} = 2,0 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$.

Neste modelo, o comportamento força pelo deslocamento axial das barras é considerado linear (linearidade física) e pode ser expressa pela equação 66.

$$F = \frac{E \cdot A \cdot \Delta L}{L_0} \quad (66)$$

onde: F é a força de tração ou compressão atuante no elemento de barra (em N);

E é módulo de elasticidade longitudinal do aço (em N/m^2);

A é a área bruta da seção transversal do elemento de barra (em m^2);

ΔL é o alongamento ou encurtamento do elemento de barra (em m);

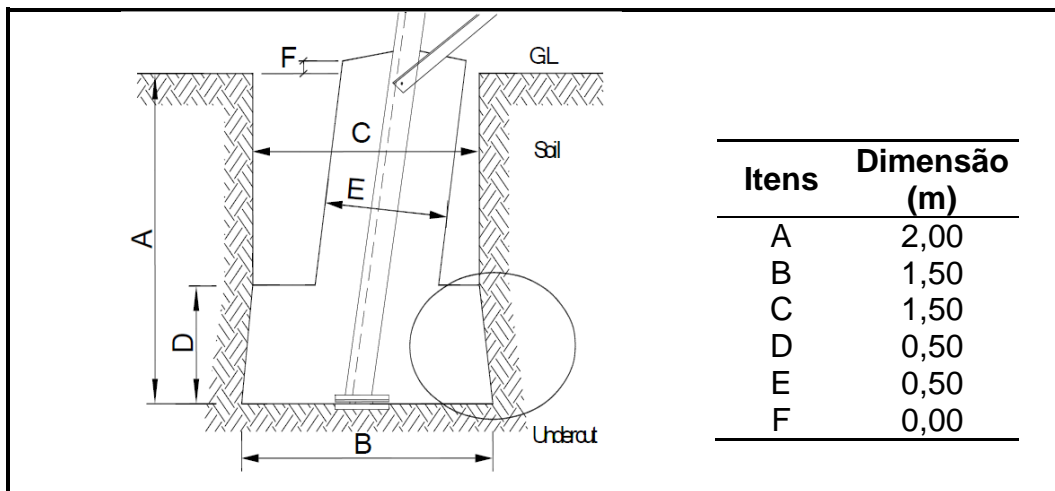
L_0 é o comprimento inicial do elemento de barra (em m).

A lei constitutiva das barras da torre na compressão não leva em consideração tensões residuais nos perfis, imperfeições geométricas iniciais das barras e deformações inelásticas, além do comportamento pós-flambagem. Desta forma, considerou-se o comportamento dos perfis cantoneira a esforços de tração e compressão como elástico-linear.

6.2 DESCRIÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A fundação selecionada para este estudo é uma sapata do tipo *undercut*, ilustrada com as suas dimensões na Figura 31. A escolha deste tipo e dimensões de fundação para a torre DFS deve-se ao fato de esta ser usualmente empregada para este tipo de estrutura, com dimensões típicas em torres deste porte, além da existência de dados para consideração da rigidez do solo à tração.

Figura 31 – Dimensões da fundação sapata do tipo *undercut* utilizada para este estudo



Fonte: (Autor)

6.3 DESCRIÇÃO DO SOLO E OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE MOLLA

O solo adotado na análise é uma argila de consistência média a rija (solo coesivo), com as seguintes características.

- Módulo de elasticidade longitudinal $E_s = 7.848 \text{ kN/m}^2$;
- Peso específico $\gamma_s = 15,70 \text{ kN/m}^3$;
- Coefficiente de Poisson $\nu = 0,21$;
- Módulo de elasticidade transversal, de acordo com a equação 58:

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \nu)} = 3.243 \text{ kN/m}^2$$

6.3.1 Coeficiente de rigidez vertical (compressão) e horizontal

Para obter o coeficiente de rigidez da mola K_Y , utilizou-se o modelo de Pais e Kausel (1988), apresentado, anteriormente, no item 5.4.

Assim, para sapatas quadradas, o coeficiente de rigidez vertical (K_Y) é determinado através da Equação 56. Para os coeficientes de rigidez horizontais (K_X e K_Z), assim como nos trabalhos de Schmidt (1997 apud Milani, 2012), adotou-se como sendo 10% do valor de K_Y . Deste modo, usando-se uma fundação do tipo sapata

quadrada, de 1,50 x 1,50 m (Figura 31), assentada sobre argila de consistência média a rija, com as características citadas anteriormente, tais coeficientes resultam:

$$K_Y = 14.470 \text{ kN/m} \quad (\text{vertical})$$

$$K_X = K_Z = 1.447 \text{ kN/m} \quad (\text{horizontais})$$

Com o objetivo de realizar uma comparação de resultados para o coeficiente de rigidez da mola vertical (compressão), aplicou-se, também, o modelo de Perloff (1975 apud Milani, 2012), apresentado no item 5.3.3. Com a utilização deste modelo, a partir da Equação 52, é fornecido um coeficiente de reação vertical, obtido através da relação direta com as propriedades elásticas do maciço de solo. Para isto, são considerados os dados do solo, apresentados no item 6.3, bem como fatores do elemento de fundação, ou seja, sua forma, dimensões e rigidez. Portanto, considerando-se a fundação em questão, uma sapata quadrada e rígida, chega-se, a partir da Figura 22, a um fator de influência $I_W = 0,82$. Com estes valores, resulta em um coeficiente de reação vertical do solo:

$$K_s^V = 6674,85 \text{ kN/m}^3$$

A partir do coeficiente de reação vertical obtido e da área da base da sapata, é possível auferir, conforme a Equação 67, o coeficiente de rigidez da mola vertical à compressão.

$$K_Y = K_s^V \cdot A_{base} \quad (67)$$

Após a aplicação da Equação 67, utilizando-se o valor de K_s^V encontrado com o modelo de Perloff (1975), chega-se ao seguinte coeficiente de rigidez da mola vertical:

$$K_Y = 15.018,41 \text{ kN/m}$$

Confrontando-se os dois coeficientes de rigidez de mola vertical, obtidos a partir dos métodos de Pais e Kausel (1988) e Perloff (1975), percebe-se que os valores são bem próximos, o que indica conformidade no valor a ser adotado.

6.3.2 Coeficiente de rigidez vertical (tração)

A partir do conhecimento de que o comportamento do solo à tração é não-linear e diferente do comportamento a compressão (linear), teve-se que realizar os procedimentos explicados no item 5.5. Para a correta consideração da interação solo-estrutura, simulou-se o coeficiente de mola à tração da fundação, a partir da construção de um gráfico, carga x deslocamento, onde os pontos de limites elásticos, de falha (10 mm) e de capacidade última (20 mm) foram obtidos através da correlação entre capacidades de projeto e capacidades reais, mostradas na Tabela 9 e no gráfico da Figura 26.

Nesse caso, calculou-se a resistência de projeto através do método do cone invertido, utilizando a equação 60, para um ângulo $\Psi = 30^\circ$ (U_{F30}). Os volumes de concreto V_C e solo V_S , contidos no cone, foram obtidos através das equações 61 a 65, a partir das dimensões da sapata e dos dados do solo apresentados nos itens 6.2 e 6.3, respectivamente. O peso específico do concreto foi considerado de $\gamma_C = 22,56 \text{ kN/m}^3$. Os valores de V_C , V_S e U_{F30} resultaram:

$$V_C = 1,500 \text{ m}^3; V_S = 13,484 \text{ m}^3;$$

$$U_{F30} = 245,535 \text{ kN}.$$

Consultando a Tabela 9 para U_{F30} , obtiveram-se os fatores de resistência médios para os limites elástico, de trabalho e carga última de 0,9157, 1,2359 e 1,6229, respectivamente. Multiplicando-se o valor do U_{F30} pelos fatores de resistência médios para cada limite, resultam nos seguintes valores de cargas:

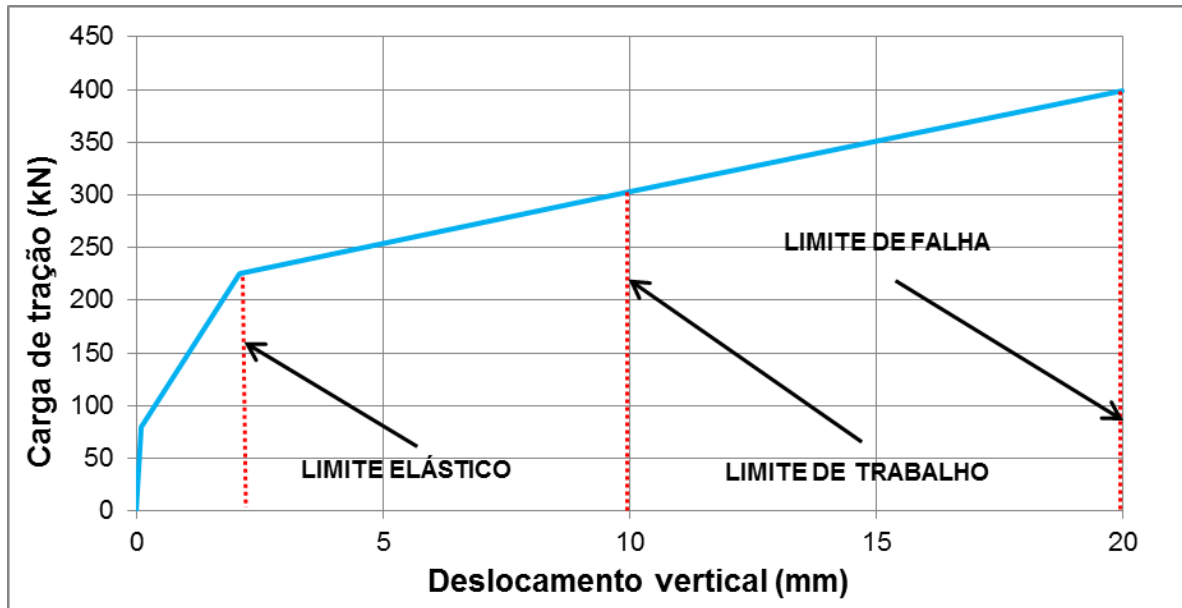
$$\text{Carga para limite elástico} = 224,836 \text{ kN};$$

$$\text{Carga para limite de trabalho} = 303,457 \text{ kN};$$

$$\text{Carga última} = 398,479 \text{ kN}.$$

Percebe-se, pelo gráfico da Figura 26, que não há deslocamento relevante na estrutura até a carga que correspondente a 20% da carga última, ou seja, 79,696 kN. Para o deslocamento no comportamento elástico, considerou-se seu limite de até 2,1 mm. O deslocamento que corresponde ao limite de trabalho é de 10 mm e para o limite de falha ou ruptura, o deslocamento de 20 mm. O gráfico da Figura 32 mostra o comportamento do solo à tração considerado no trabalho.

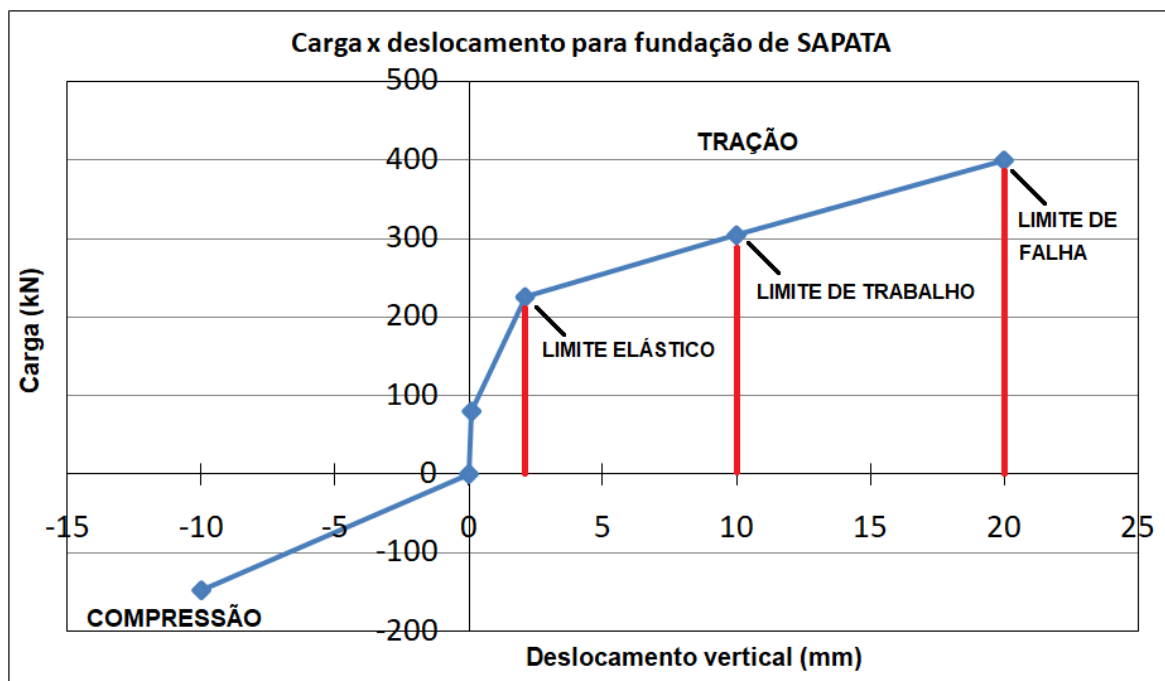
Figura 32 – Carga de tração x deslocamento vertical da fundação utilizada.



Fonte: (Autor)

Deste modo, pôde-se compor para o modelo em estudo, um gráfico *carga x deslocamento*, ilustrado na Figura 33, para a fundação de sapata utilizada, com o comportamento vertical à tração e à compressão.

Figura 33 – Comportamento *carga x deslocamento* para a fundação utilizada.



Fonte: (Autor)

6.4 DESCRIÇÃO DA AÇÃO DO VENTO

Para aplicação da ação do vento, dividiu-se a torre em 8 painéis, não maiores do que 10 metros de altura, conforme Anexo A.

6.4.1 Parcela média da velocidade de vento – NBR 6123 (1988)

Conforme descrito no item 3.2.2, adotou-se o para a velocidade básica (V_0) o valor referente a 45 m/s e que a torre será instalada em campo aberto e plano, correspondente à categoria II da norma NBR 6123 (1988). Em relação à topografia, considerou-se o terreno como plano ou fracamente acidentado, resultando em $S_1 = 1,00$. Ainda, para a definição de uma parcela média da velocidade de vento, definiu-se o vento com o intervalo de tempo de 1 hora (3.600 segundos). Para o fator estatístico S_3 , definiu-se um valor mínimo equivalente 1,00.

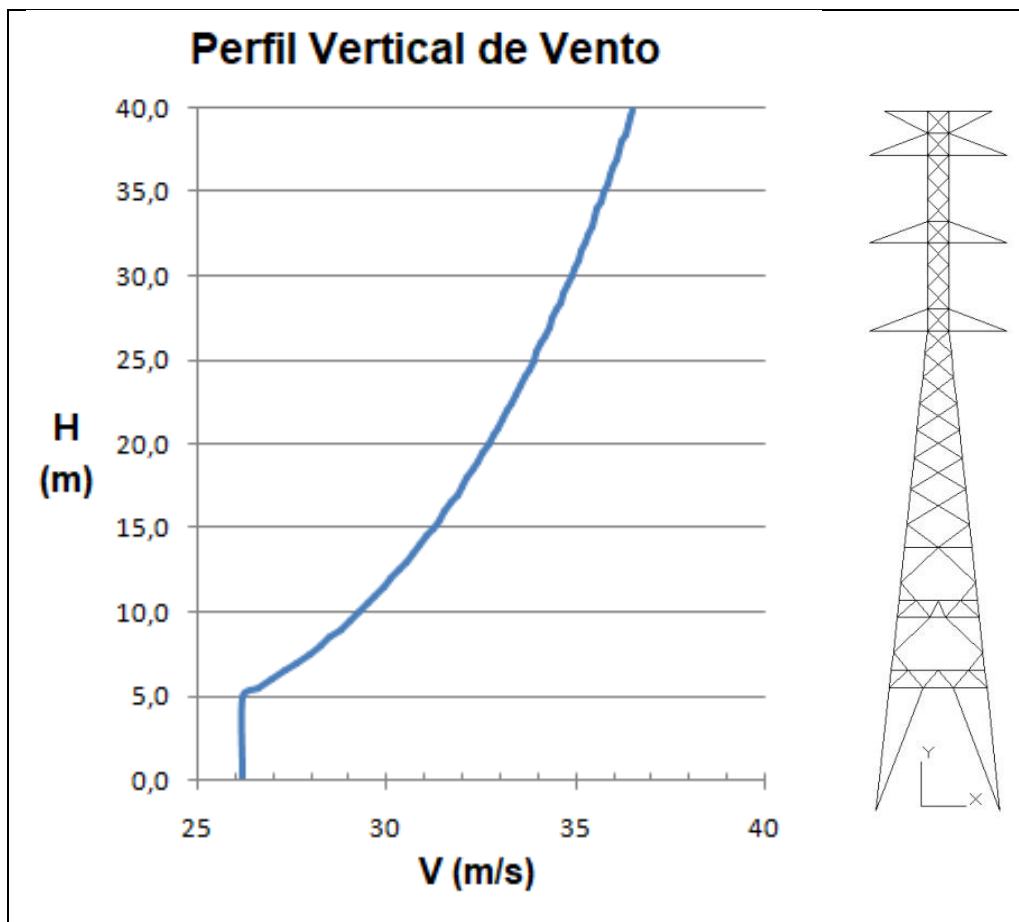
Desta forma, para os parâmetros b , F_r e p do fator S_2 , através da Tabela 5 obtiveram-se os valores de 1,00; 0,65 e 0,16, respectivamente. Definidas as alturas dos centros de gravidade de cada painel (Anexo A), calculam-se o fator S_2 , a velocidade característica V_K e a pressão dinâmica q de acordo com as equações 11, 12 e 13, para cada painel, conforme resumido na Tabela 11. Também, pôde-se obter, baseado na lei potencial, o perfil vertical de velocidades médias de vento para a estrutura deste estudo (Figura 34).

Tabela 11 – Cálculo da pressão dinâmica de vento para cada painel

PAINEL	Z_{ti} (m)	S_1	S_2	S_3	V_0 (m/s)	V_K (m/s)	q (N/m ²)
1	37,39	1,00	0,803	1,00	45,00	36,12	799,85
2	32,28	1,00	0,784	1,00	45,00	35,28	763,09
3	27,30	1,00	0,763	1,00	45,00	34,35	723,24
4	22,38	1,00	0,739	1,00	45,00	33,27	678,70
5	17,58	1,00	0,711	1,00	45,00	32,01	628,23
6	12,94	1,00	0,677	1,00	45,00	30,48	569,60
7	8,96	1,00	0,639	1,00	45,00	28,74	506,27
8	3,84	1,00	0,582	1,00	45,00	26,18	420,13

Fonte: (Autor)

Figura 34 – Perfil vertical de velocidades médias de vento



Fonte: (Autor)

Os coeficientes de arrasto C_a são definidos a partir do gráfico da Figura 15, em função dos índices de área exposta ϕ , que é a relação entre a área de barras projetada e a área de contorno do painel, com vento incidindo perpendicularmente à face longitudinal da torre. Ainda, calculam-se os afastamentos relativos (e/h) de cada painel para obter-se o fator de proteção (η), através do gráfico da Figura 16. Os valores de ϕ , C_a , e/h e η obtidos para cada painel da torre encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12 – Cálculo de ϕ , C_a , e/h e η para cada painel da torre

<i>PAINEL</i>	A_e (m^2)	Área contorno (m^2)	ϕ	C_a	e (m)	h (m)	e/h	η
1	1,2887	6,3494	0,203	2,888	1,2000	1,2000	1,0	0,83
2	1,4710	6,4450	0,228	2,787	1,2000	1,2000	1,0	0,80
3	1,6535	7,1858	0,230	2,780	1,2107	1,2069	1,0	0,79
4	1,4579	9,1025	0,160	3,099	2,2420	1,8791	1,2	0,89
5	1,7117	13,3965	0,128	3,261	3,2490	2,5354	1,3	0,93
6	1,6972	13,0746	0,130	3,251	4,2301	3,1780	1,3	0,93
7	1,7610	15,3306	0,115	3,326	5,0835	3,7402	1,4	0,95
8	2,3482	32,3767	0,073	3,455	6,1785	4,4604	1,4	1,00

Fonte: (Autor)

Calculadas as pressões dinâmicas (q) e obtidas as áreas (A_e) e os coeficientes de arrasto (C_a), torna-se possível o cálculo da força de arrasto atuante no centro de gravidade de cada painel conforme equação 14.

No entanto, em função do que recomenda a norma, esta força foi separada, em componentes de força de arrasto, n , perpendicular para cada face. De acordo com o Quadro 2, apenas as faces 1 e 3, à barlavento e à sotavento respectivamente, recebem as ações do vento. Desta forma, resumiram-se, na Tabela 13, todos os valores necessários para a obtenção da força estática referentes à parcela média atuante em cada face de cada painel.

Tabela 13 – Força média atuante em cada face de cada painel da torre

<i>PAINEL</i>	A_e (m^2)	C_a	q (N/m^2)	F_a TOTAL (N)	FACE 1		FACE 3	
					n	F_a (N)	n	F_a (N)
1	1,2887	2,888	799,85	2.977	0,55	1.637,35	0,45	1.339,65
2	1,4710	2,787	763,09	3.128	0,56	1.751,68	0,44	1376,32
3	1,6535	2,780	723,24	3.324	0,56	1.861,44	0,44	1462,56
4	1,4579	3,099	678,70	3.067	0,53	1.625,51	0,47	1.441,49
5	1,7117	3,261	628,23	3.507	0,52	1.823,64	0,48	1.683,36
6	1,6972	3,251	569,60	3.143	0,52	1.634,36	0,48	1.508,64
7	1,7610	3,326	506,27	2.965	0,51	1.512,15	0,49	1.452,85
8	2,3482	3,455	420,13	3.408	0,50	1.704,00	0,50	1.704,00

Fonte: (Autor)

6.4.2 Ações estáticas equivalentes – IEC 60826 (2003)

Conforme o item 3.2.1, para a determinação das ações estáticas atuantes nos elementos de suporte da torre, deve-se primeiramente definir uma velocidade de referência (V_R), ajustá-la a categoria de terreno através do fator de rugosidade K_R , e calcular a pressão dinâmica q_0 .

Para equivalências das ações, adotaram-se para IEC 60826 (2003) as mesmas condições de entorno consideradas para o cálculo da parcela do vento médio da NBR 6123 (1988). Então, a categoria de terreno escolhida foi a categoria B (Tabela 1) equivalente a categoria II da norma brasileira (Tabela 3). Para a velocidade de referência, a 10 metros de altura e em campo aberto e plano, considerou-se a mesma velocidade básica adotada na NBR 6123 (1988). Nota-se que estas diferem em seu intervalo de tempo, sendo uma rajada de 3 segundos para norma brasileira e um vento sobre 10 minutos para a recomendação internacional. Desta forma, o valor de V_0 (45 m/s), foi ajustado para 10 minutos através do fator de rajada, F_r , equivalente a 0,69 (Tabela 5). Portanto, através da equação 9, obteve-se para V_R o valor referente a 31,05 m/s.

Assim como para a NBR 6123 (1988), a torre de suspensão em estudo localiza-se no nível do mar ($H = 0$ m), sendo que a massa específica do ar (ρ_{ar}), nessa altitude, vale 1,225 kg/m³ para uma temperatura de 15°C. Determinando-se todas as variáveis da Equação 2, obteve-se para a pressão dinâmica do vento de referência, q_0 , o valor de 590,21 N/m².

Diferentemente da norma brasileira, onde o valor da pressão dinâmica varia em função da altura sobre o terreno, na IEC 60826 (2003) esse valor é único e, para os elementos de suporte, é corrigido em função da rugosidade e para as diferentes alturas através de um fator de vento combinado (G_t). Este pôde ser determinado pela equação 6, sabendo-se que o terreno é de categoria B.

Para obtenção dos coeficientes de arrasto para os diferentes painéis, a metodologia é muito parecida à da NBR 6123 (1988). Estes coeficientes são, também, definidos através da relação da área das barras e da área de contorno do painel, ou seja, índice de área exposta do painel (χ). A partir das áreas medidas e calculada a relação entre elas, utilizou-se a equação 4 para obtenção do coeficientes de arrasto para os diferentes painéis.

Com os dados considerados acima, e um ângulo de incidência de vento, θ , equivalente a 0° (perpendicular a face longitudinal da torre), pôde-se calcular a força do vento atuante nos elementos de suporte em cada painel através da equação 3. Todos os valores necessários para o cálculo, bem como, as forças obtidas, encontram-se na Tabela 14.

Tabela 14 – Dados do cálculo das forças causadas pelo vento nas barras da torre

<i>PAINEL</i>	q_0 (N/m ²)	θ (°)	S_{t1} Área Barras (m ²)	S_{t1} Área Contorno (m ²)	χ	C_{xt1}	Z_{ti} (m)	G_t	F_t (N)
1	590,51	0	1,29	6,35	0,203	2,93	37,39	2,43	5.409
2	590,51	0	1,47	6,45	0,228	2,82	32,28	2,36	5.773
3	590,51	0	1,65	7,19	0,230	2,81	27,30	2,28	6.259
4	590,51	0	1,46	9,10	0,160	3,13	22,38	2,20	5.911
5	590,51	0	1,71	13,40	0,128	3,29	17,58	2,10	6.987
6	590,51	0	1,70	13,07	0,130	3,28	12,94	2,00	6.582
7	590,51	0	1,76	15,33	0,115	3,36	8,96	1,91	6.669
8	590,51	0	2,35	32,38	0,073	3,58	3,84	1,78	8.866

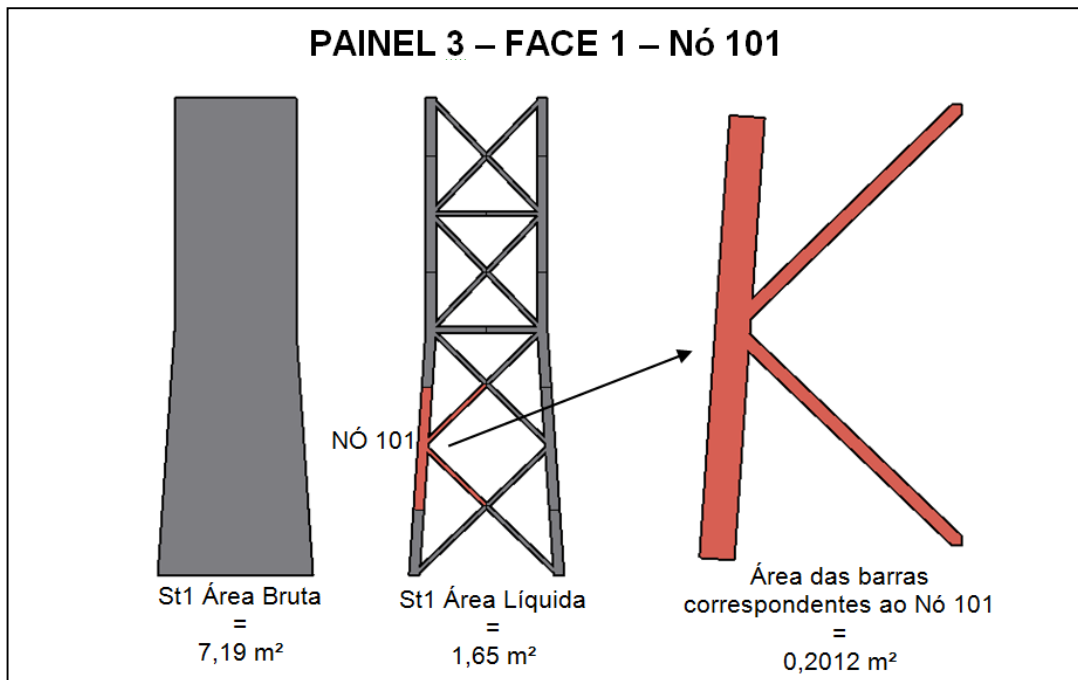
Fonte: (Autor)

Após determinadas as forças, fez-se a distribuição destas entre os nós constituintes de cada trecho da torre. Essa distribuição foi realizada considerando a contribuição das barras em cada nó, ou seja, a partir da soma de metade das áreas projetadas das barras pertencentes a cada nó.

Para melhor entendimento, pode-se tomar como exemplo o nó 101, situado no trecho 3, conforme Figura 35. A área bruta e área líquida projetada do painel 3 equivalem a 7,19 m² e 1,65 m², respectivamente. De acordo com a Tabela 14, obteve-se para o painel 3, aplicado no seu centro de gravidade, uma força total de 6.259 N. A contribuição de área de barras no nó 101 é igual a 0,2012 m², o que equivale a aproximadamente 12,2% de área do trecho 3. Dessa forma o nó 101, receberá 12,2% de 6.259 N, resultando em carga de vento de 764 N.

Para os nós que se encontram na interseção de dois painéis, usa-se a mesma metodologia, somando-se a área e força correspondente a cada trecho.

Figura 35 – Contribuição das barras no Nó 101



Fonte: (Autor)

6.5 DESCRIÇÃO DA PARCELA FLUTUANTE DE VENTO

Para obtenção da flutuação de vento, foram gerados sinais de velocidade de vento no tempo a partir dos espectros de energia da componente longitudinal da turbulência de Davenport, Harris e Kaimal. Desta forma, estes sinais equivalentes à parcela flutuante da velocidade de vento da equação 15, foram adicionados à parcela média da velocidade de vento para obtenção das velocidades em um instante qualquer e, conseqüentemente, das pressões e ações de vento atuantes na estrutura variando no tempo.

6.5.1 Espectros de Davenport, Harris e Kaimal

Para calcular as diferentes densidades espectrais da componente longitudinal da turbulência, de Davenport, Harris e Kaimal, foi necessário adotar parâmetros de rugosidade conforme categoria de terreno escolhida. Então, para o coeficiente de arrasto superficial (c_{as}) e comprimento de rugosidade (z_0) referente à categoria II,

adotaram-se, conforme Tabela 7, os valores de $6,5 \cdot 10^{-3}$ e 70 mm, respectivamente. Ainda, para se obter a velocidade média horária, foi necessário ajustar a velocidade de vento adotada ($V_0 = 45\text{m/s}$), correspondente a rajadas de 3 segundos, através da equação 9. O fator de rajada (F_r) adotado foi de 0,65, conforme Tabela 5. Então para a velocidade média horária a 10 metros de altura utilizada em Davenport e Harris, $\bar{V}(10)$, obteve-se o valor de 29,25 m/s, já que estes independem da altura. Para Kaimal, dado que este é dependente da altura, foi necessário obter as velocidades médias horária, $\bar{V}(z)$, para os diferentes painéis. Para o cálculo das velocidades de acordo com a altura, corrigiu-se o valor de $\bar{V}(10)$, utilizando-se a lei potencial. O parâmetro p utilizado equivale a 0,16 e encontra-se, também, na Tabela 5 para categoria II.

Na Tabela 15 estão resumidos os valores de velocidade média horária para as diferentes alturas conforme utilizada em cada espectro.

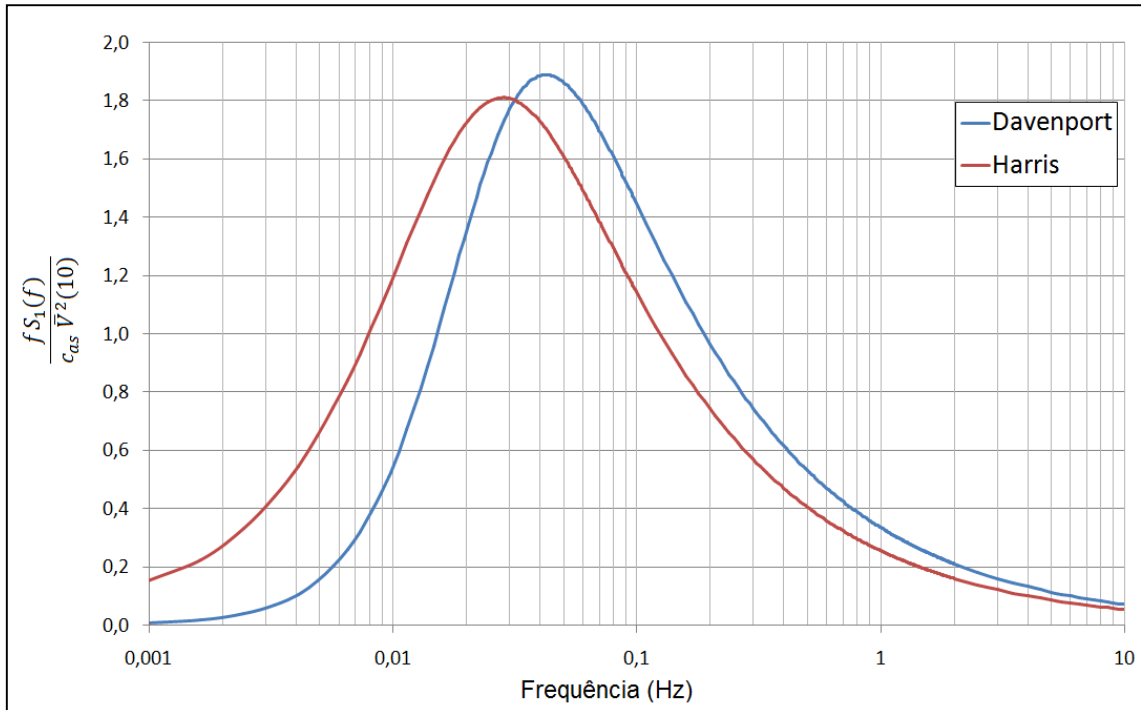
Tabela 15 – Velocidade média horária das diferentes alturas, para os espectros de Davenport, Harris e Kaimal

Parâmetros para 1h $F_r = 0,65$ $p = 0,16$		DAVENPORT	HARRIS	KAIMAL
<i>PAINEL</i>	<i>Altura (m)</i>	$\bar{V}(10)$ 1h (m/s)	$\bar{V}(10)$ 1h (m/s)	$\bar{V}(z)$ 1h (m/s)
1	37,39	-	-	36,12
2	32,28	-	-	35,28
3	27,30	-	-	34,35
4	22,38	-	-	33,27
5	17,58	-	-	32,01
6	12,94	-	-	30,48
V_0	10,00	29,25	29,25	-
7	8,96	-	-	28,74
8	3,84	-	-	25,10

Fonte: (Autor)

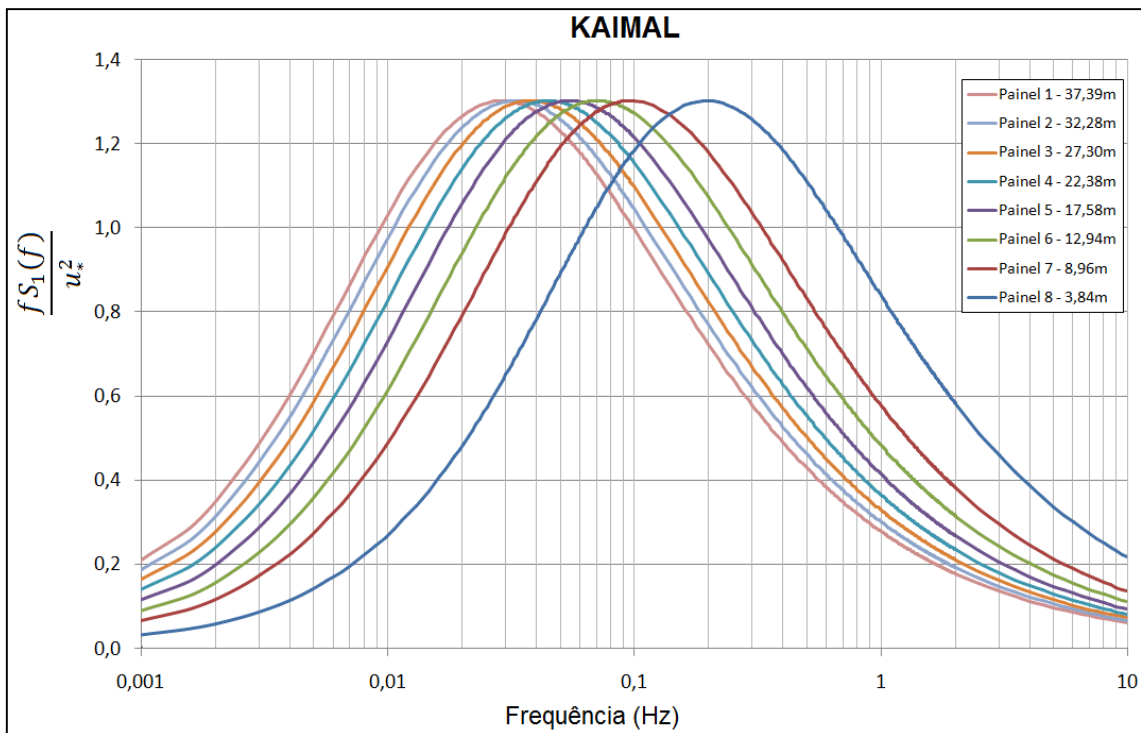
Dessa forma, definidos os parâmetros de rugosidade e velocidade média horária foi possível obter as funções densidade espectral para cada autor. Os espectros de Davenport e Harris encontram-se na Figura 36. Os espectros de Kaimal, para as diferentes alturas dos painéis, encontram-se na Figura 37.

Figura 36 – Espectros de Davenport e Harris



Fonte: (Autor)

Figura 37 – Espectros de Kaimal para as diferentes alturas



Fonte: (Autor)

6.5.2 Sinal de velocidades no tempo

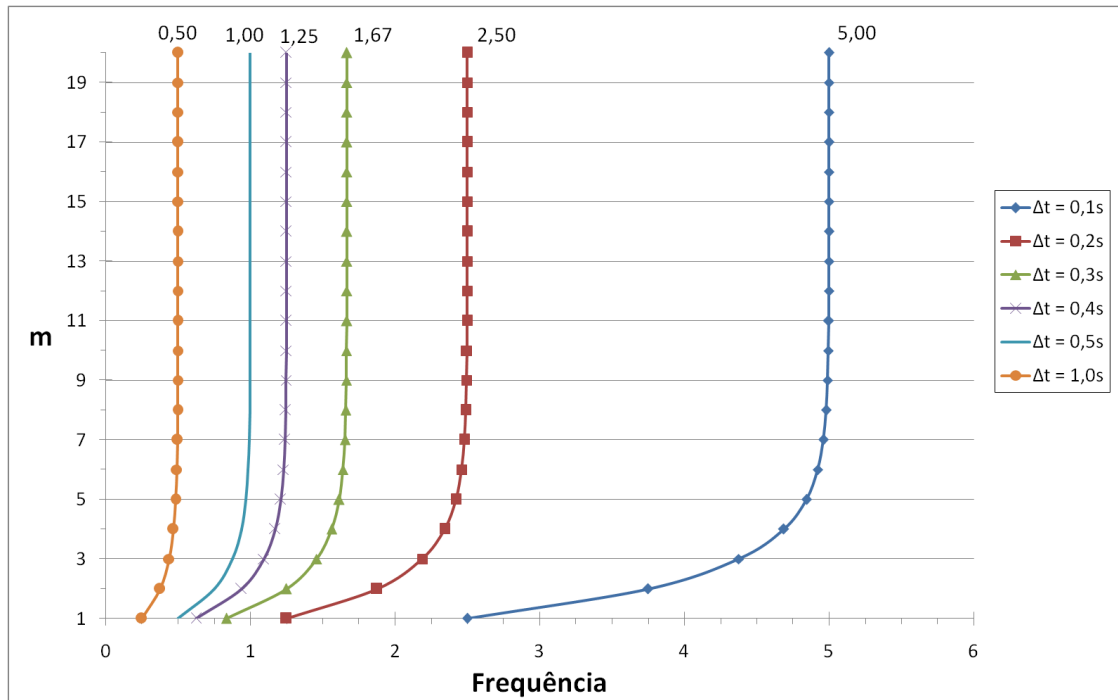
A partir das funções densidade espectral, conforme metodologia descrita no item 3.4.2, pôde-se obter os sinais no tempo. Deste modo, a partir das funções no domínio da frequência (espectros) foram obtidas as funções no domínio do tempo aplicando-se a transformada inversa de Fourier (iFFT). Estas funções geradas, que variam no tempo, representam a flutuação do vento.

Conforme método utilizado, para obtenção de um sinal no tempo a partir da densidade espectral, deve-se dividir a curva dos espectros, em frequência, em um número de pontos de potência de base 2, ou seja, 2^m , em função do algoritmo da FFT. A partir da equação 23, sabe-se que o tempo final (t_f) é função do intervalo de tempo (Δt) e do dobro do número de pontos (N) e ambos devem ser adotados.

Conforme teste para diferentes intervalos de tempo e número de pontos, percebe-se, através da Figura 38 que a frequência de corte (f_{My}) tende sempre ao mesmo valor, não mostrando-se vantajoso adotar um número m tão grande. Analisando-se os gráficos das densidades espectrais, nas Figura 36 e Figura 37, é possível perceber que a maior parte da energia dos espectros está contida entre os intervalos de frequências de 0,01 Hz e 1 Hz. Desta forma, adotou-se para o intervalo de tempo o valor relativo a 0,3 s, onde o valor de frequência de corte equivale a 1,67 Hz de acordo com a equação 26. Para a adoção do valor m , levou-se em consideração que este, para valores maiores que 8, não interferia diretamente na frequência mais alta considerada, porém, sim, no tempo final de sinal de vento obtido. Como era de interesse obter um sinal de vento no tempo maior que 10 minutos, adotou-se para m o valor de 11. Fato este que ocasionou a geração de flutuações de vento para o intervalo de 1.228,8 segundos, de acordo com a equação 23.

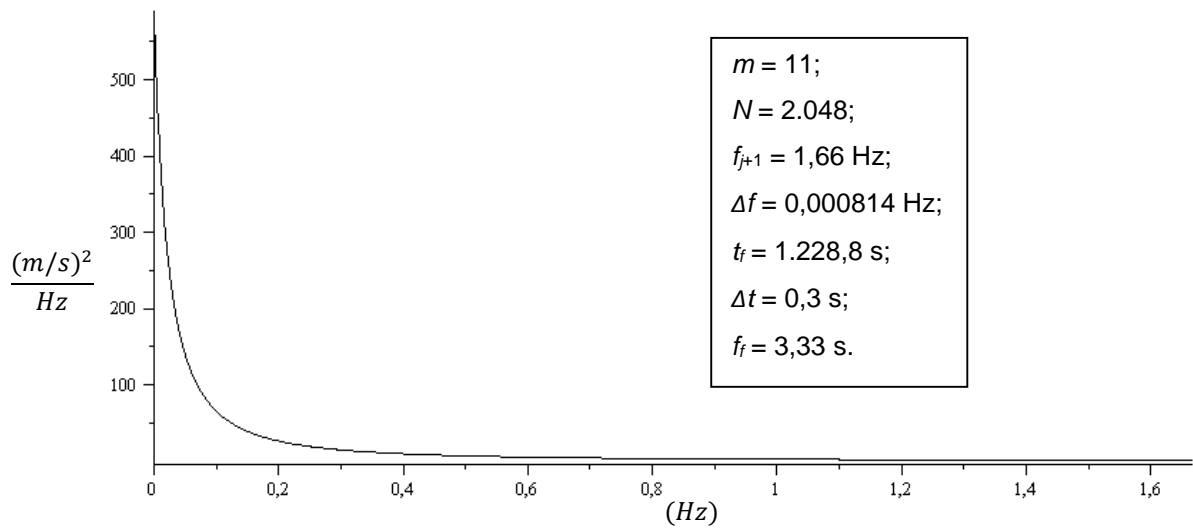
Na Figura 39 está ilustrado o espectro de vento de Kaimal para o painel 5, de altura 17,58 metros, de acordo com a frequência de corte utilizada na FFT. Além disto, encontra-se um resumo dos valores utilizados na FFT para geração de todos os sinais.

Figura 38 – Gráfico da frequência de corte (f_{Ny}) em função do intervalo de tempo e número de pontos



Fonte: (Autor)

Figura 39 – Espectro de vento de Kaimal para o painel 5 (17,58 m)



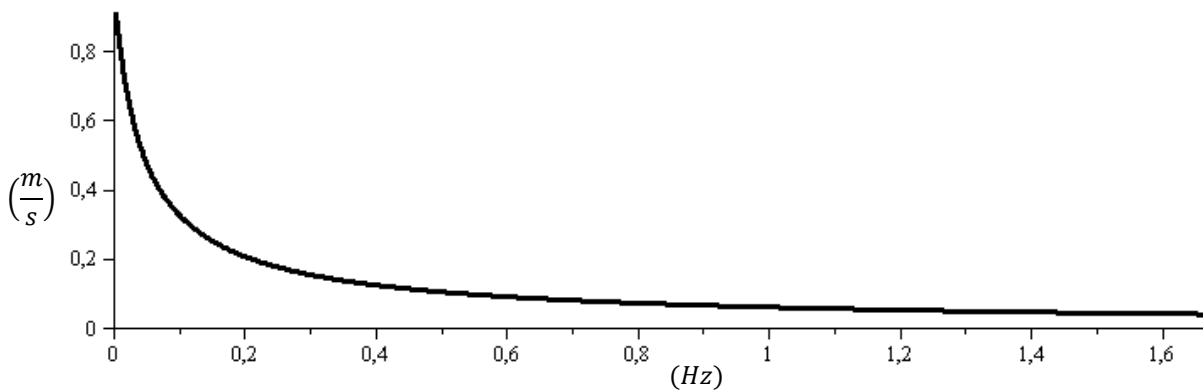
Fonte: (Autor)

Então, a partir das funções de densidade espectral e valores definidos conforme solicita a FFT, aplicou-se a equação 38, obtendo-se uma curva que representa a variação da velocidade do vento para cada frequência que compõem o sinal no tempo. Na Figura 40 está ilustrada a curva obtida para o espectro de Kaimal para o painel 5 (17,58 metros).

A partir desta curva, que representa a magnitude, montaram-se os vetores da parte real e imaginária aleatoriamente, isto é, são gerados valores aleatórios de zero a 1, com distribuição uniforme, para a variável α , conforme equação 39, obtendo-se a parte real do espectro. Conseqüentemente, a partir dos números gerados aleatoriamente para α , obteve-se, também a parte imaginária, pois β é função de α , conforme equação 33. Além disso, para melhorar os resultados, quanto à aleatoriedade, aplicou-se a essas parcelas (real e imaginária) aleatoriedade no sinal.

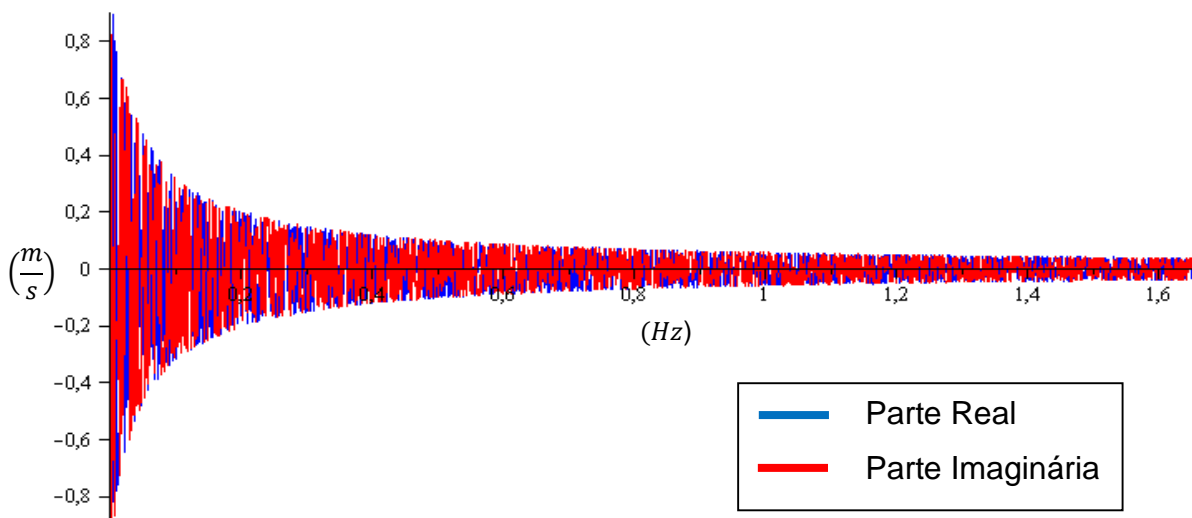
Na Figura 41 podem ser visualizados os valores obtidos para a parte real e imaginária da função em frequência, através do espectro de Kaimal para o painel 5.

Figura 40 – Curva s_y (raiz do espectro)



Fonte: (Autor)

Figura 41 – Vetores da parte real e parte imaginária para cada frequência



Fonte: (Autor)

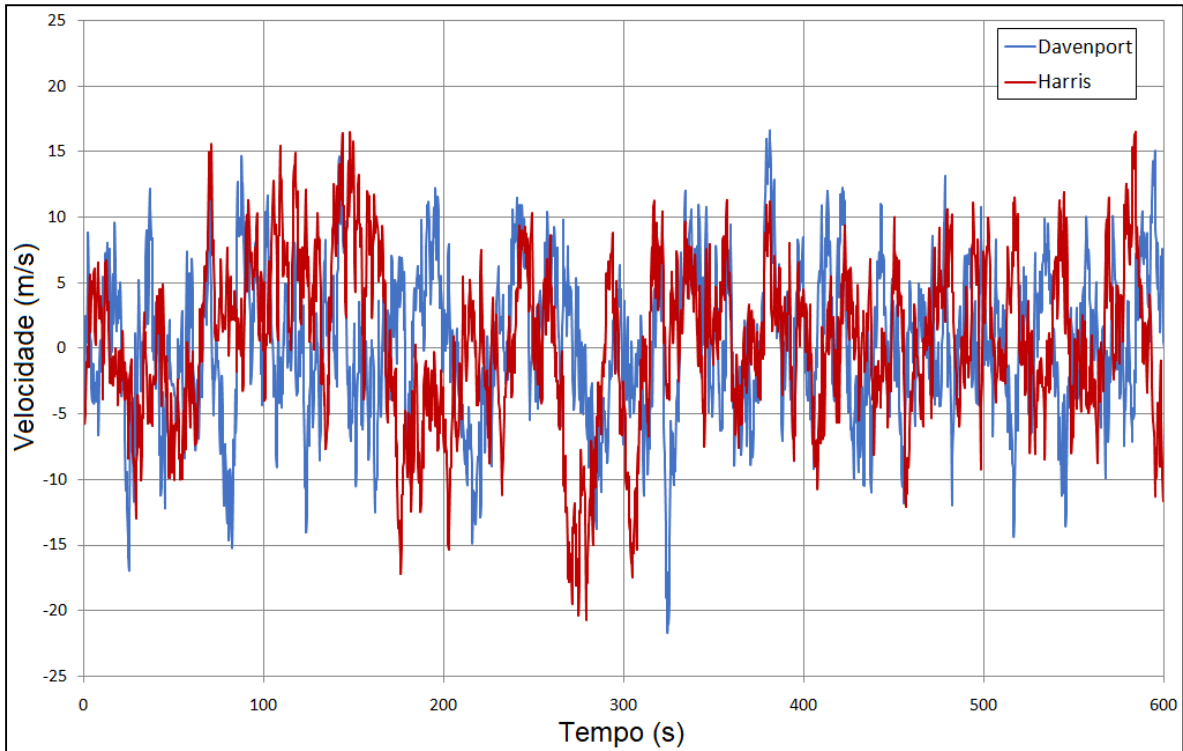
Então, montados estes vetores, aplicou-se a iFFT, obtendo-se um conjunto de valores no domínio do tempo. Este conjunto representa as flutuações de velocidade de vento para a componente longitudinal de turbulência, com intervalo de tempo, Δt , de 0,3 segundos.

Para os espectros de Davenport e Harris, como estes não variam em função da altura, obteve-se somente um sinal de vento para cada. Devido à baixa altura da estrutura de estudo (39,85 metros), foi aplicado o mesmo sinal de vento para os diferentes painéis, considerando-se então, os sinais totalmente correlacionados espacialmente. Desta maneira, além de estar a favor da segurança, simplificou-se os cálculos.

Para o espectro de Kaimal, dado que este varia em função da altura e necessita gerar o sinal de vento para o centro de gravidade de cada painel, para resultar na mesma consideração dos outros espectros sobre correlação espacial, gerou-se um conjunto de números aleatórios, e partir deste conjunto que foram gerados os sinais de vento. Desta forma, adquiriu-se os sinais para os 8 painéis, também, bem correlacionados espacialmente. Portanto, para as flutuações geradas de Kaimal, houve variação apenas no desvio padrão, pois este se constitui na dispersão das flutuações em torno da velocidade média e entende-se que quanto mais acima da superfície, menos turbulência é gerada no sinal. Conseqüentemente, percebe-se uma diminuição na intensidade de turbulência, pois esta é a razão entre desvio padrão e a velocidade média.

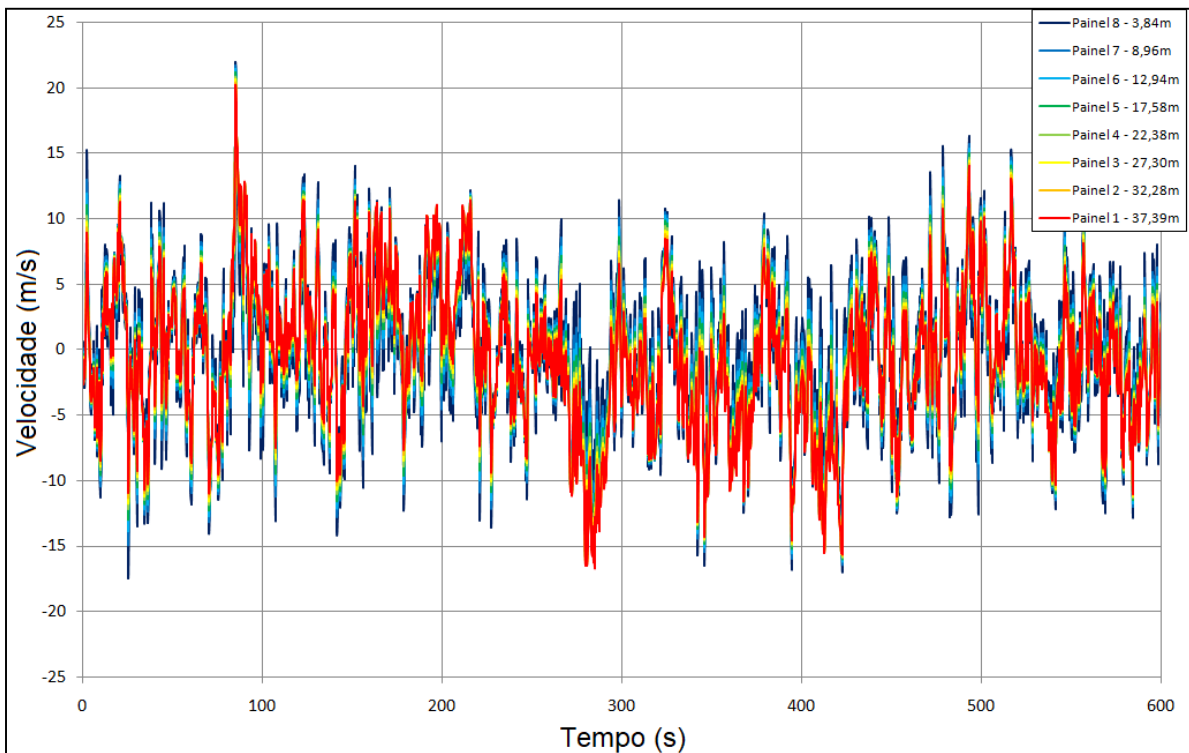
Os sinais obtidos a partir dos espectros de Davenport e de Harris podem ser visualizados nos gráficos da Figura 42. Ainda, na Figura 43, são apresentados os sinais das flutuações resultantes do espectro de Kaimal para as diferentes alturas dos painéis. Os sinais no tempo foram limitados de 0 a 600 segundos, devido à utilização deste intervalo nas análises.

Figura 42 – Sinal de flutuações de velocidades de vento para Davenport e Harris



Fonte: (Autor)

Figura 43 – Sinal de flutuações de velocidades de vento a partir do espectro de Kaimal para as diferentes alturas dos painéis



Fonte: (Autor)

Desta forma, as flutuações de velocidades de vento foram somadas às velocidades médias de cada painel, determinadas na Tabela 11, calculando-se as pressões dinâmicas para cada instante de tempo (Δt). Obtidas essas pressões dinâmicas, aplicaram-se os coeficientes de arrasto e a área de cada painel, a fim de obter-se as cargas aplicadas no centro de gravidade de cada painel da torre, também para cada Δt . Conforme metodologia descrita nos itens 6.4.1 e 6.4.2, estas ações de vento, variando no tempo, foram aplicadas nos nós das diferentes faces da torre.

6.6 CÁLCULO DO INTERVALO DE TEMPO DE INTEGRAÇÃO CRÍTICO

Conforme metodologia apresentada no item 4.1, é essencial para o método da integração direta que se defina um intervalo de tempo de integração. Além disso, para que se tenha precisão na solução e estabilidade no método, este intervalo deve ser menor que o intervalo de tempo de integração crítico (Δt_{crit}). Desta forma, o intervalo foi verificado através das equações 68 e 69.

Para a equação 68, é necessário achar dentre todas as barras da torre, a que apresente menor período de vibração. Para o cálculo da frequência fundamental de uma barra de treliça, utilizou-se a equação 68.

$$f_m = \frac{1}{\pi L} \sqrt{\frac{E A}{p}} \quad (68)$$

onde: f_m é a frequência fundamental (axial) para barra birrotulada (em Hz);

L é o comprimento da barra (em m);

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material (N/m²);

A é área da seção da barra (em m²);

p é a massa linear da barra, que depende da área e massa específica do perfil (kg/m).

Logo, o período fundamental da barra é dado pela equação 69:

$$T_m = \frac{1}{f_m} = T_n \quad (69)$$

onde: T_m é o período fundamental da barra (em s);

T_n é o menor período de vibração da estrutura (em s).

Calculado o valor de T_m para cada barra da torre, o menor período fundamental encontrado foi de $3,3401 \cdot 10^{-05}$ s. Logo a partir da equação 68, define-se o valor do Δt_{crit} :

$$\Delta t_{crit} = \frac{T_n}{\pi} = \frac{3,3401 \cdot 10^{-05}}{\pi} = 1,0632 \cdot 10^{-05} \text{ s} \quad (70)$$

Para a obtenção do Δt_{crit} através da equação 69, é necessário encontrar a barra de menor comprimento da torre. As barras que possuem menor comprimento são as barras 100 e 103, com o mesmo comprimento de 0,564 m. Conforme definidos nos itens 6.1.1 e 6.1.3, com o módulo de elasticidade de $2 \cdot 10^{11}$ N/m² e massa específica de 11.400 kg/m³, resulta em um intervalo de tempo de integração crítico:

$$\Delta t_{crit} = \frac{L_{min}(0)}{\sqrt{E/\rho}} = \frac{0,564}{\sqrt{\frac{2,00 \cdot 10^{11}}{11400}}} = 1,3465 \cdot 10^{-04} \text{ s} \quad (71)$$

Assim, o valor do Δt_{crit} é de $1,0632 \cdot 10^{-05}$ s.

7 EXEMPLO NUMÉRICO

Neste capítulo são apresentados os modelos utilizados para análise, assim como suas considerações. Por fim, são analisadas as respostas dessa estrutura, para os diferentes casos de modelagem, em termos de deslocamento no topo, reações de apoio e esforços axiais nas barras, comparando a resposta estática usual no projeto de torres com a resposta dinâmica.

7.1 MODELOS DE ANÁLISE

Para a realização deste estudo, a torre foi modelada para oito casos diferentes:

– Caso 1: Modelagem da estrutura considerando a hipótese de fundações indeslocáveis e aplicação estática das ações de vento nos elementos de suporte da torre, segundo a IEC 60826(2003);

– Caso 2: Modelagem da estrutura considerando a interação solo-estrutura (fundações flexíveis), e aplicação estática das ações de vento nos elementos de suporte da torre, segundo a IEC 60826(2003);

– Caso 3: Modelagem da estrutura considerando a hipótese de fundações indeslocáveis e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Davenport;

– Caso 4: Modelagem da estrutura considerando a ISE (fundações flexíveis), e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Davenport;

– Caso 5: Modelagem da estrutura considerando a hipótese de fundações indeslocáveis e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Harris;

– Caso 6: Modelagem da estrutura considerando a ISE (fundações flexíveis), e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Harris;

– Caso 7: Modelagem da estrutura considerando a hipótese de fundações indeslocáveis e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Kaimal;

– Caso 8: Modelagem da estrutura considerando a ISE (fundações flexíveis), e aplicação dinâmica das ações do vento a partir do espectro de Kaimal.

Para a análise estática (Caso 1 e Caso 2), a torre foi modelada no programa ANSYS e utilizados elementos de treliça espacial (LINK8) nos montantes, nas barras diagonais e nas barras fictícias, conforme ilustrado na Figura 29. No modelo em que se considerou a ISE, para a simulação da flexibilidade da fundação, tanto na horizontal quanto na vertical, utilizou-se o elemento de mola não-linear (COMBIN39).

Após a modelagem e aplicação dos carregamentos, no programa ANSYS foram obtidos, para cada caso, deslocamentos dos nós e os esforços normais nas barras.

Na análise dinâmica (Caso 3 à Caso 8) a torre é analisada pelo método de integração direta (MID) das equações do movimento de forma explícita (item 4.1). Para isso, será utilizado um programa computacional desenvolvido em FORTRAN (KAMINSKI, 2007) para aplicação do MID em estruturas treliçadas, usando diferenças finitas centrais, adaptado para este estudo. Desta forma, para os carregamentos dinâmicos, ou seja, ação do vento variando no tempo, aplica-se as ações da parcela média da velocidade de vento, de acordo com a metodologia da NBR 6123 (1988), somada as componentes flutuantes longitudinais, geradas por simulação numérica para os espectros de Davenport, Harris e Kaimal, nos nós da estrutura.

Para validação da resposta a partir do método utilizado, ou seja, convergência dos resultados, todas as análises foram feitas para dois tempos de integração menores que o Δt_{crit} calculado no item 6.6. Adotou-se então:

- $\Delta t_1 = 1,0 \cdot 10^{-05}$ s;
- $\Delta t_2 = 0,5 \cdot 10^{-05}$ s.

Para todas as análises dinâmicas foram utilizados os seguintes passos:

- Aplicação do peso próprio da estrutura até os 5 segundos de análise;
- Início da aplicação da ação de vento nos 10 segundos, até atingir 100% da força aos 15 segundos;
- Ação de vento variando no tempo até 610 segundos, onde se encerrou a análise.

Quanto menor o intervalo de tempo de integração, mais interações são feitas e mais tempo de processamento é necessário. Desta forma, a análise de 610 segundos teve para:

- $\Delta t_1 = 1,0 \cdot 10^{-05}$ s:

$$\frac{610 \text{ s}}{1,0 \cdot 10^{-05}} = 61.000.000 \text{ interações} \quad (72)$$

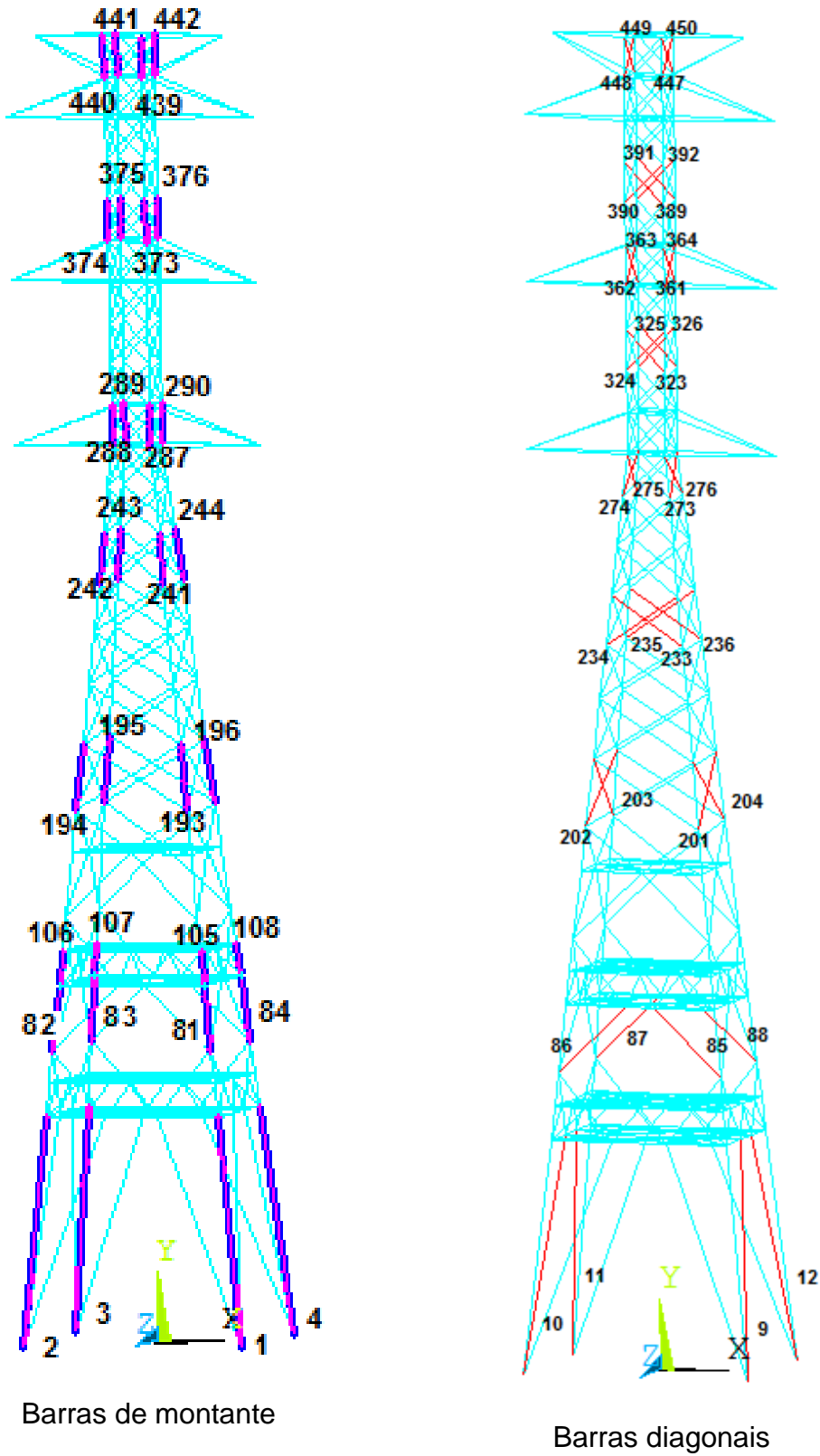
- $\Delta t_2 = 0,5 \cdot 10^{-05} \text{ s}$:

$$\frac{610 \text{ s}}{0,5 \cdot 10^{-05}} = 122.000.000 \text{ interações} \quad (73)$$

Para a constante de proporcionalidade (c_m), utilizou-se o valor de 1,04 ($c_m = \frac{c}{m} = 1,04$), onde c é o coeficiente de amortecimento e m é a massa nodal. Este valor foi adotado com base no trabalho de Pippi (2016), que calibrou esta variável a partir do cálculo da razão de amortecimento (ζ) para a face transversal da torre DFS original, equivalente a 3,71%, ensaiada por Silva et al (1983).

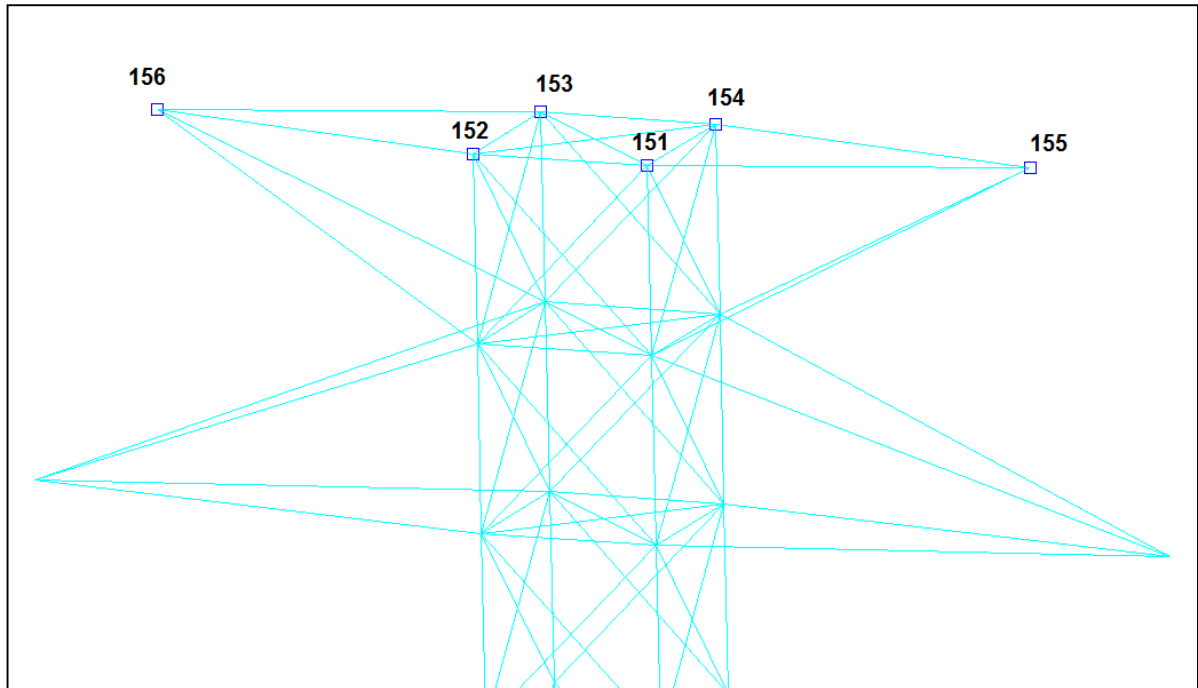
Assim, a partir dos resultados obtidos, foram gerados gráficos *deslocamento x tempo* para o nó do topo da torre, e gráficos *esforço normal x tempo* para algumas barras de montantes e diagonais selecionadas, identificadas na Figura 44. Na Figura 45 é apresentada a numeração dos nós do topo da torre.

Figura 44 – Numeração das barras de montante e diagonais selecionadas



Fonte: (Autor)

Figura 45 – Nós do topo da torre



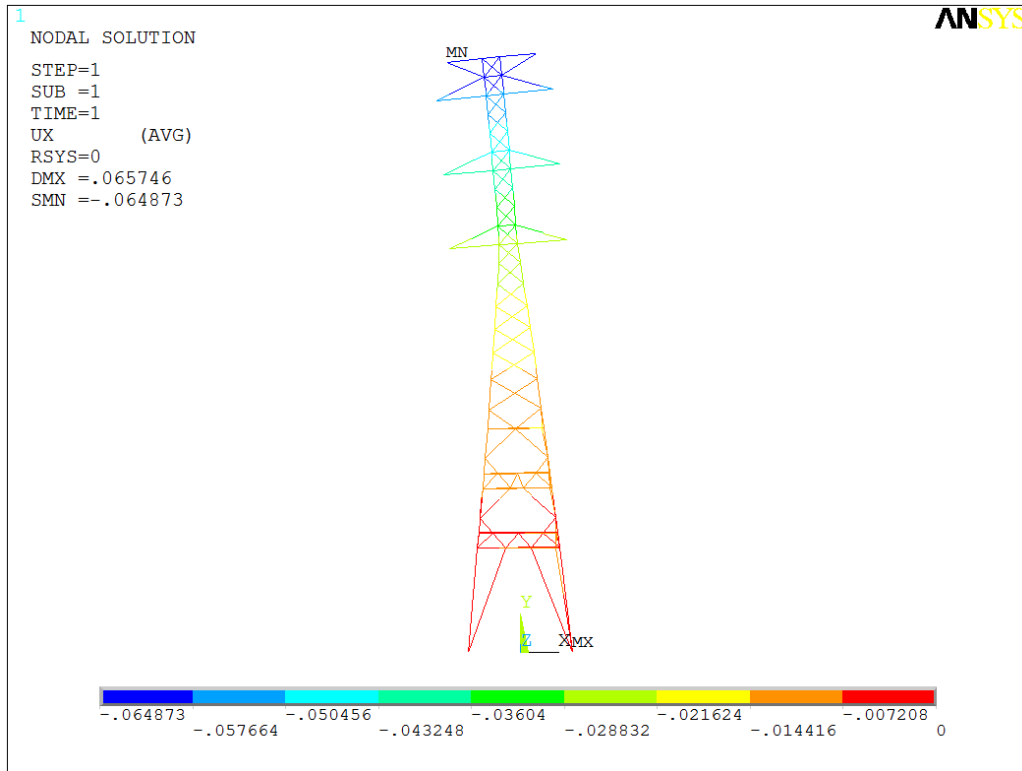
Fonte: (Autor)

7.2 RESULTADOS DA ANÁLISE ESTÁTICA

Após a análise da torre DFS modificada no programa ANSYS para as duas condições de vinculação aplicando-se a ação do vento nos elementos de suporte segundo a IEC 60826 (2003), obtiveram-se os esforços normais para cada barra e os deslocamentos dos nós do topo, tanto para o modelo com apoios indeslocáveis quanto para o modelo com fundação flexível.

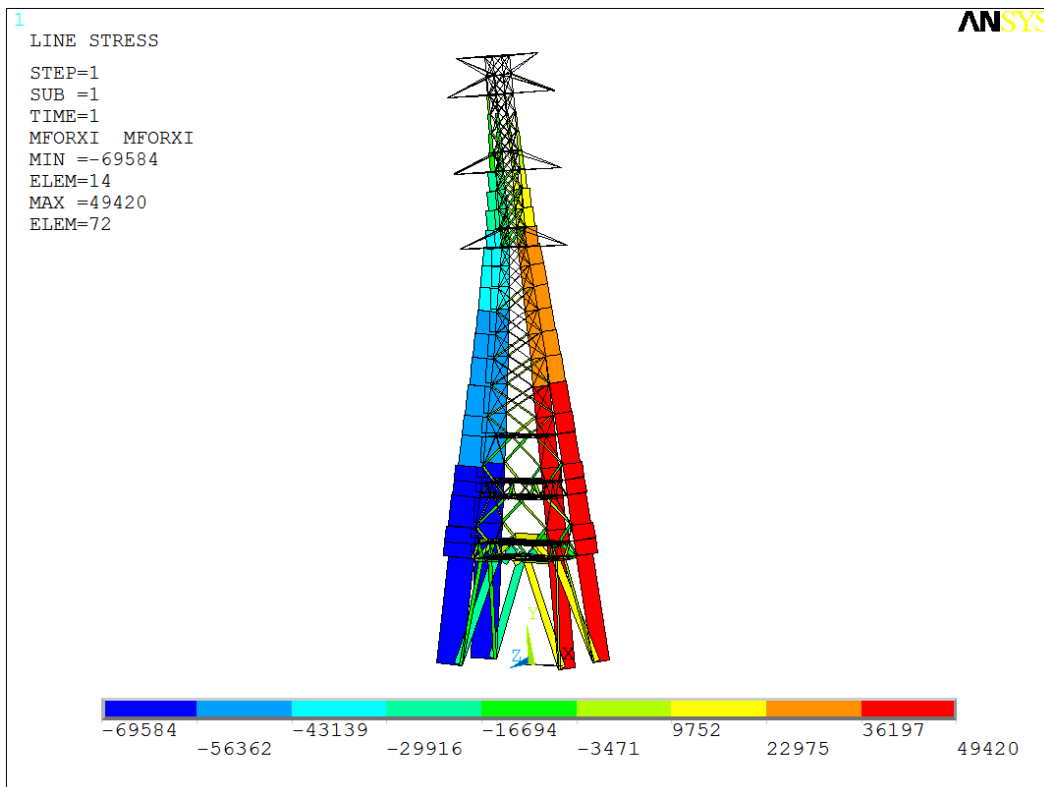
A deformada com os deslocamentos dos nós em X e o diagrama de esforços normais nas barras do Caso 1 (análise estática considerando fundações indeslocáveis) são mostrados nas Figura 46 e Figura 47, respectivamente.

Figura 46 – Caso 1: Deslocamentos em X.



Fonte: (Autor)

Figura 47 – Caso 1: Esforços normais nas barras.



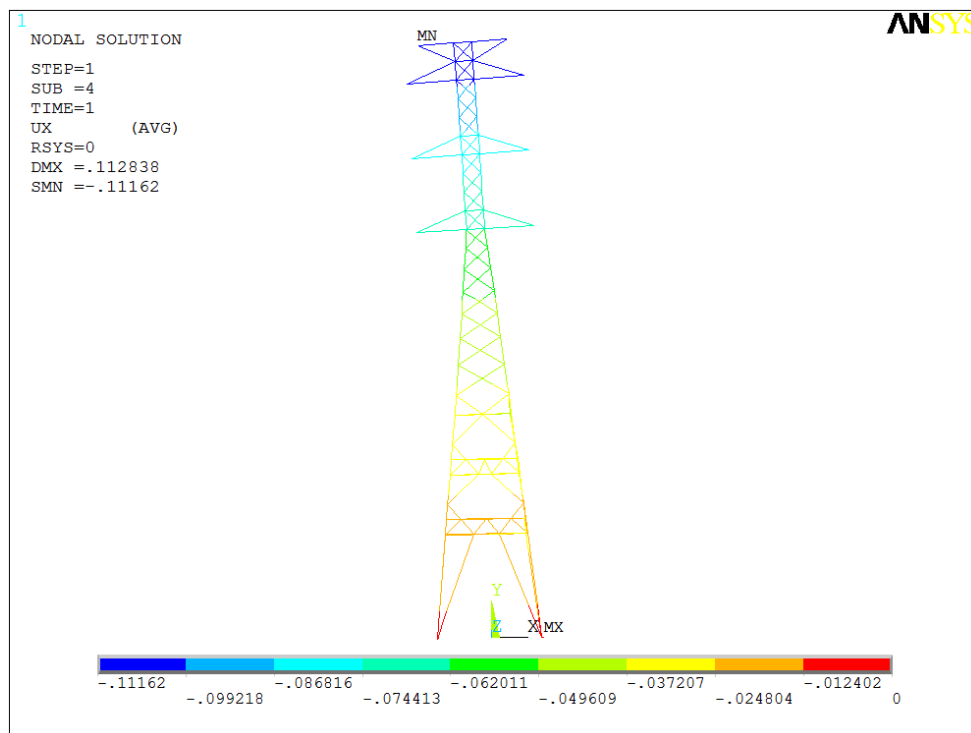
Fonte: (Autor)

Pode-se observar pela Figura 46 que os maiores deslocamentos horizontais (na direção X) estão nos nós de topo da torre. Por exemplo, o nó 151, localizado no topo da torre, deslocou-se aproximadamente 6,5 centímetros na direção X .

Na Figura 47 pode-se observar que os maiores esforços normais ocorreram nas barras de montantes da torre. Também, nota-se na face à barlavento, esforços de tração nas barras de montantes, enquanto que na face à sotavento verificam-se esforços de compressão. Nas barras diagonais, as maiores solicitações ocorreram naquelas próximas ao solo. Além disto, os esforços nas barras diagonais localizadas nas faces paralelas à incidência da ação de vento foram maiores que nas faces perpendiculares.

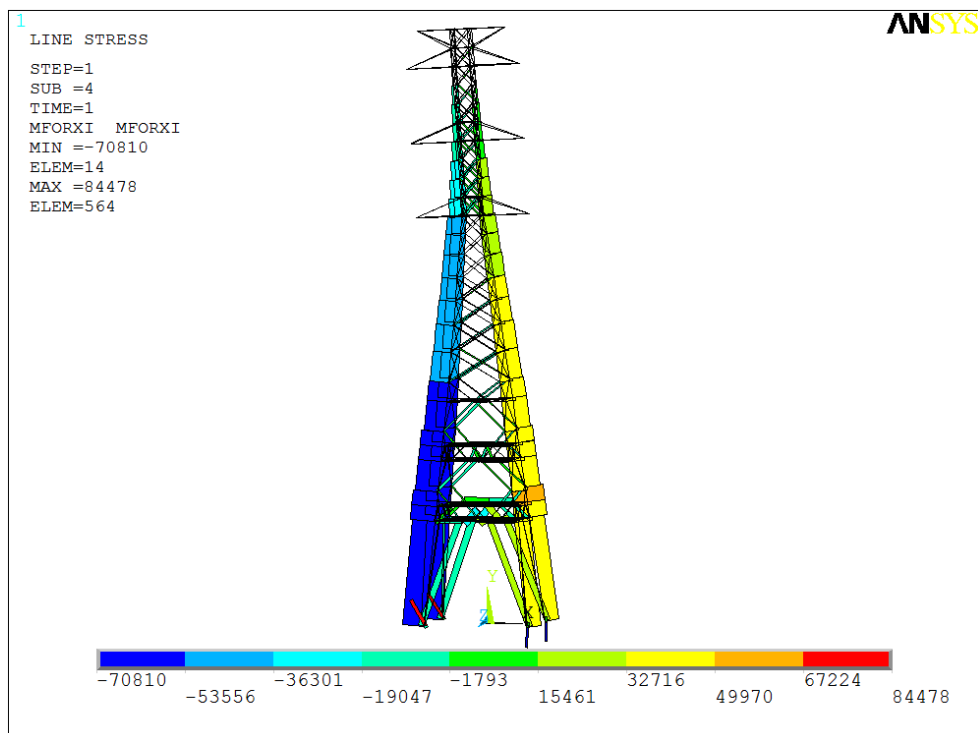
Para a torre modelada no Caso 2 (análise estática considerando ISE), a deformada com deslocamentos dos nós na direção X e os esforços normais nas barras encontram-se nas Figura 48 e Figura 49, respectivamente.

Figura 48 – Caso 2: Deslocamentos em X



Fonte: (Autor)

Figura 49 – Caso 2: Esforços normais nas barras



Fonte: (Autor)

Analisando-se os resultados na Figura 49, pode-se verificar que, assim como no Caso 1, os maiores deslocamentos ocorrem no topo da torre. O deslocamento na direção X no nó de topo, nó 151, resultou em aproximadamente 11,2 centímetros, o que representa um deslocamento em torno de 70% maior que no Caso 1 (com fundações indeslocáveis).

Com relação aos esforços normais das barras (Figura 49), nota-se um ligeiro aumento nos esforços das barras de montantes mais próximas ao solo, em razão da redistribuição de esforços no modelo com fundações flexíveis. Exemplo disso, são as barras 1 e 4 do pé da torre na face à barlavento que aumentaram de 38,70 kN para 41,38 kN os esforços de tração (em torno de 7%), e das barras 2 e 3, também, no pé da torre, na face à sotavento, que aumentaram de 58,71 kN para 63,37 kN seus esforços de compressão (em torno de 8%). Nas barras diagonais, dentre as barras analisadas e situadas mais próximas ao solo, nota-se um alívio, em torno de 60%, nos esforços. Por exemplo, a barra diagonal 9 com esforços axiais de tração de 4,72 kN na situação indeslocável e de 1,61 kN, quando considerada a ISE. Isto também ocorre com a barra 10 à compressão, onde no Caso 1 possui esforço axial de 7,68 kN e no Caso 2 de 3,20 kN. As barras diagonais em que se obtiveram maiores diferenças entre

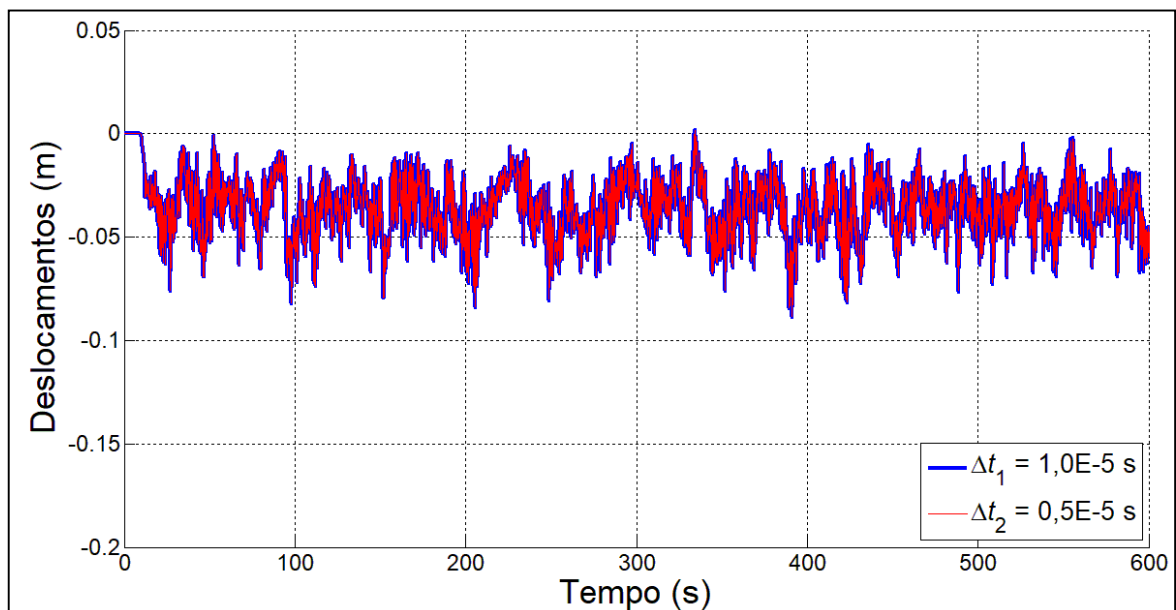
as diferentes condições de apoio, os valores dos esforços resultam, tanto à tração quanto à compressão, em menos de 1 kN.

7.3 RESULTADOS DA ANÁLISE DINÂMICA

Após a análise efetuada pelo MID, através da rotina em FORTRAN, foram obtidos a cada 0,01 segundo, para dois os intervalos de tempo de integração, $\Delta t_1 = 1,0 \cdot 10^{-5}$ s e $\Delta t_2 = 0,5 \cdot 10^{-5}$ s, os resultados dos deslocamentos nos nós do topo e os esforços normais nas barras de montante e diagonais selecionadas, apresentadas nas Figura 44 e Figura 45, para os diferentes espectros e situações de vinculação dos apoios. Desta forma para 610 segundos de análise totalizaram-se 61.000 dados de resposta para cada elemento de nó ou barra.

Para a validação das respostas obtidas, preocupou-se em obter para todas as situações, Casos 3 a 8, dados que convergissem para os diferentes intervalos de tempo de integração. Exemplo disto pode ser visualizado através do gráfico da Figura 50, que apresenta os deslocamentos na direção X obtidos para o Caso 3 ao longo do tempo de análise.

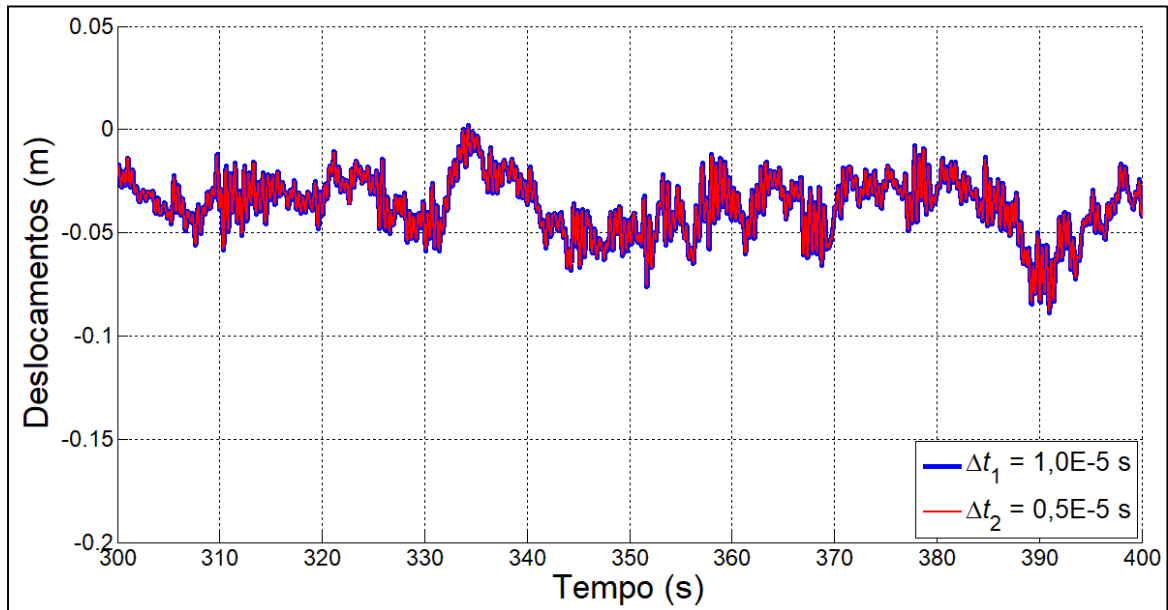
Figura 50 – Caso 3: Deslocamentos em X do nó 151 para Δt_1 e Δt_2



Fonte: (Autor)

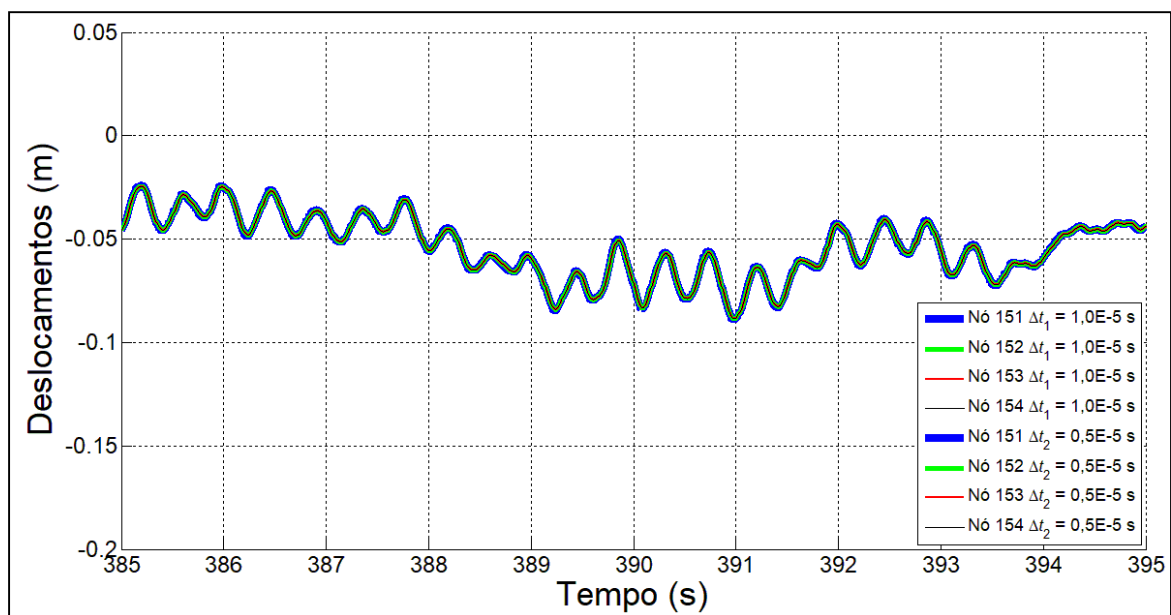
Na Figura 51 são apresentados, para melhor visualização, os resultados dos deslocamentos em X do nó 151 somente entre o intervalo de tempo de 300 a 400 segundos. Na Figura 52, os deslocamentos nos nós 151, 152, 153 e 154, para os diferentes intervalos de integração durante o tempo de 385 e 395 segundos.

Figura 51 – Caso 3: Deslocamento em X do nó 151 para Δt_1 e Δt_2 entre 300 e 400s



Fonte: (Autor)

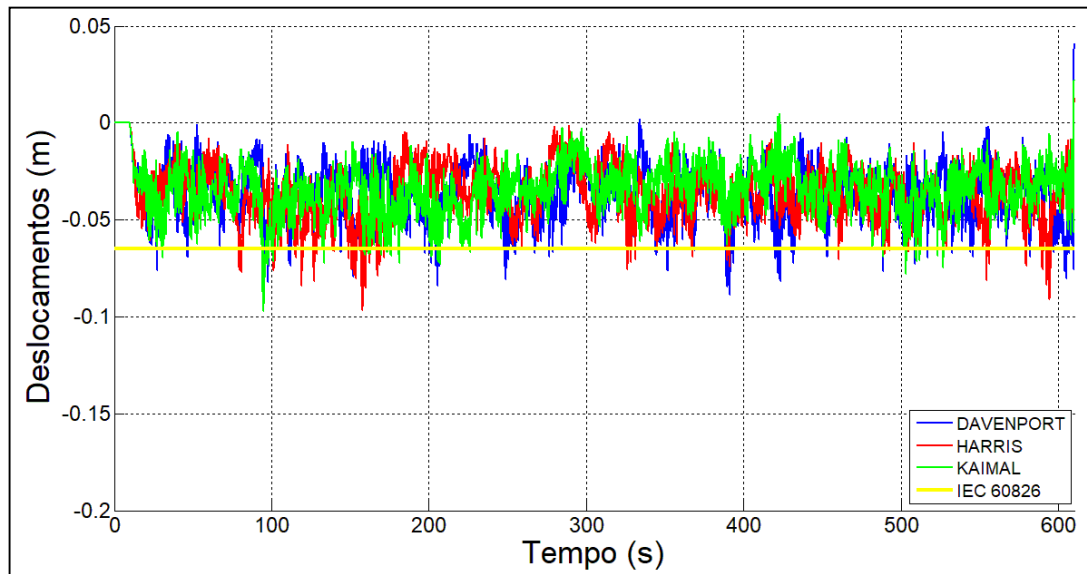
Figura 52 – Caso 3: Deslocamento em X dos nós 151, 152, 153 e 154 para Δt_1 e Δt_2 entre 385 e 395s



Fonte: (Autor)

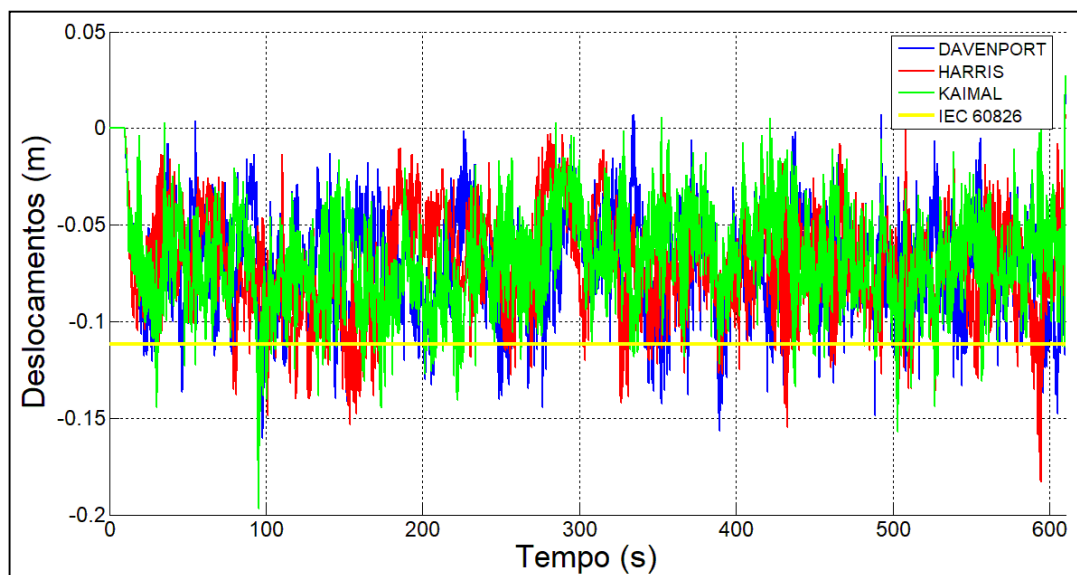
Para comparação entre os diferentes espectros e a análise estática, os valores obtidos para o nó de topo 151, para os Casos 1, 3, 5 e 7, ou seja, IEC 60826 (2003), Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente, com a hipótese de fundações indeslocáveis, podem ser visualizados no gráfico da Figura 53. No gráfico da Figura 54 estão os deslocamentos do nó 151 no tempo para os Casos 2, 4, 6 e 8, isto é, IEC 60826, Davenport, Harris e Kaimal considerando fundações flexíveis.

Figura 53 – Deslocamentos em X do nó de topo 151 - Fundações Indeslocáveis



Fonte: (Autor)

Figura 54 – Deslocamentos em X do nó de topo 151 - Fundações flexíveis



Fonte: (Autor)

Para a análise dos resultados, levou-se em consideração somente o intervalo de tempo a partir de 15 segundos, onde a ação de vento já se encontrava em 100%, até os 600 segundos.

Nota-se, a partir dos gráficos das Figura 53 e Figura 54, que para os casos onde se considerou a ISE, houve uma maior dispersão dos valores em torno da média para os diferentes espectros. Os valores de deslocamento máximo em módulo obtidos para Davenport, Harris e Kaimal com a hipótese de fundações indeslocáveis foram de 8,90; 9,66 e 9,74 centímetros, respectivamente. Para os modelos de análise dinâmica considerando a ISE, casos 4, 6 e 8, os resultados dos deslocamentos máximos em módulo foram 16,04; 18,28 e 19,69 centímetros, respectivamente. Resultando, desta forma, em deslocamentos da ordem de 80%, 90% 102% maiores para Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente.

Também como forma de análise dos valores máximos, calcularam-se estes valores de pico com a equação 74.

$$\hat{r} = \bar{r} + g \cdot \sigma(r) \quad (74)$$

onde: \hat{r} é a resposta máxima (de pico);

\bar{r} é a resposta média;

g é o fator de pico, neste estudo adotou-se o valor 4;

$\sigma(r)$ é o desvio padrão da resposta.

Os resultados de deslocamento de pico, tanto o calculado quanto o adotado diretamente através dos dados de resposta no intervalo de 15 a 600 segundos, foram comparados com a resposta obtida pela análise estática. Todos estes valores encontram-se resumidos na Tabela 16 para cada caso considerado neste estudo.

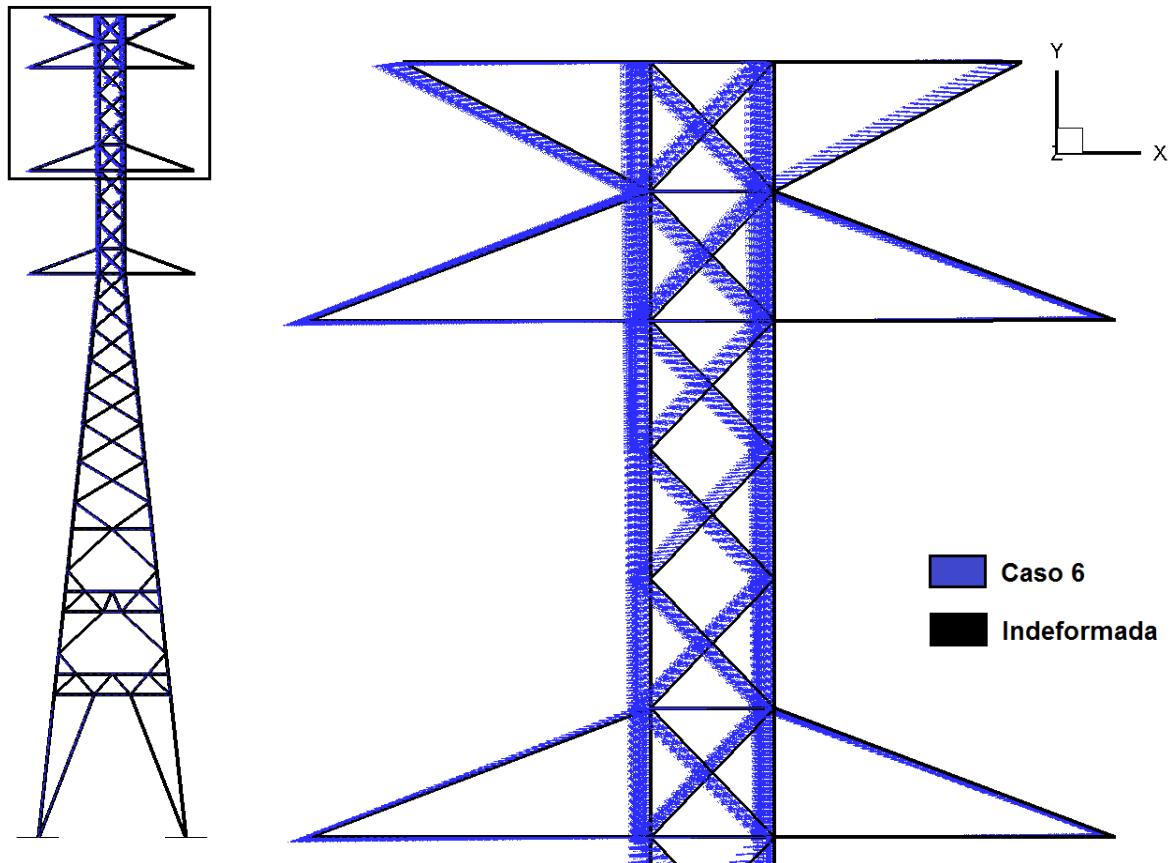
A partir dos dados de resposta fornecidos no programa em FORTRAN para cada caso analisado, é possível visualizar através do software de pós-processamento, o comportamento da estrutura ao longo do tempo. Exemplo disto pode ser visto na Figura 55, onde é apresentada a posição das barras do caso 6, entre 150 e 200 segundos de análise. Na Figura 56, compara-se, visualmente, os maiores deslocamentos ocorridos no caso 5 e 6 com a posição indeformada da torre.

Tabela 16 – Comparação de deslocamentos estáticos com os picos da análise dinâmica para o nó de topo 151

CASOS	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
	$D_{máx1}$ (adotado) (cm)	Valor Médio (cm)	Desvio Padrão (cm)	$D_{máx2}$ (eq. 74) (cm)	IEC 60826 D_{IEC} (cm)	$\frac{D_{máx1}}{D_{IEC}}$	$\frac{D_{máx2}}{D_{IEC}}$
3	8,90	3,64	1,28	8,76	6,49	1,4	1,4
5	9,66	3,73	1,33	9,05		1,5	1,4
7	9,74	3,50	1,19	8,26		1,5	1,3
4	16,04	7,15	2,44	16,91	11,16	1,4	1,5
6	18,28	7,30	2,53	17,42		1,6	1,6
8	19,69	6,89	2,36	16,33		1,8	1,5

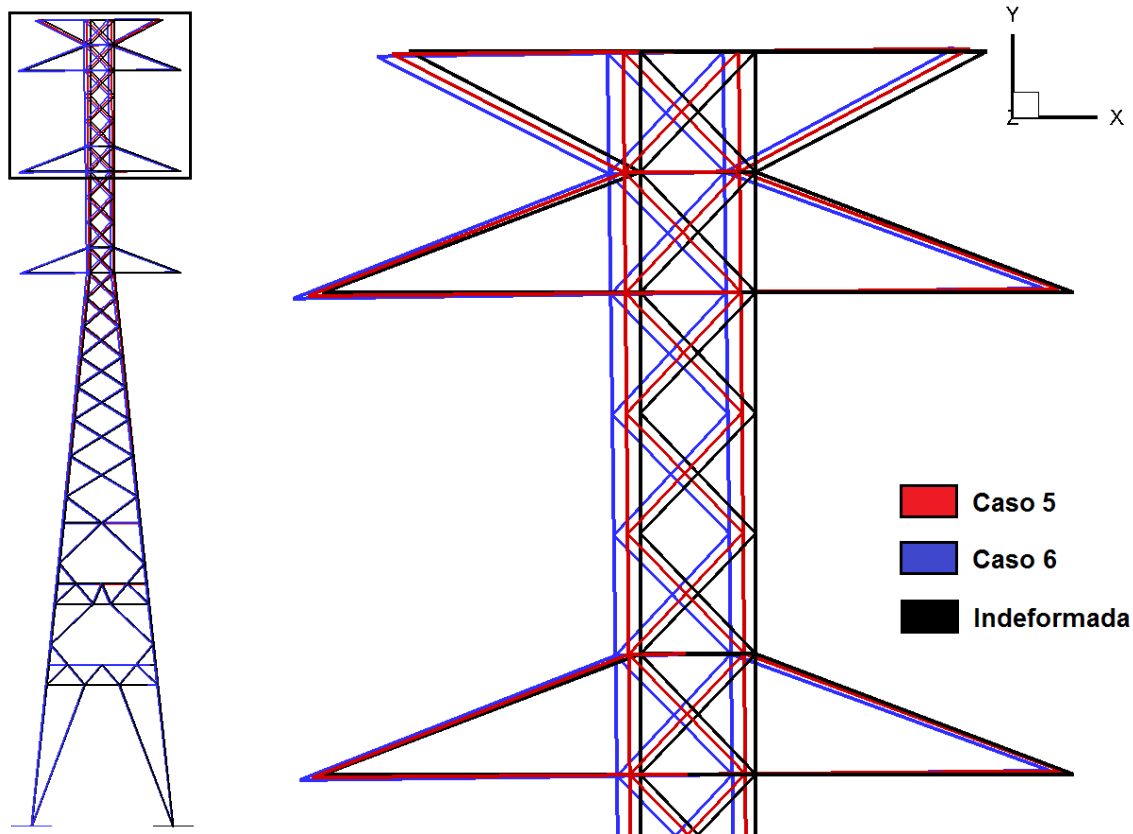
Fonte: (Autor)

Figura 55 – Posição das barras do Caso 6, entre 150 e 200 segundos



Fonte: (Autor)

Figura 56 – Deslocamento máximo Caso 5 e 6



Fonte: (Autor)

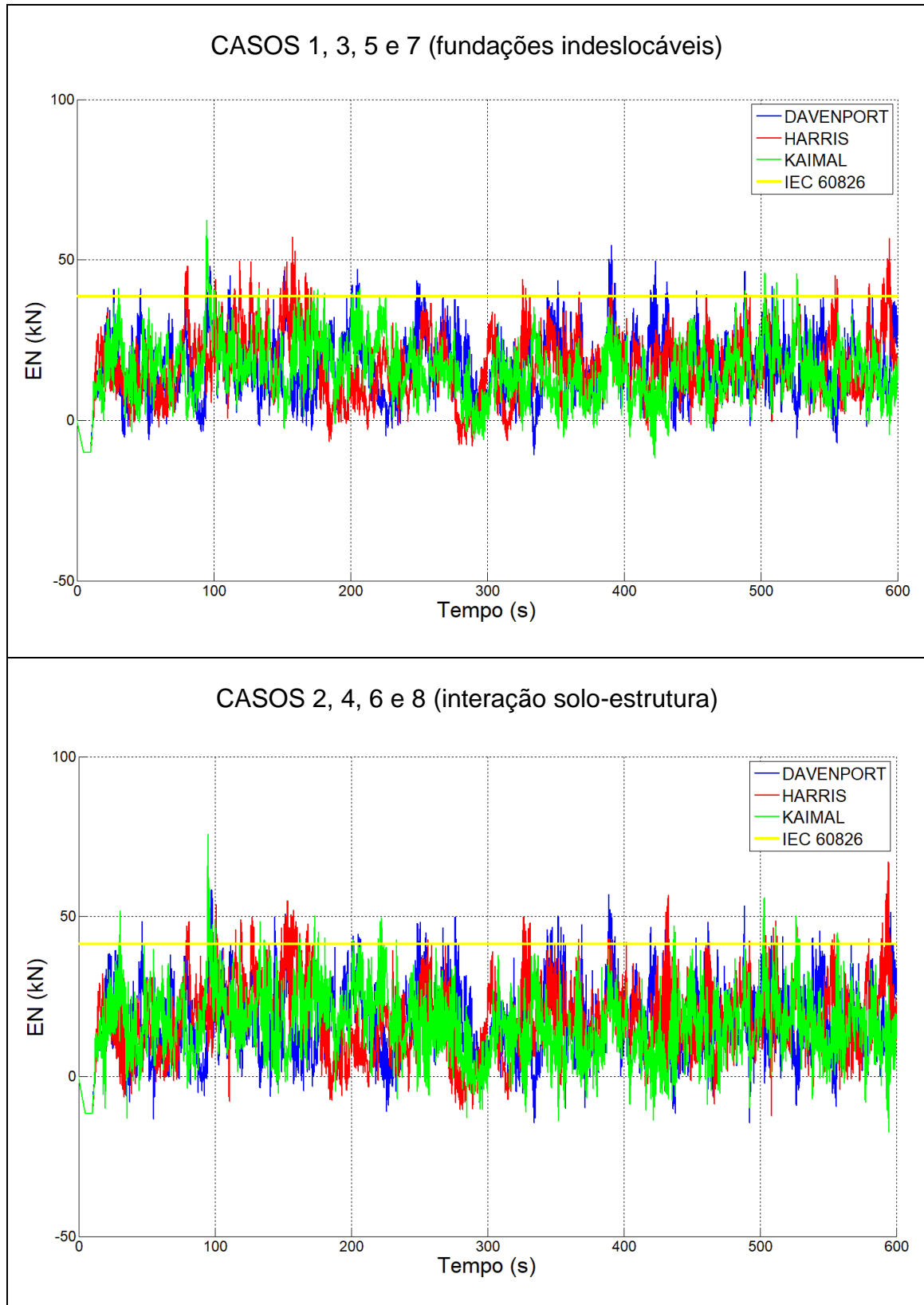
A partir dos gráficos das Figura 53 e Figura 54 da posição das barras na Figura 55, pode-se observar que a estrutura se deforma no sentido da ação do vento, devido ao carregamento ocasionado pelo vento médio, e vibra em sua posição deformada de acordo com as ações da parcela flutuante de vento.

Assim como para os deslocamentos no topo, obtiveram-se os esforços normais nas barras para ambos os intervalos de integração Δt_1 e Δt_2 , obtendo-se os resultados convergentes, demonstrando estabilidade e validação do método.

Nos gráficos da Figura 57, apresentam-se os esforços normais, predominantemente, de tração na barra de montante 1, situada no pé da torre. Nos gráficos da Figura 58, apresentam-se os esforços normais de compressão na barra de montante 2 situada, também, próxima ao solo.

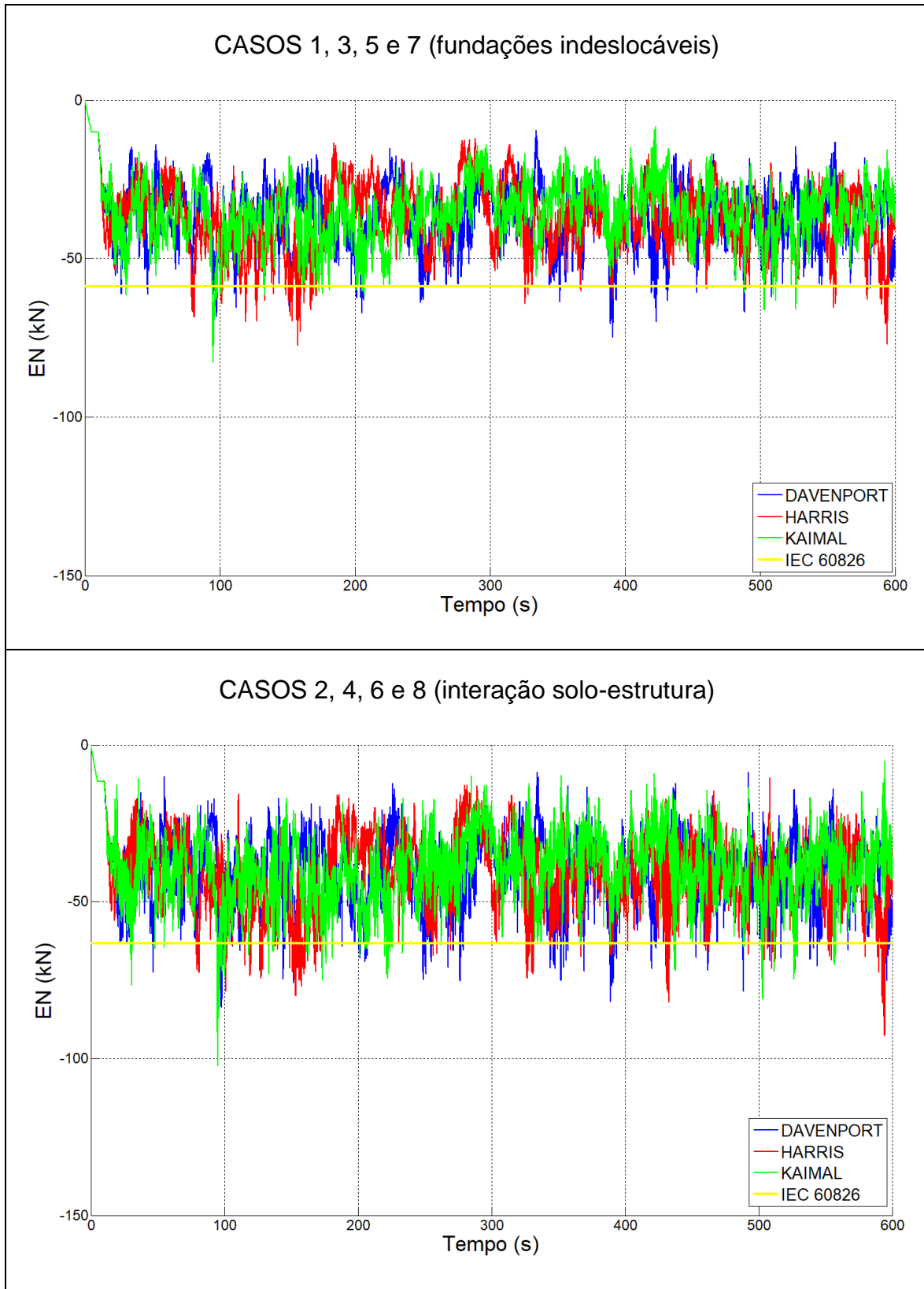
Nos Anexos C e D, estão resumidos os valores dos esforços normais para todas as barras de montante e diagonais selecionadas, respectivamente, conforme a Figura 44, com a ação do vento variando no tempo, bem como a comparação de valores da análise estática e as amplificações dinâmicas obtidas.

Figura 57 – Esforços normais na barra de montante 1



Fonte: (Autor)

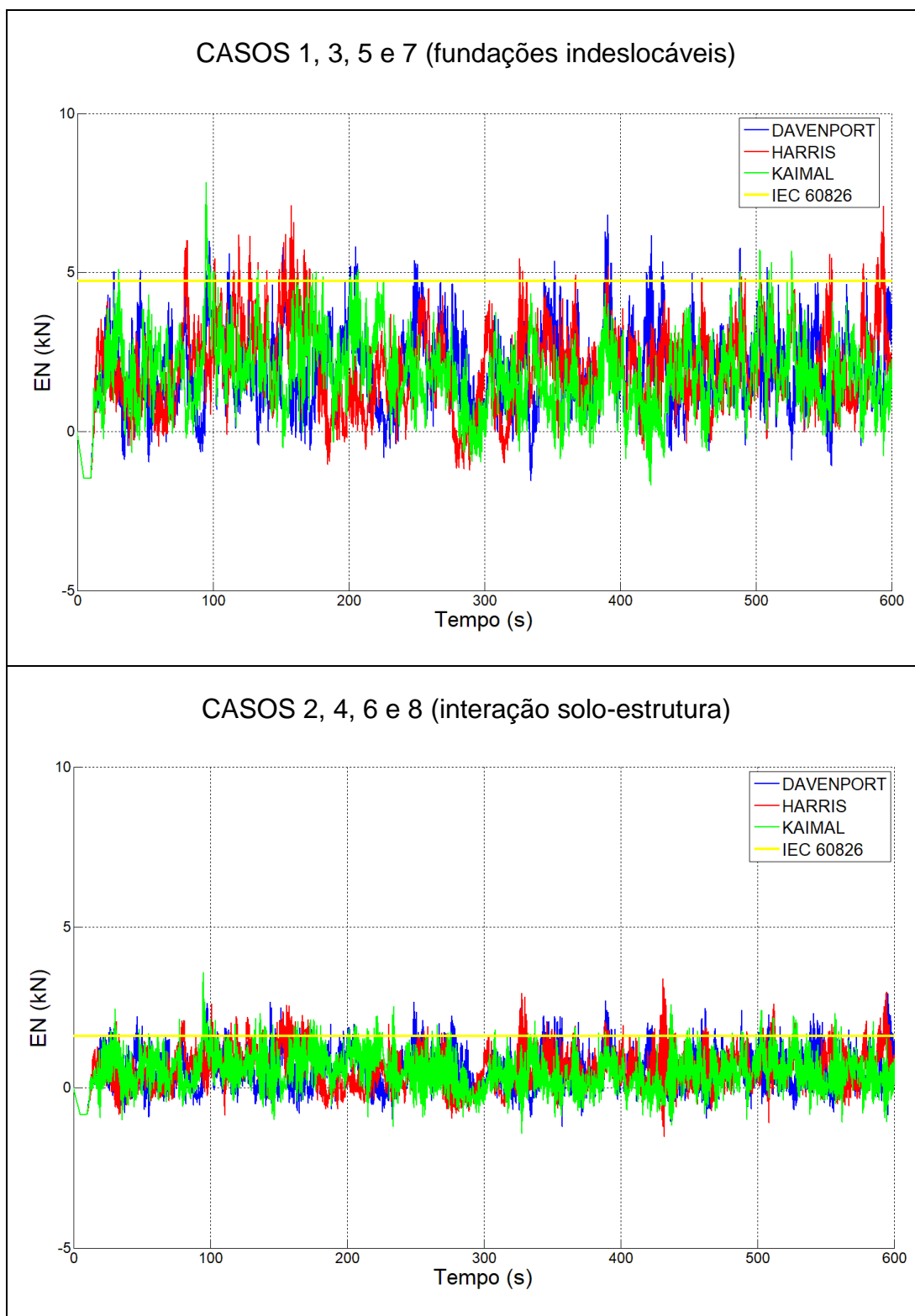
Figura 58 – Esforços normais na barra de montante 2



Fonte: (Autor)

Nos gráficos da Figura 59, são apresentados os esforços normais, predominantemente, de tração para a barra diagonal 9.

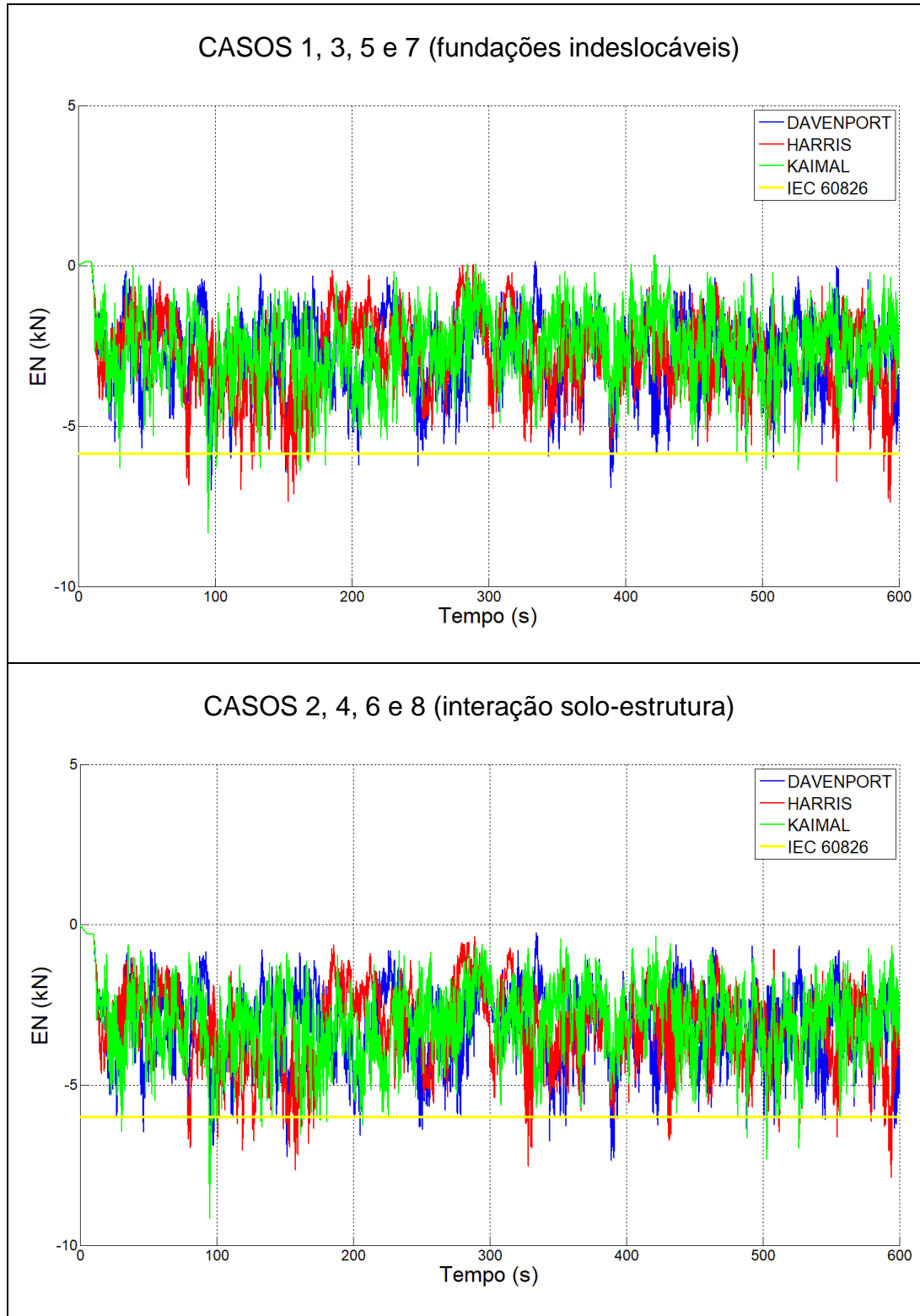
Figura 59 – Esforços normais na barra diagonal 9



Fonte: (Autor)

Nos gráficos da Figura 60, são apresentados os esforços normais, predominantemente, de compressão para a barra diagonal 86.

Figura 60 – Esforços normais na barra diagonal 86



Fonte: (Autor)

Para as barras analisadas tanto de montante quanto diagonais, como pode ser visualizado nas Figura 57 a Figura 60, nota-se que o espectro de Kaimal produziu, geralmente, valores de pico maiores, seguido de Harris, e por último Davenport. No entanto, considerando-se o valor de pico através da equação 74, obtiveram-se valores máximos, geralmente, maiores para Harris, seguido de Davenport e Kaimal. Fato disto é o sinal, gerado a partir do espectro de Harris, possuir valor médio e de desvio padrão de resposta, para o intervalo entre 15 e 600 segundos, geralmente maiores.

Então, para as barras de montante mais carregadas e próximas à superfície (barra 1 a 196), os valores de pico obtidos, tomando-se como base os valores mais baixos (Davenport), para os casos onde se considerou a hipótese de fundações indeslocáveis, são, geralmente, maiores que 10% para Kaimal, chegando-se a 14,5% nas barras 1 e 4. Os valores de pico em Harris e Davenport, para essas barras são muito próximos, obtendo-se valores de até 8,0% maiores em Harris, para as barras 193 e 196. Com a consideração da ISE, as diferenças entre os diferentes espectros são aumentadas. Os valores de pico para Kaimal ficam em torno de 25,5% maiores que Davenport, chegando-se a 30,0% nas barras 1 e 4. As diferenças entre Harris e Davenport, ficam em torno de 13%, com seu máximo de 15,6% maior que Davenport nas barras 193 e 196.

Para as barras de montante 241 a 290, menos solicitadas que as anteriores, porém com valores de pico em torno dos 50 kN à tração e 60 kN à compressão, onde não se verificou o comportamento usual, de que os valores de pico foram maiores em Kaimal, ficaram estes a cargo dos valores obtidos em Harris. No entanto, verificou-se que essas diferenças foram sempre muito pequenas, ficando em torno de 2,0% e atingindo seu máximo em 4,6% nas barras 241 e 244 em Harris comparado a Kaimal, quando considerado a ISE. Acredita-se que isto deve-se ao fato de o espectro de Kaimal levar em consideração à altura sobre a superfície, o que ocasionou uma diminuição das flutuações do sinal de vento à medida que se distanciou do solo, e, conseqüentemente, dos seus valores de pico. Nessas barras, tanto o espectro de Harris quanto o de Kaimal deram valores de pico em torno de 10,0% maiores do que em Davenport, obtendo-se máximos de até 12,4% maiores em Harris nas barras 287 e 290, e 10,0 % em Kaimal nas barras 241 e 244. Com a consideração da ISE, as diferenças entre os espectros aumentaram, obtendo-se, para os espectros de Kaimal e Harris, valores em torno de 20,0% maiores que em Davenport, com valores máximos

de até 23,0% para as barras 241 e 244 com o espectro de Kaimal e 18,2% para as barras 287 e 290 para o espectro de Harris.

Com relação ao valor médio de esforços normais nas barras entre 15 e 600 segundos de análise, obtiveram-se para os três espectros, valores muito próximos, com Harris e Davenport em torno de 11,0% e 7,0%, maiores que Kaimal, respectivamente. Além disto, os valores obtidos para o desvio padrão em Harris e Davenport foram, também, maiores que em Kaimal em torno de 12,7% e 7,0%, respectivamente. Para o desvio padrão, quando considerada a ISE, essas diferenças diminuíram, obtendo-se valores em torno de 9,0% e 4,5% maiores que em Kaimal, para Harris e Davenport, respectivamente. Desta forma, para as solicitações de pico calculadas através da equação 74, foram obtidos valores em Harris em torno de 10% maiores que em Kaimal, chegando-se ao valor de 12,2% para as barras, predominantemente tracionadas, 1 e 4. Em Davenport, obtiveram-se valores máximos em torno de 7,0% maiores que em Kaimal. Quando considerado a ISE, as diferenças de Harris e Davenport em relação à Kaimal diminuíram para em torno de 9,0% e 5,0% respectivamente.

Para comparação das respostas dinâmicas com a resposta estática, pelas recomendações da IEC 60826 (2003), para as barras de montantes analisadas, considerando-se somente as barras mais carregadas (1 a 290). Nestas barras verificou-se que as relações entre a resposta de pico encontrada ($F_{m\acute{a}x1}$) para os diferentes espectros e a resposta média F_{IEC} , isto é, as amplificações dinâmicas foram em torno de 1,5, obtendo-se valores de até 1,7 para as barras 287 e 290 no espectro de Harris. Quando considerada a ISE, os valores de amplificação dinâmica aumentaram para em torno de 1,6, chegando-se a valores máximos de 1,9 nas barras 81, 84, 193, 196, 241, 244, 287 e 290 para o espectro de Kaimal.

Dentre as barras diagonais analisadas, assim como nas barras de montante, levando-se em consideração somente as mais carregadas, ou seja, barras 9 a 88, obtiveram-se também valores de amplificação dinâmica da ordem de 1,4, chegando-se a 1,7 nas barras 9 e 12 para o espectro de Kaimal. Quando se considerou a ISE, para as barras mais próximas ao solo, 9 e 12, obtiveram-se valores em torno de 1,7, chegando-se a amplificações de até 2,2 para o espectro de Kaimal. Nas barras 85 a 88, estes valores permaneceram em torno de 1,3, atingindo seu máximo de até 1,6 nas barras 85 e 88 para o espectro de Kaimal. No entanto, para as barras diagonais mais carregadas, observa-se, através dos valores no quadro do Anexo D, que os

valores de pico obtidos para a situação com apoios indeslocáveis foi a que mais exigiu em termos de esforços.

Com relação aos valores de pico calculados ($F_{máx2}$), devido a estes serem menores que os obtidos, na comparação com a média estática obtiveram-se valores menores, resultando em torno de 1,3. Dessa forma, obtiveram-se valores de amplitudes máximas de até 1,5 para as barras 1 e 4, porém para o espectro de Harris. Nos casos em que se considerou a ISE para os espectros diferentes, esses valores aumentaram muito pouco. Em algumas barras, inclusive, o valor da amplificação dinâmica quando considerada a ISE se manteve igual ou menor à hipótese das fundações indeslocáveis.

Para as barras de montante analisadas, de uma forma geral, observou-se para todos os casos, que com a consideração da ISE para um mesmo espectro, aumentou-se a dispersão dos valores em torno da média no intervalo entre 15 e 600 segundos, atingindo-se desta forma, valores de pico maiores. Dentre as barras analisadas, as que sofreram maior aumento de solicitação máxima, quando com fundações flexíveis, foram as de número 2 e 3, aumentando-se em 11,8%, 19,8% e 23,6% para Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente. Se tomados os valores de pico em comparação através da equação 74, para essas barras, os valores resultam em 13,3%, 12,8% e 14,6% maiores para Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente.

No entanto, os valores médios para este mesmo intervalo de tempo, mantiveram-se, praticamente, iguais, a não ser nas barras mais próximas ao solo onde, para comparação entre resultados de um mesmo espectro, este valor aumentou nas barras 2 e 3, em torno de 10,0%. Os valores de desvio padrão obtidos para os casos em que se considerou a ISE, comparando-se resultados obtidos para um mesmo espectro, foram sempre maiores. Dessa forma, atingiu valores de até 16,5%, 15,3% e 19,2% maiores para Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente, para as barras mais carregadas 2 e 3.

Quando comparados diretamente os valores obtidos através do Caso 1, modelo mais simplificado, com os resultados do Caso 4, 6 e 8 (análise dinâmica considerando ISE) é possível observar, nas barras mais solicitadas, ampliações dinâmicas de até 2,0 para as barras 1 e 4 no espectro de Kaimal, quando o valor de pico é adotado. Dessa forma, através da análise estática considerando-se hipótese de fundações indeslocáveis obter-se-ia, para as barras 1 e 4, solicitação de 38,7 kN, enquanto que na análise dinâmica com ISE resultou valores até 96% maiores, ou seja, 75,7 kN para

o espectro de Kaimal. No entanto, quando o valor de pico é calculado através da equação 74, obtêm-se amplificações dinâmicas de até 1,6 para estas mesmas barras no espectro de Harris. Para as barras 2 e 3, os valores seriam até 74% maiores em Kaimal quando o valor de pico fosse adotado, e de até 48% em Harris quando o valor de pico é calculado.

Os valores de pico obtidos para esses casos e as amplificações dinâmicas podem ser visualizados comparativamente no Quadro 4.

Quadro 4 – Amplificações dinâmicas das barras de montante 1, 2, 3 e 4

Barras	Casos	Análise Estática	Análise Dinâmica		Amplificações Dinâmicas	
		IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
1	1	38,7	-	-	-	-
	4	-	58,3	59,5	1,5	1,5
	6	-	67,0	62,0	1,7	1,6
	8	-	75,7	56,5	2,0	1,5
2	1	-58,7	-	-	-	-
	4	-	-83,7	-84,0	1,4	1,4
	6	-	-92,8	-86,7	1,6	1,5
	8	-	-102,4	-81,0	1,7	1,4
3	1	-58,7	-	-	-	-
	4	-	-83,7	-84,0	1,4	1,4
	6	-	-92,8	-86,7	1,6	1,5
	8	-	-102,4	-81,0	1,7	1,4
4	1	38,7	-	-	-	-
	4	-	58,3	59,5	1,5	1,5
	6	-	67,0	62,0	1,7	1,6
	8	-	75,7	56,5	2,0	1,5

Fonte: (Autor)

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste trabalho foi realizado um estudo envolvendo torres metálicas treliçadas sob a ação de ventos EPS (ciclones extratropicais) simulados numericamente, considerando carregamentos estáticos e dinâmicos, dada a importância da ação do vento nesse tipo de estrutura. Além disto, avaliou-se a influência da consideração da interação solo-estrutura (ISE), isto é, a relevância de se considerar a deformabilidade do solo no modelo.

Para a análise estática, as ações de vento foram consideradas, simplificada, através de ações estáticas equivalentes, conforme as recomendações da IEC 60826 (2003). Para a análise dinâmica, as ações de vento foram calculadas com base no vento médio, considerando os procedimentos de cálculo da NBR 6123 (1988) com correção da velocidade básica do vento para a média sobre uma hora, acrescido da parcela flutuante.

Esta parcela, que se deve às agitações mecânicas provocadas no ar originando turbulências em torno do escoamento médio, foi simulada numericamente, a partir da adoção de espectros de potência teóricos de Davenport, Harris e Kaimal. A partir destas funções no domínio da frequência, aplicou-se a transformada inversa de Fourier (iFFT), após uma atribuição de números aleatórios para as partes real e imaginária que compõem a função. Desta forma, foram gerados sinais aleatórios de velocidade no tempo, que representaram as flutuações de velocidade de vento.

Para a consideração da ISE, em contraste com a hipótese de fundações indeslocáveis, calcularam-se os coeficientes de rigidez do conjunto solo-fundação vertical e horizontal. Ainda, para a rigidez vertical, levou-se em consideração o comportamento não-linear à tração. Esta flexibilidade nas fundações foi introduzida no modelo através de elementos de mola não-lineares.

Para a análise numérica, levaram-se em consideração oito (8) tipos de modelos. As análises estáticas foram realizadas no programa de elementos finitos ANSYS e as análises dinâmicas através de uma rotina em FORTRAN que aplica o método da integração direta (MID) das equações do movimento, de forma explícita.

A partir dos resultados gerados pelas análises anteriormente descritas, avaliaram-se comparativamente os deslocamentos obtidos nos nós de topo da estrutura, bem como as solicitações nas barras mais carregadas, para cada situação idealizada.

Com relação aos deslocamentos no topo, quando comparados os modelos dinâmicos com os estáticos, nota-se que as ações dinâmicas de vento geraram grandes oscilações na torre, obtendo-se amplificações dinâmicas com valor em torno de 1,5, chegando-se ao valor máximo de 1,8 para o modelo em que se considerou o espectro de Kaimal para geração das flutuações. Além disto, com a consideração da ISE, obtiveram-se, para todos os casos, efeitos muito significativos, aumentando em mais de 80% os deslocamentos máximos se comparados com a hipótese de fundações indeslocáveis. No caso em que se considerou o espectro de Kaimal, o valor dobrou, atingindo deslocamentos no topo 102% maior.

Conforme resultados obtidos para as solicitações das barras, notou-se que o espectro de Kaimal gerou, na maioria das vezes, valores de pico maiores, seguido dos resultados obtidos pelo uso do espectro de Harris e, posteriormente, Davenport. Isso não ocorreu no topo da torre, supostamente, devido ao espectro de Kaimal levar em consideração a altura sobre a superfície, diminuindo, dessa forma, sua intensidade de turbulência para maiores alturas.

As amplificações dinâmicas obtidas para os esforços nas barras, em comparação com as predições da IEC 60826 (2003), resultaram em torno de 1,5 para as barras mais carregadas, chegando-se a valores de até 1,7. Quando se considerou a ISE para um mesmo espectro, foram obtidos, geralmente, valores maiores para as solicitações de pico. Em Davenport, Harris e Kaimal estes valores aumentaram na ordem de até 11,8%, 19,8% e 23,6%, respectivamente, considerando-se as barras mais carregadas e os valores máximos de solicitação.

Os valores de pico dos esforços calculados ($F_{m\acute{a}x2}$) nas barras mais carregadas resultaram menores que os valores de pico encontrados ($F_{m\acute{a}x1}$) nestas mesmas barras. As situações com maiores diferenças foram em Kaimal, onde resultou em solicitações máximas em torno de 16,0% menores e, quando considerada a ISE, em torno de 22,0% menores.

Considerando os valores de pico dos esforços calculados ($F_{m\acute{a}x2}$), as amplificações dinâmicas obtidas resultaram em torno de 1,3 nas barras mais carregadas, obtendo-se valores de até 1,5. Desta forma, as solicitações máximas ocorreram quando foi empregado o espectro de Harris, seguido de Davenport, por estes apresentarem, na maior parte das vezes, maior valor médio e desvio padrão que em Kaimal.

Quando comparados os valores de pico dos esforços calculados ($F_{m\acute{a}x2}$) nas barras mais carregadas para um mesmo espectro, na consideraçaõ da ISE, estes valores aumentaram em até 13,3%, 12,8% e 14,6% para Davenport, Harris e Kaimal, respectivamente.

Quando comparados os resultados dos esforços nas barras mais carregadas da análise estática considerando a hipótese de fundações indeslocáveis com os resultados obtidos das análises dinâmicas para os diferentes espectros, obtiveram-se valores até 96% maiores.

Por fim, os esforços máximos, mesmo que, de curta duração, gerados a partir da ação de vento, assim como em alguns casos devido à consideração da deformabilidade do solo, apresentaram valores significativos.

Cabe salientar que as forças do vento nos painéis da torre ao longo da altura foram geradas considerando uma correlação de 100%, fazendo com que as amplificações dinâmicas resultem um pouco maiores do que as reais.

Alguns fatores importantes, que não foram diretamente abordados nas considerações dos modelos, são citados como sugestões para trabalhos futuros:

- Efeito da correlação da força de vento aplicada nos diferentes painéis da torre ao longo da altura, tendo em vista que se adotou uma simplificação, considerando-se as forças 100% correlacionadas;
- Geração das ações de vento dinâmico a partir de outras metodologias, a fim de se fazer uma comparação das diferentes respostas da estrutura com a do método utilizado neste trabalho. Dentre essas, pode-se citar o “vento sintético” de Franco (1993), método das linhas de influência de Davenport (1993), bem como, modelos mais simplificados como os modelos da NBR 6123 (1988), entre outros;
- Introdução dos cabos condutores, para-raios e isoladores no modelo, assim como modelagem de um trecho de LT, considerando-se as correlações horizontais para os sinais de vento;
- Considerar respostas dinâmicas transversais ao vento, assim como espectros das componentes lateral e vertical da turbulência;
- Avaliar outros tipos de modelos de torres de maior altura. Também, utilizar diferentes tipos de solo e/ou fundações a fim de se avaliar a influência destes na resposta;

- Introduzir outros fatores no modelo mecânico como não-linearidade física dos materiais, flexibilidade das ligações, entre outros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5422**: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica. Rio de Janeiro, 1985.

_____ **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

_____ **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

_____ **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

AOKI, N; CINTRA, J. C. **Notas de aula disciplina SGS-404 Fundações** - EESC-USP Departamento de Geotecnia, EESC, USP, São Carlos, 2004.

ARGENTA, M. A. **Análise de torres de transmissão submetidas a cargas dinâmicas**. Dissertação de Mestrado, UFSC, 2007.

ASHCAR, R. **Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão**. In: VIII ERLAC – Encontro Regional Latino-Americano da CIGRÉ. Foz do Iguaçu, Paraná, 1999.

AZEVEDO, C. P. B. **Avaliação da confiabilidade de fundações de torres estaiadas em linhas de transmissão**. Dissertação de Mestrado, UFMG, 2007.

BATHE, K. J. **Finite element procedures in engineering analysis**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1982. Cap. 9, p. 499-504.

BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**, 2ª ed., Editora da Universidade UFRGS, 2013, Porto Alegre, RS.

BUCKLEY, M. B. **Reability based design of OHL foundations**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques - CIGRÉ, Report 22-203, 1994.

CARRIL Jr., C. F. **Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações**. Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 2000.

CONCEIÇÃO, R. S.; PFEIL, M. S.; BATTISTA, R. C; **Torres de linha de transmissão sob ação de ventos originados de ciclones extratropicais e de downbursts**. In: XXXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Rio de Janeiro, 2015.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ÉLECTRIQUES (CIGRÉ). **Probabilistic design of transmission line structure foundations**. Report 22-99 (Working Group 07), 1999.

_____ **Report on current practices regarding frequencies and magnitude of high intensity winds**. (Working Group B2.16), 2004.

_____ **How overhead lines respond to localized high intensity winds.**
(Working Group B2.06.09) 2008.

_____ **Reliability based calibration of foundation Strength factor using full-scale test data.** A guide for design engineers. Brochure 363 (Working Group B2.07), 2008.

DANZIGER, F. A. B. **Curso de introdução ao projeto de fundações para linhas de transmissão.** Rio de Janeiro: CIGRÉ, 2010.

DAVENPORT, A. G. **The response of slender structures to wind.** In: WIND CLIMATE IN CITIES, Waldbronn, Proceedings of NATO Advanced Study Institute. s.L., s.ed, 1993. n.p.

FRANCO, M. **Direct along Wind dynamic analysis of tall structures.** Boletim Técnico, São Paulo, EPUSP, BT/PEF/9303, 1993

GAGNEUX, M; LAPEYRE, J. L. **Construction and design of tower foundations for French overhead Power transmission network.** Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches, Series B: Reseaux Electrique, Material Electriques, n 4, p13-20, 1987.

GONTIJO, C. R. **Contribuição à análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão.** Dissertação de Mestrado, PPGEE, UFMG, 1994.

GROEHS, A. G. **Mecânica Vibratória**, 3. ed. São Leopoldo: Editora Unisinos, 2012. Cap. 16, p. 1-13.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (IEC) **IEC 60826:** Design criteria of overhead transmission lines, 3th edition, 2003.

KAMINSKI Jr., J. **Incetezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão.** Tese de Doutorado, PPGEC, UFRGS, 2007.

KAMINSKI Jr., J.; ALVA, G. M. S.; MIGUEL, Letícia F. F.; MIGUEL, Leandro F. F. **Comportamento de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão considerando a flexibilidade das ligações e a interação solo-estrutura.** XX SNPTEE, Recife, Brasil, 2009.

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. **Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão.** São Paulo: Edgard Blücher, 2a edição, 1992.

MENDIS, P., NGO, T., HARITOS, N., HIRA, A., SAMALI, B., CHEUNG, J. **Wind Loading on Tall Buildings.** EJSE Special Issue: Loading on Structures, 2007.

MILANI, A. S. **Análise de Torres de LT considerando a Interação solo-estrutura.** Dissertação de Mestrado, UFSM, 2012.

MORAES, M. C. **Estruturas de fundações.** São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

MORS, H. **Methods of dimensioning for uplift foundations of transmission line towers.** Conseil International des Grands Réseaux Electriques - CIGRÉ, n. 210, 1964.

PAIS, A.; KAUSEL, E. **Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 7, p. 213-227, 1988.

PERLOFF, W. H. **Pressure distribution and settlement.** In: WINTERKORN, H.F.;

PINHEIRO, M. A. S. **Simulação numérica da ação de vento turbulento considerando correlação espacial.** 9th Brazilian Conference on Dynamics, Control and their Applications (DINCON 2010). Serra Negra, Brasil, 2010.

FANG, H.Y. **Foundation engineering handbook.** New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.

PIPPI, A. DE S. **Avaliação das características dinâmicas de uma torre metálica treliçada de linhas de transmissão.** Trabalho de Conclusão de Curso, UFSM, 2016.

PUGLIA, V. B.; MIGUEL, L. F. F.; ITURRIOZ, I. **Análise dinâmica de uma torre estaiada submetida à tempestade EPS.** Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 10(2), p. 177-192. Porto Rico, 2010.

RUFFIER, A. P.; ESTRELLA Jr., L. F.; LISBOA, E. . A. **Uma avaliação da influência do método de cálculo da carga de vento para o dimensionamento de estruturas de linhas de transmissão.** XVII SNPTEE, Uberlândia, Brasil, 2013.

SCHMIDT, B. **Tower-foundation interaction.** Conseil International des Grands Réseaux Electriques (CIGRÉ) - Report 22-97 (WG07), 1997.

SOUZA R. A.; REIS J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas.** Maringá, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

SILVA, V. R.; RIERA, J. D.; BLESSMANN, J. et al. **Determinação experimental das propriedades dinâmicas básicas de uma torre de transmissão de 230kV.** VII SNPTEE, Brasília, Brasil, 1983.

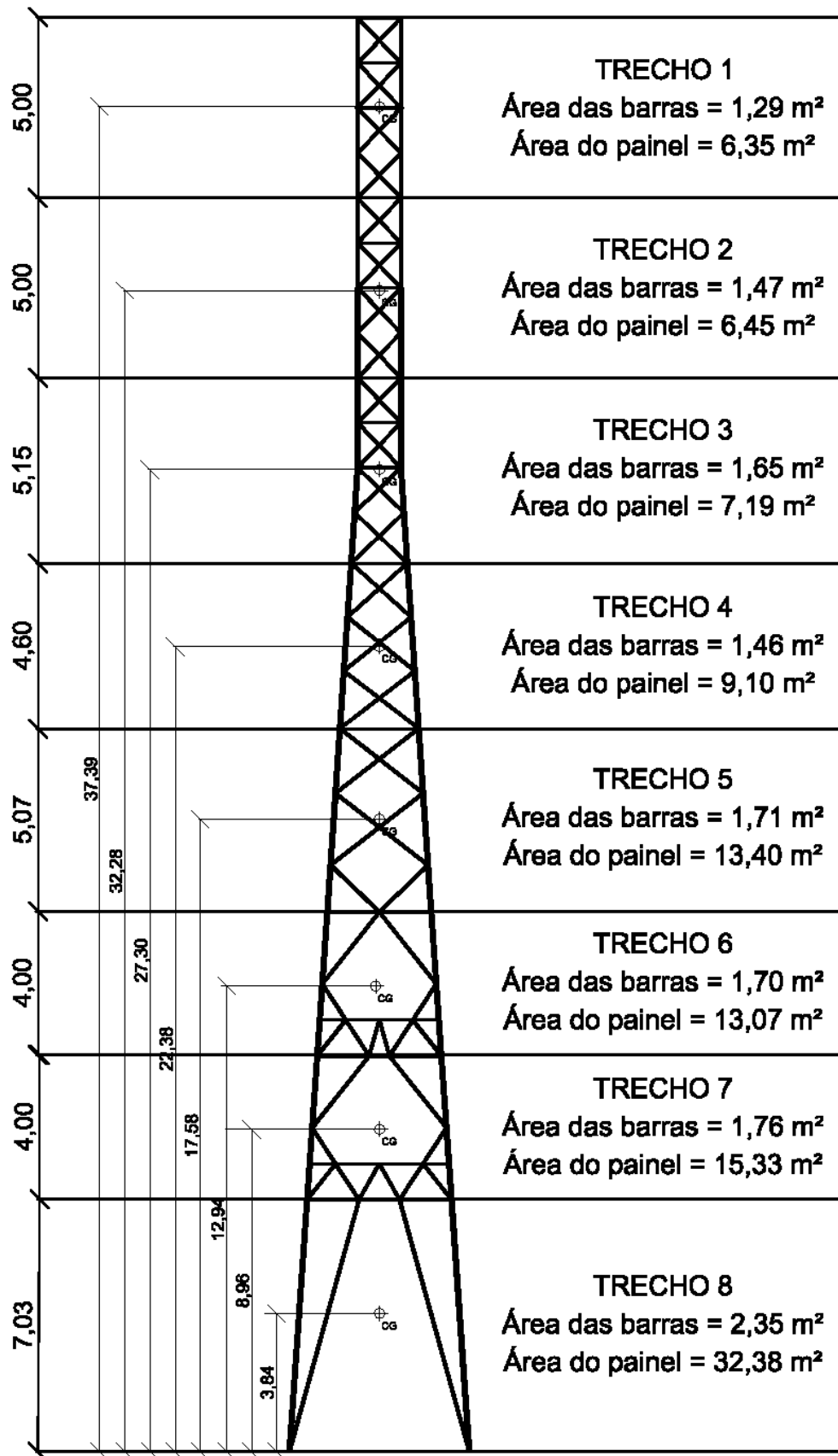
VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**, 2. ed. Edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2004.

VELOZO, L. T. **Metodização do estudo das fundações para suportes de linhas de transmissão.** Tese de Doutorado, PUC-Rio, 2010.

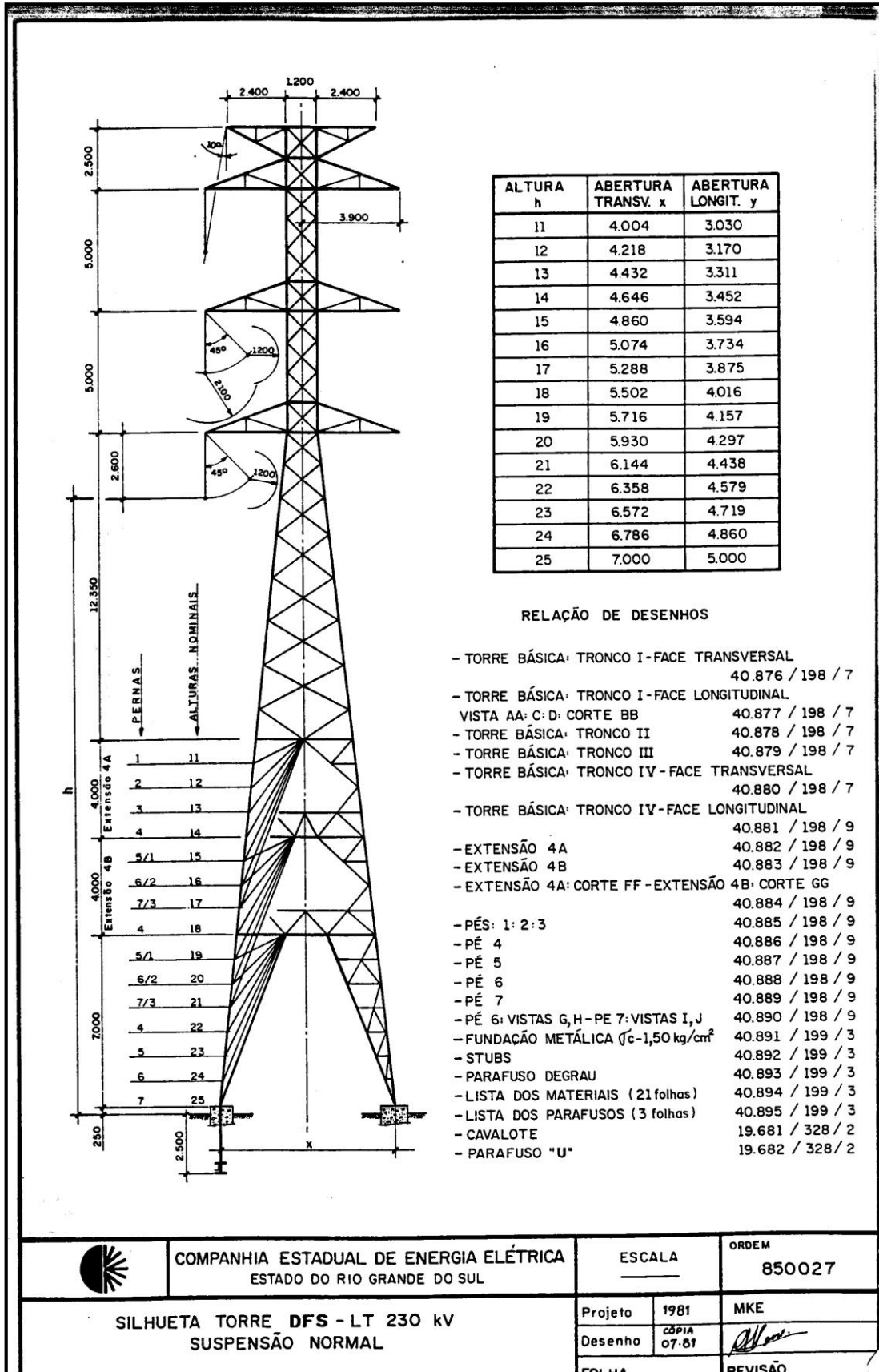
WINKLER, E. **Die lehre Von der Elastizitat und Festigkeit.** Domicius. Prag, 1867.

WOLF, J. P. **Foundation vibration analysis using simple physical models.** New Jersey: Prentice-Hall, 1994.

**ANEXO A – DIVISÃO DOS PAINÉIS PARA APLICAÇÃO DAS FORÇAS DEVIDAS
AO VENTO NA TORRE METÁLICA**



ANEXO B – DESENHO BÁSICO (CEEE/RS): SILHUETA TORRE DFS LT 230 kV DE SUSPENSÃO NORMAL



COMPANHIA ESTADUAL DE ENERGIA ELÉTRICA
ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

ESCALA

ORDEM
850027

SILHUETA TORRE DFS - LT 230 kV
SUSPENSÃO NORMAL

Projeto 1981

MKE

Desenho Cópia 07.81

[Signature]

REVISÃO

**ANEXO C – QUADRO DE COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS ESTÁTICOS
COM OS PICOS DA ANÁLISE DINÂMICA PARA BARRAS DE
MONTANTE SELECIONADAS**

(continua)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
1	3	54,5	16,9	9,2	53,8	38,7	1,4	1,4
	5	57,1	17,6	9,7	56,5		1,5	1,5
	7	62,4	15,8	8,6	50,4		1,6	1,3
	4	58,3	17,3	10,5	59,5	41,4	1,4	1,4
	6	67,0	18,1	11,0	62,0		1,6	1,5
	8	75,7	16,2	10,1	56,5		1,8	1,4
2	3	-74,9	-37,1	9,3	-74,1	-58,7	1,3	1,3
	5	-77,4	-37,8	9,8	-76,8		1,3	1,3
	7	-82,8	-36,0	8,7	-70,7		1,4	1,2
	4	-83,7	-40,9	10,8	-84,0	-63,4	1,3	1,3
	6	-92,8	-41,6	11,3	-86,7		1,5	1,4
	8	-102,4	-39,7	10,3	-81,0		1,6	1,3
3	3	-74,9	-37,1	9,3	-74,1	-58,7	1,3	1,3
	5	-77,4	-37,8	9,8	-76,8		1,3	1,3
	7	-82,8	-36,0	8,7	-70,7		1,4	1,2
	4	-83,6	-40,9	10,8	-84,0	-63,4	1,3	1,3
	6	-92,8	-41,6	11,3	-86,6		1,5	1,4
	8	-102,3	-39,7	10,3	-81,0		1,6	1,3
4	3	54,5	16,9	9,2	53,8	38,7	1,4	1,4
	5	57,1	17,6	9,7	56,5		1,5	1,5
	7	62,4	15,8	8,6	50,4		1,6	1,3
	4	58,3	17,3	10,5	59,5	41,4	1,4	1,4
	6	67,0	18,1	11,0	62,0		1,6	1,5
	8	75,7	16,2	10,1	56,6		1,8	1,4
81	3	61,9	19,7	10,3	61,1	44,3	1,4	1,4
	5	65,0	20,4	10,9	64,1		1,5	1,5
	7	70,6	18,5	9,7	57,2		1,6	1,3
	4	62,5	19,7	10,9	63,2	43,6	1,4	1,5
	6	71,8	20,4	11,4	65,8		1,7	1,5
	8	81,0	18,5	10,4	60,2		1,9	1,4

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
82	3	-83,0	-40,7	10,4	-82,1	-64,7	1,3	1,3
	5	-86,1	-41,4	10,9	-85,1		1,3	1,3
	7	-91,8	-39,5	9,7	-78,2		1,4	1,2
	4	-82,3	-39,7	10,9	-83,1	-63,5	1,3	1,3
	6	-91,2	-40,4	11,3	-85,7		1,4	1,4
	8	-100,6	-38,5	10,4	-80,1		1,6	1,3
83	3	-83,0	-40,7	10,4	-82,1	-64,7	1,3	1,3
	5	-86,1	-41,4	10,9	-85,1		1,3	1,3
	7	-91,8	-39,5	9,7	-78,2		1,4	1,2
	4	-82,3	-39,7	10,9	-83,1	-63,5	1,3	1,3
	6	-91,2	-40,4	11,3	-85,7		1,4	1,4
	8	-100,5	-38,5	10,4	-80,1		1,6	1,3
84	3	61,9	19,7	10,3	61,1	44,3	1,4	1,4
	5	65,0	20,4	10,9	64,1		1,5	1,5
	7	70,6	18,5	9,7	57,2		1,6	1,3
	4	62,5	19,7	10,9	63,2	43,6	1,4	1,5
	6	71,8	20,4	11,4	65,9		1,7	1,5
	8	80,9	18,5	10,4	60,2		1,9	1,4
105	3	62,1	20,4	10,2	61,3	44,9	1,4	1,4
	5	64,9	21,1	10,8	64,3		1,5	1,4
	7	70,8	19,2	9,6	57,4		1,6	1,3
	4	63,2	20,5	10,9	64,1	44,8	1,4	1,4
	6	72,4	21,2	11,4	66,7		1,6	1,5
	8	81,7	19,3	10,4	61,0		1,8	1,4
106	3	-80,9	-39,2	10,2	-80,1	-63,0	1,3	1,3
	5	-83,7	-40,0	10,8	-83,1		1,3	1,3
	7	-89,6	-38,0	9,6	-76,3		1,4	1,2
	4	-82,1	-39,2	10,9	-82,9	-62,9	1,3	1,3
	6	-91,1	-40,0	11,4	-85,5		1,5	1,4
	8	-100,5	-38,0	10,5	-79,8		1,6	1,3
107	3	-80,9	-39,2	10,2	-80,1	-63,0	1,3	1,3
	5	-83,7	-40,0	10,8	-83,1		1,3	1,3
	7	-89,6	-38,0	9,6	-76,3		1,4	1,2
	4	-82,1	-39,2	10,9	-82,9	-62,9	1,3	1,3
	6	-91,1	-40,0	11,4	-85,6		1,5	1,4
	8	-100,5	-38,0	10,5	-79,8		1,6	1,3

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
108	3	62,1	20,4	10,2	61,3	44,9	1,4	1,4
	5	64,9	21,1	10,8	64,3		1,5	1,4
	7	70,8	19,2	9,6	57,4		1,6	1,3
	4	63,2	20,5	10,9	64,1	44,8	1,4	1,4
	6	72,4	21,2	11,4	66,7		1,6	1,5
	8	81,7	19,3	10,4	61,0		1,8	1,4
193	3	53,3	17,7	8,7	52,3	37,6	1,4	1,4
	5	57,6	18,3	9,1	54,6		1,5	1,5
	7	60,0	16,7	8,1	49,0		1,6	1,3
	4	55,1	17,7	9,3	55,0	37,6	1,5	1,5
	6	63,7	18,3	9,7	57,0		1,7	1,5
	8	69,9	16,7	9,0	52,6		1,9	1,4
194	3	-67,7	-32,2	8,6	-66,8	-51,7	1,3	1,3
	5	-72,0	-32,8	9,0	-69,0		1,4	1,3
	7	-74,4	-31,2	8,1	-63,4		1,4	1,2
	4	-69,4	-32,2	9,3	-69,4	-51,6	1,3	1,4
	6	-78,2	-32,8	9,7	-71,4		1,5	1,4
	8	-84,4	-31,2	9,0	-67,0		1,6	1,3
195	3	-67,7	-32,2	8,6	-66,8	-51,7	1,3	1,3
	5	-72,0	-32,8	9,0	-69,0		1,4	1,3
	7	-74,4	-31,2	8,1	-63,4		1,4	1,2
	4	-69,4	-32,2	9,3	-69,4	-51,6	1,3	1,3
	6	-78,2	-32,8	9,7	-71,4		1,5	1,4
	8	-84,4	-31,2	9,0	-67,0		1,6	1,3
196	3	53,3	17,7	8,7	52,3	37,6	1,4	1,4
	5	57,6	18,3	9,1	54,6		1,5	1,5
	7	60,0	16,7	8,1	49,0		1,6	1,3
	4	55,2	17,7	9,3	55,0	37,6	1,5	1,5
	6	63,7	18,3	9,7	57,0		1,7	1,5
	8	69,8	16,7	9,0	52,6		1,9	1,4
241	3	47,1	16,0	7,5	46,2	32,6	1,4	1,4
	5	52,6	16,5	7,8	47,7		1,6	1,5
	7	51,7	15,2	7,0	43,3		1,6	1,3
	4	49,7	16,1	8,1	48,6	32,5	1,5	1,5
	6	58,6	16,6	8,4	50,0		1,8	1,5
	8	61,2	15,2	7,9	46,7		1,9	1,4

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
242	3	-57,3	-26,3	7,5	-56,4	-42,4	1,4	1,3
	5	-62,9	-26,8	7,8	-57,9		1,5	1,4
	7	-61,9	-25,4	7,0	-53,5		1,5	1,3
	4	-59,7	-26,2	8,1	-58,7	-42,2	1,4	1,4
	6	-68,7	-26,7	8,4	-60,1		1,6	1,4
	8	-71,2	-25,3	7,9	-56,8		1,7	1,3
243	3	-57,3	-26,3	7,5	-56,4	-42,4	1,4	1,3
	5	-62,9	-26,8	7,8	-57,9		1,5	1,4
	7	-61,9	-25,4	7,0	-53,5		1,5	1,3
	4	-59,7	-26,2	8,1	-58,7	-42,2	1,4	1,4
	6	-68,7	-26,7	8,4	-60,1		1,6	1,4
	8	-71,3	-25,3	7,9	-56,8		1,7	1,3
244	3	47,1	16,0	7,5	46,2	32,6	1,4	1,4
	5	52,6	16,5	7,8	47,7		1,6	1,5
	7	51,7	15,2	7,0	43,3		1,6	1,3
	4	49,7	16,1	8,1	48,6	32,5	1,5	1,5
	6	58,6	16,6	8,4	50,0		1,8	1,5
	8	61,3	15,2	7,9	46,7		1,9	1,4
287	3	40,3	13,9	6,3	39,1	27,0	1,5	1,5
	5	45,3	14,3	6,5	40,1		1,7	1,5
	7	44,1	13,2	5,9	36,8		1,6	1,4
	4	43,2	13,9	6,8	41,1	27,0	1,6	1,5
	6	51,0	14,3	6,9	42,0		1,9	1,6
	8	51,6	13,2	6,6	39,7		1,9	1,5
288	3	-46,6	-20,3	6,3	-45,4	-33,3	1,4	1,4
	5	-51,6	-20,7	6,4	-46,4		1,6	1,4
	7	-50,4	-19,6	5,9	-43,1		1,5	1,3
	4	-49,6	-20,3	6,8	-47,5	-33,3	1,5	1,4
	6	-57,5	-20,7	6,9	-48,4		1,7	1,5
	8	-58,0	-19,6	6,6	-46,1		1,7	1,4
289	3	-46,6	-20,3	6,3	-45,4	-33,2	1,4	1,4
	5	-51,6	-20,7	6,4	-46,4		1,6	1,4
	7	-50,4	-19,6	5,9	-43,1		1,5	1,3
	4	-49,6	-20,3	6,8	-47,5	-33,3	1,5	1,4
	6	-57,5	-20,7	6,9	-48,4		1,7	1,5
	8	-58,1	-19,6	6,6	-46,1		1,8	1,4

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
290	3	40,3	13,9	6,3	39,1	27,0	1,5	1,5
	5	45,3	14,3	6,5	40,1		1,7	1,5
	7	44,1	13,2	5,9	36,8		1,6	1,4
	4	43,2	13,9	6,8	41,1	27,0	1,6	1,5
	6	51,0	14,3	6,9	42,0		1,9	1,6
	8	51,7	13,2	6,6	39,7		1,9	1,5
373	3	10,3	2,6	1,7	9,3	5,8	1,8	1,6
	5	11,1	2,7	1,7	9,4		1,9	1,6
	7	10,7	2,4	1,6	8,9		1,9	1,5
	4	12,6	2,6	1,8	9,9	5,8	2,2	1,7
	6	13,2	2,7	1,8	9,9		2,3	1,7
	8	12,6	2,4	1,8	9,7		2,2	1,7
374	3	-13,3	-5,6	1,7	-12,3	-8,5	1,6	1,4
	5	-14,2	-5,7	1,7	-12,4		1,7	1,5
	7	-13,8	-5,4	1,6	-11,9		1,6	1,4
	4	-15,0	-5,6	1,8	-12,9	-8,5	1,8	1,5
	6	-16,3	-5,7	1,8	-12,9		1,9	1,5
	8	-15,7	-5,4	1,8	-12,7		1,8	1,5
375	3	-13,3	-5,6	1,7	-12,3	-8,5	1,6	1,5
	5	-14,2	-5,7	1,7	-12,4		1,7	1,5
	7	-13,8	-5,4	1,6	-11,9		1,6	1,4
	4	-15,0	-5,6	1,8	-12,9	-8,5	1,8	1,5
	6	-16,4	-5,7	1,8	-12,9		1,9	1,5
	8	-15,7	-5,4	1,8	-12,7		1,8	1,5
376	3	10,3	2,6	1,7	9,3	5,8	1,8	1,6
	5	11,1	2,7	1,7	9,4		1,9	1,6
	7	10,7	2,4	1,6	8,9		1,9	1,5
	4	12,9	2,6	1,8	9,9	5,8	2,2	1,7
	6	13,2	2,7	1,8	9,9		2,3	1,7
	8	12,6	2,4	1,8	9,7		2,2	1,7
439	3	0,2	-0,1	0,1	-0,4	0,0	7,8	-11,8
	5	0,3	-0,1	0,1	-0,3		8,2	-11,3
	7	0,2	-0,1	0,1	-0,4		7,2	-12,2
	4	0,6	-0,1	0,1	-0,5	0,0	20,1	-15,2
	6	0,7	-0,1	0,1	-0,4		23,1	-14,2
	8	0,5	-0,1	0,1	-0,5		15,5	-15,8

(conclusão)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
440	3	-0,7	-0,3	0,1	-0,6	-0,3	2,2	1,9
	5	-0,7	-0,3	0,1	-0,6		2,2	1,9
	7	-0,6	-0,3	0,1	-0,6		2,1	1,9
	4	-1,2	-0,3	0,1	-0,7	-0,3	3,9	2,2
	6	-1,0	-0,3	0,1	-0,6		3,3	2,2
	8	-0,9	-0,3	0,1	-0,7		2,9	2,3
441	3	-0,7	-0,3	0,1	-0,6	-0,3	2,2	1,9
	5	-0,7	-0,3	0,1	-0,6		2,2	1,9
	7	-0,6	-0,3	0,1	-0,6		2,1	1,9
	4	-1,0	-0,3	0,1	-0,7	-0,3	3,4	2,2
	6	-1,1	-0,3	0,1	-0,7		3,8	2,2
	8	-1,0	-0,3	0,1	-0,7		3,3	2,3
442	3	0,2	-0,1	0,1	-0,4	0,0	7,8	-11,8
	5	0,3	-0,1	0,1	-0,3		8,2	-11,3
	7	0,2	-0,1	0,1	-0,4		7,2	-12,2
	4	0,6	-0,1	0,1	-0,5	0,0	21,5	-15,1
	6	0,7	-0,1	0,1	-0,4		22,7	-14,2
	8	0,5	-0,1	0,1	-0,5		16,5	-15,8

**ANEXO D – QUADRO DE COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS AXIAIS ESTÁTICOS
COM OS PICOS DA ANÁLISE DINÂMICA PARA BARRAS DIAGONAIS
SELECIONADAS**

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
9	3	6,8	2,0	1,2	6,7	4,72	1,4	1,4
	5	7,1	2,1	1,3	7,1		1,5	1,5
	7	7,8	1,8	1,1	6,3		1,7	1,3
	4	2,9	0,5	0,5	2,6	1,61	1,8	1,6
	6	3,4	0,6	0,5	2,7		2,1	1,7
	8	3,6	0,5	0,5	2,5		2,2	1,5
10	3	-9,6	-4,9	1,2	-9,5	-7,68	1,3	1,2
	5	-9,9	-5,0	1,2	-9,9		1,3	1,3
	7	-10,6	-4,8	1,1	-9,1		1,4	1,2
	4	-4,1	-2,1	0,4	-3,8	-3,20	1,3	1,2
	6	-4,2	-2,1	0,4	-3,9		1,3	1,2
	8	-4,0	-2,0	0,4	-3,7		1,2	1,2
11	3	-9,6	-4,9	1,2	-9,5	-7,68	1,3	1,2
	5	-9,9	-5,0	1,2	-9,9		1,3	1,3
	7	-10,6	-4,8	1,1	-9,1		1,4	1,2
	4	-4,0	-2,1	0,4	-3,8	-3,20	1,2	1,2
	6	-4,1	-2,1	0,4	-3,9		1,3	1,2
	8	-4,0	-2,0	0,4	-3,7		1,2	1,2
12	3	6,8	2,0	1,2	6,7	4,72	1,4	1,4
	5	7,1	2,1	1,3	7,1		1,5	1,5
	7	7,8	1,8	1,1	6,3		1,7	1,3
	4	2,9	0,5	0,5	2,6	1,61	1,8	1,6
	6	3,4	0,6	0,5	2,7		2,1	1,7
	8	3,6	0,5	0,5	2,5		2,2	1,5
85	3	7,3	3,0	1,1	7,2	5,43	1,3	1,3
	5	7,7	3,1	1,1	7,6		1,4	1,4
	7	8,6	2,9	1,0	7,0		1,6	1,3
	4	6,4	2,6	1,0	6,7	5,29	1,2	1,3
	6	7,0	2,6	1,1	7,0		1,3	1,3
	8	7,9	2,5	1,0	6,4		1,5	1,2

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
86	3	-7,0	-2,7	1,1	-7,0	-5,86	1,2	1,2
	5	-7,4	-2,8	1,1	-7,3		1,3	1,3
	7	-8,3	-2,6	1,0	-6,7		1,4	1,1
	4	-7,4	-3,2	1,1	-7,5	-6,00	1,2	1,3
	6	-7,9	-3,3	1,2	-7,9		1,3	1,3
	8	-9,2	-3,1	1,0	-7,2		1,5	1,2
87	3	-7,0	-2,7	1,1	-7,0	-5,86	1,2	1,2
	5	-7,4	-2,8	1,1	-7,3		1,3	1,3
	7	-8,3	-2,6	1,0	-6,7		1,4	1,1
	4	-7,3	-3,2	1,1	-7,5	-6,00	1,2	1,3
	6	-7,9	-3,3	1,2	-7,9		1,3	1,3
	8	-9,2	-3,1	1,0	-7,2		1,5	1,2
88	3	7,3	3,0	1,1	7,2	5,43	1,3	1,3
	5	7,7	3,1	1,1	7,6		1,4	1,4
	7	8,6	2,9	1,0	7,0		1,6	1,3
	4	6,4	2,6	1,0	6,7	5,29	1,2	1,3
	6	7,0	2,6	1,1	7,0		1,3	1,3
	8	7,9	2,5	1,0	6,4		1,5	1,2
201	3	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,03	-0,4	2,5
	5	0,0	0,0	0,0	-0,1		-0,4	2,5
	7	0,0	0,0	0,0	-0,1		-0,8	2,6
	4	2,5	0,0	0,2	0,7	0,03	83,2	24,3
	6	2,8	0,0	0,2	0,7		93,3	21,7
	8	2,0	0,0	0,2	-0,8		65,9	-25,9
202	3	-0,2	-0,1	0,0	-0,1	-0,03	5,4	3,9
	5	-0,2	-0,1	0,0	-0,1		6,0	3,9
	7	-0,2	-0,1	0,0	-0,1		6,0	3,8
	4	-2,4	-0,1	0,2	-0,8	-0,13	18,5	6,4
	6	-1,6	-0,1	0,2	-0,7		12,6	5,7
	8	-1,9	-0,1	0,2	-0,9		14,6	6,8
203	3	-0,2	-0,1	0,0	-0,1	-0,03	5,4	3,9
	5	-0,2	-0,1	0,0	-0,1		6,0	3,9
	7	-0,2	-0,1	0,0	-0,1		6,0	3,8
	4	-2,4	-0,1	0,2	-0,8	-0,13	18,4	6,4
	6	-1,9	-0,1	0,2	-0,8		14,9	5,8
	8	-2,0	-0,1	0,2	-0,9		15,0	6,8

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
204	3	0,0	0,0	0,0	-0,1	-0,03	-0,4	2,5
	5	0,0	0,0	0,0	-0,1		-0,4	2,5
	7	0,0	0,0	0,0	-0,1		-0,8	2,6
	4	2,5	0,0	0,2	0,7	0,03	82,2	24,5
	6	2,4	0,0	0,2	0,7		81,0	21,7
	8	1,7	0,0	0,2	0,8		55,0	26,0
233	3	1,8	0,6	0,3	1,7	0,93	2,0	1,8
	5	1,9	0,7	0,3	1,7		2,1	1,9
	7	2,2	0,6	0,3	1,7		2,4	1,8
	4	2,4	0,7	0,3	1,8	0,94	2,6	1,9
	6	2,5	0,7	0,3	1,8		2,7	2,0
	8	2,2	0,7	0,3	1,8		2,4	1,9
234	3	-1,9	-0,7	0,3	-1,8	-1,58	1,2	1,1
	5	-2,0	-0,7	0,3	-1,8		1,3	1,2
	7	-2,4	-0,7	0,3	-1,8		1,5	1,1
	4	-2,4	-0,7	0,3	-1,8	-1,57	1,5	1,1
	6	-2,6	-0,7	0,3	-1,8		1,7	1,2
	8	-2,2	-0,6	0,3	-1,8		1,4	1,1
235	3	-1,9	-0,7	0,3	-1,8	-1,58	1,2	1,1
	5	-2,0	-0,7	0,3	-1,8		1,3	1,2
	7	-2,4	-0,7	0,3	-1,8		1,5	1,1
	4	-2,6	-0,7	0,3	-1,8	-1,57	1,7	1,1
	6	-2,5	-0,7	0,3	-1,8		1,6	1,2
	8	-2,2	-0,6	0,3	-1,8		1,4	1,1
236	3	1,8	0,6	0,3	1,7	0,93	2,0	1,8
	5	1,9	0,7	0,3	1,7		2,1	1,9
	7	2,2	0,6	0,3	1,7		2,4	1,8
	4	2,5	0,7	0,3	1,8	0,94	2,6	1,9
	6	2,7	0,7	0,3	1,8		2,9	2,0
	8	2,1	0,7	0,3	1,8		2,2	1,9
273	3	0,2	0,0	0,0	0,1	-0,02	-8,0	-4,8
	5	0,2	0,0	0,0	0,1		-7,9	-4,5
	7	0,2	0,0	0,0	0,1		-7,6	-4,9
	4	2,1	0,1	0,2	0,7	0,13	16,5	5,4
	6	2,1	0,1	0,1	0,6		16,0	4,9
	8	1,9	0,1	0,2	0,7		14,8	5,6

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
274	3	-0,1	0,0	0,0	0,1	-0,02	3,0	-5,0
	5	-0,1	0,0	0,0	0,1		2,3	-5,2
	7	-0,1	0,0	0,0	0,1		3,9	-5,1
	4	-1,6	-0,1	0,2	-0,7	-0,23	6,9	3,2
	6	-1,8	-0,1	0,1	-0,7		7,7	2,9
	8	-1,7	-0,1	0,2	-0,8		7,2	3,4
275	3	-0,1	0,0	0,0	0,1	-0,02	3,0	-5,0
	5	-0,1	0,0	0,0	0,1		2,3	-5,2
	7	-0,1	0,0	0,0	0,1		3,9	-5,1
	4	-1,6	-0,1	0,2	-0,7	-0,23	6,9	3,2
	6	-1,5	-0,1	0,1	-0,7		6,5	2,9
	8	-1,5	-0,1	0,2	-0,8		6,7	3,3
276	3	0,2	0,0	0,0	0,1	-0,02	-8,0	-4,8
	5	0,2	0,0	0,0	0,1		-7,9	-4,5
	7	0,2	0,0	0,0	0,1		-7,6	-4,9
	4	2,3	0,1	0,2	0,7	0,13	17,3	5,4
	6	2,3	0,1	0,1	0,6		17,3	4,9
	8	1,8	0,1	0,2	0,7		13,7	5,6
323	3	5,3	2,2	0,8	5,2	3,52	1,5	1,5
	5	5,9	2,2	0,8	5,4		1,7	1,5
	7	5,8	2,1	0,7	4,9		1,6	1,4
	4	5,6	2,2	0,8	5,5	3,52	1,6	1,6
	6	6,5	2,2	0,8	5,6		1,8	1,6
	8	6,8	2,1	0,8	5,3		1,9	1,5
324	3	-5,3	-2,1	0,8	-5,2	-4,02	1,3	1,3
	5	-5,9	-2,1	0,8	-5,3		1,5	1,3
	7	-5,7	-2,0	0,7	-4,9		1,4	1,2
	4	-5,5	-2,1	0,8	-5,4	-4,02	1,4	1,4
	6	-6,4	-2,1	0,9	-5,6		1,6	1,4
	8	-6,7	-2,0	0,8	-5,2		1,7	1,3
325	3	-5,3	-2,1	0,8	-5,2	-4,02	1,3	1,3
	5	-5,9	-2,1	0,8	-5,3		1,5	1,3
	7	-5,7	-2,0	0,7	-4,9		1,4	1,2
	4	-5,5	-2,1	0,8	-5,4	-4,02	1,4	1,4
	6	-6,4	-2,1	0,9	-5,6		1,6	1,4
	8	-6,7	-2,0	0,8	-5,2		1,7	1,3

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
326	3	5,3	2,2	0,8	5,2	3,52	1,5	1,5
	5	5,9	2,2	0,8	5,4		1,7	1,5
	7	5,8	2,1	0,7	4,9		1,6	1,4
	4	5,6	2,2	0,8	5,5	3,52	1,6	1,6
	6	6,5	2,2	0,8	5,6		1,8	1,6
	8	6,7	2,1	0,8	5,3		1,9	1,5
361	3	2,4	0,7	0,4	2,2	1,40	1,7	1,6
	5	2,6	0,7	0,4	2,2		1,9	1,6
	7	2,5	0,6	0,4	2,1		1,8	1,5
	4	2,6	0,7	0,4	2,3	1,40	1,9	1,7
	6	3,1	0,7	0,4	2,4		2,2	1,7
	8	3,0	0,6	0,4	2,3		2,1	1,6
362	3	-3,0	-1,3	0,4	-2,8	-1,97	1,5	1,4
	5	-3,2	-1,3	0,4	-2,8		1,6	1,4
	7	-3,1	-1,2	0,4	-2,7		1,6	1,4
	4	-3,4	-1,3	0,4	-2,9	-1,97	1,7	1,5
	6	-3,7	-1,3	0,4	-3,0		1,9	1,5
	8	-3,5	-1,2	0,4	-2,9		1,8	1,5
363	3	-3,0	-1,3	0,4	-2,8	-1,97	1,5	1,4
	5	-3,2	-1,3	0,4	-2,8		1,6	1,4
	7	-3,1	-1,2	0,4	-2,7		1,6	1,4
	4	-3,3	-1,3	0,4	-2,9	-1,97	1,7	1,5
	6	-3,7	-1,3	0,4	-3,0		1,9	1,5
	8	-3,6	-1,2	0,4	-2,9		1,8	1,5
364	3	2,4	0,7	0,4	2,2	1,40	1,7	1,6
	5	2,6	0,7	0,4	2,2		1,9	1,6
	7	2,5	0,6	0,4	2,1		1,8	1,5
	4	2,8	0,7	0,4	2,3	1,40	2,0	1,7
	6	3,1	0,7	0,4	2,4		2,2	1,7
	8	3,0	0,6	0,4	2,3		2,1	1,6
389	3	2,7	1,0	0,4	2,5	1,48	1,8	1,7
	5	2,9	1,0	0,4	2,6		2,0	1,7
	7	2,8	1,0	0,4	2,4		1,9	1,6
	4	2,9	1,0	0,4	2,6	1,48	1,9	1,8
	6	3,4	1,0	0,4	2,7		2,3	1,8
	8	3,3	1,0	0,4	2,6		2,2	1,7

(continuação)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
390	3	-2,6	-1,0	0,4	-2,5	-1,96	1,3	1,3
	5	-2,9	-1,0	0,4	-2,5		1,5	1,3
	7	-2,8	-0,9	0,4	-2,4		1,4	1,2
	4	-3,0	-1,0	0,4	-2,6	-1,96	1,5	1,3
	6	-3,3	-1,0	0,4	-2,7		1,7	1,4
	8	-3,3	-0,9	0,4	-2,5		1,7	1,3
391	3	-2,6	-1,0	0,4	-2,5	-1,96	1,3	1,3
	5	-2,9	-1,0	0,4	-2,5		1,5	1,3
	7	-2,8	-0,9	0,4	-2,4		1,4	1,2
	4	-2,9	-1,0	0,4	-2,6	-1,96	1,5	1,3
	6	-3,3	-1,0	0,4	-2,7		1,7	1,4
	8	-3,3	-0,9	0,4	-2,5		1,7	1,3
392	3	2,7	1,0	0,4	2,5	1,48	1,8	1,7
	5	2,9	1,0	0,4	2,6		2,0	1,7
	7	2,8	1,0	0,4	2,4		1,9	1,6
	4	2,9	1,0	0,4	2,7	1,48	1,9	1,8
	6	3,4	1,0	0,4	2,7		2,3	1,8
	8	3,3	1,0	0,4	2,6		2,2	1,7
447	3	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,00	12,8	-60,8
	5	0,0	0,0	0,0	-0,1		13,1	-58,5
	7	0,0	0,0	0,0	-0,1		9,3	-62,4
	4	0,4	0,0	0,0	-0,2	0,00	352,4	-166,3
	6	0,4	0,0	0,0	-0,2		354,1	-152,3
	8	0,3	0,0	0,0	-0,2		328,7	-172,3
448	3	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,10	0,9	0,8
	5	-0,1	-0,1	0,0	-0,1		0,9	0,8
	7	-0,1	-0,1	0,0	-0,1		0,9	0,8
	4	-0,7	-0,1	0,0	-0,2	-0,10	6,6	1,9
	6	-0,4	-0,1	0,0	-0,2		4,4	1,7
	8	-0,4	-0,1	0,0	-0,2		3,7	1,9
449	3	-0,1	-0,1	0,0	-0,1	-0,10	0,9	0,8
	5	-0,1	-0,1	0,0	-0,1		0,9	0,8
	7	-0,1	-0,1	0,0	-0,1		0,9	0,8
	4	0,6	-0,1	0,0	-0,2	-0,10	-5,6	1,9
	6	0,3	-0,1	0,0	-0,2		-3,0	1,7
	8	0,3	-0,1	0,0	-0,2		-2,5	1,9

(conclusão)

Barras	Casos	Análise Dinâmica				Análise Estática	Amplificações Dinâmicas	
		$F_{máx1}$ (adotado) (kN)	Valor Médio (kN)	Desvio Padrão (kN)	$F_{máx2}$ (eq. 74) (kN)	IEC 60826 F_{IEC} (kN)	$\frac{F_{máx1}}{F_{IEC}}$	$\frac{F_{máx2}}{F_{IEC}}$
450	3	0,0	0,0	0,0	-0,1	0,00	12,8	-60,8
	5	0,0	0,0	0,0	-0,1		13,1	-58,5
	7	0,0	0,0	0,0	-0,1		9,3	-62,4
	4	0,4	0,0	0,0	-0,2	0,00	435,7	-165,4
	6	0,4	0,0	0,0	-0,2		386,6	-152,6
	8	0,3	0,0	0,0	-0,2		308,5	-172,1