

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**

Escola de Engenharia de São Carlos

**Projeto baseado em desempenho de linhas de  
transmissão sujeitas a ações de tornados**

**FELIPE COSTA MACEDO**

Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

FELIPE COSTA MACEDO

**Projeto baseado em desempenho de linhas de transmissão  
sujeitas a ações de tornados**

VERSÃO CORRIGIDA

(A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos)

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. André Teófilo Beck

SÃO CARLOS

2023

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da  
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

M141p Macedo, Felipe Costa  
Projeto baseado em desempenho de linhas de  
transmissão sujeitas a ações de tornados / Felipe Costa  
Macedo; orientador André Teófilo Beck. São Carlos,  
2023.

Dissertação (Mestrado) - Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de  
Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas --  
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de  
São Paulo, 2023.

1. projeto baseado em desempenho. 2. ações de  
tornados. 3. linhas de transmissão. 4. análise  
dinâmica. 5. confiabilidade estrutural. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Bacharel **FELIPE COSTA MACEDO**.

Título da dissertação: "Projeto baseado em desempenho de linhas de transmissão sujeitas a ações de tornados".

Data da defesa: 01/03/2023.

### **Comissão Julgadora**

### **Resultado**

Prof. Associado **André Teófilo Beck**

APROVADO

**(Orientador)**

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Dr. **Leandro Fleck Fadel Miguel**

APROVADO

(Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC)

Prof. Dra. **Michèle Schubert Pfeil**

APROVADO

(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**



*Dedico carinhosamente este trabalho à toda minha família, em especial: meus queridos pais, Admir e Luciane, minhas irmãs, Ana Carolina e Rita de Cássia; e a todos aqueles que me apoiaram, que incentivaram e que estiveram do meu lado durante esta jornada.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus e a Nossa Senhora de Nazaré pela vida, pela sabedoria, e por sempre estarem me acompanhando e protegendo.

Aos meus queridos pais, Luciane e Admir, por todo amor, pro minha educação, pela coragem, pelo apoio incondicional, por sempre acreditarem no meu potencial e nos meus sonhos.

Às minhas irmãs, Ana e Rita, pelo amor, por todo apoio, carinho, e pela imensa inspiração que me proporcionam.

À minha querida namorada, Raiza, por seu imenso companheirismo, pelo seu amor e por sempre me apoiar, me motivar e de me fazer sentir amado nos momentos mais difíceis desta caminhada.

Aos meus amigos, Matheus Alves, Camila Alves e João Rodrigo, pelo apoio e amizade que ofereceram durante nossa mudança e nova vida em São Carlos.

Aos amigos que adquiri no SET, por todos as situações em que contribuíram para a realização deste trabalho e pelos momentos de descontração que fizeram com que este último ano passasse tão rápido. De maneira especial, ao colegas de ME-04, Felipe Sasso, Matheus Alves, Juan Ibiapina e Alexandre Ten Cate, pela companhia diária, pelas experiências compartilhadas e por todos os momentos de recreação, que tonaram o processo de desenvolvimento deste trabalho mais descontraído.

Ao meu orientador, Prof. André Beck, pela confiança, pela enorme paciência, pelo empenho, e principalmente, pela amizade que transcende a relação aluno/professor.

Aos professores do Departamento de Estruturas (SET), que contribuíram muito para o meu amadurecimento e formação durante esta pós-graduação, e aos funcionários, por estarem sempre disponíveis e dispostos a ajudar.



## RESUMO

MACEDO, F. C. **Projeto baseado em desempenho de linhas de transmissão sujeitas a ações de tornados**. 2023. 101p. Dissertação (Mestrado em Ciências - Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023.

A ocorrência de tornados no território nacional nos últimos anos tem apresentado um desafio para a engenharia de estruturas, ao passo em que os procedimentos normativos brasileiros de projeto estrutural não tratam o problema de forma adequada. Nesse sentido, a filosofia da Engenharia Baseada em Desempenho surge com a metodologia mais adequada e racional de identificar e tratar as incertezas associadas ao projeto estrutural considerando ações de ventos extremos a fim de garantir níveis previsíveis de desempenho. Neste contexto, o objetivo principal do presente estudo é a aplicação desta nova metodologia em estruturas de linhas de transmissão típicas brasileiras sob ações de ventos de tornado. Para isso, um segmento de LT de 230 kV de circuito duplo é modelado a partir de um esquema dinâmico não-linear compacto para a consideração das não-linearidades materiais e geométricas do sistema estrutural. A utilização desse modelo mecânico permite a avaliação da influência dos cabos na resposta dinâmica do segmento de linha de transmissão. Além disso, são apresentados modelos de velocidade do vento de tornados que são utilizados para simular os carregamentos no domínio do tempo. Superfícies de fragilidade são construídas para três níveis de desempenho definidos como (Serviço, Controle de dano e Colapso), resultantes das análises numéricas com variação na velocidade, no raio e na posição do tornado em relação a uma das torres. A avaliação das taxas anuais de falha do segmento de LT é realizada a partir da integração das superfícies de fragilidade com as curvas de ameaça, obtidas de forma aproximada para a realidade brasileira a partir de resultados disponíveis na literatura. Os resultados mostram que nenhum dano é observado quando o tornado atinge apenas os cabos. A variação na dimensão radial do tornado não influencia nas respostas do segmento de LT, em termos de dano observado. No entanto, uma vez que a falha é condicional ao evento: uma das torres ser atingida, verificou-se que a taxa de falha é criticamente dependente da probabilidade anual de ocorrência de cada raio do tornado, visto que a probabilidade de uma das torres ser atingida aumenta quanto maior for o raio do tornado.

**Palavras-chave:** projeto baseado em desempenho; ações de tornados; linhas de transmissão; análise dinâmica; confiabilidade estrutural.



## ABSTRACT

MACEDO, F. C. **Performance-based design of transmission lines subject to tornado actions.** 2023. 101p. Dissertation (M.Sc.) - São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2023.

The occurrence of tornado events in the national territory, in recent years, has presented a challenge for structural engineering, while Brazilian normative procedures for structural design do not adequately address the problem. Therefore, the philosophy of Performance-Based Engineering comes up as the most appropriate and rational methodology to identify and deal with the uncertainties associated with the structural project considering extreme wind actions, in order to insure predictable levels of performance. In this context, the main objective of the present study is the application of this new methodology in typical Brazilian transmission line structures, considering the dynamic non-linear behavior of the tower-cable set under tornado wind actions. For this, a double-circuit 230 kV LT segment is modeled using a compact non-linear dynamic scheme to consider the material and geometric non-linearities of the structural system. The use of this mechanical model allows the evaluation of the influence of the cables in the dynamic response of the segment of transmission line. In addition, tornado velocity models are presented that will be used to simulate loadings in the time domain. Fragility surfaces are built for three performance levels defined as (Service, Damage control and Collapse), resulting from numerical analyzes with variation in speed, radius and position of the tornado in relation to one of the towers. The evaluation of the annual failure rates of the TL segment is carried out from the integration of the fragility surfaces with the hazard curves, obtained approximately for the Brazilian reality from results available in the literature. The results show that the variation in the radial dimension of the tornado does not influence the responses of the LT segment, in terms of observed damage. Moreover, no damage is observed when the tornado only hits the cables. However, it was verified that the failure rate is critically dependent on the annual probability of occurrence of a given radius, since the failure is conditional to the event: tower hit.

**Keywords:** performance-based design; tornado actions; transmission lines; dynamic analysis; structural reliability.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia. . . . .	23
Figura 2.1 – Fontes de incertezas na engenharia de ventos. . . . .	30
Figura 2.2 – Metodologia e análise do PBWE. . . . .	32
Figura 2.3 – Desenho esquemáticos das características dos (a) <i>Masociclone</i> , (b) <i>Mesociclone</i> , (c) <i>Misociclone</i> e (d) <i>Mosociclone</i> . . . . .	34
Figura 2.4 – Modelo de tornado com múltiplos vórtices de sucção. . . . .	35
Figura 2.5 – Diagrama esquemático de <i>downbursts</i> estacionário e viajante. . . . .	36
Figura 2.6 – Ocorrências de tornados sobre conformação das bacias hidrográficas. . . . .	37
Figura 2.7 – Interpolação dos dados referentes aos registros de tornados em território brasileiro entre 1990 e 2010. . . . .	38
Figura 3.1 – Esquema de vista do plano das componentes de velocidade do tornado e do vento. . . . .	45
Figura 3.2 – Comparação entre as velocidades horizontais médias normalizadas para cada modelo de tornado. . . . .	55
Figura 3.3 – Componentes de velocidade do vento para cada modelo ( $z = 80m$ ). . . . .	56
Figura 3.4 – Esquema de um segmento de torre para fins de ações de vento. . . . .	57
Figura 4.1 – Elemento viga-coluna. . . . .	61
Figura 4.2 – Seção transversal idealizada. . . . .	64
Figura 4.3 – Comparação entre a superfície de escoamento numérica e a Eq. (4.11). . . . .	65
Figura 5.1 – Curva de ameaça $h_V$ ajustada para o estado de Oklahoma (EUA). . . . .	71
Figura 5.2 – Curva de ameaça $h_R$ e respectiva <i>CDF</i> $H_R$ ajustadas para o estado de Oklahoma (EUA). . . . .	72
Figura 6.1 – Torre de circuito duplo de 230 kV. . . . .	73
Figura 6.2 – Perfis longitudinal e transversal da torre. . . . .	74
Figura 6.3 – Perspectiva do segmento de linha de transmissão . . . . .	75
Figura 6.4 – Esquema de análise tornado/torre. . . . .	77
Figura 6.5 – Forma típica de colapso do segmento de LT para $V_{max} = 50$ m/s e $\delta_T = 0$ . . . . .	78
Figura 6.6 – Formas típicas de violação dos estados limites ELS e ELCD para a torre central do segmento de TL. . . . .	79
Figura 6.7 – Colapso da torre central para $V_{max} = 50$ m/s e $R_{max} = 100$ m ( $\delta_T = 0$ ). . . . .	80
Figura 6.8 – Deslocamentos do topo da torre central para os raios 20 m, 100 m e 250 m ( $\delta_T = 0$ , $V_{max} = 45$ m/s). . . . .	81
Figura 6.9 – Força Axial dos elementos da torre central para os raios 20 m, 100 m e 250 m ( $\delta_T = 0$ , $V_{max} = 45$ m/s). . . . .	82
Figura 6.10–Colapso da torre central para três posições $\delta_T$ ( $V_{max} = 70$ m/s e $R_{max} = 100$ m). . . . .	83

Figura 6.11–Deslocamentos do topo da torre central para $\delta_T = \{0.0, 0.5, 1.0\}$ ( $V_{max} = 60$ m/s e $R_{max} = 100$ m). . . . .	84
Figura 6.12–Esquema torre/tornado no plano x-y. . . . .	85
Figura 6.13–Probabilidades condicionais a) $P [TH   R_{max}]$ e b) $P [\delta_T   TH, R_{max}]$ . . . . .	86
Figura 6.14–Superfícies de fragilidade para os estados limites de Serviço, Controle de Dano e Colapso. . . . .	88

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Comparação da <i>Fujita Scale</i> versus a <i>Enhanced Fujita Scale</i> . . . . .	36
Tabela 6.1 – Taxas de falha anual, estimativas da probabilidade de falha e índice de confiabilidade para 50 anos. . . . .	89



# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>19</b>
<b>1.1</b>	<b>Contexto e Motivação da pesquisa</b>	<b>19</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos</b>	<b>20</b>
<b>1.3</b>	<b>Justificativa</b>	<b>21</b>
<b>1.4</b>	<b>Metodologia</b>	<b>22</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>25</b>
<b>2.1</b>	<b>Engenharia baseada em desempenho</b>	<b>25</b>
<b>2.2</b>	<b>Conceitos probabilísticos</b>	<b>26</b>
2.2.1	Função de densidade de probabilidade (PDF) e função de distribuição acumulada complementar (CCDF):	26
2.2.2	Probabilidade condicional	26
2.2.3	Teorema da probabilidade total	26
<b>2.3</b>	<b>Metodologia proposta pelo PEER</b>	<b>27</b>
<b>2.4</b>	<b>Engenharia de ventos baseada em desempenho (PBWE)</b>	<b>28</b>
2.4.1	Incertezas na engenharia de ventos	29
2.4.2	A metodologia do PBWE	31
<b>2.5</b>	<b>Tornados e ventos extremos</b>	<b>32</b>
2.5.1	Tornados na América do Sul	35
<b>2.6</b>	<b>Avaliação de linhas de transmissão sujeitas a ações de tornados</b>	<b>39</b>
<b>3</b>	<b>MODELOS DE VELOCIDADE E FORÇAS DE VENTO DE TORNADO</b>	<b>43</b>
<b>3.1</b>	<b>Velocidade de vento de tornado</b>	<b>43</b>
3.1.1	Velocidade média	44
3.1.1.1	Evolução da velocidade média ao longo do tempo	44
3.1.1.2	Modelo de Kuo-Wen	45
3.1.1.3	Modelo de Fujita	46
3.1.1.4	Modelo de Baker	48
3.1.2	Componente turbulenta da velocidade	49
3.1.2.1	Representação espectral de processos estocásticos	49
3.1.2.2	Simulação da turbulência	50
3.1.3	Comparação entre os modelos de velocidade	54
<b>3.2</b>	<b>Forças de vento em Linhas de Transmissão</b>	<b>54</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR DE LINHAS DE TRANSMISSÃO</b>	<b>59</b>
<b>4.1</b>	<b>Modelo Dinâmico Não-Linear Compacto</b>	<b>59</b>

4.1.1	Elemento viga-coluna . . . . .	60
4.1.2	Superfície de escoamento . . . . .	63
<b>5</b>	<b>AValiaÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA . . . . .</b>	<b>67</b>
<b>5.1</b>	<b>Conceitos gerais . . . . .</b>	<b>67</b>
<b>5.2</b>	<b>Curvas de fragilidade . . . . .</b>	<b>68</b>
<b>5.3</b>	<b>Curvas de ameaça de tornados . . . . .</b>	<b>69</b>
<b>6</b>	<b>ESTUDO DE CASO . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>6.1</b>	<b>Descrição da torre . . . . .</b>	<b>73</b>
<b>6.2</b>	<b>Descrição do segmento de Linha de Transmissão . . . . .</b>	<b>75</b>
<b>6.3</b>	<b>Avaliação PBWE . . . . .</b>	<b>76</b>
6.3.1	Vulnerabilidade do segmento de LT . . . . .	78
6.3.2	Probabilidade da posição do tornado em relação à torre . . . . .	84
6.3.3	Estimativa da taxa anual de falha . . . . .	87
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS . . . . .</b>	<b>91</b>
<b>7.1</b>	<b>Comentários Gerais . . . . .</b>	<b>91</b>
<b>7.2</b>	<b>Sugestões para trabalhos futuros . . . . .</b>	<b>92</b>
	<b>REFERÊNCIAS . . . . .</b>	<b>95</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as considerações iniciais referentes ao contexto e a motivação do presente estudo, bem como os objetivos, a justificativa e a metodologia desenvolvida nesta pesquisa.

## 1.1 Contexto e Motivação da pesquisa

Estima-se que os eventos de ventos de alta intensidade (sinóticos e não-sinóticos) sejam responsáveis por mais de 80% de todas as falhas de linha de transmissão relacionadas ao clima em todo o mundo (DAMATTY *et al.*, 2014). A ocorrência de ventos não-sinóticos (como tornados e *Downbursts*) tem se mostrado de grande relevância para o projeto de estruturas no país frente à frequente ocorrência de tornados de no território nacional. Candido (2012) apresenta a distribuição espacial de pelo menos 220 tornados registrados no Brasil entre os anos de 1990 e 2010, e evidencia que a maior concentração dos eventos tornádicos foi registrada principalmente na região Centro-Sul do país, ao passo em que esta região também apresenta elevada concentração demográfica e grande potencial econômico associado à presença de instalações industriais e agrícolas que podem ser diretamente afetadas por eventos de tornados.

Dentre os registros, em setembro de 1991 foi registrado em Itu, SP, a ocorrência do tornado mais violento no país, que causou 15 mortes, mais de 150 feridos e 280 casas destruídas (CANDIDO, 2012). Mais recentemente, em maio de 2021 a ocorrência de tornados na região Meio-Oeste do estado de Santa Catarina provocou o colapso de torres de linhas de transmissão, causando a interrupção do fornecimento de energia em 13 cidades do estado, conforme noticiado pelos veículos de comunicação do País. No entanto, a ocorrência de ventos extremos no projeto de estruturas no país não tem sido tratada de forma apropriada. Apesar da prática de projetos de LT usar dados de ventos atualizados para a região do projeto, o mapa de ventos de projeto atualmente em uso pelos projetistas estruturais no país foi construído na década de 1970 com base em registros históricos de 1950 a 1974, sendo que uma recente proposta de atualização deste mapa, apresentada por (LOREDO-SOUZA *et al.*, 2023), evidencia a urgência da atualização do mapa de isopleias da norma (ABNT NBR 6123, 1988).

Como ações de ventos não-sinóticos não são considerados no procedimento normativo nacional, há vários editais de concessionárias de energia que exigem a consideração de ações de *Downbursts* no projeto de estruturas de linhas típicas. No entanto, tais considerações são realizadas a partir de hipóteses baseadas em evidência anedótica, sem nenhum rigor científico. Especialmente para torres treliçadas de aço, assume-se que o projeto de suporte de linha (estado limite último) é principalmente governado por cargas climáticas (por exemplo, vento e gelo).

O projeto de estruturas sujeitas a ventos de tornado é um exemplo típico de tomada

de decisão na presença de incertezas. Incertezas possuem origens distintas e são inerentes a qualquer sistema estrutural. As solicitações de ventos de tornados são tipicamente atreladas a incertezas associadas à ocorrência de fenômenos ambientais, onde intensidade e frequência são de difícil previsão. Tais incertezas, e naturalmente os riscos associados, são gerenciadas pelos procedimentos normativos de projeto de estruturas através da ação de coeficientes de segurança utilizados durante a fase de projeto, de maneira que os requisitos técnicos de projeto podem ser escritos na forma de equações de estados limites. O não atendimento de um requisito de projeto representa um estado indesejável da estrutura. A filosofia conhecida como Método dos Estados Limites (*Limite State Design*) surgiu no final da década de 1970, e desde então vem sendo utilizada extensivamente por procedimentos normativos.

A principal limitação da metodologia dos estados limites está em não abordar diretamente o desempenho da estrutura (ELLINGWOOD, 1994), de modo ao não considerar, por exemplo, a capacidade de redistribuição de esforços após a falha de um elemento estrutural. De acordo com Ciampoli, Petrini e Augusti (2011), uma abordagem moderna ao projeto estrutural não deve se limitar a otimizar a segurança versus custos, mas considerar como objetivos principais toda a gama de "desempenhos" em um contexto probabilístico e ao longo de todo o ciclo de vida da estrutura.

Nesse contexto, a Engenharia Baseada em Desempenho (*Performance-Based Engineering*) surge como uma nova filosofia de projeto que tem sido progressivamente estudada nos últimos anos com o objetivo de sanar as limitações encontradas nos métodos dos estados limites. Esta nova abordagem permite que problemas de engenharia estrutural, tratados inicialmente de maneira determinística ou semi-probabilística, sejam agora endereçados a cenários onde as incertezas são gerenciadas e admitidas de forma adequada (ELLINGWOOD, 2001).

Esta metodologia teve início na Engenharia Sísmica, e devido a suas vantagens, seus conceitos foram estendidos às outras áreas da engenharia, dentre elas a Engenharia de Ventos. Nesse contexto, em 2004 surge pela primeira vez a definição de Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (*Performance-Based Wind Engineering*) como uma vertente da metodologia geral do PBE aplicada à problemas de segurança estrutural sob ação do vento.

## 1.2 Objetivos

Dado o exposto, devido à carência de procedimentos normativos que incluam ações de ventos extremos não-sinóticos no projeto de linhas de transmissão, associado à escassez de dados sobre eventos de tornados no Brasil, o objetivo principal dessa pesquisa é realizar uma avaliação da confiabilidade de um segmento de linha de transmissão de 230 kV típica brasileira projetada de acordo com o IEC 60826 (2017) sob ações de tornados, com base na metodologia da Engenharia Baseada em Desempenho (PBE). Para este propósito, um esquema não-linear dinâmico compacto baseado no método de integração de diferença central, desenvolvido por Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018), será utilizado para analisar segmentos de linhas de

transmissão no domínio do tempo. Esta formulação pode capturar a flambagem por flexo-torção, uma instabilidade típica de perfis cantoneira, e representar a excentricidade das conexões e o ângulo de orientação do perfil. Desta forma, os objetivos específicos da pesquisa são sumarizados a seguir:

- a) Delinear a metodologia da Engenharia Baseada em Desempenho no contexto de aplicação em sistemas de linhas de transmissão sob ações de tornados;
- b) Modelar segmentos de linhas de transmissão (compostos por torres, isoladores e cabos) a partir de um esquema dinâmico que leva em conta não linearidades geométricas e materiais;
- c) Utilizar um modelo para simular os campos de velocidades médias de tornado quando acoplado ao modelo dinâmico não-linear para a realização da análise do sistema de transmissão;
- d) Avaliar os principais cenários de vulnerabilidade do segmento de LT, em função dos níveis de intensidade de vento, das dimensões radiais e das principais direções de incidência do tornado sobre as torres;
- e) Avaliar as estimativas de taxa anual de falha e probabilidade de falha da estrutura, em diferentes níveis de desempenho, definidos a partir das análises numéricas;
- f) Avaliar as respostas das torres adjacentes enquanto uma das torres do segmento de LT é diretamente atingida;
- g) Avaliar os impactos das ações de vento de tornado na confiabilidade de sistemas de LT, visto que a prática atual de projeto é baseada apenas em estados limites de serviço e último, considerando apenas ações de ventos sinóticos e ação de gelo (IEC 60826, 2017);

### 1.3 Justificativa

Conforme apresentado, a ocorrência de ventos extremos é de grande importância para o projeto de estruturas no país. Dessa forma, com base na metodologia PBE é possível avaliar o desempenho estrutural frente ao caráter dinâmico e aleatório da ação do vento de tornado através de uma abordagem probabilística que permite estimar a confiabilidade da estrutura projetada utilizando modelos de análise avançada.

Além disso, linhas de transmissão tem a peculiaridade de serem compostas por um sistema de acoplamento entre torre e cabos, de forma que a incidência de um tornado em qualquer um dos dois elementos poderia levar ao desenvolvimento de um colapso do sistema. Dessa forma, ressalta-se a importância de tratar este problema com base na avaliação do desempenho do conjunto. Em um estudo recente Miguel, Alminhana e Beck (2021) apresentaram uma abordagem

de PBE para linhas de transmissão sujeitas a eventos sísmicos, onde mostram a influência dos cabos na resposta não-linear e na confiabilidade do sistema.

Destaca-se, que esta pesquisa envolve temas transversais recentes, que ainda estão abertos a novos desenvolvimentos, uma vez que a revisão da literatura indica a não-existência de estudos que realizem uma avaliação probabilística baseada em desempenho de linhas de transmissão sob ações de tornados, principalmente com base na utilização de modelos numéricos de análise avançada, conforme realizado no presente estudo.

## 1.4 Metodologia

A etapa metodológica do presente trabalho se inicia com a realização de uma revisão bibliográfica acerca de conteúdos relativos à: engenharia de ventos baseada em desempenho; análises de linhas de transmissão sob ações de tornados; modelos de velocidade de ventos de tornados; e avaliação de riscos de tornados. Destaca-se o fato de que a revisão da literatura foi realizada continuamente ao longo do trabalho, de forma a incluir novas publicações que surgiram durante a pesquisa.

A etapa seguinte consiste na caracterização e implementação dos campos velocidade de vento de tornados, com intuito de simular a ação de ventos atuantes ao longo do tempo para diferentes intensidades do fenômeno. Os modelos de Kuo (1971), Fujita (1978) e Baker e Sterling (2017), são utilizados em alguns estudos - a saber, Le e Caracoglia (2020a), Le e Caracoglia (2020b), Kim e Matsui (2017) - para simular o comportamento da componente de velocidade média ao longo do tempo. Além da componente média da velocidade, algumas simulações da componente turbulenta são apresentadas, inspirados por desenvolvimentos em simulações de fluxos turbulentos de tempestades de *downbursts* (LE; CARACOGLIA, 2020b; SOLARI; RAINISIO; GAETANO, 2017; CHEN; LETCHFORD, 2004). No entanto, a parcela da componente turbulenta não foi considerada nos campos de velocidades de tornado nas simulações numéricas do presente estudo, apenas a componente média (não-flutuante) da velocidade foi utilizada para gerar os campos de vento.

Em seguida, o modelo de ações de tornado foi acoplado a um esquema dinâmico não-linear desenvolvido por Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018), já implementado em linguagem FORTRAN, capaz de representar a resposta dinâmica não-linear no domínio do tempo, onde todos os elementos principais da linha (condutores, para-raios, conjunto de isoladores e torre metálica) são incorporados na análise, conforme será detalhado no Capítulo 4. O segmento de LT é modelado como um grupo de três tipos básicos de subestruturas: cabos (condutores e para-raios), suportes e conjuntos de isoladores. Por sua vez, cada subestrutura é formada por um conjunto de elementos básicos: elementos de cabo (condutores e para-raio), elementos tracionados (isoladores), elementos de treliça e elementos viga-coluna (suportes treliçados).

Deve-se salientar que a implementação do modelo mecânico não-linear não foi desenvol-

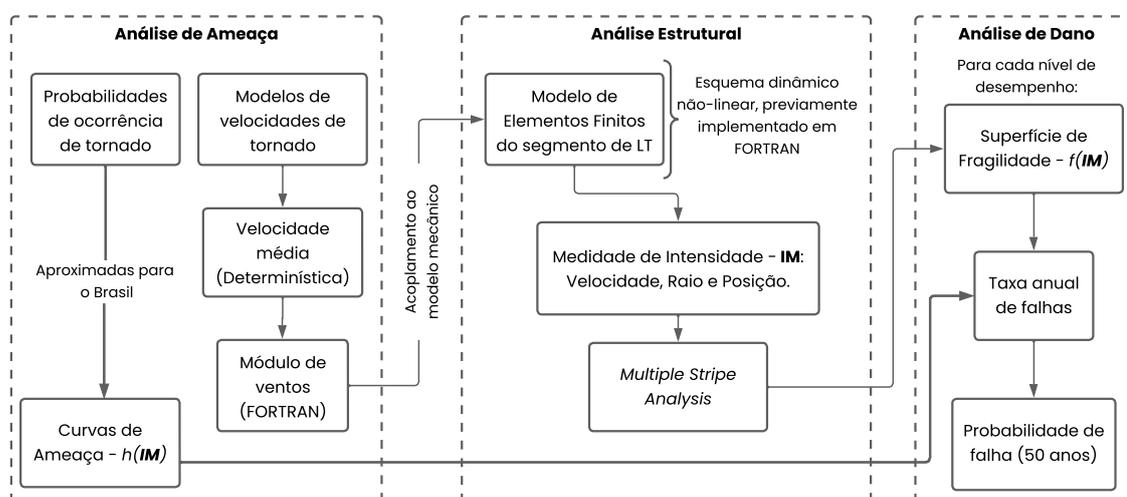
vida durante o presente estudo, uma vez que este modelo já havia sido implementado e validado por outros estudos, usando resultados de teste em escala real (a saber, Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018)). Contudo, um módulo de velocidade de vento de tornado foi implementado em FORTRAN, durante a presente pesquisa, e acoplado ao modelo mecânico previamente desenvolvido.

Posteriormente, na etapa de análise estrutural será possível definir os níveis de desempenho (estados limites) para o sistema estrutural a partir de análises do tipo *Multiple Stripes Analysis*, variando tanto a intensidade das ações de tornado, quanto a posição em que o tornado atinge a torre, até o colapso da estrutura. O resultado do conjunto de análises é uma superfície de probabilidades condicionais à intensidade do carregamento de tornado e à posição relativa do tornado em relação a uma das torres (superfície de fragilidade).

A estimativa das taxas anuais de falha é, então, determinada a partir das superfícies de fragilidade para cada nível de desempenho, ajustadas em função dos experimentos numéricos, combinadas com curvas de ameaça de tornado definidas para um local específico. Para isso, as curvas de ameaça de tornados são obtidas a partir dos dados de ocorrência anual para os EUA, visto que os registros deste tipo de fenômeno para a realidade brasileira são extremamente escassos. Para os fins desta pesquisa, propõe-se que curvas de ameaça ajustadas para o estado norte-americano de Oklahoma (região de alta atividade de tornados) sejam adotadas como representativas para a região brasileira de maior probabilidade de ocorrência, como por exemplo: a região oeste do estado de Santa Catarina.

Por fim, última etapa é destinada à redação da dissertação e de artigos científicos, com o objetivo de divulgar os avanços alcançados para a comunidade científica. Um fluxograma que resume as etapas metodológicas do presente estudo é apresentado na Fig. 1.1.

Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia.



Fonte: Autor.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo é dedicado ao estudo da revisão da bibliografia e do estado da arte referente aos temas: engenharia baseada em desempenho; ações de tornado e; análise dinâmica de linhas de transmissão.

Na seção 2.1 são apresentados os principais conceitos e aplicações oriundos da metodologia conhecida como *Performance-based Engineering*, bem como sua particularização desenvolvida à Engenharia de Ventos. A seção 2.5 mostra os principais estudos que descrevem e analisam os movimentos atmosféricos de formação dos tornados, e como estes fenômenos se distribuíram no Brasil e na América do Sul ao longo das últimas décadas. Por fim, a seção 2.6 descreve, brevemente, os principais trabalhos que fazem a avaliação de sistemas de linhas de transmissão sujeitas a ventos de tornados, e também, alguns estudos que se utilizam da metodologia PBE para avaliar outros tipos de estruturas sujeitas às ações de tornados e outros ventos não-sinóticos.

### 2.1 Engenharia baseada em desempenho

Nos últimos anos, o conceito de Engenharia baseada em desempenho, ou como indicado pela sigla PBE (*Performance-based Engineering*), surge como uma moderna filosofia na qual alternativas de projeto são avaliadas de forma quantitativa, mediante objetivos bem definidos de desempenho, e considerando explicitamente as incertezas envolvidas em todas as etapas. Augusti e Ciampoli (2008) sugerem que a PBE é a maneira mais racional de reconhecer e identificar os riscos envolvidos em projetos estruturais.

Outras definições para a Engenharia baseada em desempenho podem ser encontradas na literatura. Segundo a *Structural Engineers Association of California* (SEAOC, 1995), a PBE consiste em ações de reconhecimento e identificação das incertezas envolvidas no projeto estrutural, a fim de projetar estruturas com níveis previsíveis de desempenho, dentro de limites de risco e de confiabilidade previamente estipulados. Dessa forma, os fundamentos da metodologia PBE derivam do desenvolvimento ao longo dos anos da teoria da Confiabilidade Estrutural, a qual fornece uma base teórica para a análise probabilística de incertezas, tratando da segurança estrutural e das suas consequências socioeconômicas.

As primeiras aplicações formais do PBE foram dedicadas à engenharia sísmica (PORTER, 2003) através da metodologia desenvolvida no Centro de Pesquisas em Engenharia Sísmica do Pacífico (PEER, do inglês: *Pacific Earthquake Engineering Research Center*), que originou a formulação da Engenharia Sísmica Baseada em Desempenho (PBEE).

## 2.2 Conceitos probabilísticos

Antes de apresentar a metodologia da PBEE proposta pelo PEER, serão introduzidos alguns conceitos importantes para a aplicação e concepção da metodologia e das análises de confiabilidade estrutural.

### 2.2.1 Função de densidade de probabilidade (PDF) e função de distribuição acumulada complementar (CCDF):

A função de densidade de probabilidades  $f_X(x)$  corresponde à derivada da função de distribuição cumulativa de probabilidades (CDF) ou da (CCDF), dada por:

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} = \left| \frac{dG_X(x)}{dx} \right| \quad (2.1)$$

Na Equação (2.1),  $G_X(x)$  é a função de distribuição acumulada complementar (CCDF) que corresponde à probabilidade de uma variável aleatória qualquer  $X$  ultrapassar um valor  $x$ .

### 2.2.2 Probabilidade condicional

Seja um evento  $B$  de probabilidade não nula  $P[B] > 0$ . A probabilidade de ocorrência de um evento  $A$  condicionada à ocorrência do evento  $B$ , é dada por:

$$P[A|B] = \frac{P[A \cap B]}{P[B]} \quad (2.2)$$

Se  $A$  e  $B$  são eventos independentes, então:

$$P[A \cap B] = P[A].P[B] \quad (2.3)$$

Dessa forma, utilizando a definição de probabilidades condicionais para dois eventos independentes, a ocorrência de  $B$  não afeta a ocorrência de  $A$  e nem vice-versa, logo:

$$P[A|B] = P[A] \quad e \quad P[B|A] = P[B] \quad (2.4)$$

A partir da Eq. (2.2) pode-se determinar a probabilidade de ocorrência simultânea de 3 eventos  $A$ ,  $B$  e  $C$ , como:

$$P[A \cap B \cap C] = P[A|B, C].P[B|C].P[C] \quad (2.5)$$

### 2.2.3 Teorema da probabilidade total

O teorema da probabilidade total propõe que se  $N$  eventos  $E_1, E_2, \dots, E_N$  representam um conjunto de eventos mutuamente exclusivos, onde a probabilidade da união dos  $N$  eventos

é igual à unidade, a probabilidade de ocorrência de um evento  $A$  qualquer pode ser escrita da forma:

$$P[A] = P[A|E_1] \times P[E_1] + P[A|E_2] \times P[E_2] \dots P[A|E_N] \times P[E_N] \quad (2.6)$$

Observando a Eq. (2.6) podemos determinar a probabilidade incondicional  $P[A]$  a partir das probabilidades individuais de cada evento  $P[E_i]$  e das probabilidades condicionais  $P[A|E_i]$ . O teorema da probabilidade total na sua versão contínua permite calcular a CCDF de uma variável aleatória  $X$  através da integral:

$$G_X(x) = \int_{-\infty}^{\infty} G_{XY}(x|y) \cdot f_Y(y) dy \quad (2.7)$$

onde  $G_{XY}(x|y)$  é a probabilidade de que a variável aleatória  $X$  apresente valor maior ou igual a  $x$  quando  $Y$  (condicionante de  $X$ ) for igual a  $y$ .

### 2.3 Metodologia proposta pelo PEER

Segundo Lee e Mosalam (2006), o cálculo explícito do desempenho e o cálculo probabilístico rigoroso são as duas características fundamentais na metodologia proposta pelo PEER para aplicação à PBEE, que ao contrário das metodologias propostas anteriormente, não caracteriza o desempenho da estrutura por meio de esforços internos e/ou deformações de elementos estruturais. Segundo os autores, o desempenho é determinado a partir da Teoria de Probabilidades e se detém a consideração das possíveis incertezas envolvidas no projeto.

A metodologia desenvolvida pelo PEER se resume em quatro etapas principais:

- 1) **Análise de ameaças:** Nesta etapa, a atividade sísmica é relacionada ao local de implantação e ao projeto do empreendimento, na qual são determinados os parâmetros de medida de intensidade  $IM$  (*Intensity Measure*). O risco sísmico probabilístico é geralmente expresso na forma de frequência anual de excedência de vários níveis de  $IM$ , dada a localização e o projeto da estrutura;
- 2) **Análise estrutural:** Nesta etapa, um modelo computacional da estrutura é desenvolvido para estimar a resposta estrutural em termos de  $EDPs$  específicos (parâmetros de demanda de engenharia ou *Engineering Demand Parameters*), para uma dada intensidade  $IM$  ( $g[EDP|IM]$ ).  $EDPs$  podem incluir parâmetros a nível dos elementos estruturais (esforços internos e deformações), ou a nível da estrutura, como deslocamento relativo entre pavimentos e deflexão lateral;
- 3) **Análise de danos:** Nesta fase é desenvolvido um conjunto de funções de fragilidade para estimar a probabilidade de diferentes níveis de dano  $DM$  (ou *Damage Measures*) em elementos estruturais e não estruturais, submetidos a uma dada resposta da estrutura expressa

em termos de  $EDP$  ( $g[DM|EDP]$ ). As funções de fragilidade podem ser desenvolvidas por experimentos de laboratório ou por modelos matemáticos que descrevem fenômenos físicos;

- 4) **Análise de perdas:** Esta é a última fase da metodologia do PBEE desenvolvida pelo PEER, onde todas as incertezas nas fases de análise anteriores são integradas para desenvolver a estimativa probabilística do desempenho estrutural em termos de variáveis de decisão  $DV$  (*Decision Variables*), condicionada ao  $DM$  ( $P[DV|DM]$ ). O produto final desta fase está na forma da frequência de excedência de vários níveis de  $DV$ . Finalmente, é decidido se o projeto e a localização atuais são aceitáveis ou não com base no produto final da metodologia PBEE.

Dessa forma, a expressão matemática da metodologia é definida pela integral:

$$G(DV) = \int \int \int |G(DV|DM)|.dG(DM|EDP).dG(EDP|IM).dG(IM) \quad (2.8)$$

em que  $G(DV)$  representa a taxa média anual com que a variável de decisão ultrapassa um valor limite. A integral múltipla representa a intenção de incluir na análise, e na decisão, todas as incertezas associadas às variáveis de medida de dano ( $DM$ ), de resposta estrutural ( $EDP$ ) e de medidas de intensidade ( $IM$ ).

## 2.4 Engenharia de ventos baseada em desempenho (PBWE)

Durante as últimas décadas, o problema da avaliação da segurança estrutural sob ação do vento foi estudado extensivamente: abordagens probabilísticas avançadas foram amplamente adotadas na Engenharia de Ventos devido à natureza aleatória dos ventos (CIAMPOLI; PETRINI; AUGUSTI, 2011). A Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (PBWE) deriva da aplicação dos conceitos da metodologia desenvolvida pelo PEER à Engenharia de Ventos.

Paulotto, Ciampoli e Augusti (2004) apresentaram pela primeira vez a definição da “*Performance-Based Wind Engineering*”. Mas apenas em Petrini, Augusti e Ciampoli (2009) os autores desenvolvem uma abordagem probabilística focada em fornecer uma sequência lógica para análise de riscos a que estruturas expostas a forças do vento estão sujeitas. Ciampoli, Petrini e Augusti (2011) apresentaram um procedimento probabilístico independente para a aplicação dos conceitos de Projeto Baseado em Desempenho à Engenharia de Ventos que fora delineada pelos autores em trabalhos anteriores (AUGUSTI; CIAMPOLI, 2008; PETRINI; AUGUSTI; CIAMPOLI, 2009; CIAMPOLI; PETRINI; AUGUSTI, 2011). Petrini, Gkoumas e Bontempi (2013) fizeram uma extensa revisão da literatura no que diz respeito à análise de danos e perdas envolvendo estruturas solicitadas por ventos sinóticos e tornados, com o objetivo de expandir o procedimento da PBWE.

### 2.4.1 Incertezas na engenharia de ventos

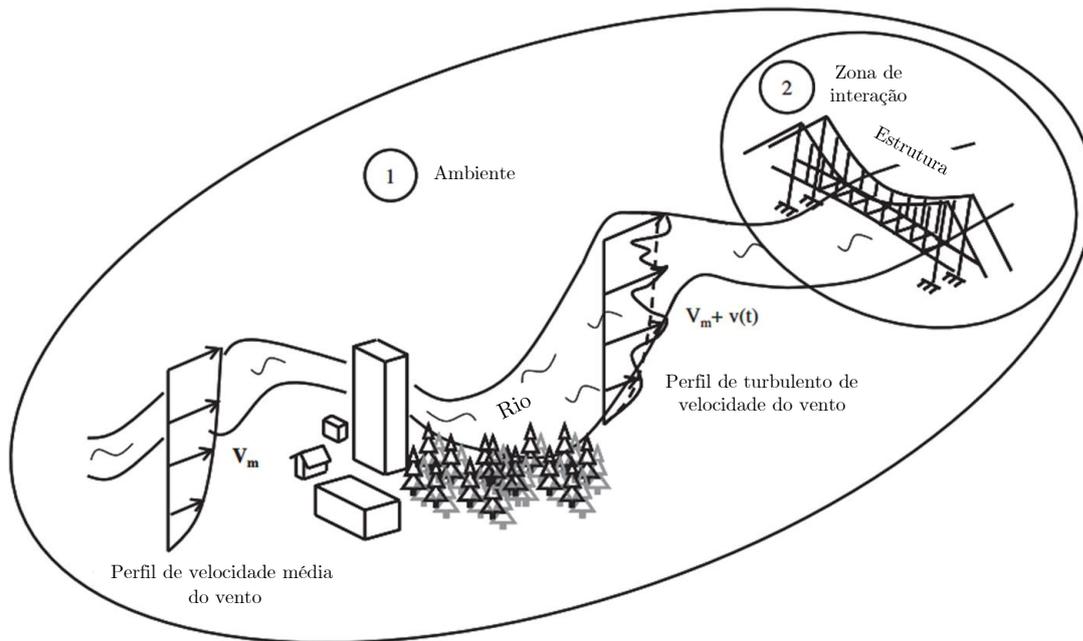
Ventos e terremotos são exemplos típicos de fenômenos naturais cujo comportamento é impossível de ser previsto de forma determinística. O problema básico da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho deve ser, então, tratado em termos probabilísticos cuja análise corresponde à avaliação dos diferentes tipos de incertezas envolvidas no problema.

De maneira a agrupar e classificar os tipos de incertezas, Beck (2019) fornece uma classificação separando incertezas em intrínseca e epistêmica, cada qual subdividida em outros grupos:

- 1) **Incerteza intrínseca:** faz parte da natureza dos processos envolvidos, sendo, portanto, irreduzível. Divide-se em:
  - a) Incerteza física: corresponde à aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos, biológicos e atmosféricos que afetam o comportamento de sistemas de engenharia. A incerteza física pode ser reduzida através da coleta de mais informações sobre os fenômenos envolvidos, mas não pode ser eliminada. A incerteza nas dimensões de elementos estruturais ou na resistência de materiais são exemplos de incertezas físicas;
  - b) Incerteza de previsão: faz referência à previsão de condições futuras de um processo ou sistema. Incertezas nos modelos de previsão de extremos de fenômenos ambientais são exemplos típicos.
- 2) **Incerteza epistêmica:** é aquela relacionada ao nosso conhecimento sobre as variáveis e processos envolvidos. Em teoria, a incerteza epistêmica pode ser reduzida ou eliminada através da coleta de mais dados sobre os processos envolvidos ou do melhor conhecimento sobre o problema. Divide-se em:
  - a) Incerteza estatística: associada ao tamanho finito das amostras utilizadas para definir as variáveis de interesse do problema;
  - b) Incerteza de decisão: está relacionada com a definição sobre a ocorrência ou não de um evento. Muitas vezes, esta transição é gradual, ou ocorre em uma determinada faixa de parâmetros. Nestes casos, convém utilizar o conceito de engenharia baseada em desempenho para formular de maneira gradual a transição entre condições de perfeito funcionamento e de falha do sistema;
  - c) Incerteza de modelo: tem origem na utilização de modelos simplificados utilizados para a representação do comportamento estrutural;
  - d) Incerteza fenomenológica: se refere a fenômenos de caráter ainda não conhecidos ou inimagináveis pelo projetista para a concepção de uma estrutura.

Ciampoli, Petrini e Augusti (2011) apresentam na Figura 2.1 as fontes de incertezas que possuem maior relevância para a análise de estruturas sujeitas à ação do vento. Os autores definem duas regiões com características distintas: o ambiente e a zona de interação.

Figura 2.1 – Fontes de incertezas na engenharia de ventos.



Fonte: Adaptado de Ciampoli, Petrini e Augusti (2011).

O ambiente inclui toda a área na qual os parâmetros básicos do campo de vento dependentes do local (valor médio da velocidade em cada direção, intensidade da turbulência, etc.) não são influenciados pela presença da estrutura, embora possam ser afetados pela interação com outros agentes ambientais, como por exemplo a interação entre o vento e as ondas em regiões costeiras.

Já a zona de interação é a região ao redor da estrutura onde a estrutura e o campo de vento estão fortemente correlacionados, e os efeitos da interação entre as propriedades relevantes da estrutura e do campo de vento, bem como a presença de estruturas próximas, não podem ser desconsiderados. Por definição, esta zona não propaga incertezas para o ambiente, de maneira que as fontes de incertezas intrínsecas não são consideradas tão relevantes quanto para o ambiente, sendo contempladas apenas indiretamente através da resposta estrutural.

Ao que se refere à caracterização do campo de vento no ambiente, Ciampoli, Petrini e Augusti (2011) estabelecem que a incerteza deve-se: (i) à variabilidade intrínseca dos parâmetros básicos (a incerteza inerente ou aleatória), decorrente da natureza imprevisível de magnitude e direção da velocidade do vento e intensidade de turbulência; (ii) aos erros associados às medidas experimentais e a dados e informações incompletos sobre o problema (incerteza epistêmica); (iii) às limitações do modelo das ações do vento e seus efeitos na resposta estrutural (incerteza do modelo).

### 2.4.2 A metodologia do PBWE

Na metodologia do PBWE os parâmetros que caracterizam as incertezas são organizados em três vetores distintos: os parâmetros básicos do ambiente são agrupados no vetor de medida de intensidade **IM**; os parâmetros de interesse na zona de interação são agrupados nos dois vetores de parâmetros de interação derivados **IP**, que englobam todos os parâmetros que afetam a resposta da estrutura, mas que dependem fortemente dos parâmetros básicos; e parâmetros estruturais independentes **SP**, que englobam os parâmetros independentes à variação dos parâmetros básicos. Os vetores **IM** e **SP** podem ser assumidos como não correlacionados entre si e não afetados pela incerteza dos parâmetros **IP**, logo:

$$P[\mathbf{IM}|\mathbf{IP}] = P[\mathbf{IM}|\mathbf{SP}] = P[\mathbf{IM}] \quad (2.9)$$

$$P[\mathbf{SP}|\mathbf{IP}] = P[\mathbf{SP}|\mathbf{IM}] = P[\mathbf{SP}] \quad (2.10)$$

Utilizando a Equação (2.5) podemos determinar a probabilidade de ocorrência simultânea de três eventos, como:

$$\begin{aligned} P[\mathbf{IM}, \mathbf{SP}, \mathbf{IP}] &= P[\mathbf{IP}|\mathbf{IM}, \mathbf{SP}] \cdot P[\mathbf{IM}|\mathbf{SP}] \cdot P[\mathbf{SP}] \\ &= P[\mathbf{IP}|\mathbf{IM}, \mathbf{SP}] \cdot P[\mathbf{IM}] \cdot P[\mathbf{SP}] \end{aligned} \quad (2.11)$$

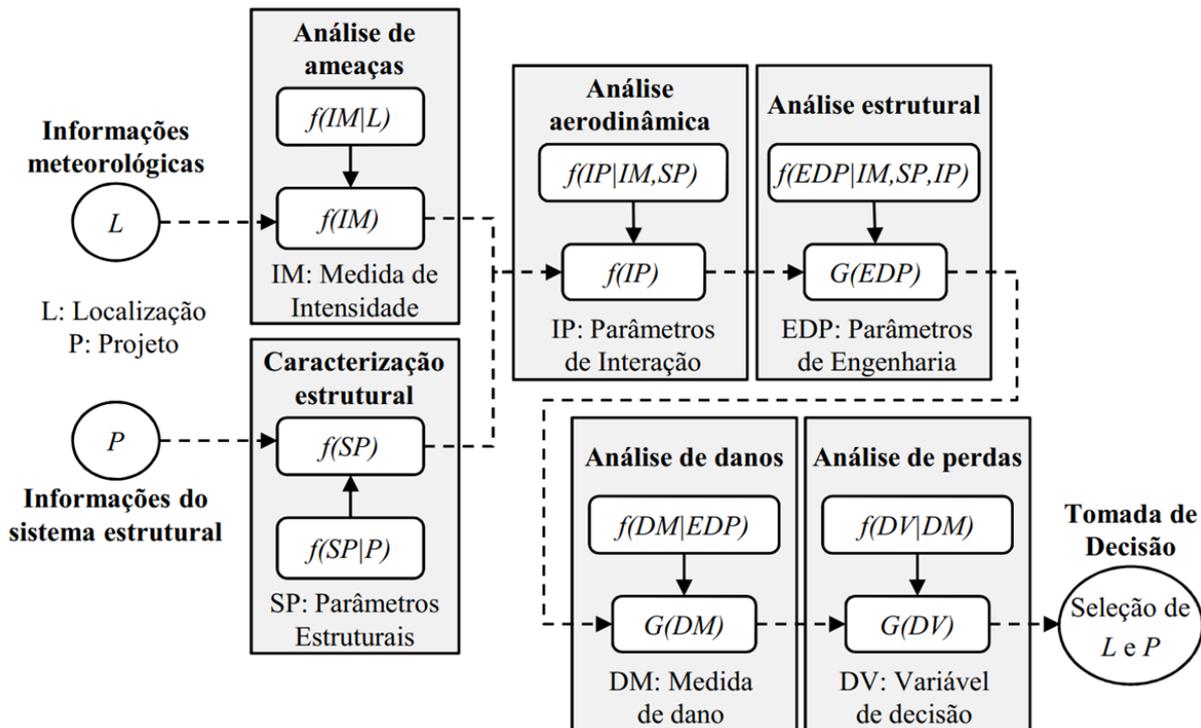
Desse modo, com base na Equação (2.7) a função de distribuição cumulativa complementar (CCDF) de uma variável aleatória contínua  $X$ , dependente dos parâmetros básicos (**IM**), derivados (**IP**) e independentes (**SP**) é dada por:

$$\begin{aligned} G(x) = P[X > x] &= \int_{-\infty}^{\infty} G(x|\mathbf{IM}, \mathbf{IP}, \mathbf{SP}) \cdot f(\mathbf{IM}, \mathbf{IP}, \mathbf{SP}) \, d\mathbf{IM} \, d\mathbf{IP} \, d\mathbf{SP} \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} G(x|\mathbf{IM}, \mathbf{IP}, \mathbf{SP}) \cdot f(\mathbf{IP}|\mathbf{IM}, \mathbf{SP}) \cdot f(\mathbf{IM}) \cdot f(\mathbf{SP}) \, d\mathbf{IM} \, d\mathbf{IP} \, d\mathbf{SP} \end{aligned} \quad (2.12)$$

O objetivo central de qualquer procedimento de projeto baseado em desempenho é a avaliação da adequação da estrutura por meio da descrição probabilística de um conjunto de variáveis de decisão  $DV$ . Cada  $DV$  é uma medida (quantitativa) de um desempenho estrutural específico que pode ser definido em termos de interesse das partes ou da sociedade em geral. Na Engenharia de Ventos, exemplos relevantes de  $DVs$  são o número de vidas perdidas durante tempestades de vento, as perdas econômicas resultantes de tempestades de vento, a ultrapassagem de um estado limite (colapso ou serviço), o desconforto dos ocupantes, a interrupção de serviços devido a uma tempestade de vento, etc.

Em termos gerais, um fluxograma apresentado por Tessari (2016), adaptado de Ciampoli, Petrini e Augusti (2011), reúne na Figura 2.2 as etapas que devem constituir o procedimento da PBWE.

Figura 2.2 – Metodologia e análise do PBWE.



Fonte: Tessari (2016), adaptado de Ciampoli, Petrini e Augusti (2011).

A partir da equação (2.12), e se o desempenho da estrutura for regido por um Estado Limite ( $EL$ ) função apenas dos parâmetros de Engenharia ( $EDP$ ), todo o procedimento requer apenas a avaliação da probabilidade de excedência do estado limite (CIAMPOLI; PETRINI; AUGUSTI, 2011), como segue:

$$G(EDP) = \int_{-\infty}^{\infty} G(EDP|IM, IP, SP) \cdot f(IP|IM, SP) \cdot f(IM) \cdot f(SP) dIM dIP dSP \quad (2.13)$$

Deve-se notar, no entanto, que o processo de decisão "completo" raramente é totalmente perseguido no PBWE, de maneira que procedimentos reais são limitados a avaliar o risco e, no máximo, comparar o risco associado a diferentes alternativas de projeto (CIAMPOLI; PETRINI; AUGUSTI, 2011).

## 2.5 Tornados e ventos extremos

Os ventos extremos no Brasil são geralmente causados por dois tipos de fenômenos meteorológicos que também podem ocorrer simultaneamente: ciclones extratropicais e tempestades convectivas locais (LOREDO-SOUZA, 2012; NASCIMENTO, 2005). Os ciclones extratropicais pertencem à escala sinótica dos fenômenos atmosféricos, com dimensões horizontais da ordem de centenas de quilômetros e duração de até alguns dias. A partir desta escala de movimento se origina o termo "vento sinótico" empregado na Engenharia de vento (LOREDO-SOUZA et

al., 2023). A partir de dados de levantamentos fotográficos aéreos de áreas danificadas, Fujita (1981) revela outros ventos extremos que estão associados a tempestades convectivas locais, que pertencem a uma escala atmosférica diferente, denominada mesoescala (ou escala convectiva). Tais tempestades têm escala horizontal da ordem de 10 km e duração da ordem de uma hora. Na escala convectiva estão os ventos conhecidos como TS (tempestade), bem como os “ventos não-sinóticos” gerais da Engenharia de vento.

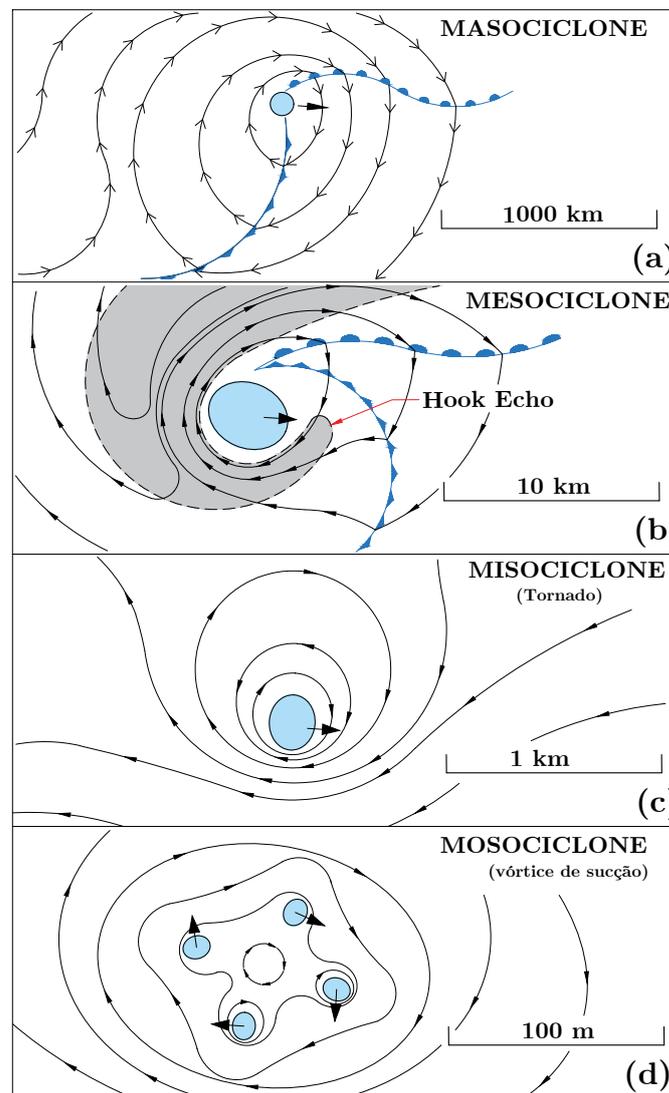
Com intuito de dimensionar estes movimentos atmosféricos, Fujita (1979) propôs uma sequência de cinco escalas: Maso, Meso, Miso (My-so), Moso e Muso (Myu-so); que são baseadas nas dimensões do planeta terra, sendo o máximo comprimento da Mesoescala igual ao o comprimento da linha do Equador (aproximadamente 40 mil km). As dimensões dessas escalas são definidas como: 40.000 km (masoescala), 400 km (mesoescala), 4 km (misoescala), 40 m (mosoescala) e 40 cm (musoescala). Vários movimentos atmosféricos classificados nessas escalas levaram à conclusão de que ventos extremos induzidos por tempestades estão associados ao escoamento de ar de misoescala e de mosoescala, gerado pelos distúrbios de mesoescala originais. De acordo com esse sistema, os tornados são classificados como Misociclones de rápida rotação, com campos de vento de 40-4000 m na direção horizontal (ilustrado na Fig. 2.3).

Na Fig. 2.3(b) o Mesociclone, também chamado de Supercélula, é uma tempestade rotativa com correntes ascendentes e nuvens com formato de bigorna (*Cumulonimbus incus*) em expansão (FUJITA, 1981), sendo o *Hook Echo*, uma característica de imagens de radar típica (em formato de gancho) de Mesociclones geradores de tornados, logo tem sido utilizados como alertas de tornados. Os Mosociclones ou vórtices de sucção, esquematizados na Fig. 2.3(d) são caracterizados por dimensões horizontais da ordem de 40 cm - 40 m que orbitam ou rotacionam em seu próprio eixo ao longo do caminho do tornado. A Fig. 2.4 ilustra uma visão esquemática de um tornado com vários vórtices de sucção, as suas componentes de velocidade, os limites e o caminho do centro do tornado.

Uma sequência de escalas características de sistemas de alta pressão inclui Masohigh (Anticiclone), Mesohigh (*Pressure Dome*) e Misohigh (*Pressure Nose*). A partir desse sistema de escalas Fujita (1981) identifica fluxos de saída de sub-mesoescala de ventos com potencial destrutivo. Esses fluxos de saída são definidos como: *downburst*, acompanhado por um pequeno Mesohigh ou um grande Misohigh; *Microburst*, um *downburst* de misoescala acompanhado de um grande Misohigh; *Burst swath*, geralmente é acompanhado de um pequeno Miso- ou Mosohigh que não foi confirmado.

Fujita (1981) aponta que um *Microburst* é um *downburst* de misoescala com sua dimensão horizontal menor que 4 km, cuja característica principal é uma explosão de ar descendente que se espalha violentamente ao chegar próximo do solo. Um *Microburst* estacionário desce ao solo em seu estágio de contato. À medida que o ar frio trazido pelo *Microburst* se acumula no solo, um "colchão" do ar frio impede que o ar descendente atinja a superfície. Como resultado, a altura de vento extremo acima do solo aumenta com o tempo. Enquanto isso, a intensidade do

Figura 2.3 – Desenho esquemáticos das características dos (a) *Masociclone*, (b) *Mesociclone*, (c) *Misociclone* e (d) *Mosociclone*.

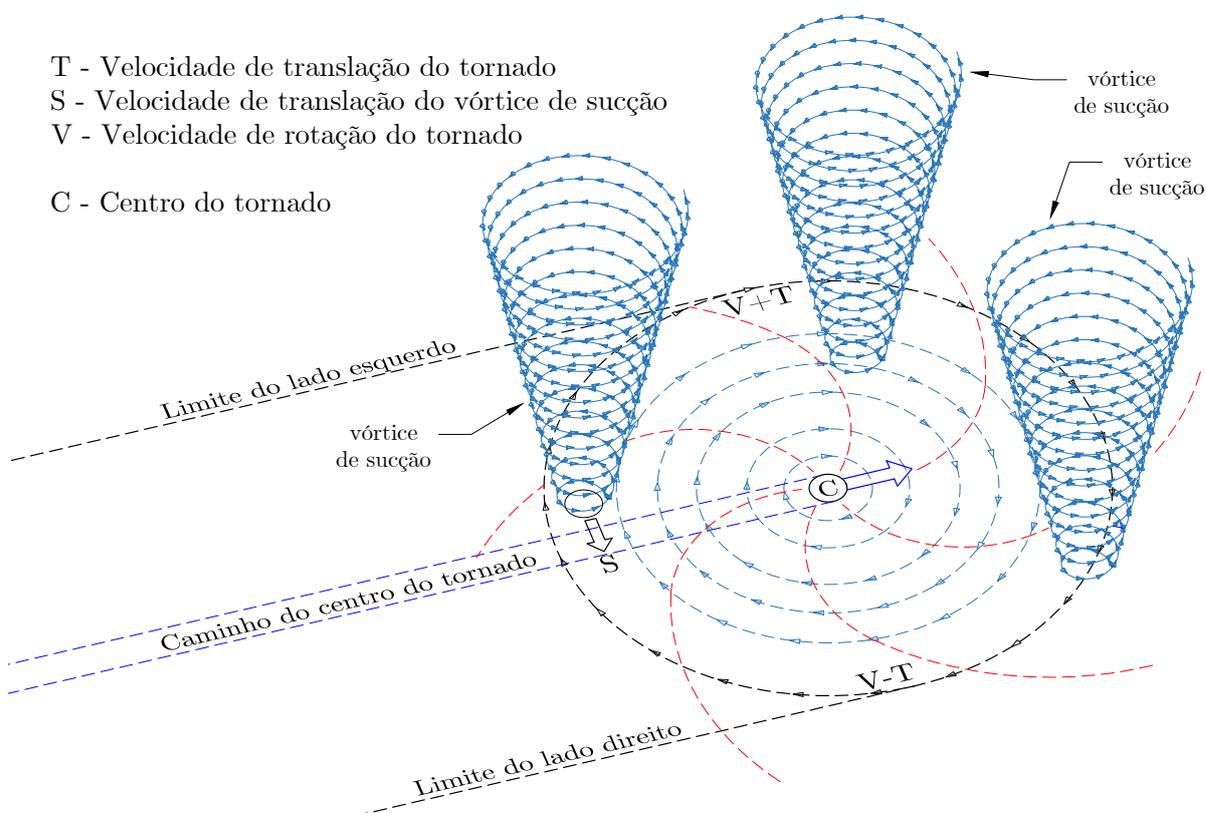


Fonte: Adaptado de Fujita (1981).

vento extremo diminui à medida que a profundidade de espalhamento aumenta (Fig. 2.5(a)). Um Microburst viajante (*Travelling Microburst*), ao contrário, continua descendo antes do ar frio que é deixado para trás para formar uma cúpula de pressão de mesoescala. É provável que a superfície inclinada de ar frio desvie as rajadas de vento para frente (Fig. 2.5(b)).

No que se refere à classificação de tornados quanto ao tamanho e intensidade, os resultados do *Tornado Watch Experiment* de 1968 a 1970, conduzido em conjunto pela NASA (*National Aeronautics and Space Administration*) e NOAA (*National Oceanic and Atmospheric Administration - United States*), sugeriram a necessidade de caracterizar tornados individuais para melhorar a identificação dos movimentos atmosféricos geradores deste fenômeno. Nesse contexto, o trabalho de Fujita (1971) teve como objetivo categorizar cada tornado por sua intensidade e área. Foi proposto então que os tornados fossem categorizados de acordo com a velocidade do vento e os níveis de danos correspondentes. De acordo com a escala Fujita, os

Figura 2.4 – Modelo de tornado com múltiplos vórtices de sucção.



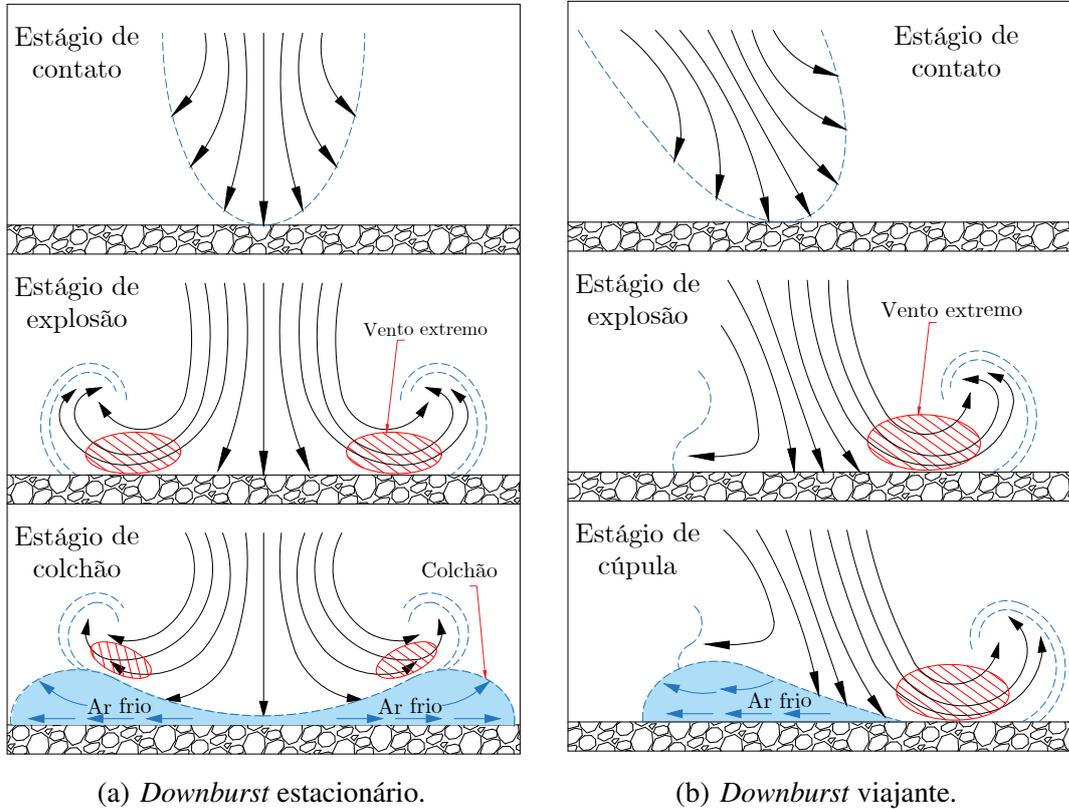
Fonte: Adaptado de Fujita (1981).

tornados são identificados como: *Gale*, ou pequeno, (F0), Fraco (F1), Forte (F2), Severo (F3), Devastador (F4), Incrível (F5) e Inimaginável (F6 ou superior).

Depois de muito trabalho de campo e avaliações de danos, descobriu-se que o Escala Fujita original apresentava velocidades de vento muito fortes com base em observações do radar *Doppler* e danos observados às estruturas. Então, em 1º de fevereiro de 2007 a *Enhanced Fujita Scalec (EF-Scale)* surgiu como uma atualização da escala Fujita original que foi implementada por uma equipe de meteorologistas e engenheiros eólicos do Serviço Meteorológico dos Estados Unidos (NOAA - EUA). A *Enhanced Fujita Scale* contém 28 indicadores de danos, como edifícios, estruturas e árvores. Uma comparação entre a escala Fujita original e a *Enhanced* é apresentada na Tabela 2.1.

### 2.5.1 Tornados na América do Sul

Os dados reais dos tornados na América do Sul, incluindo frequência de ocorrência, intensidade, comprimento do caminho e diâmetro ainda são escassos, o que dificulta a quantificação das incertezas desse fenômeno. No entanto, a vigilância por satélite do NOAA mostra que a ameaça de tornados na região que cobre os estados do Sul e Sudeste do Brasil, Uruguai, alguns estados da Argentina, Paraguai e Bolívia, é muito alta (VESILIND, 2004).

Figura 2.5 – Diagrama esquemático de *downbursts* estacionário e viajante.(a) *Downburst* estacionário.(b) *Downburst* viajante.

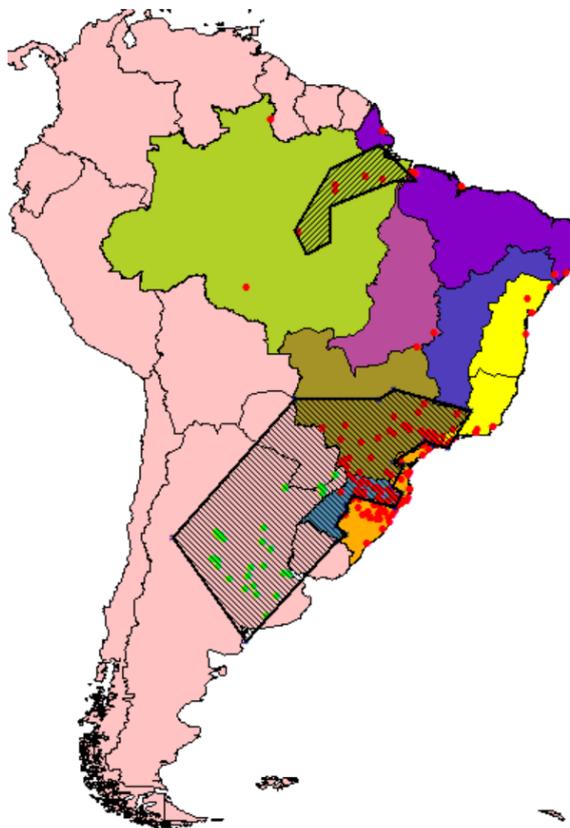
Fonte: Adaptado de Fujita (1981).

Tabela 2.1 – Comparação da *Fujita Scale* versus a *Enhanced Fujita Scale*

Escala F	Escala Fujita		Escala EF	Escala EF	
	Raj. 3 seg. (m/s)	Raj. 3 seg. mph		Raj. 3 seg. (m/s)	Raj. 3 seg. mph
0	20-35	45-78	0	29-38	65-85
1	36-52	79-117	1	39-49	86-110
2	53-72	118-161	2	50-60	111-135
3	73-93	162-209	3	61-74	136-165
4	94-117	210-261	4	75-89	166-200
5	118-142	262-317	5	acima de 90	acima de 200

Fonte: McDonald e Mehta (2006).

Figura 2.6 – Ocorrências de tornados sobre conformação das bacias hidrográficas.



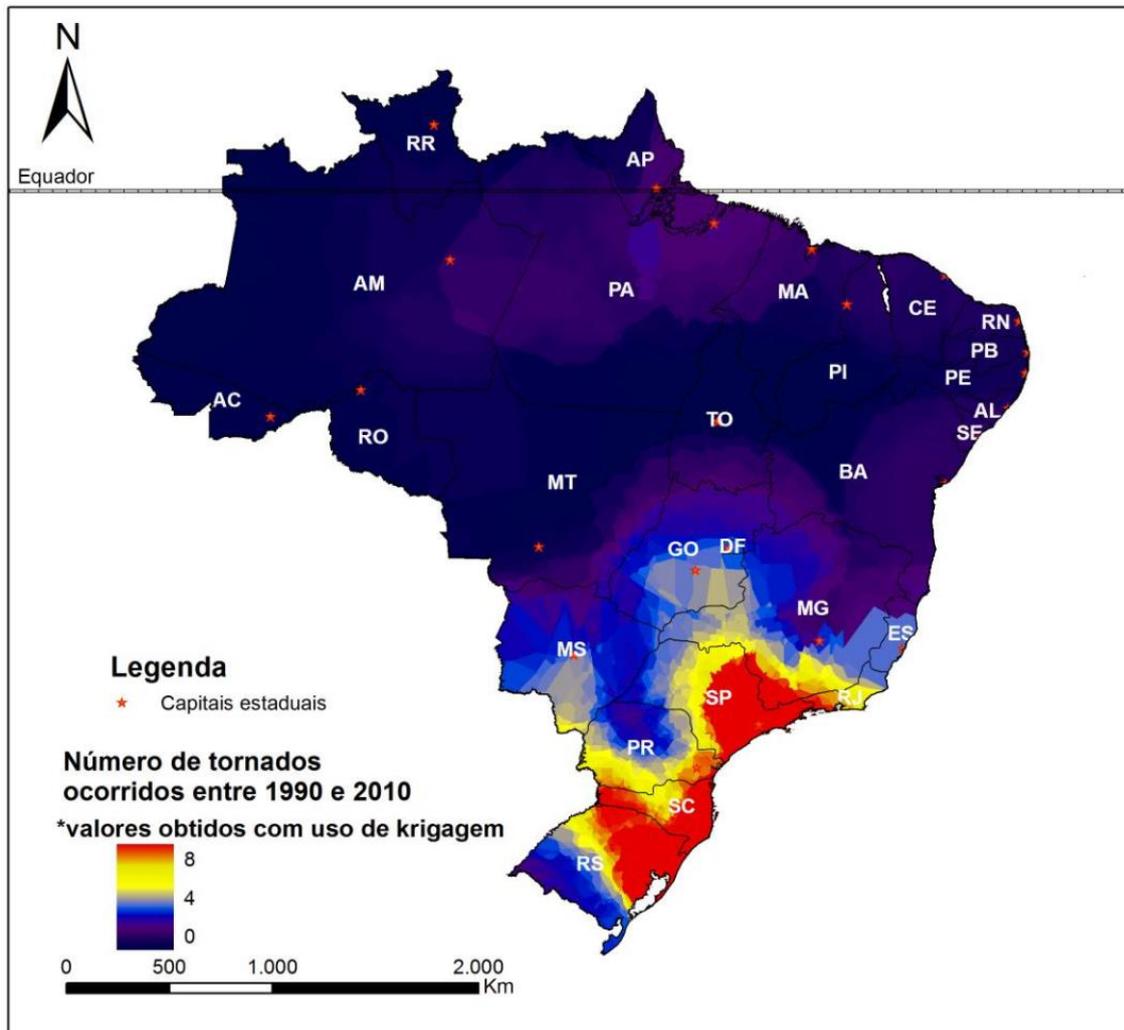
Fonte: PEREIRA (2009).

A Figura 2.6 apresenta um mapa da América do Sul, destacando as bacias hidrográficas nacionais, com as ocorrências de tornado obtidos com base nos dados registrados para o Brasil no período de 1923 a 2008 (PEREIRA, 2009). Conforme o mapa da Fig. 2.6, as regiões mais propensas a ações de tornados são: Província da Bacia Amazônica e Província da Bacia Paraná-Paraguai-Uruguaí (do Prata) (ambas representadas por poligonais).

Candido (2012) avaliou a distribuição espacial de tornados em território brasileiro a partir de um modelo desenvolvido capaz de utilizar parâmetros climatológicos e geomorfológicos para definir os riscos de ocorrência do fenômeno. Neste trabalho, também é apresentada a listagem de todos os eventos em território nacional ocorridos entre 1990 e 2010, totalizando 220 ocorrências. Os resultados obtidos mostram que a região centro-sul do país apresenta elevado risco de ocorrência de eventos de tornados, sendo os estados de São Paulo, Santa Catarina e Rio Grande do Sul os mais vulneráveis, conforme a Figura 2.7.

Na Figura 2.7 é apresentada a distribuição espacial dos tornados considerados no estudo de Candido (2012), desconsiderando registros anteriores ao ano de 1990, pois muitos tornados ocorridos naquela época podem ter sido registrados como simples vendavais, podendo implicar em distorções estatísticas incoerentes. Os valores apresentados são resultantes da interpolação dos dados coletados pontualmente, obtidos a partir de ferramentas de krigagem para se estimar a distribuição espacial do fenômeno.

Figura 2.7 – Interpolação dos dados referentes aos registros de tornados em território brasileiro entre 1990 e 2010.



Fonte: Candido (2012).

Outros estudos que tratam dos registros de ocorrência de tornados no Brasil podem ser citados, como Reckziegel (2007), que realizou o levantamento dos desastres naturais de tornado, furacões e outros fenômenos que ocorreram no estado do Rio Grande do Sul no período compreendido entre os anos de 1980 e 2005, descrevendo-os separadamente por evento e ano de ocorrência e, posteriormente, analisando-os de uma forma geral, identificando-se o evento desencadeador de desastre mais frequente, bem como a distribuição mensal e sazonal dos eventos registrados.

Bertoni (2013) apresenta uma análise da ocorrência de tornados nas regiões Sul e Sudeste do Brasil entre o período de 1960 a 2008 utilizando imagens de satélites da *European Spatial Agency* (ESA), dados de topografia da missão SRTM (*Shuttle Radar Topography Mission*), levantamentos do IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística) e IGC (Instituto Geográfico

e Cartográfico). Neste estudo, foi analisada a ocorrência de tornados em quatro municípios (Indaiatuba-SP, Lins-SP, Guaraciaba-SC e São Gabriel-RS) das duas regiões selecionados pela grande recorrência de eventos, caracterizando sua gênese, desenvolvimento e dissipação, indicando seus parâmetros meteorológicos, além da correlação entre seu traçado, intensidade (Escala E-Fujita, do inglês: *Enhanced Fujita Scale*) e topografia.

## 2.6 Avaliação de linhas de transmissão sujeitas a ações de tornados

Poucos estudos relacionados ao comportamento de sistemas de linhas de transmissão (LT) sob ações de ventos de tornados estão disponíveis na literatura. Dessa forma, além de apresentar trabalhos referentes a análise estrutural dos sistemas de LT, nesta seção também são apresentados alguns dos estudos mais representativos sobre ações de ventos de tornados incidentes em estruturas gerais. Tais pesquisas são utilizadas como base teórica para as análises a serem desenvolvidas no presente trabalho, principalmente no que se refere aos modelos de vento de tornado que serão utilizados.

A falha de uma torre treliçada auto-portante sob ações de tornado e Microburst foi investigada por Savory *et al.* (2001). A análise foi feita para a torre de transmissão, sem modelar as linhas, e sem considerar a componente vertical da velocidade do tornado. Nos estudos de Hamada (2009) e Hamada *et al.* (2010), foi avaliado o comportamento de sistemas de linhas de transmissão estaiadas sob campos de ventos de tornado F4 e F2, com base em um procedimento para estimar o campo de velocidade para tornados F2 a partir de dados de análises CFD (*Computational Fluid Dynamic*) e nos parâmetros de tornados F2 definidos na escala Fujita (FUJITA, 1971).

Hamada e Damatty (2011) conduziram uma investigação abrangente para avaliar e compreender o desempenho das estruturas de linhas de transmissão sob carregamento de tornados, investigando a variação dos esforços internos dos membros da torre em função da trajetória do tornado em relação ao sistema da linha de transmissão. O efeito dinâmico associado ao movimento de translação do tornado foi avaliado e os resultados do estudo paramétrico foram utilizados para determinar a sensibilidade dos esforços internos de pico dos membros com os parâmetros que definem a localização do tornado em relação à linha de transmissão.

Altalmas, Damatty e Hamada (2012) e Damatty e Hamada (2012) avaliaram os mecanismos de falha das linhas de transmissão sob configurações críticas de tornado. Além disso, os estudos previram a velocidade máxima do tornado que várias linhas podem suportar antes de sofrer uma falha global. A investigação também descreveu os modos de falha e sua progressão para diversas torres de transmissão.

Hamada e Damatty (2012) avaliaram o comportamento de duas estruturas de linhas de transmissão estaiadas sob o campo de vento de tornado F2, vento de camada limite, campo de vento recomendado por companhias elétricas e casos de carregamento de tornado recomendados.

Além disso, foi realizada uma comparação entre as esforços internos nos membros da torre de transmissão resultantes do tornado e aquelas obtidas para o caso de cabos rompidos.

Em um artigo de revisão Damatty *et al.* (2014) apresentam um resumo detalhado da literatura e do conhecimento do estado da arte sobre a resposta de sistemas de linhas de transmissão sob eventos de *HIW* (*High Intensity Wind*). O artigo fornece uma abordagem geral das características do campo de vento de eventos de tornado e *downburst*. A revisão inclui medições de campo, além de vários métodos numéricos para simular esses eventos. O estudo também apresenta diferentes tentativas de modelagem estrutural e previsão do comportamento de Linhas de Transmissão sob eventos de *HIW*. Hamada e Damatty (2014) desenvolveram um elemento de cabo não-linear tridimensional de quatro nós que pode simular condutores de linha de transmissão enquanto leva em consideração a não-linearidade resultante de grandes deslocamentos. O elemento foi utilizado pelos autores para modelar condutores de múltiplos vãos de sistemas reais de linhas de transmissão. Neste estudo, os autores simularam as torres de transmissão e as molas dos isoladores utilizando um sistema de mola tridimensional com rigidez dependente da rotação sofrida pelos isoladores.

Hamada e Damatty (2015) desenvolveram um modelo numérico tridimensional não-linear interno simulando torres treliçadas que foi acoplado com o modelo numérico dos condutores desenvolvido por Hamada e Damatty (2012) e os campos de vento de tornado discutidos em Hamada *et al.* (2010). Os autores estenderam o modelo numérico para estudar a falha progressiva de sistemas de linhas de transmissão treliçadas sob ações de vento de tornado, abordando uma visão sobre a resiliência do sistema de linhas de transmissão contra falhas quando experimentam campos de vento de tornado, descrevendo ainda os modos de falha usando dois modelos de materiais e avaliando o efeito da inclusão de não-linearidades geométricas na análise de falhas de torres treliçadas.

Damatty e Hamada (2016) apresentam um estudo paramétrico envolvendo a variação da localização do tornado para determinar casos de carga que simulam o efeito crítico de tornados F2 em estruturas de linhas de transmissão treliçadas. O campo de ventos tornados F2 é discutido, onde são descritos os perfis de velocidade básica tangencial, radial e vertical de tais eventos. Os resultados indicam que os casos de carga desenvolvidos estimam esforços internos de pico ligeiramente superiores ou 5% inferiores aos valores previstos pelos estudos paramétricos detalhados.

Outros estudos fora do âmbito de sistemas de LT, como em Le e Caracoglia (2015), investigaram o campo de vento tipo tornado em torno de um edifício alto propondo um modelo híbrido de campo de vento tipo tornado para simular as velocidades médias do vento variáveis no tempo (componentes do vento não turbulento) e as velocidades flutuantes do vento (componentes do vento turbulento). A análise numérica realizada pelos autores é aplicada a um edifício de referência de 183 m de altura.

Em um estudo mais recente (LE; CARACOGLIA, 2020a) os autores apresentam uma

abordagem numérica com suporte na engenharia baseada em desempenho para análise de custos sobre o ciclo de vida para uma estrutura pontual sujeita a ações de tornado. Neste estudo, as ações são simuladas digitalmente, geradas a partir de cinco modelos distintos de campo de velocidades turbulentas do vento de tornado. Le e Caracoglia (2020b) propõem uma abordagem utilizando meta-modelagem que utiliza fragilidades previstas a partir de redes neurais artificiais (ANN) para facilitar a avaliação baseada em desempenho de uma estrutura vertical sujeita a ações de vento de tornado. Os dados de calibração para as redes neurais artificiais *feed-forward* são extraídos de respostas geradas numericamente com base em um modelo de carregamento de vento derivado que leva em consideração os desenvolvimentos de várias formulações analíticas do campo de velocidades de vento de um tornado.

A metodologia do *Performance-based Engineering* foi amplamente desenvolvido e empregado no âmbito de edifícios e outras estruturas, no entanto, estruturas de linha de transmissão típicas não são projetadas para excitações sísmicas e ventos não-sinóticos de alta intensidade. Além disso, o projeto de estruturas de linha contra cargas ambientais ainda é baseado na abordagem clássica com ênfase na resistência e não no desempenho. A suposição é que seu estado limite último é governado por ações de vento e gelo (IEC 60826, 2017), e nenhum controle de danos é realizado. Logo, uma avaliação crítica dos estados limites associados a danos em LT, quando submetidas ventos de alta intensidade, é necessária para avaliar o comportamento dos sistema estrutural para diversos níveis de desempenho. Mesmo assim, estudos de *Performance-based Engineering* que utilizam análise dinâmica não-linear (física e geométrica) de estruturas de linhas de transmissão, como o que se propõe neste trabalho, ainda são inexistentes até onde este estudo se apresenta.



### 3 MODELOS DE VELOCIDADE E FORÇAS DE VENTO DE TORNADO

Neste capítulo são apresentadas as formulações referentes aos modelos de campos de velocidade de vento de tornados, assim como de carregamento que serão utilizadas nas análises numéricas do presente estudo.

Na seção 3.1 são apresentados modelos de vento candidatos a serem utilizados na simulação das velocidades médias ao longo do tempo, a saber, os modelos de Kuo (1971), Baker e Sterling (2017) e Fujita (1978); bem como as expressões para a simulação da componente turbulenta da velocidade, que pode ser simulada pelo processo estocástico que reflete a parcela flutuante de velocidade (LE; CARACOGLIA, 2020b; SOLARI; RAINISIO; GAETANO, 2017; CHEN; LETCHFORD, 2004).

Na seção 3.2 é apresentado o modelo de ações de vento em torres treliçadas de aço segundo o IEC 60826 (2017), bem como os efeitos do vento nos cabos condutores e nos isoladores do modelo de LT.

#### 3.1 Velocidade de vento de tornado

Tornados são colunas de ar em contato com nuvens *Cumulonimbus* e a superfície da Terra, girando de forma rápida e violenta (STEWART; ROSOWSKY, 2022), que em geral são modelados a partir de suposições simplificadoras e permeados por muitas incertezas (por exemplo, falta de conhecimento completo das interações fluido-estrutura, indisponibilidade de medições, derivações múltiplas de modelos de campos de vento).

Devido a sua pequena dimensão, alta intensidade e curta duração, a força de vento induzida é diferente da causada por ventos sinóticos, pois o vento muda de velocidade e direção rapidamente. O grande gradiente de pressão e a alta aceleração nestes fluxos instáveis produzem uma força de vento muito grande.

De maneira simplificada e idealizada, visando determinar a resposta dinâmica de modelos estruturais de referência, a componente horizontal da velocidade de campos de ventos de tornado é expressa pela regra clássica de decomposição (CHEN; LETCHFORD, 2004):

$$U(z, t) = \bar{U}(z, t) + u(z, t) \quad (3.1)$$

em que  $U(z, t)$  é a velocidade do vento na altura  $z$  e no tempo  $t$ ;  $\bar{U}(z, t)$  é a velocidade média (ou de lenta variação no tempo) do vento;  $u(z, t)$  é tratada matematicamente como um processo estocástico, com média zero, que caracteriza a componente flutuante (ou turbulenta) de variação rápida da velocidade do vento (LE; CARACOGLIA, 2017).

### 3.1.1 Velocidade média

A velocidade média em um tempo  $t$  e altura  $z$  pode ser fatorada como o produto entre um perfil vertical e uma função de tempo, como:

$$\bar{U}(z, t) = V(z) \times f(t) \quad (3.2)$$

em que  $V(z)$  é o perfil vertical da velocidade média do vento;  $f(t)$  é uma função do tempo, de valor máximo igual a 1, que descreve como a velocidade média evolui ao longo do tempo.

#### 3.1.1.1 Evolução da velocidade média ao longo do tempo

A função  $f(t)$  apresentada na equação (3.2) descreve a forma com que a velocidade média evolui ao longo do tempo. De maneira simplificada, a velocidade horizontal média  $\bar{U}_h$  pode ser determinada a partir da soma vetorial das três componentes horizontais: a velocidade de translação do tornado  $\mathbf{U}_{trans}$ , a velocidade tangencial média  $\bar{\mathbf{V}}$ , e a velocidade radial média  $\bar{\mathbf{U}}$ , como segue:

$$\bar{\mathbf{U}}_h(t) = \bar{\mathbf{V}}(t) + \bar{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{U}_{trans} \quad (3.3)$$

Logo, a função do tempo  $f(t)$  é definida como:

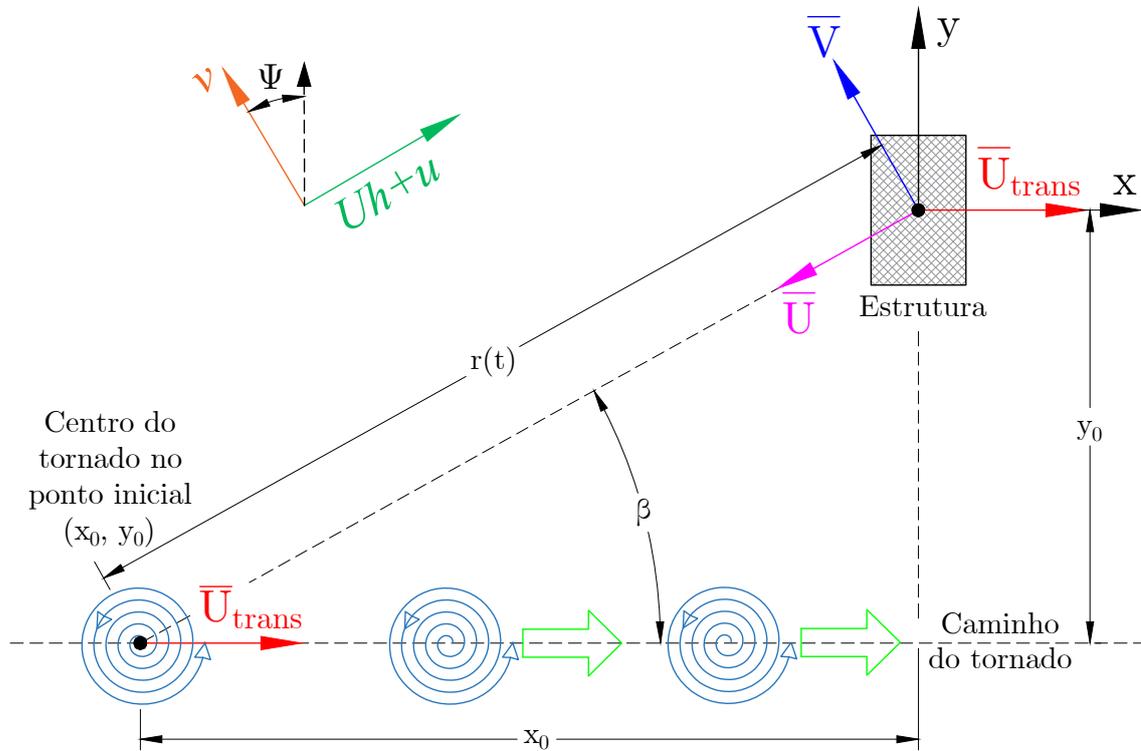
$$f(t) = \frac{|\bar{\mathbf{U}}_h(t)|}{\max|\bar{\mathbf{U}}_h(t)|} \quad (3.4)$$

Na Eq. (3.4), a operação  $|\bar{\mathbf{U}}_h(t)|$  representa o valor absoluto de cada elemento do vetor  $\bar{\mathbf{U}}_h(t)$ . A Figura 3.1 apresenta esquematicamente o sistema fluido-estrutura que será usado durante todo o estudo, que ilustra os vetores de velocidade dos três componentes vetoriais do campo de vento tipo tornado ( $\bar{\mathbf{V}}(t)$ ,  $\bar{\mathbf{U}}(t)$  e  $\mathbf{U}_{trans}$ ).

As magnitudes das componentes tangencial e radial do vetor de velocidade média podem ser expressas usando, por exemplo, modelos analíticos derivados da teoria da dinâmica dos fluidos e/ou formulados através de dados experimentais. Os modelos aqui denominados por *Kuo-Wen* (WEN; CHU, 1973), *Fujita* (FUJITA, 1978) e *Baker* (BAKER; STERLING, 2017), assim como outros modelos, foram completamente descritos e comparados por Kim e Matsui (2017), os quais concluíram que existe uma variação bastante grande nas velocidades radial e tangencial entre os modelos numéricos examinados, dificultando a escolha de um que seja geralmente aplicável.

Os três modelos supracitados foram utilizados por Le e Caracoglia (2020b) para uma avaliação baseada em desempenho de uma estrutura vertical sujeita a ação de tornados, indicando que o modelo de Kuo-Wen produz as maiores velocidades médias de pico, porém têm menor duração em comparação com os demais modelos, enquanto que o modelo Fujita prevê as velocidades de pico mais baixas. Os autores apontam que essas características refletem posteriormente

Figura 3.1 – Esquema de vista do plano das componentes de velocidade do tornado e do vento.



Fonte: Autor.

em efeitos significativos nas respostas dinâmicas simuladas e terão implicações nas formas das fragilidades estruturais aproximadas. Esta comparação superficial apenas destaca os diferentes aspectos desses modelos.

### 3.1.1.2 Modelo de Kuo-Wen

O modelo Kuo-Wen é resultado de simplificações empíricas de Wen (1975) realizadas nas derivações teóricas originais de Kuo (1971). Considera o efeito de uma camada limite, cuja espessura (ou seja, altura da camada limite) é definida pela Equação (3.5). O parâmetro  $\delta_\infty$ , assumido como sendo 458 m, representa a espessura da camada limite a uma distância infinita do centro do tornado. A distância radial do locus central do tornado é representada pela variável  $r$ . A constante  $R$  é o raio onde a velocidade tangencial máxima ocorre acima da camada limite.

$$\delta = \delta_\infty \left\{ 1 - \exp \left( -0,5 \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right) \right\} \quad (3.5)$$

O complexo campo de vento tridimensional é capturado por dois conjuntos de equações que definem duas sub-regiões principais: uma para velocidades acima da camada limite e outra para velocidades abaixo dela. As componentes da velocidade média radial, tangencial e vertical acima da camada limite ( $\bar{U}_0$ ,  $\bar{V}_0$  e  $\bar{W}_0$  respectivamente) são definidas pelas Eqs. (3.6a), (3.6b)

e (3.6c). A velocidade tangencial máxima que ocorre acima da camada limite é denotada pelo parâmetro comum  $\bar{V}_{max}$ .

$$\bar{U}_0 = 0 \quad (3.6a)$$

$$\bar{V}_0 = 1,4 \left( \frac{\bar{V}_{max}}{r/R} \right) \left\{ 1 - \exp \left( -1,256 \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right) \right\} \quad (3.6b)$$

$$\bar{W}_0 = 93 \bar{V}_{max} \left( \frac{r}{R} \right)^3 \exp \left( -5 \left( \frac{r}{R} \right) \right) \quad (3.6c)$$

$$(3.6d)$$

As componentes de velocidade radial, tangencial e vertical dentro da camada limite ( $\bar{U}_i$ ,  $\bar{V}_i$  e  $\bar{W}_i$ , respectivamente) são definidas pelas Eqs. (3.7a), (3.7c) e (3.7b):

$$\bar{U}_i = \bar{V}_0 \{0,672 \exp(-\pi\eta_{KW}) \text{sen}[(b+1)\pi\eta_{KW}]\} \quad (3.7a)$$

$$\bar{V}_i = \bar{V}_0 \{1 - \exp(-\pi\eta_{KW}) \cos(2b\pi\eta_{KW})\} \quad (3.7b)$$

$$\bar{W}_i = \bar{W}_0 \{1 - \exp(-\pi\eta_{KW}) \cos(2b\pi\eta_{KW})\} \quad (3.7c)$$

O valor de  $b$ , definido pela Eq. (3.8a), representa as flutuações de velocidade fora do núcleo do tornado, enquanto que o parâmetro  $\eta_{KW}$ , definido pela Eq. (3.8b), é uma razão entre a elevação e a espessura da camada limite  $\delta$ .

$$b = 1,2 \exp \left( -0,8 \left( \frac{r}{R} \right)^4 \right) \quad (3.8a)$$

$$\eta_{KW} = \frac{z}{\delta} \quad (3.8b)$$

### 3.1.1.3 Modelo de Fujita

Desenvolvido a partir da análise fotogramétrica de imagens estáticas e em movimento de tornados, o modelo Fujita é um modelo tridimensional e empírico, tendo como parâmetros principais o raio do núcleo externo, velocidade tangencial máxima, velocidade de translação e altura da camada de entrada.

No modelo de Fujita, assim como no modelo Kuo-Wen, existem duas grandes sub-regiões: o núcleo interno (cuja distância de referência ao centro do tornado é designada por  $r_n$ ) e o núcleo externo (onde ocorrem as velocidades tangenciais e radiais máximas, e cuja distância de referência ao centro do tornado é designada pelo parâmetro comum  $R$ ). A profundidade  $H_i$  da camada de entrada, onde os componentes da velocidade radial são diferentes de zero, é ditada pela Eq. (3.9a) que requer a relação entre os raios do núcleo interno e externo (Eq. (3.9b)):

$$H_i = 0,55(1 - n^2)R \quad (3.9a)$$

$$n = \frac{r_n}{R} = 0,9 - 0,7 \exp(-0,005R) \quad (3.9b)$$

A componente tangencial de velocidade  $\bar{V}$  é determinada pela multiplicação da velocidade tangencial máxima  $\bar{V}_{max}$  pelo conjunto de funções (3.11), como segue:

$$\bar{V} = \bar{V}_{max} F(z) F(r) \quad (3.10)$$

em que,  $F(z)$  e  $F(r)$  são funções que descrevem a variação da velocidade em função do raio  $R$  e da altura  $z$ , conforme:

$$F(r) = \begin{cases} \frac{r}{R}, & r < R \\ \frac{R}{r}, & r \geq R \end{cases} \quad (3.11a)$$

$$F(z) = \begin{cases} \left(\frac{z}{H_i}\right)^{1/6}, & z < H_i \\ \exp\left\{-0,03\left[\left(\frac{z}{H_i}\right) - 1\right]\right\}, & z \geq H_i \end{cases} \quad (3.11b)$$

As velocidades radiais estão relacionadas aos componentes tangenciais por:

$$\tan(\alpha) = \begin{cases} 0, & r < r_n \\ \frac{\tan(\alpha_0)}{1 - n^2} \left\{1 - \left(\frac{R}{r}\right)^{\frac{1}{6}} \times n^2\right\}, & r_n \leq r < R \\ \tan(\alpha_0), & r \geq R \end{cases} \quad (3.12a)$$

$$\tan(\alpha_0) = \begin{cases} -0,75 \left[1 - \left(\frac{z}{H_i}\right)^{1,5}\right], & z < H_i \\ 0,0217 \left(1 - \exp\left\{-0,03\left[\left(\frac{z}{H_i}\right) - 1\right]\right\}\right), & z \geq H_i \end{cases} \quad (3.12b)$$

$$\bar{U} = -\bar{V} \tan(\alpha) \quad (3.13)$$

em que,  $\alpha$  é o ângulo de cruzamento formado entre a direção do fluxo radial e o círculo do tornado em seu ponto de cruzamento.

A componente vertical de velocidade  $\bar{W}$  dentro do núcleo interno e fora das áreas do núcleo externo é considerada zero, e dentro do núcleo externo a velocidade vertical é considerada horizontalmente uniforme, conforme:

$$\bar{W} = \begin{cases} 0, & r < r_n \\ w_0 \bar{V}_{max}, & r_n \leq r < R \\ 0, & r \geq R \end{cases} \quad (3.14)$$

$$w_0 = \begin{cases} 0,059 A_m \left[ 16 \left( \frac{z}{H_i} \right)^{\frac{7}{6}} - 7 \left( \frac{z}{H_i} \right)^{\frac{8}{3}} \right], & z < H_i \\ 0,55 \frac{B_m}{k} \left[ 2 \exp \left( -k \left( \frac{z}{H_i} - 1 \right) \right) - \exp \left( -2k \left( \frac{z}{H_i} - 1 \right) \right) \right], & z \geq H_i \end{cases} \quad (3.15)$$

#### 3.1.1.4 Modelo de Baker

O modelo tridimensional desenvolvido por Baker e Sterling (2017) incorpora de forma única uma velocidade radial máxima do vento  $U_{max}$  que ocorre a uma distância radial  $R$  do centro do tornado e a uma elevação  $z_m$  do solo. A razão entre  $z_m$  e  $R$  é indicada como  $\delta_m$ , que descreve a espessura da camada limite do tornado assumida. Um intervalo aproximado para vários comprimentos de rugosidade do solo  $z_0$  e medições do raio do núcleo  $R$  foi fornecido pelo trabalho original (BAKER; STERLING, 2017). Estimativas para o comprimento de rugosidade  $z_0$  e os valores aproximados de  $z_m$  podem ser extraídos das estimativas fornecidas por Baker e Sterling (2017). A magnitude da velocidade radial média é dada pela Eq.(3.16):

$$\bar{U} = \bar{U}_{max} \left( \frac{4 \left( \frac{r}{R} \right) \left( \frac{z}{z_m} \right)}{\left\{ 1 + \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right\} \left\{ 1 + \left( \frac{z}{z_m} \right)^2 \right\}} \right) \quad (3.16)$$

As componentes de velocidade tangencial e vertical são determinadas pelas Eqs. (3.17) e (3.18):

$$\bar{V} = \bar{U}_{max} \left( \frac{K_B \left( \frac{r}{R} \right) \ln \left\{ 1 + \left( \frac{z}{z_m} \right)^2 \right\}}{1 + \left( \frac{r}{R} \right)^2} \right) \quad (3.17)$$

$$\bar{W} = \bar{U}_{max} \frac{4 \left( \frac{z_m}{R} \right) \ln \left[ 1 + \left( \frac{z_m}{R} \right)^2 \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{r}{R} \right)^2 \right]} \quad (3.18)$$

Na equação 3.17,  $K_B$  é definido pela Eq.(3.19) como uma função da razão de turbilhão  $S = 1.0$ , que é a razão entre o valor máximo da velocidade tangencial e o valor máximo da velocidade radial na elevação de referência  $z_m$  (BAKER; STERLING, 2017).

$$K_B = \frac{2S}{\ln(2)} \quad (3.19)$$

Para o modelo de Baker são necessários procedimentos adicionais para determinar o valor adequado do parâmetro  $\bar{U}_{max}$  que garantirá a compatibilidade física com as demais formulações. Com base em sua comparação com os modelos Kuo-Wen e Fujita, Kim e Matsui (2017) sugeriram  $\bar{U}_{max,Kuo-Wen} = 0,32.V_{max}$  e  $\bar{U}_{max,Fujita} = 0,52.V_{max}$  como duas formas possíveis de aproximação de  $\bar{U}_{max}$ . No entanto, em certas escalas de comprimento radial, essas conversões, quando usadas com o modelo de Baker, podem produzir velocidades tangenciais incompatíveis com as de outras formulações (LE; CARACOGLIA, 2020b). Nesse sentido, Le e Caracoglia (2020b) propuseram a Eq. (3.20) para garantir que a previsão de  $\bar{V}_{max}$  do modelo de Baker corresponda ao  $\bar{U}_{max}$  selecionado para um tornado de qualquer escala de comprimento radial  $R$ :

$$\bar{U}_{max} = -3,43 \times 10^{-3} + (1,91 \times 10^{-5})R + 0,11\bar{V}_{max} + R\bar{V}_{max}(1,76 \times 10^{-3}) \quad (3.20)$$

Na Seção 3.1.3 é realizada uma comparação entre os os modelos de Kuo, Fujita e Baker para velocidade média para pontos em diferentes alturas, considerando a passagem de um tornado.

### 3.1.2 Componente turbulenta da velocidade

Para fenômenos de vento de rápida evolução, como o caso de tornados, os efeitos do fluxo turbulento transitório devem ser considerados para aproximar forças flutuantes não estacionárias. A velocidade do vento em um determinado ponto no espaço é usualmente modelada como um processo estocástico normal (ou *Gaussiano*), então sua caracterização completa é assegurada pelo conhecimento da *Power Spectral Density Function* (PSD) (PAOLA, 1998)/ *Evolutionary Power Spectral Density Function* (EPSD) (PRIESTLEY, 1965), de forma que a velocidade do vento pode ser simulada digitalmente usando a abordagem de representação espectral, seja baseada na decomposição de Cholesky (DEODATIS, 1996) ou na decomposição ortogonal adequada da matriz de densidade espectral de potência cruzada ( $S_{XY}(\omega)$ ) da turbulência estacionária (PAOLA, 1998).

#### 3.1.2.1 Representação espectral de processos estocásticos

De maneira formal, a representação espectral de um processo estocástico no domínio de frequências ( $\omega$ ), pode ser dada pelo "*par de Wiener-Khinchine*" ou transformada de Fourier, que

relaciona a função de densidade espectral de potência ( $S(\omega)$ ) com a função de autocorrelação do processo ( $R(\tau)$ ), em que  $\tau = t_2 - t_1$  é a diferença entre tempos, como segue:

$$\begin{cases} R(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \\ S(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \end{cases} \quad (3.21)$$

As funções de correlação-cruzada ( $R_{XY}(\tau)$ ), e de densidade espectral de potência cruzada ( $S_{XY}(\omega)$ ) de dois processos  $X(t)$  e  $Y(t)$ , também seguem uma relação de Wiener-Khinchine:

$$\begin{cases} R_{XY}(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{XY}(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \\ S_{XY}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{XY}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \end{cases} \quad (3.22)$$

Como  $S_{XY}(\omega)$  está definido para frequências negativas e positivas, é chamada de função "two sided". Por definição,  $S_{XY}(\omega)$  é simétrica em relação a origem (par), real e não-negativa.

### 3.1.2.2 Simulação da turbulência

A formulação de um modelo de turbulência pode ser representada modulando o processo estocástico estacionário parcialmente correlacionado através de uma função de tempo determinística de variação lenta gerada sinteticamente (função de modulação de amplitude,  $a(z, t)$ ), de modo a descrever adequadamente as tendências na intensidade do campo de vento ao longo do espaço e do tempo, de acordo com a Eq. (3.23) (CHEN; LETCHFORD, 2004):

$$u(z, t) = a(z, t) \times k(z, t) \quad (3.23)$$

em que  $k(z, t)$  é um processo estocástico Gaussiano com desvio padrão unitário; a função  $a(z, t)$  é dada pela Eq.(3.24), como:

$$a(z, t) = I \times \bar{U}(z, t) \quad (3.24)$$

sendo,  $I$  a intensidade da turbulência.

A modulação da amplitude do processo estocástico  $k(z, t)$ , utilizada para aproximar as flutuações não estacionárias dos campos de vento é inspirada por desenvolvimentos em

simulações de fluxos turbulentos de tempestades de Downbursts (LE; CARACOGIA, 2020b; SOLARI; RAINISIO; GAETANO, 2017; CHEN; LETCHFORD, 2004).

Para a intensidade da turbulência, Chen e Letchford (2004) propuseram inicialmente atribuir  $I = 0,25$ , depois adotaram a faixa de valores entre  $I = 0,085$  a  $0,088$  para tempestades de *Downbursts* (CHEN; LETCHFORD, 2007); Le e Caracoglia (2020b) adotaram  $I = 0,10$  para as intensidades de turbulência de tornados baseados em simulações anteriores (LE; CARACOGIA, 2018). O processo  $k(z, t)$  é representado espectralmente em Chen e Letchford (2004) pela seguinte expressão:

$$k(z, t) = \int_{-\infty}^{\infty} e^{i\omega t} dZ(z, \omega) \quad (3.25)$$

em que  $Z(z, \omega)$  é um processo incremental-ortogonal (PRIESTLEY, 1965) para uma dada altura  $z$ , com:

$$E \{ |dZ(z, \omega)|^2 \} = S(z, \omega) d\omega \quad (3.26)$$

sendo  $S(z, \omega)$  a função de densidade espectral de potência (PSD) do processo  $k(z, t)$  em diferentes alturas.

A função PSD proposta por Kaimal *et al.* (1972), apresentada em (3.27), pode ser adotada como PSD do processo  $k(z, t)$  (CHEN; LETCHFORD, 2004; DEODATIS, 1989).

$$S(z, \omega) = \frac{1}{2} \frac{200}{2\pi} u_*^2 \frac{z}{V_t(z)} \frac{1}{\left[ 1 + 50 \frac{\omega z}{2\pi V_t(z)} \right]^{\frac{5}{3}}} \frac{1}{6u_*^2} \quad (3.27)$$

Na Eq. (3.27),  $u_*$  é a velocidade de cisalhamento do fluxo, em m/s, adotada igual a 1.76 m/s (DEODATIS, 1989),  $V_t(z) = V(z) \times f(0)$  é a velocidade de translação do tornado na altura  $z$ . Dessa forma, a parcela turbulenta da velocidade  $u(z, t)$  é um processo estocástico evolucionário uniformemente modulado (PRIESTLEY, 1965), cuja função EPSD é dada por:

$$S_{zz}(t, z, \omega) = |a(z, t)|^2 \times S(z, \omega) \quad (3.28)$$

Para diferentes alturas, a função de densidade espectral cruzada entre as alturas  $z_i$  e  $z_j$  é definida como:

$$E \left\{ dZ(z_i, \omega) \times \overline{dZ(z_j, \omega)} \right\} = S(z_i, z_j, \omega) d\omega \quad (3.29)$$

Se uma função de coerência for introduzida, podemos expressar a densidade espectral cruzada como:

$$S(z_i, z_j, \omega) = \gamma(z_i, z_j, \omega) \sqrt{S(z_i, \omega)S(z_j, \omega)} \quad (3.30)$$

em que  $\gamma(z_i, z_j, \omega)$  é a função de coerência entre dois processos estocásticos  $k(z_i, t)$  e  $k(z_j, t)$ . Na prática, Davenport (1968) sugere um modelo de função de coerência entre as velocidades turbulentas em duas alturas diferentes  $z_i$  e  $z_j$  (DEODATIS, 1989; CHEN; LETCHFORD, 2004):

$$\gamma(z_i, z_j, \omega) = \exp \left[ -\frac{\omega}{2\pi} \frac{C_z \Delta z}{\frac{1}{2} [V_t(z_i) + V_t(z_j)]} \right] \quad (3.31)$$

sendo  $\Delta z = |z_i - z_j|$ ;  $C_z$  é uma constante que pode ser igual a 10 para fins de projetos estruturais (SIMIU; SCANLAN, 1986). Dessa maneira, a a função de densidade espectral cruzada entre as alturas  $z_i$  e  $z_j$ , definida em (3.30), é obtida em função do tempo como:

$$S_{z_i z_j}(t, z_i, z_j, \omega) = a(z_i, t) \times \overline{a(z_j, t)} \times \gamma(z_i, z_j, \omega) \sqrt{S(z_i, \omega)S(z_j, \omega)} \quad (3.32)$$

Pelo modelo estocástico de flutuação apresentado acima, o vetor processo estocástico  $\mathbf{u}(t) = [u(z_1, t), u(z_2, t), \dots, u(z_n, t)]^T$ , que é composto pelos processos de flutuação  $u(z_i, t)$  em  $n$  alturas  $z_i (i = 1, 2, \dots, n)$ , tem a seguinte matriz de densidade espectral cruzada evolucionária:

$$\mathbf{S}(t, \omega) = \mathbf{A}(t) \Phi(\omega) \overline{\mathbf{A}}^T(t) \quad (3.33)$$

em que  $\mathbf{A}(t) = [a(z_1, t), a(z_2, t), \dots, a(z_n, t)]^T$ ;  $\overline{\mathbf{A}}^T(t)$  é o conjugado e transposto de  $\mathbf{A}(t)$ ;  $\Phi(\omega)$  é a matriz PSD do vetor processo estocástico  $\mathbf{k}(t) = [k(z_1, t), k(z_2, t), \dots, k(z_n, t)]^T$  que é expresso como:

$$\Phi(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(\omega) & S_{12}(\omega) & \dots & S_{1n}(\omega) \\ S_{21}(\omega) & S_{22}(\omega) & \dots & S_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}(\omega) & S_{n2}(\omega) & \dots & S_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (3.34)$$

As velocidades flutuantes nas alturas formam um vetor dos processos estocásticos  $\mathbf{u}(t)$ , o qual é completamente caracterizado por sua matriz de densidade espectral cruzada evolutiva

$\mathbf{S}(t, \omega)$  na Eq. (3.33). No entanto,  $\mathbf{u}(t)$  é na verdade um vetor processo estocástico evolucionário uniformemente modulado, então podemos obter suas funções amostrais (*Sample Functions*) modulando em amplitude as funções amostrais de  $\mathbf{k}(t) = [k(z_1, t), k(z_2, t), \dots, k(z_n, t)]^T$ , que é vetor de processos estocásticos estacionários completamente caracterizado por sua matriz de densidade espectral cruzada  $\Phi(\omega)$ .

Deodatis (1989) apresenta o procedimento para a simulação das *Sample Functions* de  $k(t)$ , baseado na decomposição da matriz de densidade espectral cruzada. Esta decomposição pode ser realizada usando o método de Cholesky, como segue:

$$\Phi(\omega) = \mathbf{H}(\omega)\overline{\mathbf{H}}^T(\omega) \quad (3.35)$$

A matriz  $\mathbf{H}(\omega)$  é uma matriz triangular inferior, definida em (3.36), cuja diagonal é composta por funções de  $\omega$  reais e não-negativas, e elementos fora das diagonais são, geralmente, funções complexas de  $\omega$ .

$$\mathbf{H}(\omega) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega) & 0 & \dots & 0 \\ H_{21}(\omega) & H_{22}(\omega) & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1}(\omega) & H_{n2}(\omega) & \dots & H_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (3.36)$$

Definindo a matriz  $\mathbf{H}(\omega)$  de acordo com (3.37), em função de  $\theta_{jk}(\omega)$  dado em (3.38), tem-se:

$$H_{jk}(\omega) = |H_{jk}(\omega)|e^{i\theta_{jk}(\omega)} \quad (3.37)$$

sendo:  $j = 1, 2, \dots, n; k = 1, 2, \dots, j; j \geq k$ .

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left\{ \frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega)]} \right\} \quad (3.38)$$

Então o processo estocástico  $k(z_i, t)$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) pode ser simulado pela série, definida em (3.39), com  $N \rightarrow \infty$ , conforme,

$$k(z_j, t) = 2 \sum_{m=1}^j \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_{ml})| \sqrt{\Delta\omega} \times \cos[\omega_{ml}t - \theta_{jm}(\omega_{ml}) + \Psi_{ml}] \quad (3.39)$$

em que:  $j = 1, 2, \dots, n$ ; e as frequências de índice duplo ( $\omega_{ml}$ ) são definidas pela Eq. (3.40):

$$\omega_{ml} = (l-1)\Delta\omega + \frac{m}{n}\Delta\omega \quad (3.40)$$

definidas para  $m = 1, 2, \dots, n; l = 1, 2, \dots, N$ .

Nas Equações (3.39) e (3.40),  $\Delta\omega = \omega_u/N$ , sendo  $\omega_u$  uma frequência superior de corte além da qual os elementos de  $\Phi(\omega)$  são considerados zero. Os  $\Psi_{1l}, \Psi_{2l}, \dots, \Psi_{nl}$  aparecendo na Eq. (3.39) são  $n$  sequências de ângulos de fase aleatórios independentes distribuídos uniformemente no intervalo  $[0, 2\pi]$ . Depois que as funções amostrais de  $\mathbf{k}(t)$  são simuladas, usando a Eq. (3.39) e então a Eq. (3.1), os históricos de tempo das velocidades do vento de tornado sobre as  $n$  alturas são finalmente obtidos.

### 3.1.3 Comparação entre os modelos de velocidade

Nesta seção, são apresentadas comparações entre os modelos de velocidade média ( $\bar{U}$ ), bem como a simulação da componente turbulenta ( $u$ ), que foram implementadas no *Software* MATLAB® (MATHWORKS, 2022). Tais resultados representam os campos de velocidade de vento atuantes em pontos de coordenada  $(x_0, y_0) = (-2000, 0)$  m localizados em diferentes alturas.

Os parâmetros comuns entre os modelos que foram utilizados para a gerar as velocidades médias ( $\bar{U}$ ) da Fig. 3.2 foram:  $R = 120$  m,  $U_{trans} = 10$  m/s,  $(x_0, y_0) = (-2000, 0)$  m e  $z = [20, 50, 80, 110]^T$  m. A Figura 3.2 compara as velocidades horizontais médias normalizadas ( $\bar{U}_h$ ) pela velocidade tangencial média máxima ( $\bar{V}_{max}$ ) dos três modelos apresentados na seção 3.1.1 (Kuo-Wen, Fujita e Baker) em função da distância radial normalizada ( $r/R$ ).

As comparações entre componentes de velocidade média ( $\bar{U}$ ) para os três modelos apresentados (Kuo-Wen, Fujita e Baker) e componentes turbulentas ( $u$ ) geradas de acordo com a seção 3.1.2, assim como a velocidade do tornado ( $U = \bar{U} + u$ ) são apresentadas no conjunto de Figuras 3.3, para  $R = 120$  m,  $U_{trans} = 10$  m/s,  $(x_0, y_0) = (-2000, 150)$  m e  $z = 80$  m.

Para realizar a geração de funções amostrais do vetor de processos estocástico de acordo com a Eq. (3.39), o parâmetro de intensidade da turbulência é adotado igual a  $I = 0,25$ , assim como, o valor para a frequência superior de corte  $\omega_u = 4.0$  rad/s e  $N = 2048$  (CHEN; LETCHFORD, 2004). As Figuras 3.3(a), 3.3(b) e 3.3(c) apresentam as componentes de velocidade de tornado referentes aos modelos de Kuo-Wen, Fujita e Baker, respectivamente, enquanto que a Fig. 3.3(d) apresenta as velocidade  $U(z, t)$  de acordo com a Eq. (3.1).

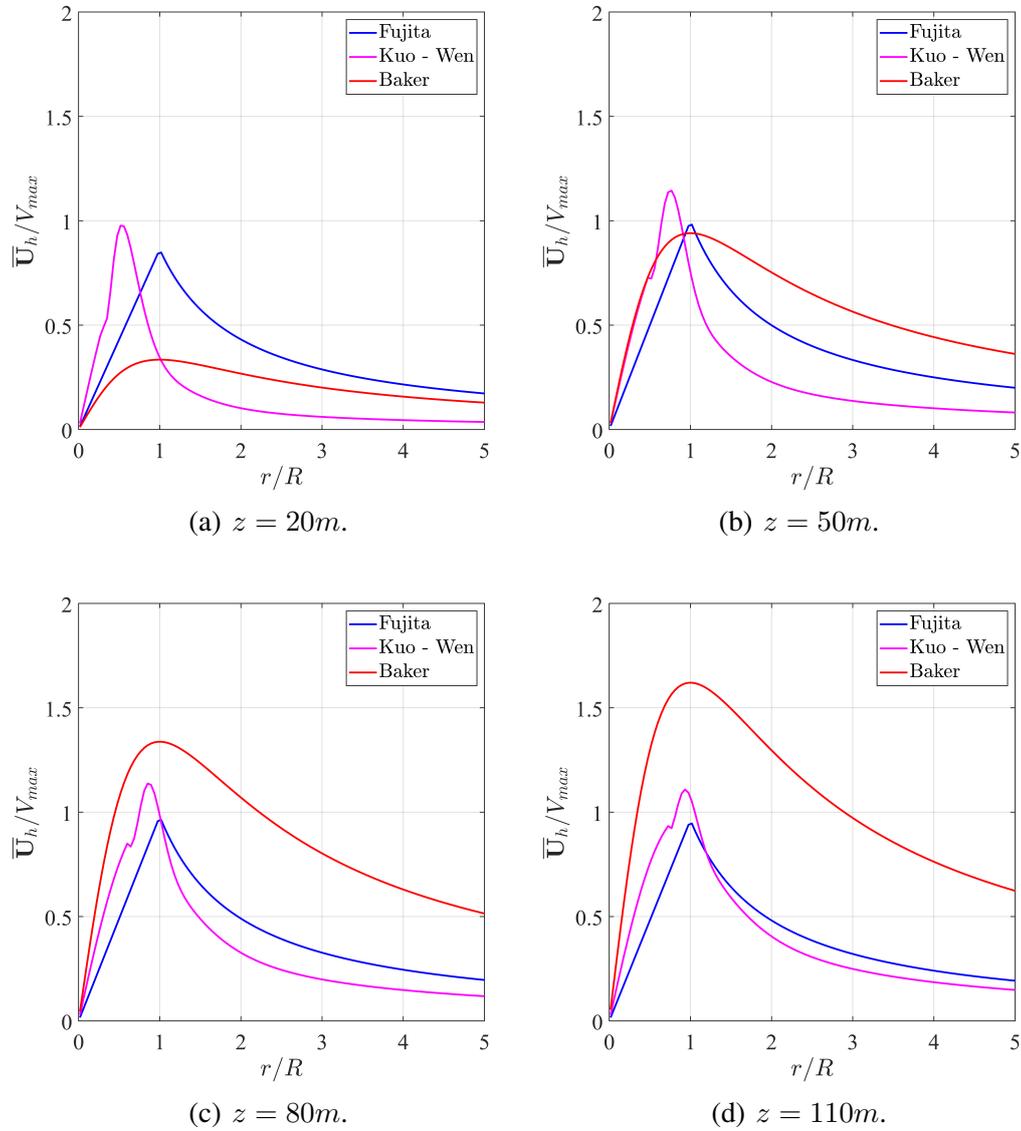
Com base na Figura 3.2, observa-se que o modelo de Baker apresenta a maior variação nas amplitudes de velocidade em função da variação do aumento da altura. Além disso, a distância radial normalizada  $r/R = 0$  representa a passagem do centro do tornado pelo centro da estrutura, conforme o esquema da Fig. 3.1. O comportamento dos modelos indica que a velocidade aumenta à medida em que  $r$  se aproxima de  $R$  ( $r/R \approx 1$ ), e decai exponencialmente quando  $r/R > 1$ . No entanto, para o modelo de Kuo-Wen observa-se que o pico de velocidade ocorre para relações  $r/R < 1$ , especialmente nas menores elevações ( $z = 20$  m e  $z = 50$  m). Observa-se que a consideração da turbulência na velocidade total ( $\bar{U} + u$ ) aumenta significativamente as velocidades de pico em relação à componente média ( $\bar{U}$ ), devendo influenciar diretamente nos resultados de fragilidade do sistema de LT.

## 3.2 Forças de vento em Linhas de Transmissão

Para determinar o efeito das ações de vento em torres treliçadas de aço, o IEC 60826 (2017) recomenda que a estrutura seja dividida em diferentes painéis, sendo a altura de cada painel é normalmente definida entre as ligações dos montantes, conforme a Fig. 3.4.

Para uma torre treliçada de seção retangular/quadrada, a força de vento  $F_w$ , em Newton,

Figura 3.2 – Comparação entre as velocidades horizontais médias normalizadas para cada modelo de tornado.

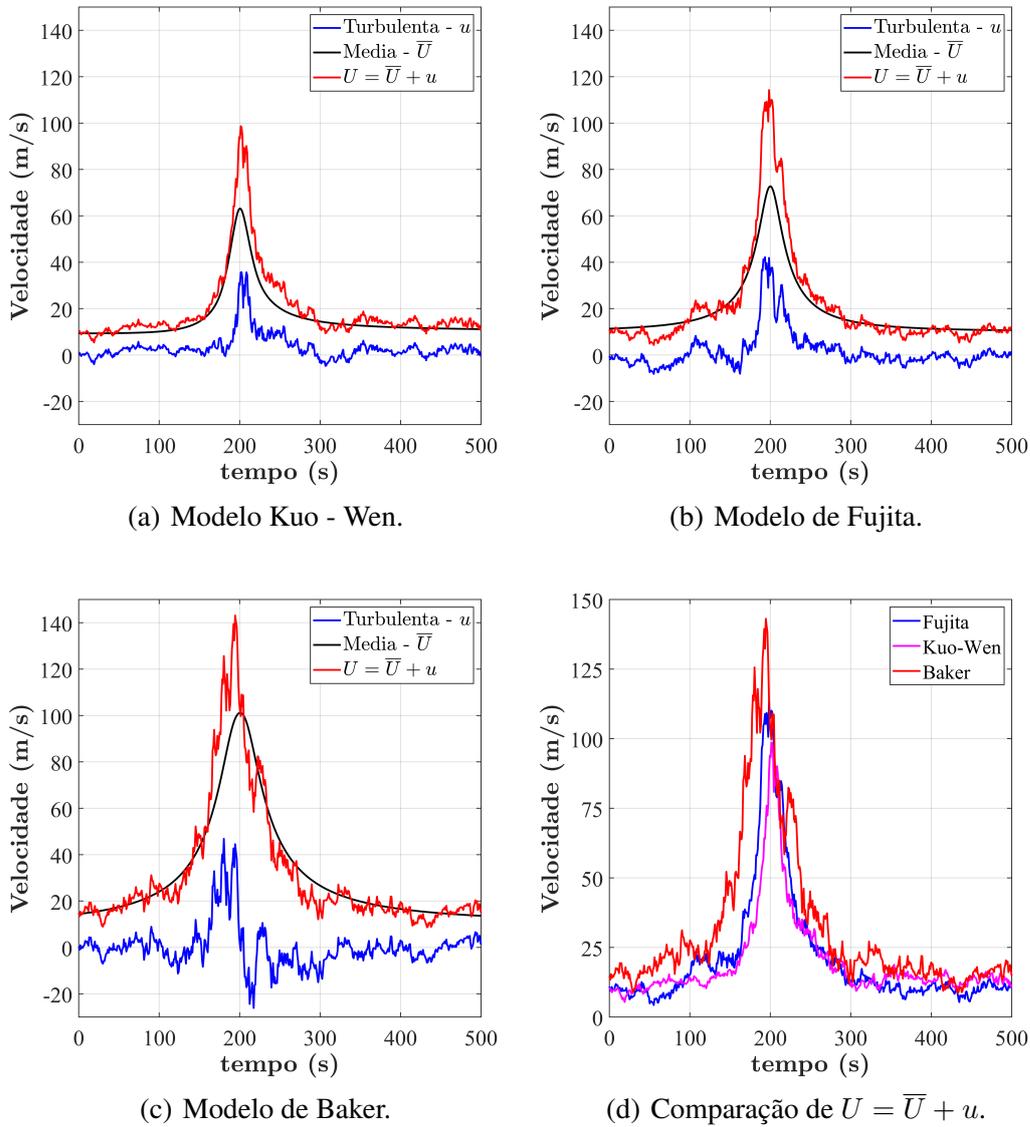


Fonte: Autor.

na direção do vento, aplicada no centro de gravidade do painel, é dada pela Eq. (3.41) como segue:

$$F_w = q_0((1 + 0,2\text{sen}^2(2\theta))(S_{t1} \times C_{xt1}\text{cos}^2(\theta)) + S_{t2} \times C_{xt2}\text{sen}^2(\theta))G_t \quad (3.41)$$

em que:  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência;  $\theta$  é o ângulo de incidência da direção do vento com a face perpendicular do painel, no plano horizontal;  $S_{t1}$  é a área total projetada da face 1, perpendicular do painel à direção do vento;  $S_{t2}$  é a área total projetada da face 2, adjacente à direção do vento do mesmo painel;  $C_{t1}$  e  $C_{t2}$  são os coeficientes de arrasto referentes às áreas  $S_{t1}$  e  $S_{t2}$ , respectivamente;  $\chi$  é a razão de solidez de um painel, dado pela divisão entre a área projetada dos membros e a área total projetada do painel; e  $G_t$  é o fator de vento combinado para os suportes.

Figura 3.3 – Componentes de velocidade do vento para cada modelo ( $z = 80m$ ).

Fonte: Autor.

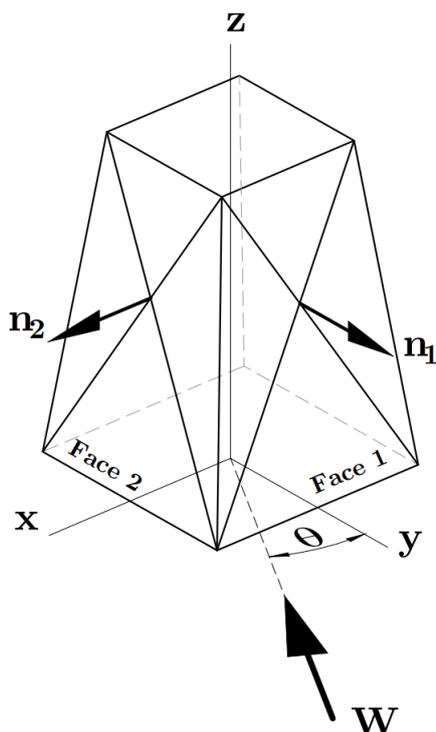
O efeito das ações de vento diretamente nos condutores e para-raios  $F_c$  devido à pressão de vento sobre um vão de tamanho  $L$ , aplicado no suporte em um ângulo  $\Omega$  com os condutores é dado pela seguinte expressão:

$$F_c = q_0 \times C_{XC} \times G_C \times G_L \times d \times L \times \text{sen}^2(\Omega) \quad (3.42)$$

em que:  $C_{XC}$  é o coeficiente de arrasto do condutor;  $G_C$  é o fator de vento combinado para o condutor, que depende da altura do condutor e da categoria do terreno;  $G_L$  é o fator do vão entre os suportes;  $d$  é o diâmetro do condutor;  $L$  é o vão de vento do suporte, igual à metade da soma do comprimento dos vãos adjacentes do suporte; e  $\Omega$  é o ângulo entre a direção do vento e o condutor.

Segundo o IEC 60826 (2017), a altura ( $z$ ) considerada para os condutores é o centro de

Figura 3.4 – Esquema de um segmento de torre para fins de ações de vento.



Fonte: Autor.

gravidade do condutor suspenso teoricamente localizado no terço inferior do arqueamento dos cabos. Para fins de determinação de esforços em sistemas de transmissão, é aceitável considerar  $z$  como a altura do ponto em que o condutor é ligado ao suporte da torre (para sistemas de circuito simples) ou a altura do meio do condutor (para sistemas de duplo circuito).

Nos isoladores, a força de vento é originada da força  $F_c$  transferida pelos condutores e da pressão de vento que atinge diretamente os isoladores  $F_i$ . Esta força é aplicada diretamente nos nós de ligação dos isoladores com o suporte na direção do vento, e sua intensidade é dada por:

$$F_i = q_0 \times C_{xi} \times G_t \times S_i \quad (3.43)$$

Na Eq. (3.43),  $C_{xi}$  é o coeficiente de arrasto dos isoladores, considerado igual a 1,20;  $G_t$  é o fator de vento combinado para o isolador, que é função da rugosidade do terreno e da altura do centro de gravidade do isolador; e  $S_i$  é a área da projeção do isolador. Nota-se que a contribuição da pressão de vento nos isoladores gera pouco efeito no projeto dos suportes. Conseqüentemente, é aceitável para a maioria das linhas a simplificação do cálculo da pressão de vento nos isoladores pela adoção conservadora da mesma pressão que atua nos suportes.



## 4 ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Um estudo precursor no desenvolvimento de uma técnica de análise para modelar a resposta não-linear de perfis cantoneira de torres de linhas de transmissão foi realizado por Al-Bermani (1990). Nesse modelo, uma abordagem de *Lumped Plasticity* em conjunto com uma superfície de escoamento no espaço de força é empregada para incorporar a não-linearidade do material. O modelo é capaz de prever a capacidade final da torre para casos de carga estática, detectando progressivamente a flambagem e o escoamento de vários membros.

Jiang *et al.* (2017) desenvolveram um software para realizar análises diretas de segunda ordem de torres treliçadas de aço que consideram os efeitos  $P - \delta$  (curvatura do membro) e  $P - \Delta$  (quadro lateral). Neste modelo, os efeitos conjuntos de deslizamento de parafusos e conexões semi-rígidas também são incorporados. Estes são modelados modificando a matriz de rigidez dos elementos da torre para levar em conta os elementos de mola sem dimensões em suas extremidades. O software também pode realizar verificações de capacidade de seção e é adequado tanto para análise estática quanto para projeto de torres treliçadas.

Lee e McClure (2006) derivaram a formulação de um elemento finito tridimensional de viga geral de seção tipo L para prever a resposta e capacidade final de perfis cantoneira de torres treliçadas de aço. A formulação considera excentricidades de carga, condições de contorno, não-linearidades geométricas e materiais. Este elemento é muito atrativo para a análise de grandes deformações elasto-plásticas em comparação com os modelos de elementos finitos de casca, devido ao esforço computacional.

### 4.1 Modelo Dinâmico Não-Linear Compacto

No presente estudo, será utilizada a técnica de análise dinâmica não-linear no domínio do tempo para a análise de seção de linhas de transmissão em situação de falha progressiva, apresentada por Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018), na qual todos os elementos principais da linha (condutores, para-raios, conjunto de isoladores e estruturas de suporte) são incorporados na análise. Um elemento finito especial viga-coluna apresentado por Kitipornchai e Chan (1987), será utilizado para simular as não-linearidades materiais e geométricas dos elementos principais das torres de treliça de aço.

A resposta dinâmica dos sistemas estruturais é formulada em termos das equações do movimento, que para sistemas lineares elásticos de vários graus de liberdade com amortecimento viscoso, são bem conhecidas e podem ser escritas em um formato matricial conveniente:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{P} \quad (4.1)$$

em que  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$ , e  $\mathbf{K}$  são as matrizes globais de massa, amortecimento viscoso e rigidez da estrutura, respectivamente;  $\ddot{\mathbf{u}}$ ,  $\dot{\mathbf{u}}$  e  $\mathbf{u}$  são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamentos dependentes do tempo; e  $\mathbf{P}$  é o vetor de forças aplicadas, também dependente do tempo. A técnica apresentada aplica um método de integração explícito baseado em um esquema central de diferenças finitas, que como consequência permite que o sistema possa ser resolvido de forma independente para cada grau de liberdade da estrutura, conforme Eq. (4.2). Diante disso, a matriz de rigidez global não é montada, logo as condições de contorno mudam abruptamente e consideração de ruptura dos cabos pode ser facilmente introduzida durante a análise (ALMINHANA; MASON; AL-BERMANI, 2018).

$$u_{i+1} = \frac{1}{2 + \alpha c_m \Delta t} \left[ \frac{(1 + \alpha)\alpha \left( p_i - \sum_{j=1}^N f_i^j \right) \Delta t^2}{m} + 2(1 + \alpha) \right] u_i - (2 - c_m \Delta t)\alpha u_{i-1} \quad (4.2)$$

em que  $u_{i+1}$ ,  $u_i$  e  $u_{i-1}$  são os deslocamentos nas etapas  $(i + 1)$ ,  $(i)$  e  $(i - 1)$  de um determinado grau de liberdade (GDL);  $m$  é a massa nodal;  $c_m$  é a constante de proporcionalidade entre o coeficiente de amortecimento e a massa nodal;  $p_i$  é a carga externa aplicada associada ao GDL; e  $\sum_{j=1}^N f_i^j$  é a soma das forças internas  $f_i^j$  dos  $N$  elementos conectados a um nó particular. O parâmetro  $\Delta t$  é a razão do tempo entre dois intervalos consecutivos, introduzido na Eq. (4.2) para permitir mudanças no intervalo de tempo durante a análise.

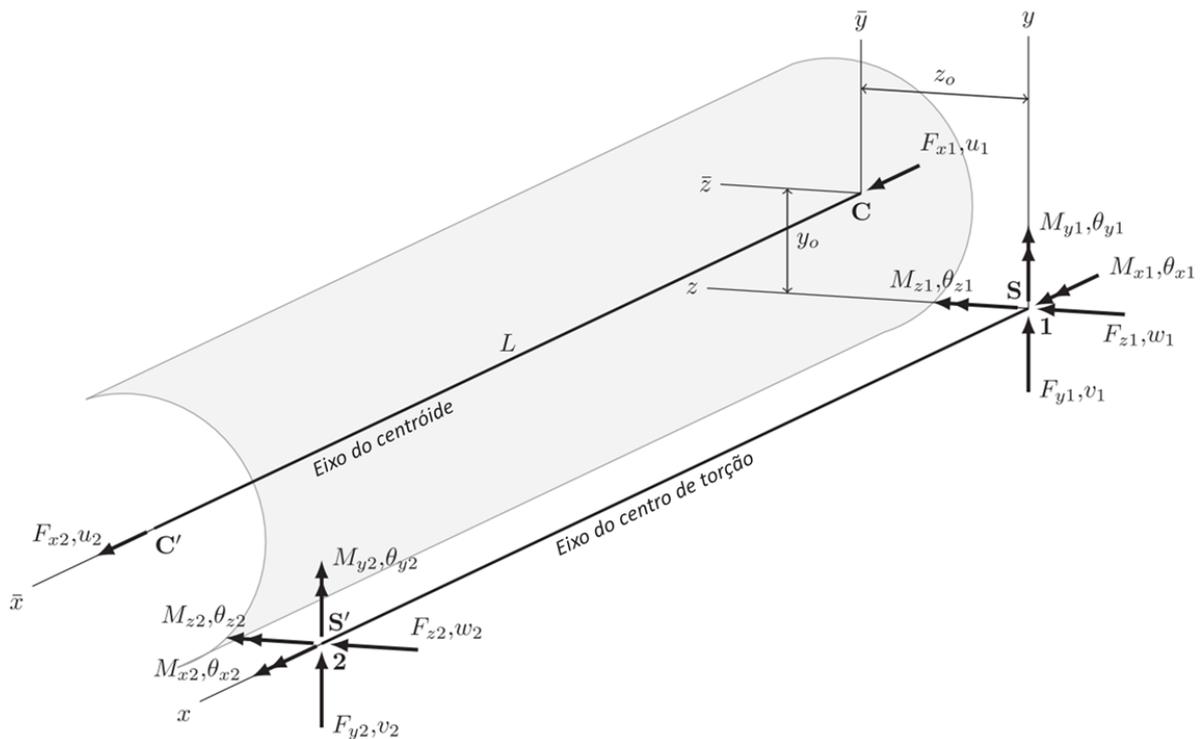
Os resultados dos dois estudos de caso apresentados mostram que a técnica computacional proposta pode ser usada para avaliar falhas em cascata (progressivo) de vários segmentos ao longo de uma linha de transmissão. Além disso, o procedimento de análise foi capaz de capturar as principais características de resposta dinâmica de testes físicos envolvendo rompimento de condutores e isoladores de uma linha de transmissão de circuito duplo de 138 kV (ALMINHANA; MASON; AL-BERMANI, 2018).

#### 4.1.1 Elemento viga-coluna

Seções abertas assimétricas de paredes finas, como cantoneiras, são amplamente utilizadas em treliças e torres de transmissão. Tais membros têm rigidez à torção e flexão relativamente baixa e são conectados excêntricamente. Kitipornchai e Chan (1987) desenvolveram uma matriz de rigidez geométrica para essas seções com base no método dos elementos finitos para tratar não-linearidades geométricas. O estudo deriva a matriz de rigidez geométrica do elemento para elementos angulares e vigas em T. A energia potencial total de um elemento de viga geral de paredes finas é formulada, incorporando a não-linearidade geométrica do elemento. Esta matriz pode simular o comportamento de grandes deslocamentos de pórticos espaciais nos quais a influência do empenamento da seção transversal da barra pode ser desprezada.

Os conceitos de plasticidade concentrada e superfície de escoamento são usados para tratar a não-linearidade do material e incluir o comportamento inelástico de grandes conjuntos de elementos viga-coluna de maneira eficiente (AL-BERMANI; KITIPORNCHAI, 1990). Nesta abordagem, assume-se que toda a seção transversal do elemento responde inelasticamente, e as tensões resultantes interagem umas com as outras para produzir o escoamento da seção. Espera-se que a plastificação total, ou seja, a formação de uma rótula plástica, ocorra sob a ação de forças axiais combinadas e momentos biaxiais nas extremidades do elemento. O aumento das tensões resultantes nesses locais faz com que as rótulas se formem, desencadeando uma redução na rigidez do elemento, que é contabilizada através de uma matriz plástica de redução. A plastificação das seções transversais é controlada por meio de uma superfície de escoamento que divide um espaço de força tridimensional em zonas elásticas e plásticas.

Figura 4.1 – Elemento viga-coluna.



Fonte: Adaptado de Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018).

A Fig. 4.1 representa um elemento viga-coluna prismático geral de paredes finas com seção transversal aberta. O sistema de coordenadas ortogonais  $(x, y, z)$  é selecionado de tal forma que os eixos  $y$  e  $z$  passam pelos centros de torção  $(S$  e  $S')$  da seção transversal pré-deformada e são paralelos aos eixos principais  $\bar{y}$  e  $\bar{z}$  da seção transversal. Um sistema de coordenadas paralelas  $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$  passa pelos centros da seção transversal final  $(C$  e  $C')$  do elemento. Desprezando os efeitos de empenamento (Hipótese de Vlasov), existem seis ações possíveis que podem ser aplicadas em cada extremidade do elemento de parede fina,  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$  com seis componentes de deslocamento correspondentes,  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ,  $\theta_x$ ,  $\theta_y$  e  $\theta_z$ . As relações

força-deslocamento do elemento podem ser escritas em um formato matricial como:

$$\mathbf{F}_i = \mathbf{F}_{i-1} + [\mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G + \mathbf{K}_P] \Delta \mathbf{u} \quad (4.3)$$

em que  $\mathbf{F}_{i-1}$  e  $\mathbf{F}_i$  são os vetores de força nas extremidades do elemento em dois passos de tempo consecutivos. A matriz de rigidez tangente  $\mathbf{K}_T = \mathbf{K}_E + \mathbf{K}_G + \mathbf{K}_P$  é obtida aumentando a matriz de rigidez elástica linear clássica  $\mathbf{K}_E$  por uma matriz de rigidez geométrica  $\mathbf{K}_G$  e uma matriz de redução plástica  $\mathbf{K}_P$ , que incorpora as não-linearidades geométricas e materiais, respectivamente. A montagem da matriz  $\mathbf{K}_E$  segue dos trabalhos de McGuire, Gallagher e Saunders (1982) e Kassimali (2012) e a derivação das matrizes  $\mathbf{K}_G$  e  $\mathbf{K}_P$  seguem de Kitipornchai e Chan (1987); Al-Bermani e Kitipornchai (1990) e Alminhana (2017).

O vetor  $\mathbf{u}$  (Eq. (4.4)) é o vetor de deslocamento nodal incremental entre o passo  $i$  e  $i - 1$  de tempo, referenciado à configuração do sistema no passo  $i - 1$ . O vetor  $\Delta \mathbf{u}$ , definido em (4.5) representa os deslocamentos naturais entre dois passos de tempo, calculado extraindo os efeitos do movimento de corpo rígido de  $\mathbf{u}$ , de acordo com (4.6).

$$\mathbf{u} = [u_1 \quad v_1 \quad w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad \theta_{z1} \quad u_2 \quad v_2 \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad \theta_{z2}]^T \quad (4.4)$$

$$\Delta \mathbf{u} = [0 \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad \theta_{y1n} \quad \theta_{y2n} \quad u_n \quad 0 \quad 0 \quad \theta_{xn} \quad \theta_{y2n} \quad \theta_{z2n}]^T \quad (4.5)$$

$$u_n = \sqrt{(L_{i-1} + u_2 - u_1)^2 + (v_2 - v_1)^2 + (w_2 - w_1)^2} - L_{i-1} \quad (4.6a)$$

$$\theta_{xn} = \theta_{x2} - \theta_{x1} \quad (4.6b)$$

$$\theta_{y1n} = \theta_{y1} + \mu_y \quad (4.6c)$$

$$\theta_{y2n} = \theta_{y2} + \mu_y \quad (4.6d)$$

$$\theta_{z1n} = \theta_{z1} - \mu_z \quad (4.6e)$$

$$\theta_{z2n} = \theta_{z2} - \mu_z \quad (4.6f)$$

em que  $L_{i-1}$  representa o comprimento do elemento esticado na configuração  $i - 1$ , e  $\mu_y$  e  $\mu_z$  são as rotações do corpo rígido em torno dos eixos  $z$  e  $y$ , respectivamente. Estes são calculados pelo conjunto (4.7):

$$\mu_y = \tan^{-1} \left[ \frac{v_2 - v_1}{L_{i-1} + u_2 - u_1} \right] \quad (4.7a)$$

$$\mu_z = \tan^{-1} \left[ \frac{w_2 - w_1}{L_{i-1} + u_2 - u_1} \right] \quad (4.7b)$$

A massa é concentrada nas extremidades do elemento e inclui os efeitos de inércia associados aos graus de liberdade rotacionais. Isto é compatível com a solução adotada para a análise dinâmica descrita na seção 4.1. A matriz de massa para o elemento viga-coluna é apresentada em Alminhana (2017).

### 4.1.2 Superfície de escoamento

Uma superfície de escoamento de equação única foi desenvolvida por Al-Bermani e Kitipornchai (1990) para modelar a plastificação de seções cantoneira de aço sob uma combinação de força axial e momentos em torno dos eixos principais, sendo que essas equações possuem expressões relativamente complexas, pois foram derivadas para seções cantoneira com abas desiguais. Essas equações foram inicialmente utilizadas como critérios de escoamento para o elemento viga-coluna descrito na Seção 4.1.1. No entanto, elas se mostraram inadequadas para análises dinâmicas onde um número muito grande de passos de tempo é necessário e transições abruptas entre regimes elástico e plástico são comuns.

Para contornar essa limitação, um procedimento numérico foi empregado por Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018) para localizar um grande número de pontos na superfície de escoamento, correspondendo a uma combinação de força axial e momentos fletores em torno dos eixos principais de inércia que causam a plastificação total da seção transversal. Uma técnica de ajuste de curva foi usada para ajustar uma equação adequada para esses pontos. A Figura 4.2(a) ilustra os eixos centroidais para seções cantoneiras de abas iguais. Como apenas seções de abas iguais são consideradas neste estudo, o ângulo entre os eixos  $z$  e  $u$  é  $\beta = 45^\circ$ . Para fins de cálculo de força e momento, a seção transversal é dividida em uma malha de áreas elementares  $\Delta A$ , conforme indicado na Fig. 4.2(b). A malha é separada em uma zona comprimida e uma zona tracionada por um eixo neutro arbitrário, cuja posição é definida pelos pontos  $\mathbf{P}_1$  e  $\mathbf{P}_2$ , selecionados dentro do quadrado que circunscreve a seção transversal. Um gerador de números aleatórios é usado para produzir as amostras das coordenadas. Uma vez que a posição do eixo neutro é definida, a força axial resultante  $P$  é obtida pela soma das tensões em todas as áreas elementares, de acordo com:

$$P = \sum_{i=1}^{N_e} \text{sign}(\mathbf{n} \cdot \mathbf{D}) \sigma_y \Delta A_i \quad (4.8)$$

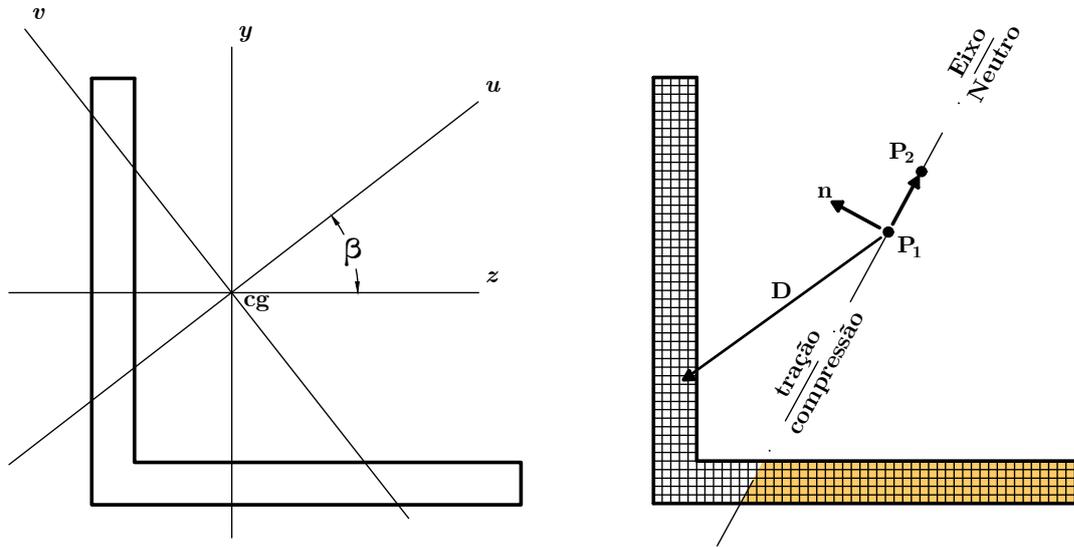
em que  $\mathbf{n}$  é um vetor normal ao eixo neutro orientado à esquerda de  $\overline{\mathbf{P}_1\mathbf{P}_2}$ ,  $\mathbf{D}$  é o vetor posição entre o centro de cada  $\Delta A$  e  $\mathbf{P}_1$ ,  $\sigma_y$  é a tensão de escoamento do material e  $N_e$  é o número total de áreas elementares. O sinal do produto escalar  $\mathbf{n} \cdot \mathbf{D}$ , na Eq. (4.8), indica se  $\Delta A$  está sob tração (positivo) ou compressão (negativo). Os momentos fletores resultantes em relação aos eixos principais ( $M_v$  e  $M_u$ ) também são obtidos integrando numericamente cada área elementar em torno dos eixos  $v$  e  $u$ , respectivamente:

$$M_v = \sum_{i=1}^{N_e} \text{sign}(\mathbf{n} \cdot \mathbf{D}) \sigma_y \Delta A_i u_i \quad (4.9a)$$

$$M_u = \sum_{i=1}^{N_e} \text{sign}(\mathbf{n} \cdot \mathbf{D}) \sigma_y \Delta A_i v_i \quad (4.9b)$$

Nas equações (4.9)  $v_i$  e  $u_i$  são as coordenadas de cada área elementar  $\Delta A_i$  em relação aos eixos principais. Com intuito de generalizar os resultados para qualquer tamanho de seção

Figura 4.2 – Seção transversal idealizada.



(a) Orientação dos eixos do centróide.

(b) Malha da seção com eixo neutro arbitrário.

Fonte: Alminhana (2017).

transversal, a força axial  $P$ , e os momentos fletores,  $M_v$  e  $M_u$ , são normalizados pelos valores de carga de esmagamento ( $P_y$ ) e momentos plásticos em relação aos eixos principais ( $M_{pv}$  e  $M_{pu}$ ), respectivamente, de acordo com:

$$p = \frac{P}{P_y} \quad (4.10a)$$

$$m_v = \frac{M_v}{M_{pv}} \quad (4.10b)$$

$$m_u = \frac{M_u}{M_{pu}} \quad (4.10c)$$

A Eq. (4.11), derivada através de uma técnica de ajuste de curva, expressa a aproximação da superfície de escoamento exata em termos de força axial e momentos fletores biaxiais normalizados, na qual o parâmetro  $m_{v,lim}$  definido em (4.12), controla a transição da equação (4.11), como segue:

$$\Phi(p, m_v, m_u) = \begin{cases} p^2 - \text{sign}(m_v)|m_v|^{1.05} + (1+p)^2 m_u^2 & m_v \leq m_{v,lim} \\ p^2 + \text{sign}(m_v)|m_v|^{1.05} + (1-p)^2 m_u^2 & m_v > m_{v,lim} \end{cases} \quad (4.11)$$

$$m_{v,lim} = 2 \text{sign}(p) \left[ \frac{|1-p|^2}{1_p^2} \right]^{\frac{1}{1.05}} \quad (4.12)$$

Com base nos resultados apresentados por Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018), a superfície de escoamento dada pela Eq. (4.11) fornece uma boa aproximação da superfície

de escoamento exata calculada numericamente. A superfície aproximada também mantém os requisitos de suavidade, convexidade e continuidade de uma superfície de escoamento exata, exceto na interseção das duas expressões na Eq. (4.11), onde são possíveis dois valores para o vetor gradiente  $\nabla\Phi$ . No ponto de interseção,  $\nabla\Phi$  é calculado como a média de ambos os valores. As componentes do vetor gradiente  $\nabla\Phi$  são obtidas pela diferenciação da Eq. (4.11) em relação à força axial normalizada  $p$  e momentos fletores  $m_v$  e  $m_u$ . Como as duas equações são possíveis em (4.11), podem ser usados dois conjuntos de derivadas parciais:

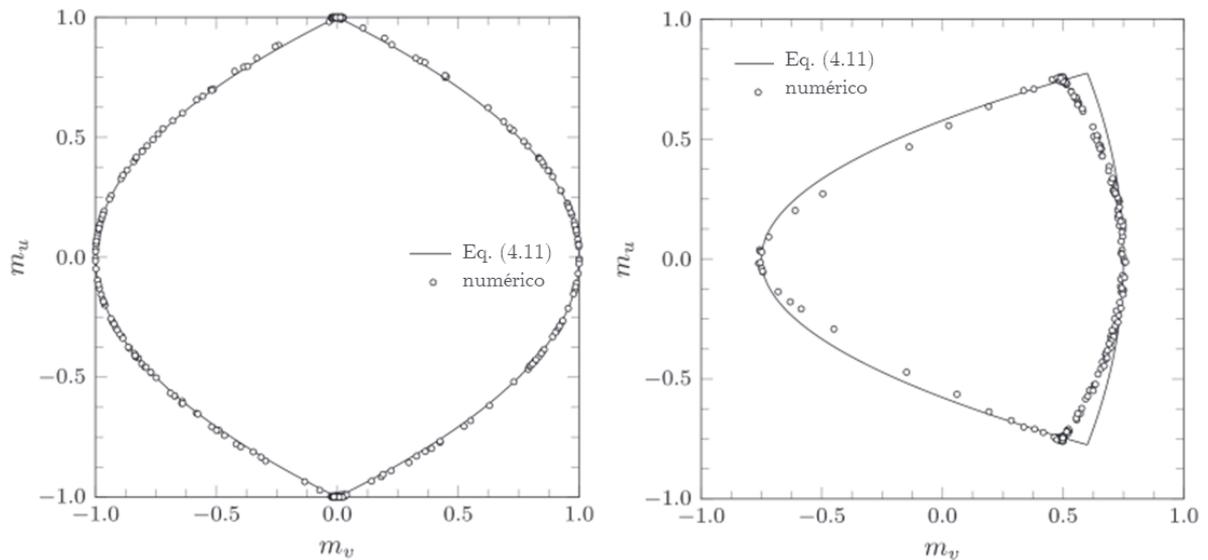
$$\frac{\partial\Phi}{\partial p} = \begin{cases} 2p + 2(1+p)m_u^2 & m_v \leq m_{v,lim} \\ 2p - 2(1-p)m_u^2 & m_v > m_{v,lim} \end{cases} \quad (4.13a)$$

$$\frac{\partial\Phi}{\partial m_v} = \begin{cases} -1.05|m_v|^{0.05} & m_v \leq m_{v,lim} \\ 1.05|m_v|^{0.05} & m_v > m_{v,lim} \end{cases} \quad (4.13b)$$

$$\frac{\partial\Phi}{\partial m_u} = \begin{cases} 2(1+p)^2 m_u & m_v \leq m_{v,lim} \\ 2(1-p)^2 m_u & m_v > m_{v,lim} \end{cases} \quad (4.13c)$$

A Fig. 4.3 compara as superfícies de escoamento aproximadas para tração axial ( $p \geq 0$ ) usando a Eq. (4.11) com os resultados de pontos de superfície de escoamento calculados com o esquema numérico descrito.

Figura 4.3 – Comparação entre a superfície de escoamento numérica e a Eq. (4.11).



(a) Força axial normalizada  $p = 0,00$ .

(b) Força axial normalizada  $p = 0,50$ .

Fonte: Adaptado de Alminhana, Mason e Al-Bermani (2018).



## 5 AVALIAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA

Neste capítulo serão abordadas as formulações referentes à estimativa da probabilidade de falha com base na metodologia PBE, bem como são definidos os níveis de desempenho associados aos níveis de dano aos quais a estrutura está sujeita quando submetidas às ações de tornados. Conceitos gerais sobre curvas de fragilidade e curvas de ameaça de ventos de tornados são apresentados nas seções 5.2 e 5.3, assim como suas utilizações no escopo deste trabalho.

### 5.1 Conceitos gerais

A formulação geral da metodologia PBE definida na Eq. (2.13) pode ser simplificada ao se ignorar as etapas de decisão e de dano, bem como as integrais sobre os parâmetros estruturais e de interação, de forma a obter uma formulação associada diretamente aos estados limites a serem considerados. Nas análises de confiabilidade envolvendo eventos sísmicos, a probabilidade de falha é geralmente avaliada em termos da taxa anual de falhas ( $\lambda_{LS}$ ), que é determinada a partir da convolução de curvas de fragilidade - as quais representam a resposta da estrutura dada a excitação sísmica - com as curvas de ameaça sísmica, que refletem as probabilidades anuais de ocorrência das intensidades sísmicas para um local específico, conforme a Eq. (5.1) (CORNELL *et al.*, 2002; KENNEDY *et al.*, 1980):

$$\lambda_{LS} = \int_0^{+\infty} h(\mathbf{IM}) \cdot f(\mathbf{IM}) d\mathbf{IM} \quad (5.1)$$

em que,  $h(\mathbf{IM})$  é a curva de ameaça para um local específico;  $f(\mathbf{IM})$  é a derivada da função de fragilidade, ou função de densidade de probabilidade log-normal. O índice  $LS$  na (5.1) é referente ao estado limite (ou nível de desempenho) associado aos danos considerados na estrutura.

Para cada estado limite, curvas de fragilidade diferentes são utilizadas na avaliação das taxas de falha. A probabilidade de falha, para cada estado limite, pode ser obtida pela integração das taxas de falha ( $\lambda_{LS}$ ) no tempo para uma vida de projeto  $t_d$  (anual ou 50 anos), conforme:

$$P_{f, LS} = 1 - \exp(-\lambda_{LS} t_d) \quad (5.2)$$

Vale destacar que, para que a Eq. (5.2) seja válida, a taxa de falhas não deve incluir variáveis não-ergódicas, ou seja: variáveis que não variam de forma independente entre uma e outra realização da ação, como as incertezas nos parâmetros estruturais ( $SP$ ) e nos parâmetros de interação ( $IP$ ). A inclusão destas variáveis ofende a hipótese de independência implícita no modelo de Poisson e os erros podem ser significativos quando as taxas de falha são integradas no tempo, para fornecer probabilidades de falha ao longo da vida de projeto. Em estudo recente, Beck, MARA BOSSE e DURCI RODRIGUES (2022) mostram como variáveis não-ergódicas

podem ser incorporadas à solução, sem ofender o modelo de Poisson. Além disso, os autores mostram que o erro envolvido na inclusão de variáveis não-ergódicas nos cálculos de probabilidade de falha ao longo da vida pode ser da ordem de 10 a 15%.

De fato, o PBE foi amplamente desenvolvido e empregado em edifícios e outras estruturas, principalmente na Engenharia sísmica. No entanto, estruturas de linha de transmissão típicas não são projetadas para excitações sísmicas e ventos não-sinóticos de alta intensidade. Portanto, os estados limites definidos das análises PBE do presente estudo são adaptados da avaliação PBEE em estruturas de linhas de transmissão desenvolvida em Miguel, Alminhana e Beck (2021), baseados nos critérios estabelecidos em Poland *et al.* (1995) e Priestley (2007). A partir disso, três estados limites são definidos neste estudo: Serviço (*ELS*), Controle de Dano (*ELCD*) e Colapso (*ELC*), descritos como:

- Estado limite de Serviço (*ELS*): Neste, espera-se que nenhuma ação de reparo crucial seja necessária se este estado limite for excedido.
- Estado limite de Controle de Dano (*ELCD*): Pode ser definido como o estado limite em que uma certa quantidade de dano reparável é aceitável, mas o custo do reparo deve ser significativamente menor do que o custo da substituição.
- Estado limite de Colapso (*ELC*): Também chamado estado limite último (*ELU*), neste esperam-se danos extensos a um nível em que os custos de reparo não sejam mais econômicos. A violação deste estado limite caracteriza o colapso estrutural.

## 5.2 Curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade são ferramentas estatísticas que representam a probabilidade condicional de excedência de um determinado estado de dano - **DM** (ou desempenho) em função de um parâmetro de demanda. No âmbito da análise estrutural, a curva de fragilidade é definida como a probabilidade de falha condicional de uma estrutura, elemento ou componente, dada a intensidade de um carregamento - **IM**. A falha não é necessariamente o colapso da estrutura. Quando o desempenho da estrutura ou componente é descrito por uma medida de dano (**DM**) pertinente, então "falha" pode ser expressa por meio de um limite (**Ds**). De acordo com a segunda definição, a falha ocorre quando a demanda excede uma capacidade limite definida. Porter, Kennedy e Bachman (2007) fornecem uma visão geral de várias metodologias para a estimativa de curvas de fragilidade por simulação numérica, além de apresentarem diferentes procedimentos para a criação de funções de fragilidade a partir de dados experimentais ou observados.

A expressão mais geral de uma curva de fragilidade como uma probabilidade condicional a determinada medida de dano - **IM** é dada por:

$$P_f(\mathbf{IM}) = P(\mathbf{DM} > \mathbf{Ds}|\mathbf{IM}) \quad (5.3)$$

Na prática, a curva de fragilidade é geralmente expressa como uma função de distribuição log-normal. O uso de funções log-normais para representar curvas de fragilidade é muito comum no contexto da engenharia baseada em desempenho. Nesta abordagem, assume-se que a capacidade estrutural é distribuída log-normalmente, com parâmetros da distribuição log-normal ( $\lambda$  e  $\xi$ ) determinados a partir de resultados de simulação. Isso permite escrever as curvas de fragilidade como a Função de Distribuição Cumulativa (CDF), conforme:

$$F(\mathbf{IM}) = \Phi \left( \frac{\ln(\mathbf{IM}) - \lambda}{\xi} \right) \quad (5.4)$$

sendo,  $f(\mathbf{IM})$  a função de densidade de probabilidade da distribuição log-normal (derivada da função de distribuição acumulada), conforme a Eq.(5.5):

$$f(\mathbf{IM}) = \frac{1}{\xi \mathbf{IM} \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{\ln(\mathbf{IM}) - \lambda}{\xi} \right)^2 \right] \quad (5.5)$$

com  $\lambda$  e  $\xi$  os parâmetros da função de fragilidade log-normal, obtidos a partir de simulação.

Quando existem dois parâmetros de medidas de intensidade, e as probabilidades condicionais são funções desses dois parâmetros, a fragilidade pode ser aproximada por uma superfície cujas probabilidades são distribuídas de forma conjunta e dependentes da correlação entre as variáveis. A distribuição normal bivariada é uma das formas pela qual se pode construir a superfície de fragilidade quando as fragilidades marginais são distribuições log-normais, de forma que a função de distribuição cumulativa conjunta é dada por:

$$F_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, \rho) = \int_{-\infty}^{x_2} \int_{-\infty}^{x_1} f_{\mathbf{x}}(u, v, \rho) dudv = \Phi_2 \left( \frac{\mathbf{x} - \lambda}{\xi}, \rho \right) \quad (5.6)$$

em que,  $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}, \rho)$  é a função de densidade conjunta;  $\mathbf{X} = \ln(\mathbf{IM})$ ; e  $\rho$  é o coeficiente de correlação entre as variáveis.

### 5.3 Curvas de ameaça de tornados

Curvas de ameaça expressam as probabilidades, geralmente anuais, de determinado fenômeno exceder a intensidade  $IM$  em um local específico. Sob ações de vento, a medida de intensidade  $IM$  típica é a velocidade do vento. Graficamente, a função de ameaça representa uma hipérbole no espaço log-log com assíntotas representadas pela assíntota horizontal referente à uma probabilidade anual de excedência,  $H_0$ , e assíntota vertical referente à uma intensidade máxima, neste caso, velocidade máxima  $V_{max}$ .

Uma função tipicamente usada para descrever curvas de ameaças de velocidade de vento é apresentada por Bradley *et al.* (2007) e modificada em Stoner e Pang (2021) para a aplicação na avaliação de riscos de tornados, conforme a Eq. (5.7):

$$h_V(v) = H_0 \exp \left[ \frac{\alpha}{\ln \left( \frac{v}{V_{max}} \right)} \right] \quad (5.7)$$

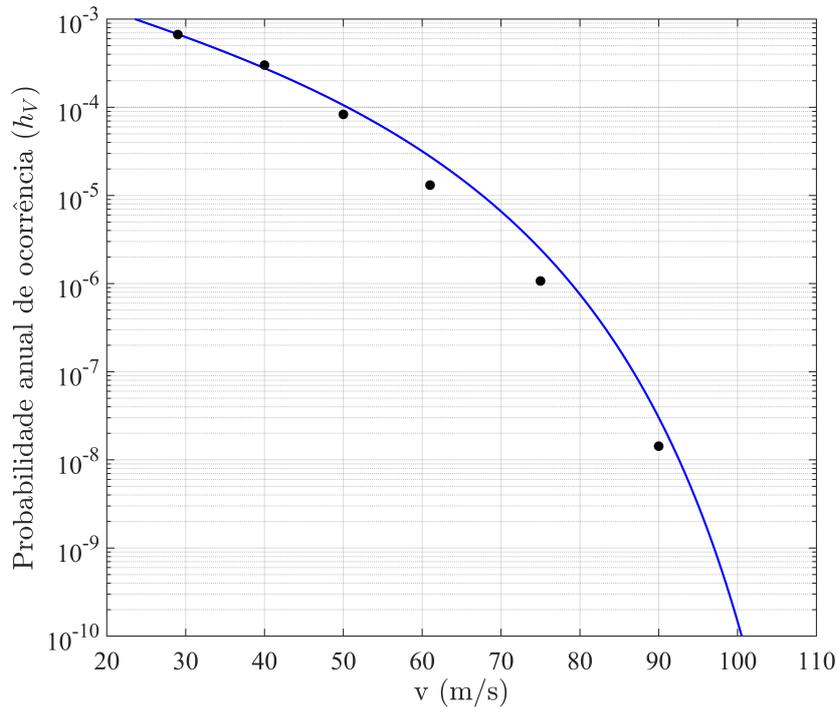
Nesta equação, a probabilidade anual de excedência  $h_V$  é uma função dos parâmetros ajustados  $H_0$  e  $\alpha$ , bem como o limite superior de velocidade do vento  $V_{max}$  (rajada de 3 seg.), correspondente ao evento de tornado de maior intensidade observado, e a velocidade do vento de entrada  $v$  associada à probabilidade anual de ocorrência dada pela curva.

Destá-se que, dada a dificuldade de previsão e de medição, as velocidades de tornado são estimadas a partir do dano observado, em que a *Enhanced Fujita Scale* (Escala EF) é usada para atribuir a um tornado uma "classificação" com base na velocidade do vento estimada e nos danos relacionados. Quando os danos relacionados ao tornado são pesquisados, eles são comparados a uma lista de Indicadores de danos (*DI*s) e Graus de danos (*DoD*) que ajudam a estimar melhor a faixa de velocidades do vento que o tornado provavelmente produziu. A partir disso, é atribuída uma classificação (de EF0 a EF5). A escala EF utiliza como referência rajadas de 3 segundos estimadas no ponto de dano, com base em um julgamento de 10 graus de dano para os 28 indicadores de dano (MCDONALD; MEHTA, 2006).

Para desenvolver cada curva de risco, a probabilidade média anual de ocorrência de cada intensidade EF deve ser obtida a partir de mapas de risco construídos a partir de registros de tornados. No entanto, como os registros deste tipo de fenômeno para a realidade brasileira são extremamente escassos, o que se propõe para esta pesquisa é utilizar probabilidades de excedência anual provenientes de locais em que os registros de tornado possibilitaram obtenção destas estatísticas, como é o caso dos Estados Unidos. A partir disso, uma curva de ameaça de tornado será ajustada a partir dos dados de ocorrência anual para os EUA, que será adotada para representar a atividade de tornado da região brasileira de maior probabilidade de ocorrência, como por exemplo a região Oeste do estado de Santa Catarina.

A probabilidade média anual de ocorrência de cada escala de EF pode ser obtida a partir dos mapas de risco de tornado criados para os Estados Unidos contíguos por Standohar-Alfano e Lindt (2015). Os gráficos indicam a probabilidade anual de experimentar uma velocidade de vento EF0-EF5 em qualquer ponto nos Estados Unidos continentais, baseados em registros de 1970 a 2011. As probabilidades anuais de ocorrência de tornado, segundo este estudo, variam de  $10^{-4}$  a  $10^{-6}$  para as regiões conhecidas como *Tornado Alley* (incluindo o centro do Texas, grande parte de Oklahoma, Kansas, Nebraska e Dakota do Sul) e *Dixie Alley* (incluindo os estados do Arkansas, Mississippi e Louisiana).

A Fig. 5.1 apresenta a curva de ameaça da velocidade ( $h_V$ ), ajustada para a cidade de Norman, no estado de Oklahoma, a partir dos mapas de risco de tornado desenvolvidos em Standohar-Alfano e Lindt (2015). Este local específico foi selecionado, pois representa uma região de alta atividade de tornados, localizado no *Tornado Alley*, assim como em Masoomi e Lindt (2016). A curva  $h_V$  é determinada a partir do ajuste da Eq. (5.7) nos pontos de probabilidade de excedência dos limites inferiores de cada categoria EF. O que se propõe é utilizar curva de ameaça da Fig. 5.1 como representativa das probabilidades de ocorrência do estado de Santa Catarina, região assumida como o local de estudo do presente trabalho.

Figura 5.1 – Curva de ameaça  $h_V$  ajustada para o estado de Oklahoma (EUA).

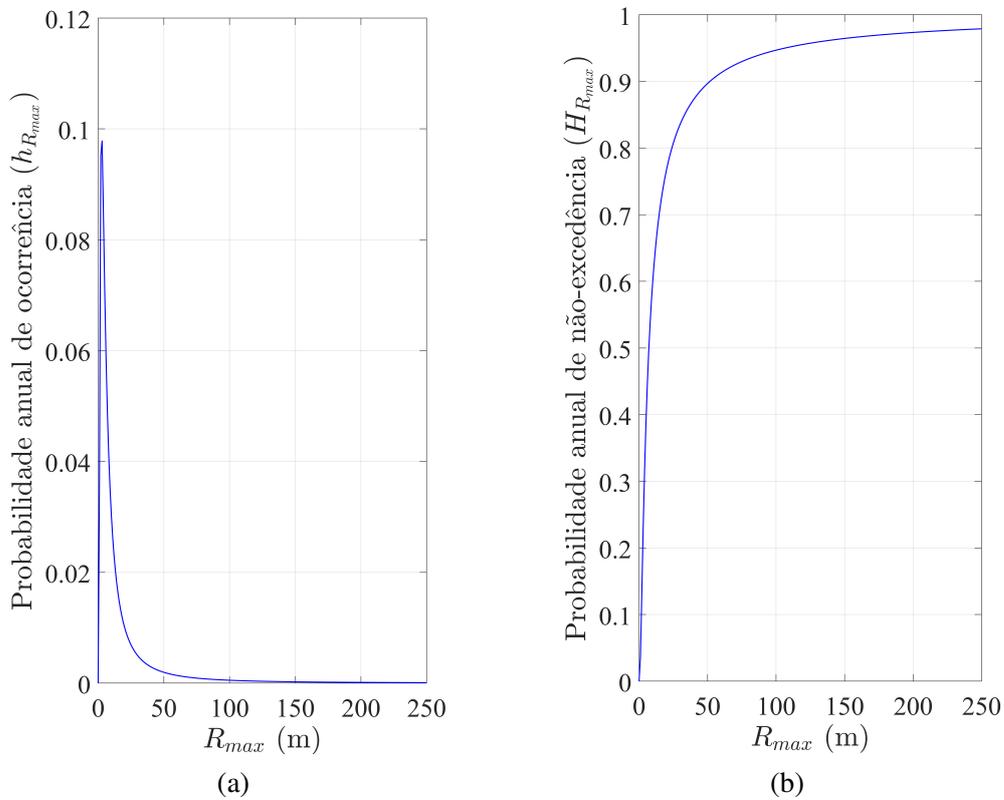
Fonte: Autor.

Diferente dos terremotos, os tornados são eventos extremamente localizados que podem assumir diferentes tamanhos, em termos de raio e caminho. Portanto, relação do tamanho dos tornados com a intensidade de seus danos é importante na modelagem de ameaça (SCHAEFER; KELLY; ABBEY, 1986; MCCARTHY, 2003). Baseado em um conjunto de dados de tornados do Centro de Previsão de Tempestades do Serviço Nacional de Meteorologia (NWS-USA) nos Estados Unidos de 1950 a 2001, Le e Caracoglia (2020a) apresentam um modelo de distribuição de escalas de comprimento radial ( $R_{max}$ ) para o estado de Oklahoma. Para tanto, as larguras do caminho foram convertidas em estimativas aproximadas de escalas de comprimento radial pela multiplicação de uma única constante (ou seja,  $R_{max} = \text{Largura do caminho} \times \gamma$ ). O valor  $\gamma = 0.15$  é adotado por Le e Caracoglia (2020a) como um valor intermediário aos utilizados em outros trabalhos (a saber, Twisdale e Dunn (1983), Prevatt, Bhusar e Roueche (2016)).

A Fig. 5.2 ilustra a distribuição das escalas de comprimento radial modelada ( $R_{max}$ ) usando a distribuição Weibull inversa (Eq. (5.8)), que foi escolhida em vez da distribuição Weibull normalmente usada (por exemplo, Brooks (2004)) para capturar adequadamente a grande ocorrência dos valores pequenos de raio. Os parâmetros da equação (5.8) para o ajuste da curva da Fig. 5.2 são  $\sigma = 5.47$ ,  $\mu = 5.27$ , e  $k = 1.02$ . Além disso, a CDF da distribuição Weibull inversa ( $H_{R_{max}}$ ) é capaz de representar a tendência de escalas de comprimento radial mais baixas, onde reside a maioria das ocorrências.

$$h_R = \frac{1}{\sigma} \exp \left\{ - \left[ 1 + k \frac{(R - \mu)}{\sigma} \right]^{-\frac{1}{k}} \right\} \left[ 1 + k \frac{(R - \mu)}{\sigma} \right]^{-1 - \frac{1}{k}} \quad (5.8)$$

Figura 5.2 – Curva de ameaça  $h_R$  e respectiva CDF  $H_R$  ajustadas para o estado de Oklahoma (EUA).



Fonte: Adaptado de Le e Caracoglia (2020a).

Observa-se que, para o escopo deste trabalho, as variáveis velocidade e raio são consideradas independentes, de modo que as probabilidades associadas ao raio (Fig. 5.2) não dependem da intensidade do tornado. No entanto, trabalhos como Brooks (2004) e McCarthy (2003) mostram que a espessura do caminho do tornado (ou diâmetro) tendem a aumentar em função da intensidade.

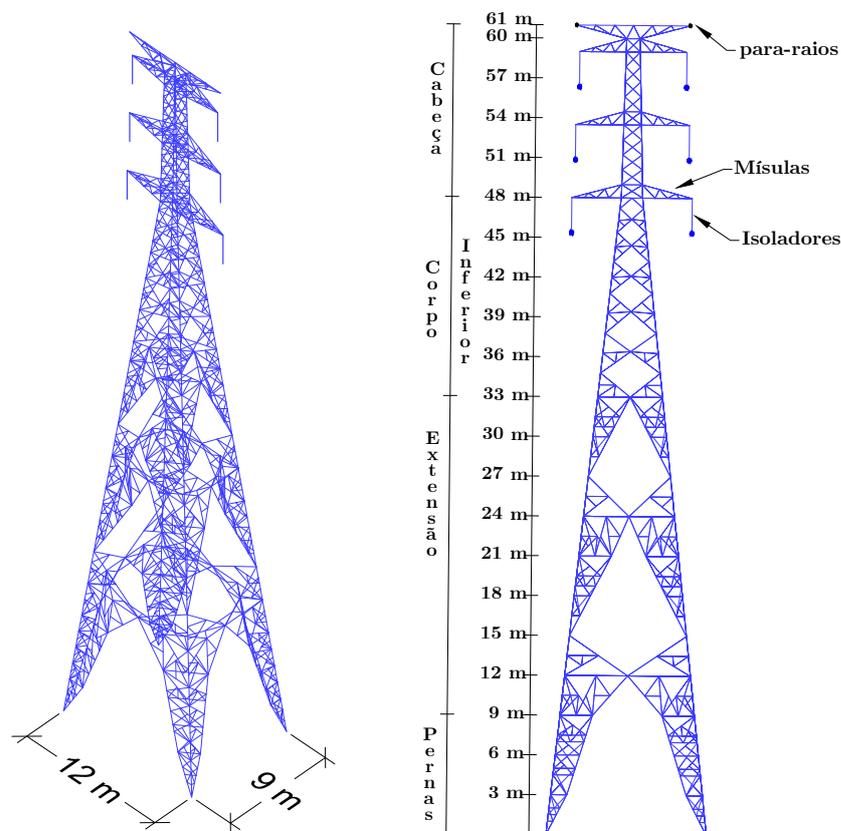
## 6 ESTUDO DE CASO

Nesta seção, será apresentado o estudo de caso realizado para investigar as respostas do segmento de linha de transmissão composto por 3 torres treliçadas de aço autoportante de duplo circuito de 230 kV sujeitas à ações de tornados, considerando como local de estudo à região referente ao estado de Santa Catarina, cujas curvas de ameaça são adotadas a partir das probabilidades de tornado obtidas para o estado de Oklahoma (EUA), devido a escassez de dados para a construção de probabilidades associadas a este fenômeno para o Brasil.

### 6.1 Descrição da torre

A torre treliçada de aço autoportante de duplo circuito de 230 kV utilizada no presente estudo tem altura total de 61 m e uma base retangular de 9 m × 12 m nas direções longitudinal (X) e transversal (Y), respectivamente (Ver Fig. 6.1).

Figura 6.1 – Torre de circuito duplo de 230 kV.

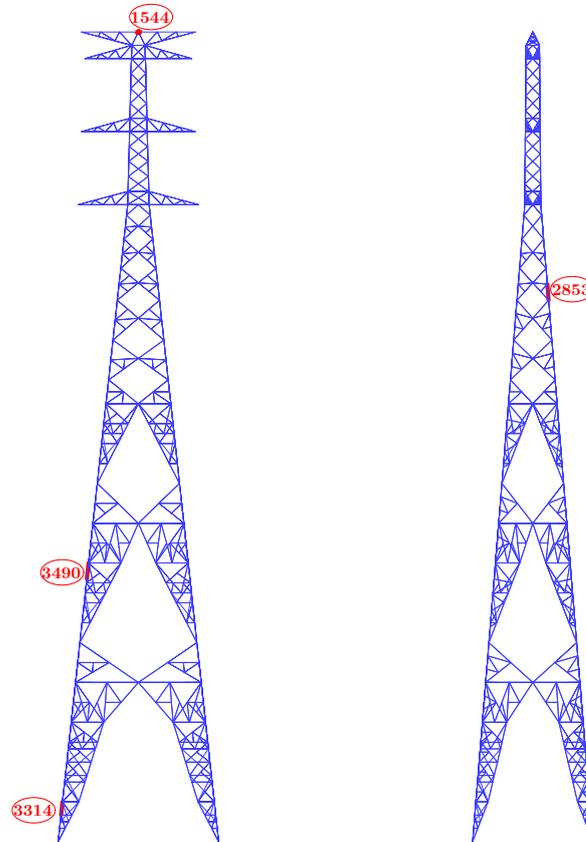


Fonte: Autor.

Todos os membros da torre são cantoneiras de aço estrutural com resistência ao escoamento de 350 MPa. As torre foram dimensionadas para um vão máximo de vento de  $a_m = 450$  m e vão de peso de  $a_g = 600$  m. As cargas de vento foram calculadas seguindo os procedimentos

da IEC 60826 (2017), com base em uma pressão de vento dinâmica de referência de  $q_0 = 623$  Pa a uma altura de 10 m para uma rugosidade do terreno de categoria B.

Figura 6.2 – Perfis longitudinal e transversal da torre.



Fonte: Autor.

A pressão de vento dinâmica de referência para qual a torre foi projetada, determinada com base na Eq. (6.1) do IEC 60826 (2017), é associada à uma velocidade de referência medida à 10 m sobre um período médio de 10 minutos, diferentemente da velocidade básica de vento da ABNT NBR 6123 (1988) que é medida sobre 3 segundos.

$$q_0 = \frac{1}{2} \tau \mu (K_R V_{R,10 \text{ min}})^2 \quad (6.1)$$

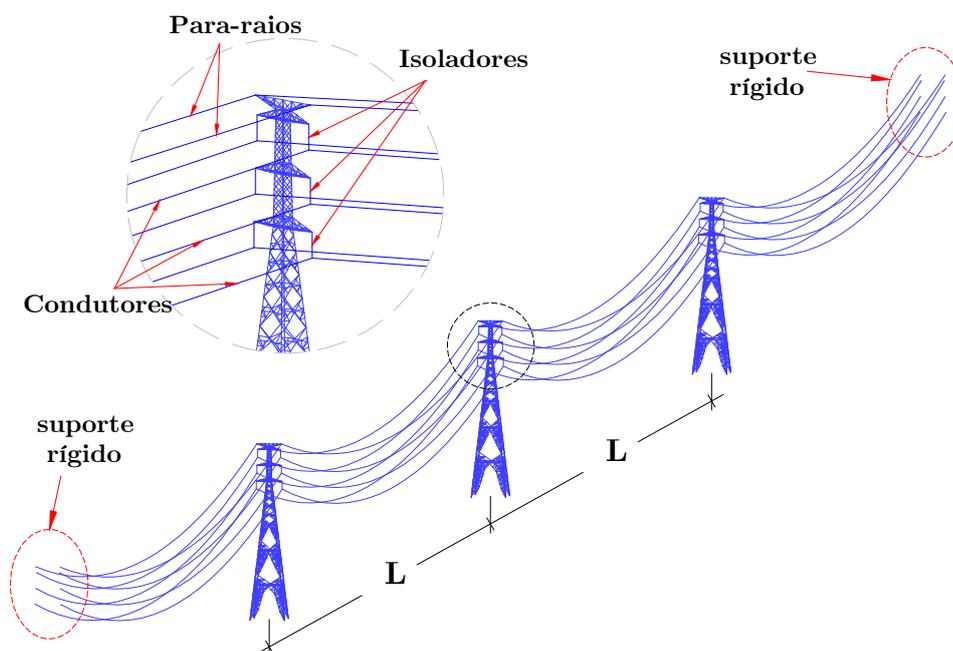
Na Eq. (6.1),  $\tau = 1,00$  é o fator de correção da densidade do ar para temperatura de  $15^\circ\text{C}$  e no nível do mar,  $\mu = 1,225 \text{ kg/m}^3$  é a densidade do ar em condições padrões de temperatura e pressão (nível do mar e  $15^\circ\text{C}$ ),  $K_R = 1,00$  é o fator de rugosidade para categoria B e  $V_{R,10 \text{ min}}$  é a velocidade de referência sobre 10 minutos. A partir da Eq. (6.1), podemos determinar a velocidade de vento de referência de  $V_{R,3 \text{ s}} \approx 46,2 \text{ m/s}$  correspondente a pressão  $q_0 = 623 \text{ Pa}$ , utilizando um fator de rajada igual a 0,69, conforme recomendado pela ABNT NBR 6123 (1988) para  $t = 10$  minutos. Nota-se, portanto, que a pressão de vento dinâmica de referência para qual a torre foi projetada é coerente com o local de estudo (Oeste de Santa Catarina) quando comparamos a velocidade de referencia sobre 3 segundos com o mapa de velocidade básica da ABNT NBR 6123 (1988).

As frequências naturais da torre foram determinadas usando uma rotina auxiliar baseada no método Lanczos-Ritz. As três primeiras frequências naturais são 1,60, 2,12 e 3,27 Hz, correspondendo aos modos longitudinal, lateral e torcional. Cada torre é modelada com pelo menos 2 elementos finitos por barra. A Fig. 6.2 ilustra os perfis longitudinal e transversal da torre autoportante, assim como a indicação dos nós e elementos que serão utilizados para apresentar os resultados e comparações oriundas das simulações numéricas.

## 6.2 Descrição do segmento de Linha de Transmissão

O segmento de linha usado para avaliar a resposta do sistema é composto por seis fases condutoras e dois para-raios ligados a cinco suportes, com espaçamento entre torres  $L = 500$  m, conforme ilustrado na Fig. 6.3. Três torres são modeladas nos suportes centrais da linha, e os suportes das extremidades do segmento foram simplificados a suportes rígidos onde os condutores são ancorados.

Figura 6.3 – Perspectiva do segmento de linha de transmissão



Fonte: Autor.

Cada fase é composta por um único condutor de alumínio com alma de aço (ACSR), nome comercial *Tern*. Todos os condutores das fases tem decaimento de acordo com um parâmetro de catenária de  $C = 1503$  m com uma temperatura ambiente média de  $20\text{ }^{\circ}\text{C}$  e sem vento. Este cenário climático é normalmente referido como *everyday stress (EDS)* na prática de projeto LT padrão. A componente de força horizontal é  $H = 19,08$  kN. Os para-raios também são cabos simples tipo *EHS3/8"*, aço de extra alta resistência. Um parâmetro de catenária de  $C = 1670$  m foi adotado, também em condição de tempo *EDS*, equivalente a  $H = 12,80$  kN.

A malha de elementos de cabo para os condutores e para-raios foi gerada automaticamente dividindo o comprimento total de cada vão em uma série de elementos com comprimento mais próximo de 25 m. As frequências naturais de cabos *low-sagged* podem ser determinadas analiticamente (IRVINE, 1992). Assumindo um vão nivelado de 580 m, a frequência mais baixa para as formas de modo no plano é de cerca de 0,3 Hz para condutores e para-raios. Os isoladores de suspensão são do tipo *I-string* em todas as fases (Fig. 6.1) e tem um comprimento de 2,65 m com peso por unidade de comprimento de 350 N/m e uma rigidez axial de 200 MN. Foi adotada uma constante de proporcionalidade de massa de  $c_m = 0,2 \text{ s}^{-1}$  para as torres e  $c_m = 0,1 \text{ s}^{-1}$  para os cabos, equivalente a uma taxa de amortecimento crítico de  $\zeta = 1\%$  (cabos) e  $\zeta = 4,8\%$  (torres), aproximadamente.

As forças de amortecimento aerodinâmico são incorporadas de forma mais realista na análise como forças de arrasto do vento. Um procedimento para incorporar essas forças na análise dinâmica é detalhado em Alminhana (2017). Em resumo, o segmento de linha de transmissão é composto por três torres treliçadas de aço, sendo cada uma das torres formadas por 2518 elementos. No total, o modelo completo da seção de LT contém 8216 elementos, considerando as três torres, condutores, isoladores e para-raios.

### 6.3 Avaliação PBWE

Para investigar a resposta do segmento de LT apresentado nesta seção, uma análise paramétrica inicial foi realizada com intuito de identificar os cenários de falha para diferentes configurações de tornado. Nesta etapa, tanto a variação na Velocidade tangencial máxima ( $V_{max}$ ) quanto o Raio máximo ( $R_{max}$ ) foram analisados como os dois principais parâmetros de medidas de intensidade. As velocidades foram variadas desde 30 m/s (correspondente a um tornado de classe EF-0) até velocidades que provocam colapso do sistema. Foram considerados tornados com diferentes tamanhos (Raios máximos), desde  $R_{max} = 20 \text{ m}$  até  $R_{max} = 250 \text{ m}$ . O modelo de velocidade média do tornado utilizado em todas as análises do presente estudo, é o Modelo de *Kuo-Wen* (WEN; CHU, 1973).

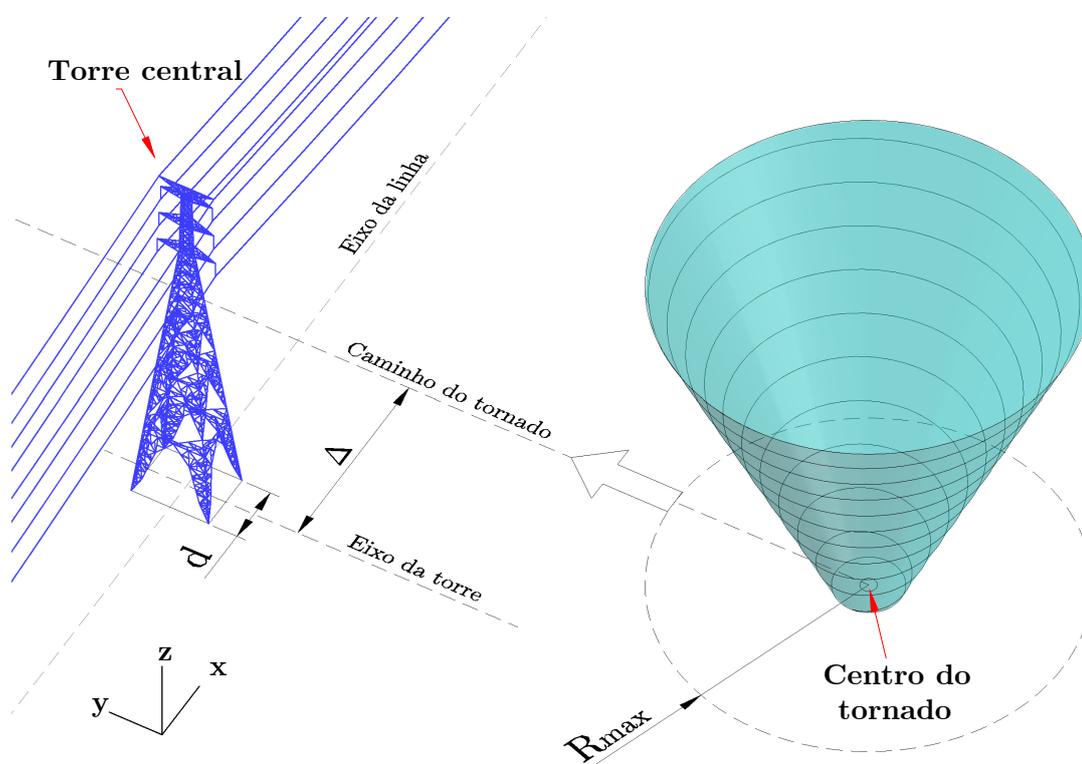
Além disso, como o foco do presente estudo é desenvolver uma avaliação probabilística de um segmento de LT utilizando um modelo numérico de análise avançada, a componente turbulenta de velocidade (processo estocástico não-estacionário), apresentado na seção 3.1.2, não foi considerada no modelo do campo de velocidades atuantes, visto que sua implementação associada ao tempo de processamento despendido para a realização de cada análise, poderiam comprometer o andamento da pesquisa de acordo com o cronograma. Cabe ressaltar, que algumas simulações realizadas no presente estudo levaram até 150 horas para o processamento até o colapso.

De fato, fica clara aqui a limitação do estudo a apenas uma análise para cada medida de intensidade da velocidade ( $V_{max}$ ), pois apenas o modelo analítico determinístico de velocidade média é utilizado, de forma que as simulações para um dado  $V_{max}$  contemplam campos de vento

idênticos, sem variação aleatória entre uma e outra realização da ação. A consideração da parcela flutuante no campo de velocidades deverá ser retomada em estudos futuros para contornar esta limitação.

A Fig. 6.4 ilustra a configuração básica das análises desenvolvidas para a avaliação do sistema de LT e os parâmetros de medidas de intensidade envolvidos na avaliação *PBE*. A partir desta ilustração, destaca-se que todas as análises realizadas consideram o tornado atingindo apenas a torre central do segmento, aproveitando-se da simetria do modelo, de maneira que o caminho do tornado seja perpendicular ao eixo da LT. Definitivamente, a hipótese de que o

Figura 6.4 – Esquema de análise tornado/torre.



Fonte: Autor.

tornado sempre atingirá a torre é uma consideração muito conservadora, dado que este fenômeno se caracteriza por observações de eventos isolados e localizados, de modo que sua posição de incidência em relação à estrutura deve ser considerada nos modelos probabilísticos. Desta forma, as respostas do segmento de linha de transmissão também devem ser avaliadas em função da distância do centro do tornado em relação à torre, na direção longitudinal (direção x), conforme o esquema ilustrado na Fig. 6.4. Para tanto, define-se um importante parâmetro de medida de intensidade que estabelece a posição relativa do tornado à torre, através do parâmetro  $\Delta$ , dado pela razão:

$$\delta_T = \frac{\Delta}{R_{max}} \quad (6.2)$$

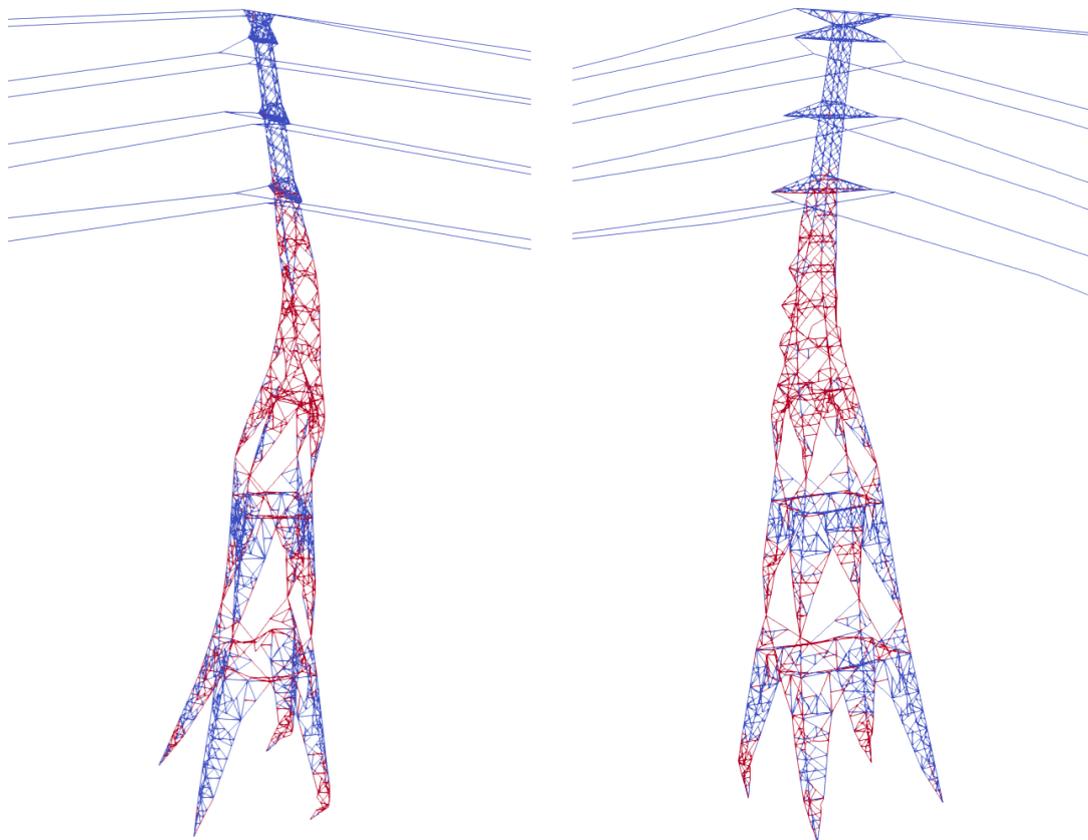
O parâmetro adimensional de posição relativa  $\delta_T$  permite agrupar as respostas do modelo

para diferentes raios, desde cenários em que o tornado atinge o centro da torre ( $\delta = 0$ ) até cenários em que o tornado atinja a torre tangencialmente ( $\delta = 1$ ).

### 6.3.1 Vulnerabilidade do segmento de LT

Para o segmento de LT apresentado, inicialmente com o tornado atingindo o centro da torre central ( $\delta = 0$ ), os experimentos numéricos mostram que o colapso é observado a partir de velocidades próximas a  $V_{max}$  50 m/s, com a forma típica de colapso desencadeada pela flambagem dos membros principais da cintura e flambagem dos elementos das montantes da torre central, conforme apresenta a Fig. 6.5). Na faixa entre 46 e 49 m/s, observa-se a formação de rótulas plásticas (elementos destacados em vermelho) em vários membros (ver Fig. 6.6(b)), com danos significativos associados a vários deles, caracterizando a violação do estado limite de Controle de Dano (*ELCD*), que embora não esteja associado a um estado limite último, pode requerer manutenção imediata, com reparação (ou substituição) do suporte e até interrupção do fornecimento de energia. Até 45 m/s várias barras formam rótulas plástica, conforme ilustra a Fig. 6.6(a), no entanto, sem que ocorra a flambagem ou danos significativos em muitos membros.

Figura 6.5 – Forma típica de colapso do segmento de LT para  $V_{max} = 50$  m/s e  $\delta_T = 0$ .



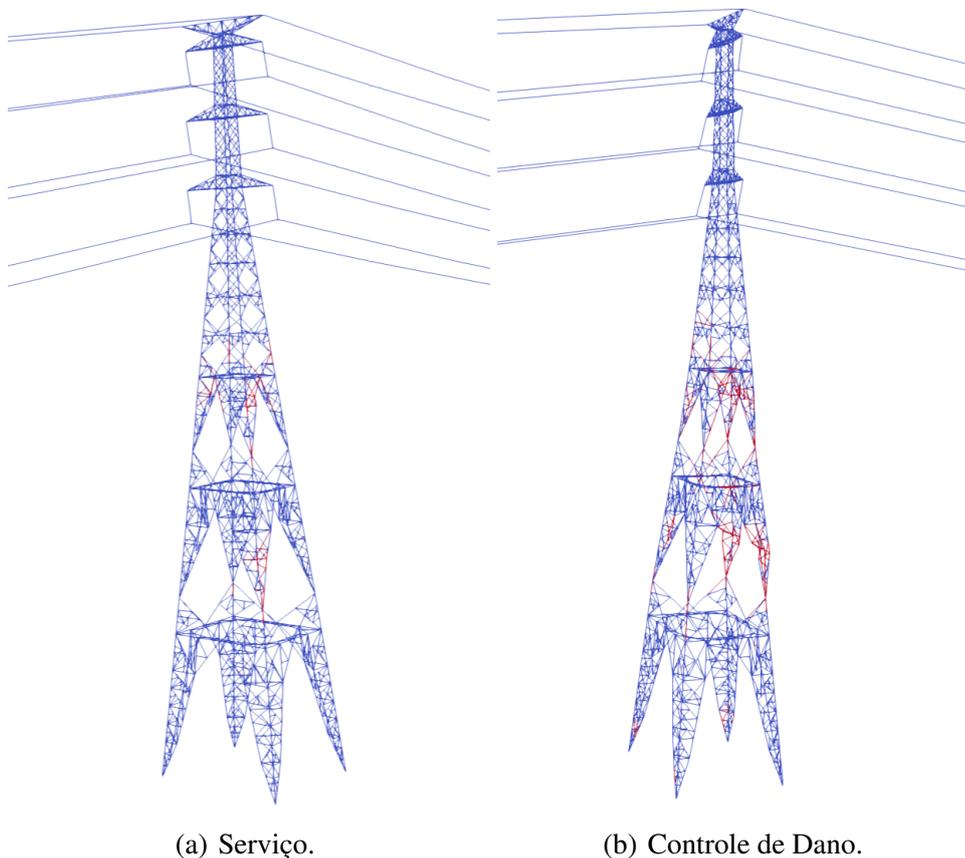
Fonte: Autor.

Com base nos resultados apresentados, percebe-se que a faixa de velocidades entre

estados limites é muito estreita, variando de  $V_{max} = 45$  m/s a  $V_{max} = 50$  m/s (para  $\delta = 0$ ) desde nenhum dano observado até o colapso total de uma torre. É claro que este resultado está diretamente relacionado ao fato de que apenas uma realização da ação é utilizada para determinar a falha da torre, visto que uma faixa mais extensa de velocidades é esperada quando mais realizações independentes da ação forem consideradas, para um mesmo  $V_{max}$ . Esta limitação tem grande influencia na construção das curvas de fragilidade para o segmento, conforme será discutido posteriormente.

Destaca-se um resultado importante, obtido a partir as simulações em que o tornado atingia apenas os cabos (sem atingir diretamente a torre), em que as forças de arrasto geradas nos cabos não são suficientes para gerar algum tipo de dano na estrutura, mesmo para as velocidades mais elevadas (acima de 80 m/s). Este resultado nos permite concluir que as situações de falha do segmento de LT ocorrem apenas quando o tornado atinge totalmente ou parcialmente uma das torres, de forma que a situação em que o tornado atinge o centro da torre ( $\delta = 0$ ) é a situação mais desfavorável para o sistema de LT. Esta informação nos leva à consideração de que a probabilidade do tornado atingir diretamente uma torre é determinante na probabilidade de falha do sistema, visto que a falha está condicionada à torre ser atingida, ou não, pelo tornado.

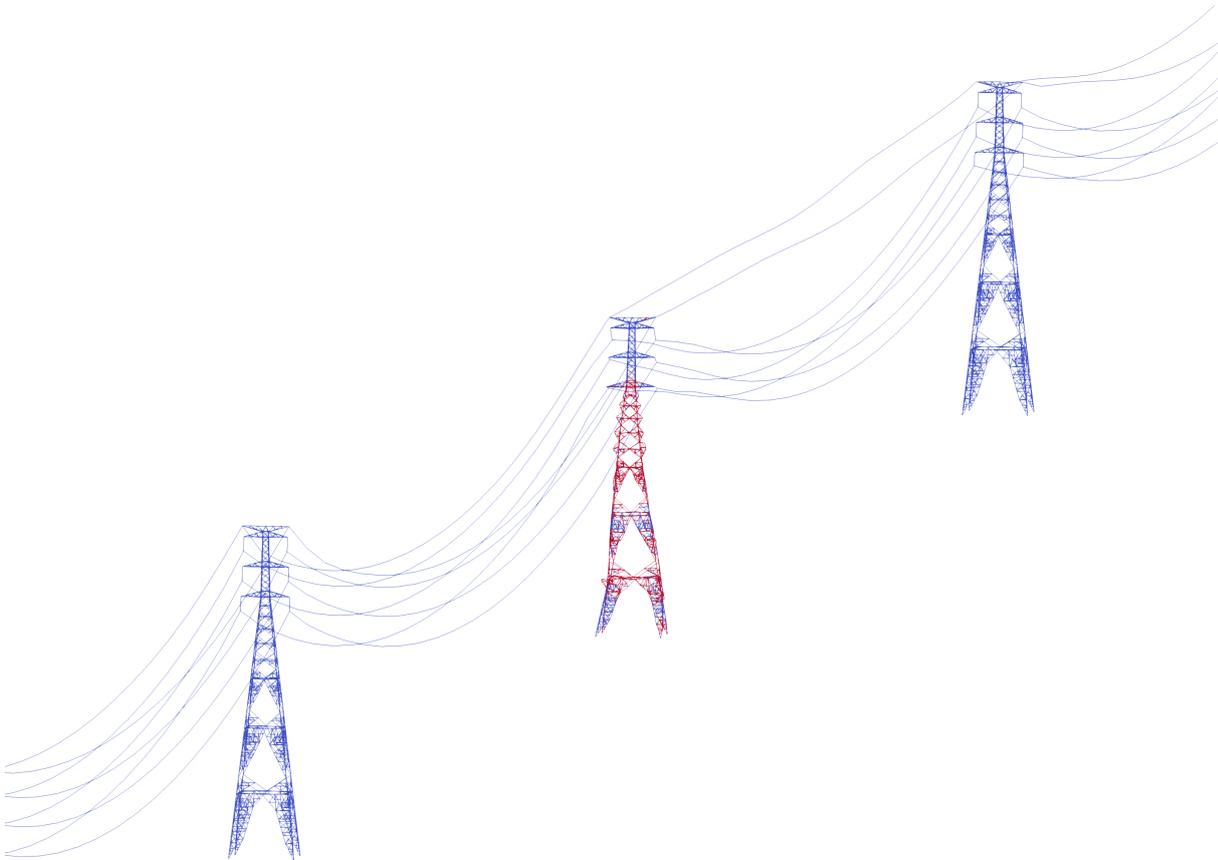
Figura 6.6 – Formas típicas de violação dos estados limites ELS e ELCD para a torre central do segmento de TL.



Fonte: Autor.

A Fig. 6.7 ilustra a perspectiva do segmento de LT na situação de colapso, dado que um tornado de  $R_{max} = 100$  m e  $V_{max} = 50$  m/s atingiu a torre central em  $\delta_T = 0$  (situação mais desfavorável). Nota-se que as duas torres adjacentes não sofrem danos decorrentes da passagem do tornado pela torre central. Esse comportamento se presume pelo fato das torres terem sido dimensionadas para esforços longitudinais em função da consideração de hipótese de ruptura de cabos, o que deixa a torre mais rígida na direção longitudinal, conferindo algum efeito anti-cascata ao seguimento de LT.

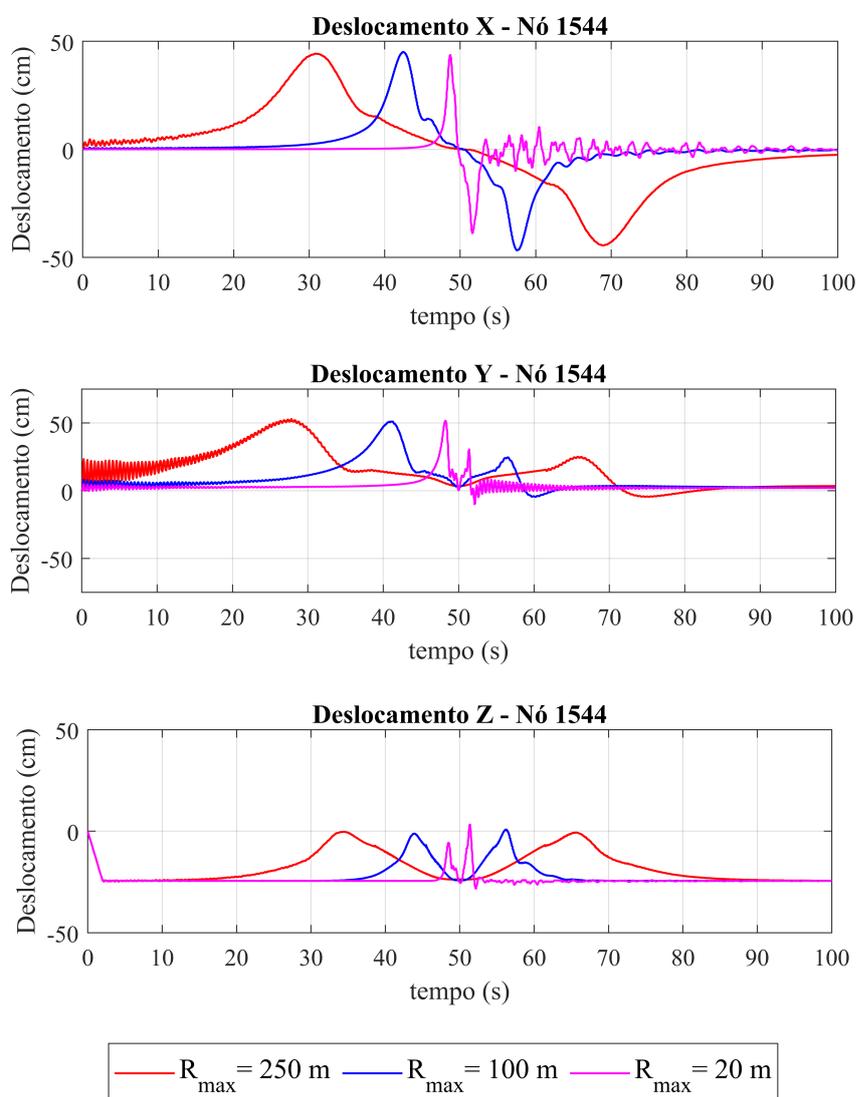
Figura 6.7 – Colapso da torre central para  $V_{max} = 50$  m/s e  $R_{max} = 100$  m ( $\delta_T = 0$ ).



Fonte: Autor.

As respostas do segmento de LT em função da variação do parâmetro  $R_{max}$  foram avaliadas, fixando-se uma velocidade, onde observou-se que a dimensão radial do tornado não influencia significativamente na resposta do sistema, em termos de dano observado. Em outras palavras, tanto para os experimentos numéricos com os menores tornados ( $R_{max} = 20$  m) quanto para o maior tornado considerado ( $R_{max} = 250$  m), as respostas não apresentam variação significativa, em termos de violação dos estados limites. As Fig. 6.8 e 6.9 apresentam o histórico de deslocamentos do topo da torre central e de força axial nos elementos (indicados na Fig. 6.2), respectivamente, para um tornado de velocidade  $V_{max} = 45$  m/s em três raios distintos  $R_{max} = \{20, 100, 250\}$  m, atingindo o centro da torre (posição  $\delta_T = 0$ ).

Figura 6.8 – Deslocamentos do topo da torre central para os raios 20 m, 100 m e 250 m ( $\delta_T = 0$ ,  $V_{max} = 45$  m/s).



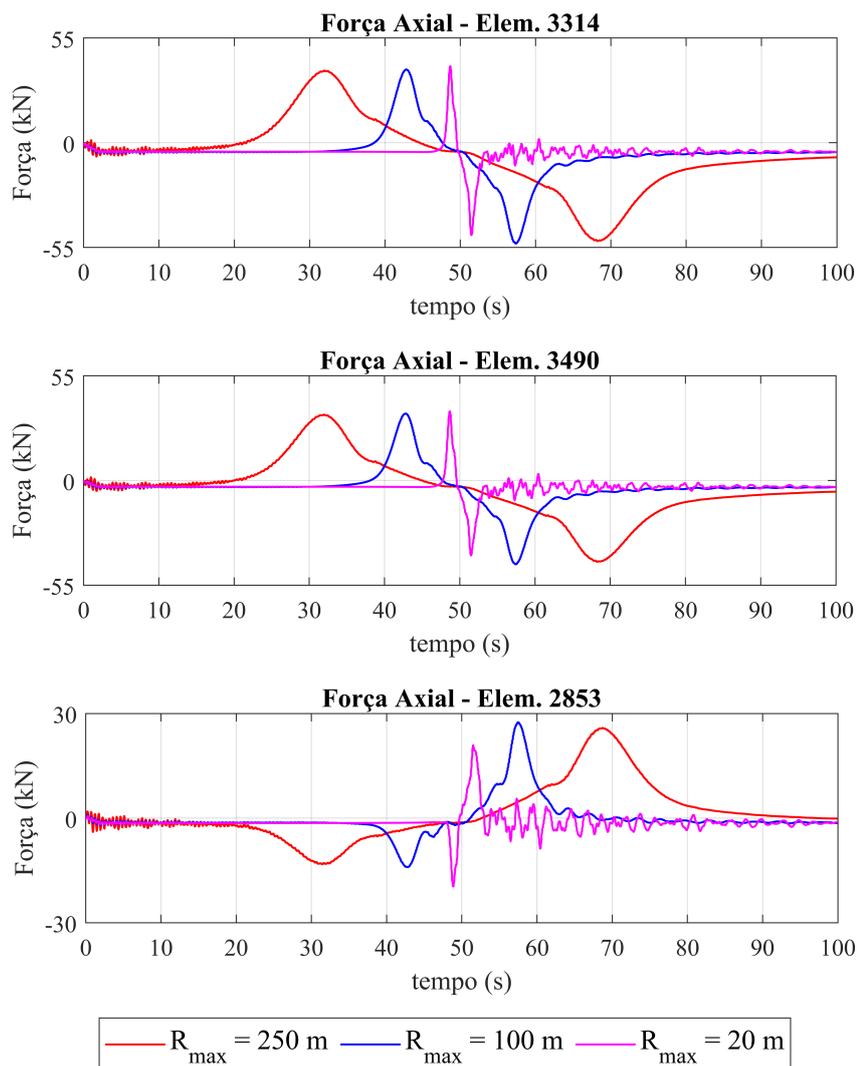
Fonte: Autor.

Com base nas Figuras 6.8 e 6.9, é possível observar que os deslocamentos máximos nas direções x, y e z e as forças axiais máximas nos elementos, obtidos quando o tornado atinge a velocidade máxima, são muito próximos, apesar dos campos de deslocamentos e forças, para os diferentes valores de raio, serem bastantes distintos. Nota-se que o ponto em que a estruturas experimenta as forças e deslocamentos máximos dependem do tamanho do tornado, sendo observados quando o ponto em que a distância entre o centro do tornado e o centro da torre tende ao valor raio.

Destaca-se, também, que as simulações associadas às Figuras 6.8 e 6.9 são referentes à uma velocidade que não provoca o colapso da estrutura. Assim, é possível capturar as respostas durante a passagem completa do tornado pela torre, isto é, desde o tornado atingir a torre até o cruzamento completo onde a estrutura já não experimenta velocidades significativas. Do

contrário, se o colapso for desencadeado, o passo de tempo empregado na solução não-linear é reduzido progressivamente para garantir suavidade na transição entre zonas elásticas e plásticas, e com isso, o custo computacional torna inviável a captura da passagem completa do tornado pela estrutura à medida em que o grau de não-linearidade aumenta, com algumas simulações chegando a mais de 150 horas de processamento.

Figura 6.9 – Força Axial dos elementos da torre central para os raios 20 m, 100 m e 250 m ( $\delta_T = 0$ ,  $V_{max} = 45$  m/s).

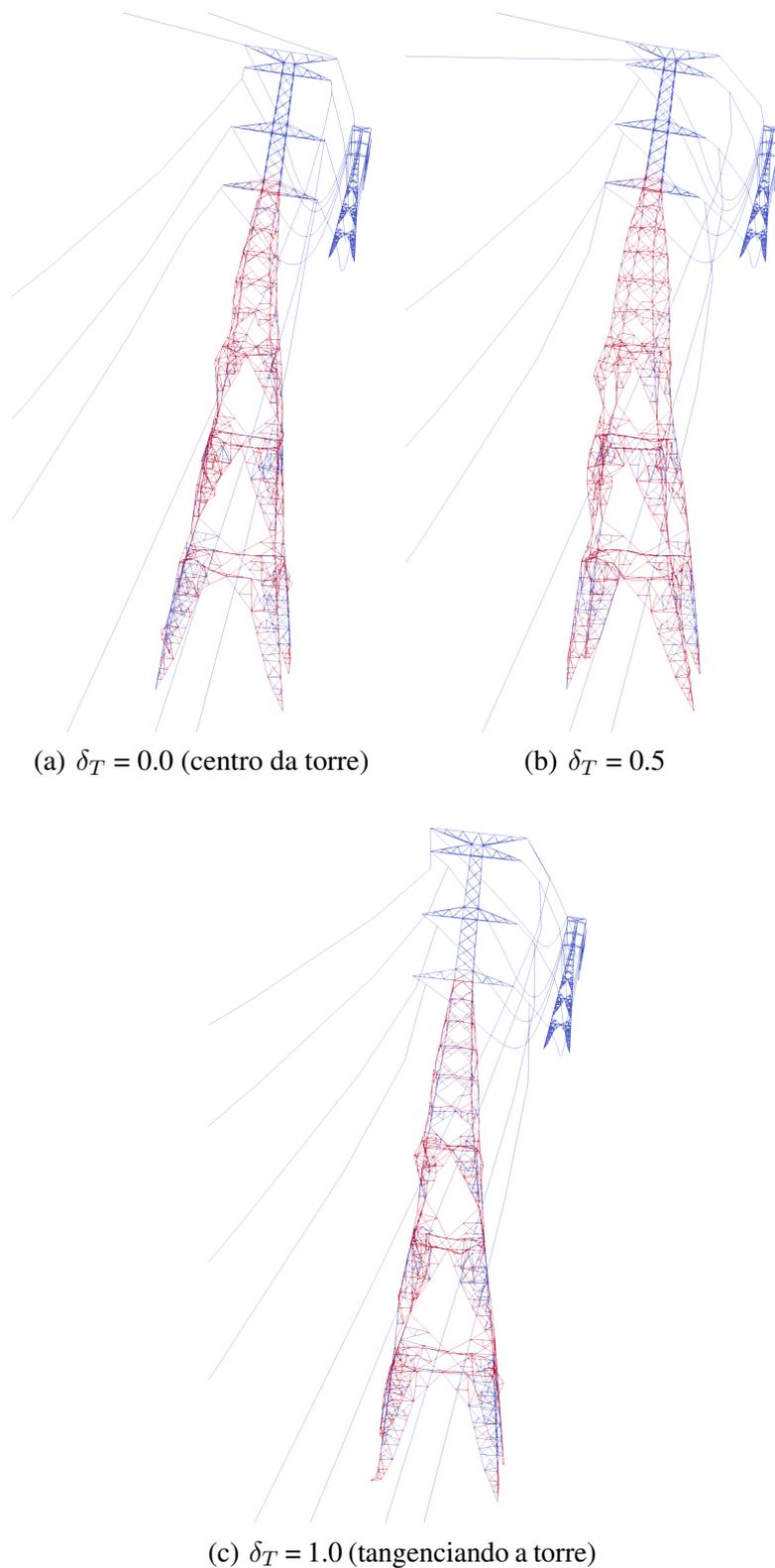


Fonte: Autor.

Com intuito de ilustrar as respostas do modelo para diferentes posições relativas, em termos de dano, a Fig. 6.10 ilustra o comportamento da torre central de três simulações, variando a posição  $\delta_T = \{0.0, 0.5, 1.0\}$ , para  $V_{max} = 70$  m/s e  $R_{max} = 100$  m. Nota-se, primeiramente, que tratam-se de simulações com um tornado de intensidade suficiente para provocar o colapso da torre, independentemente da posição em que em que esta é atingida. Da mesma maneira, observa-se que o comportamento da torre, quando sujeita ao campo de vento desta intensidade,

apresenta as mesmas formas típicas de colapso, com a flambagem dos membros inferiores e dos elementos do corpo inferior da torre.

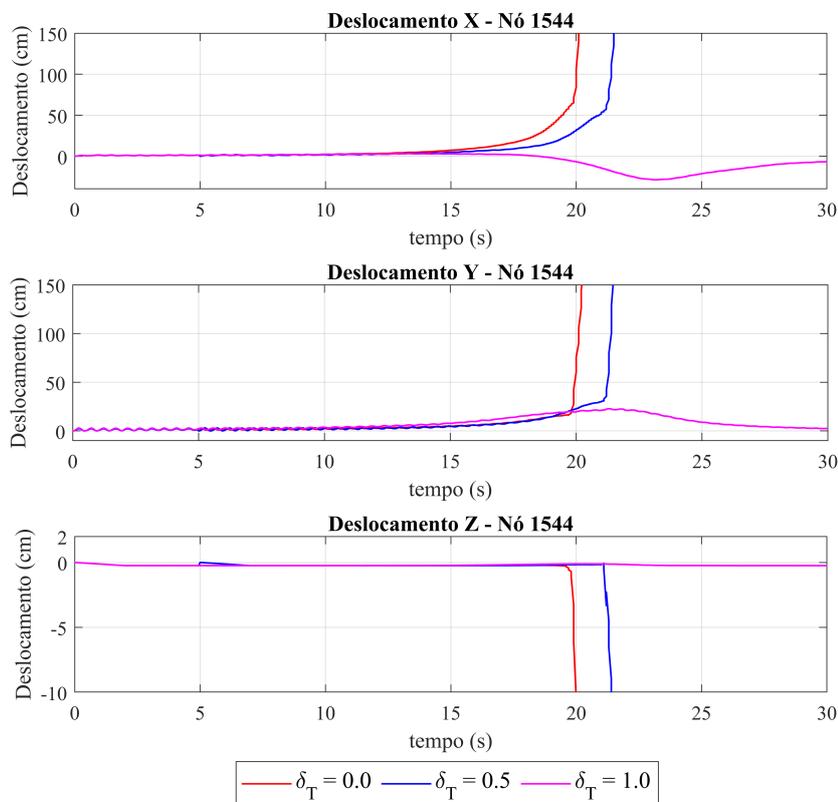
Figura 6.10 – Colapso da torre central para três posições  $\delta_T$  ( $V_{max} = 70$  m/s e  $R_{max} = 100$  m).



Fonte: Autor.

De forma complementar, a Fig. 6.11 ilustra o histórico de deslocamentos do topo da torre central para um conjunto de simulações variando a posição  $\delta_T = \{0.0, 0.5, 1.0\}$ , mas agora para  $V_{max} = 60$  m/s e  $R_{max} = 100$  m. Para a velocidade  $V_{max} = 60$  m/s o colapso ocorre apenas para as posições  $\delta_T = 0.0$  e  $0.5$ , como pode ser observado na Figura 6.11 quando os deslocamentos do topo crescem excessivamente. Conforme comentado anteriormente, depois que a torre entra em colapso o custo de processamento associado ao elevado grau de não-linearidade torna a passagem completa do tornado pela torre impraticável.

Figura 6.11 – Deslocamentos do topo da torre central para  $\delta_T = \{0.0, 0.5, 1.0\}$  ( $V_{max} = 60$  m/s e  $R_{max} = 100$  m).



Fonte: Autor.

### 6.3.2 Probabilidade da posição do tornado em relação à torre

Embora a dimensão do tornado não tenha influência direta no desempenho da estrutura (na situação de uma torre ser atingida), a escala de comprimento radial está diretamente associada à probabilidade do tornado atingir pelo menos uma das torres, visto que, quanto maior a dimensão radial do tornado (maior  $R_{max}$ ) maior será a probabilidade de uma das torres ser atingida em qualquer posição. Nesse sentido, desenvolveu-se um modelo probabilístico simplificado para a consideração das probabilidades associadas à dimensão radial do tornado e da sua posição em relação à torre, baseado nas relações geométricas do sistema torre/LT ilustrado nas Figuras 6.4 e 6.12.

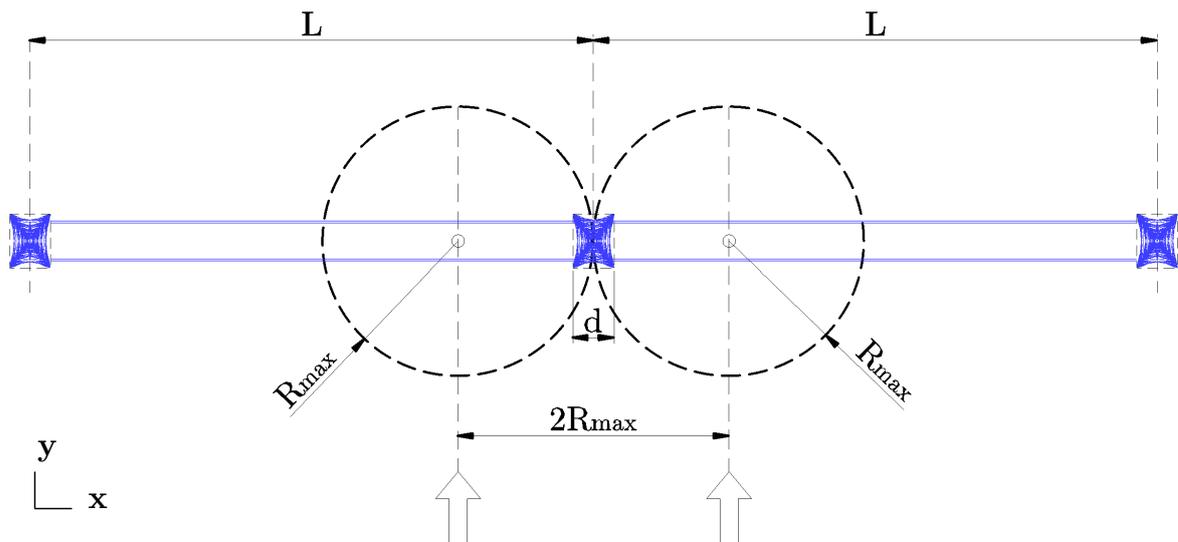
O modelo desenvolvido propõe que a probabilidade associada a posição relativa do tornado em relação à torre ( $P[\delta_T]$ ) seja determinada a partir da probabilidade condicional da torre ser atingida em uma posição qualquer, em função do raio ( $P[TH | R_{max}]$  - *Tower Hit*), e da probabilidade do tornado assumir um determinado raio ( $P[R_{max}]$ ), como segue:

$$P[\delta_T] = P[\delta_T | TH, R_{max}] \times P[TH | R_{max}] \times P[R_{max}] \quad (6.3)$$

em que, a probabilidade do *Tower Hit*  $P[TH | R_{max}]$  é assumida com distribuição linear em função do  $R_{max}$ , obtida a partir de relações geométricas do esquema torre/tornado apresentado na Fig. 6.12, tal que:

$$P[TH | R_{max}] = \frac{2R_{max}}{L}, \quad \text{para } R_{max} \leq L/2 \quad (6.4)$$

Figura 6.12 – Esquema torre/tornado no plano x-y.



Fonte: Autor.

Desta forma, a medida em o diâmetro do tornado ( $2R_{max}$ ) se aproxima do valor do espaçamento entre torres ( $L$ ), a probabilidade da torre ser atingida tende à unidade, isto é, quando o raio  $R_{max} = L/2$  a torre certamente será atingida, conforme ilustrado na Fig. 6.13 (a). Para incidência do tornado não-perpendicular à LT, ao invés de  $L$ , deve-se considerar a projeção de  $L$  na direção de incidência. Neste caso, para ângulos de incidência próximos de zero, quando a projeção de  $L$  se tornar igual ou menor que  $2R_{max}$ , a probabilidade também tende a um. Entretanto, análises para ângulos de incidência diferentes de  $90^\circ$  estão fora do escopo deste estudo.

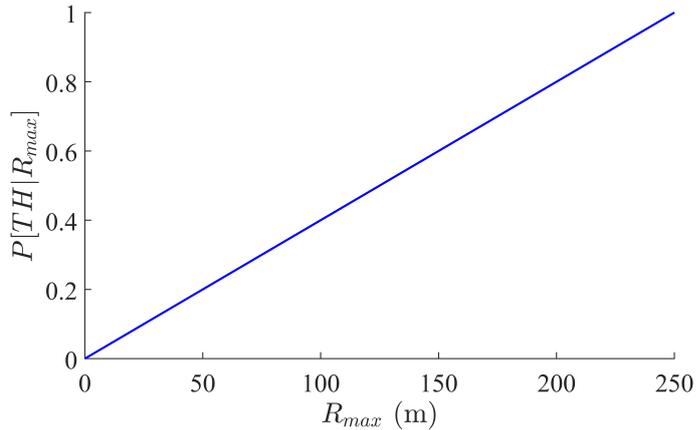
Para a probabilidade condicional  $P[\delta_T | TH, R_{max}]$ , assume-se que esta é distribuída uniformemente entre os limites da variável  $\delta_T = \{-1, 1\}$ , de forma que a probabilidade de uma torre ser atingida em qualquer posição  $\delta_T$ , dado que o *tower hit* aconteceu, assume valores

equiprováveis entre os limites  $\{a, b\} = \{-1, 1\}$  (ver Fig. 6.13 (b), conforme:

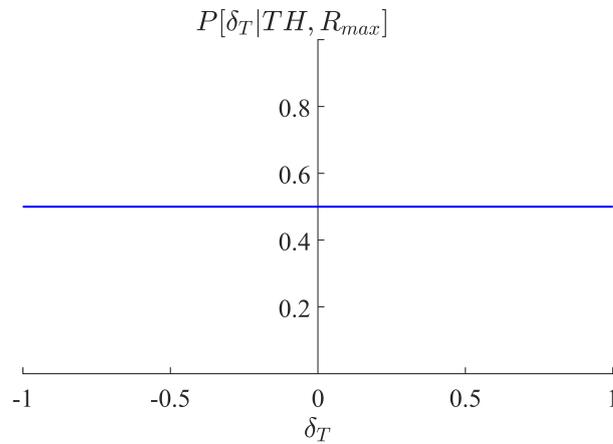
$$P[\delta_T | TH, R_{max}] = \frac{1}{b-a} = \frac{1}{2} \quad (6.5)$$

A probabilidade incondicional associada ao raio ( $P[R_{max}]$ ) é dada por sua respectiva curva de ameaça ( $h_{R_{max}}$ ) para o local de estudo (ver Fig. 5.2).

Figura 6.13 – Probabilidades condicionais a)  $P[TH | R_{max}]$  e b)  $P[\delta_T | TH, R_{max}]$ .



(a)



(b)

Fonte: Autor.

Dessa forma, considerando-se a probabilidade definida na Eq. (6.3), a curva de ameaça do parâmetro posição relativa ( $h_{\delta_T}$ ) pode ser determinada em função da curva de ameaça para o raio, conforme:

$$h_{\delta_T} = P[\delta_T | TH, R_{max}] \times P[TH | R_{max}] \times h_{R_{max}} = P[\delta_T | R_{max}] \times h_{R_{max}} \quad (6.6)$$

Portanto, a expressão geral da taxa de falha apresentada na Eq. (5.1) é, então, definida pela integral de convolução da superfície de fragilidade nos parâmetros  $V_{max}$  e  $\delta_T$ , e suas respectivas curvas de ameaça, conforme a expressão a seguir:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{90m/s} \int_{-1}^1 f_{LS}(\ln(V_{max}), -\ln(\delta_T)) h_{V_{max}} h_{\delta_T} d\delta_T dV_{max} \quad (6.7)$$

Substituindo a expressão da curva de ameaça de  $\delta_T$  (6.6) em (6.7), tem-se que agora que a taxa anual de falha, para cada estado limite, pode ser determinada pela integral em três parâmetros:

$$\lambda_{LS} = \int_0^{90m/s} \int_{-1}^1 \int_0^{250m} f_{LS}(\ln(V_{max}), -\ln(\delta_T)) P[\delta_T | R_{max}] h_{R_{max}} h_{V_{max}} \dots \dots dR_{max} d\delta_T dV_{max} \quad (6.8)$$

### 6.3.3 Estimativa da taxa anual de falha

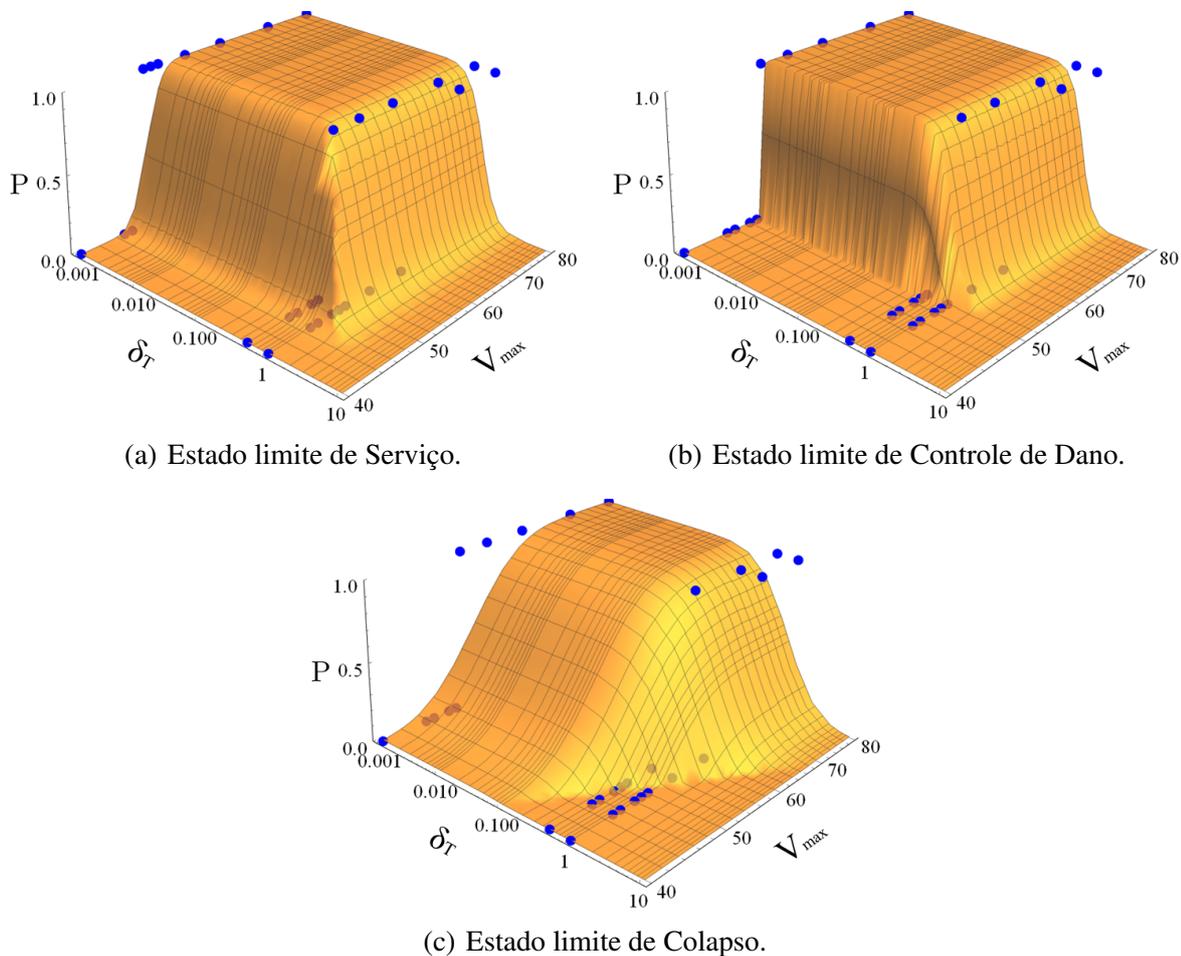
A seguir, na Fig. 6.14 são plotadas as superfícies de fragilidade ajustadas para os três níveis de desempenho (*ELS*, *ELCD* e *ELC*) do o trecho de LT, ajustadas a partir dos resultados das simulações (pontos destacados em azul) com o tornado atingindo a torre central do trecho. A violação do estados limite *ELS* está associada à formação de poucas rótulas plásticas, com flambagem ou dano em poucos membros da torre. Para o *ELCD*, a violação ocorre quando há formação de rótulas e flambagem de muitos membros, sem o colapso da torre. A violação do *ELC* é observada quando ocorre a flambagem de muitos elementos da cintura da torre e dos montantes, levando a formação de mecanismo plástico e/ou colapso.

O ajuste das superfícies de fragilidade foi realizado com auxílio do *software* MATHEMATICA® (WOLFRAM RESEARCH, 2022), a partir da regressão não-linear da distribuição normal multi-variada intrínseca do *software*, tendo como pontos de suporte os resultados das simulações.

Para o conjunto de simulações, o segmento de LT foi avaliado em 10 valores de intensidade  $V_{max}$ , variando de 40 m/s a 80 m/s, e para 3 valores do parâmetro posição relativa  $\delta_T = \{0, 0.5, 1\}$ . Ao todo, 30 simulações foram realizadas para um raio fixo, escolhido convenientemente, igual a  $R_{max} = 100$  m, visto que as superfícies de fragilidade são idênticas para qualquer raio, conforme discutido no início desta seção. Destaca-se, novamente, que para cada par  $(V_{max}, \delta_T)$  apenas uma simulação é realizada, pois não há variação nos campos de vento entre as simulações de mesma velocidade  $V_{max}$ , dado que a parcela flutuante (aleatória) não foi considerada no modelo de ações.

Inquestionavelmente, apenas uma simulação numérica para a determinação das probabilidades condicionais não é suficiente para uma caracterização abrangente da propagação da incertezas no modelo. Esta limitação também se reflete na construção das superfícies de fragilidade do segmento de LT, uma vez que apenas valores iguais a 0 (Não-Falha) ou 1 (Falha) são possíveis para cada par  $(V_{max}, \delta_T)$ . Embora a utilização de apenas uma amostra para a ação de tornado não ser a forma mais razoável para levar em conta a aleatoriedade do campo de ventos, os pontos de suporte obtidos de tais simulações (plotados na Fig.6.14) possibilitaram que as superfícies de fragilidade fossem ajustadas através da distribuição normal bi-variada (ver Eq. (5.6)) avaliada no logaritmo dos parâmetros  $V_{max}$  e  $\delta_T$ .

Figura 6.14 – Superfícies de fragilidade para os estados limites de Serviço, Controle de Dano e Colapso.



Fonte: Autor.

A precisão no ajuste das superfícies é, efetivamente, comprometida por não se dispor de pontos de suporte intermediários entre 0 e 1, além de fazer com que a transição entre cenários de falha e não-falha tenha um comportamento abrupto entre velocidades muito próximas. Isto implica em alguns pontos de suporte significativamente distantes da superfície ajustada, principalmente para as maiores velocidades e quando o caminho do tornado tangencia a torre ( $\delta_T = 1$ ). Observa-se, também, que as faixas de variação de velocidade entre cada estado limite são muito pequenas, principalmente quando o centro do tornado passa pelo centro da torre ( $\delta_T = 0$ ), o que implica em superfícies de fragilidade muito semelhantes, em termos de conteúdo de probabilidades.

Esta limitação deve ser contornada quando a turbulência for considerada, pois se espera que a zona de transição entre os cenários de falha seja mais ampla, uma vez que valores de velocidade maiores ou menores, à um especificado valor de velocidade  $V_{max}$ , podem ser gerados pelos campos de vento aleatórios. Com base na Fig. 3.3, observa-se que turbulência aumenta significativamente a velocidade de pico. Isto mostra que os resultados, em termos de fragilidade e taxas de falha, serão diretamente alterados com a inclusão da turbulência no campos de

velocidades. Além disso, a obtenção de valores intermediário de probabilidade, entre 0 e 1, serão possíveis quando duas ou mais simulações independentes forem realizadas para um mesmo par  $(V_{max}, \delta_T)$ .

A Tabela 6.1 sumariza os resultados de taxa anual de falha para os três níveis de desempenho (*ELS*, *ELCD* e *ELC*), assim como as respectivas estimativas da probabilidade de falha ( $P_{f,LS}$ ) e índice de confiabilidade ( $\beta_{LS} = -\Phi^{-1}(P_{f,LS})$ ) para 50 anos. As taxas anuais foram calculadas por meio da Eq. (6.8), despondo-se: das superfícies de fragilidade (Fig. 6.14); das curvas de ameaça para a velocidade (Fig. 5.1); e das curvas de ameaça para posição relativa  $\delta_T$ , calculada com base na curva de ameaça para o  $R_{max}$  (Fig. 5.2), através da Eq. (6.6).

Para o segmento de LT analisado, os resultados apresentados na Tabela 6.1 indicam valores de taxas anuais de falha significativamente mais baixos, se comparados com as taxas obtidas para avaliações baseadas em desempenho de LT sujeitas à sismos, como o estudo de Miguel, Alminhana e Beck (2021), que apresentaram valores da ordem de  $10^{-3}$  à  $10^{-2}$ , para os estados limites *ELS* e *ELCD*, e na faixa de  $10^{-4}$  à  $10^{-3}$  para o nível *ELC*. Embora seja fundamental enfatizar que esta comparação é, indubitavelmente, grosseira e imprecisa, pois depende da natureza e aleatoriedade intrínseca de dois fenômenos totalmente diferentes, ela nos ajuda a avaliar os resultados encontrados, uma vez que estudos probabilísticos envolvendo sistemas de LT sob ações de tornados são inexistentes.

Tabela 6.1 – Taxas de falha anual, estimativas da probabilidade de falha e índice de confiabilidade para 50 anos.

Níveis de desempenho (PRIESTLEY, 2007)	Taxa anual de falhas ( $\lambda_{LS}$ )	$P_{f,LS}$ (50 anos)	$\beta_{LS}$ (50 anos)
Estado limite de Serviço	9.18E-06	0.000459	3.3145
Estado limite de Controle de Dano	7.57E-06	0.000379	3.3679
Estado limite de Colapso	6.89E-06	0.000344	3.3941

Fonte: Autor.

Uma segunda comparação pode ser realizada em relação ao período médio de retorno determinado para a velocidade referente ao Colapso do sistema, que ocorre entre 45 m/s a 50 m/s, através da curva de ameaça da Fig. 5.1. Para tal faixa de velocidade, a Fig. 5.1 indica uma taxa anual de ocorrência da ordem de  $10^{-4}$ , o que corresponde à um período de retorno de 10000 anos, enquanto que, na prática uma torre de LT na localidade de estudo teria sido projetada para um vento sinótico com período de retorno entre 50 e 500 anos. No entanto, esta comparação também é limitada, visto que os tornados são fenômenos extremamente localizados, de forma que apenas apenas a sua taxa de ocorrência para um dado local não é suficiente para indicar se uma determinada estrutura vai ser afetada, ou não, pelas ações do vento.

Dado o exposto, é de extrema importância ressaltar que, as probabilidades calculadas na presente investigação levam em consideração, não só as probabilidades de ocorrência do

fenômeno no local de estudo, mas também, as probabilidades de uma torre de LT ser atingida, dada a ocorrência do tornado. Esta consideração, possibilitada pelo modelo probabilístico desenvolvido para a posição relativa do tornado, demonstra que as taxas de falha estão diretamente relacionadas com as probabilidades de ocorrência do raio do tornado, uma vez que a falha é condicional ao tornado atingir a torre (*tower hit*), logo, condicional ao raio (Eq. (6.8)). Portanto, observando que os raios que tem maior probabilidade (ver Fig. 5.2) são menores que 50 m (muito menores que a distância  $L/2$ ), e que as velocidades suficientes para provocar dano na estrutura tem probabilidade de ocorrência menores ou iguais à  $10^{-4}$ , revela-se que há coerência entre os resultados obtidos e o que se espera, em termos de probabilidade de falha, considerando os modelos utilizados e as limitações contornadas para a avaliação do segmento de LT sujeito à ação de tornados do presente estudo.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, são apresentadas as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento desta pesquisa, no que se refere à avaliação baseada em performance de um segmento de linha de transmissão sujeita à ações de vento de tornados. Por fim, são apresentadas algumas sugestões de futuros trabalhos derivados das investigações desenvolvidas neste estudo.

### 7.1 Comentários Gerais

A prática atual de projeto para TLTs típicas de altura média é baseada nos estados limites últimos e de serviço, considerando cargas de vento e gelo. Conforme apresentado nesta pesquisa, essas torres podem estar sujeitas a danos significativos quando sujeitas a ações de vento de tornado, se localizadas em zonas ativas, como no Sul do Brasil. Esta observação é o principal resultado de uma avaliação baseada em desempenho de linhas de transmissão sujeitas a ações de tornados, realizada a partir de um estudo de caso que investigou as respostas de um segmento de LT composto por 3 torres treliçadas de aço autoportante de duplo circuito de 230 kV, projetados de acordo com o IEC 60826 (2017), considerando como local de estudo a região referente ao estado de Santa Catarina.

Um esquema não-linear dinâmico compacto baseado no método de integração de diferenças finitas centrais foi empregado para a análise dos segmentos da linha de transmissão (ALMINHANA; MASON; AL-BERMANI, 2018). Esta ferramenta numérica leva em conta as não linearidades geométricas e físicas, utilizando um elemento de viga-coluna implementado para representar os elementos de seção aberta assimétrica de paredes finas e considerar as não-linearidades geométricas. Com isso, a formulação é capaz de capturar a flambagem torcional por flexão (uma instabilidade típica dos perfis cantoneira), e representar a excentricidade das conexões e a orientação do ângulo do perfil. Além disso, um passo de tempo adaptativo é adotado para reduzir o tempo computacional necessário em cada análise.

Um modelo híbrido de velocidades de vento de tornado composto pela soma vetorial das parcelas média e flutuante é apresentado para modelar os campos de vento, no entanto, para as simulações realizadas, apenas a parcela média foi utilizada na geração das velocidades. Esta consideração introduz a limitação de apenas uma simulação numérica para a determinação das probabilidades condicionais que, no entanto, não é suficiente para uma caracterização abrangente da propagação de incertezas do modelo de vento, logo, refletindo na construção das fragilidades do segmento de LT.

Além disso, como os registros de tornados são extremamente escassos para a realidade brasileira, foram utilizadas curvas de ameaça de velocidade e raio do estado de Oklahoma (EUA) como representativa para aproximar as probabilidades de ocorrência do estado de Santa Catarina,

região assumida como o local de estudo do presente trabalho.

Os experimentos numéricos foram realizados tendo como configuração base o tornado atingindo a torre central do segmento de LT, sempre na direção perpendicular à linha. As análises iniciais mostraram que quando o tornado atinge apenas os cabos as forças de arrasto não são capazes de provocar dano nas torres, bem como, o fato de que o comportamento das torres é indiferente à variação do raio do tornado, em termos de dano observado, desde que atingida a torre. No entanto, a hipótese que uma das torres sempre será atingida por um tornado é muito conservadora, logo, um modelo probabilístico simplificado foi desenvolvido para considerar as probabilidades da posição do tornado em relação à torre.

Os resultados das simulações variando a velocidade e a posição relativa mostraram que o colapso é observado para a velocidade de referência  $V_{max}$  próxima à 50 m/s (Tornado EF-1), dependendo da posição relativa  $\delta_T$ , sendo o cenário mais desfavorável quando o tornado atinge o centro da torre ( $\delta_T = 0$ ). Além disso, as simulações que provocaram o colapso da torre central, em geral, não gera danos significativos nas torres adjacentes. Uma possível explicação para tal resultado é o fato das torres serem projetadas para forças horizontais que confere algum efeito anti-cascata ao sistema.

Observou-se que as taxas anuais de falha, calculadas para os três estados limites definidos (Serviço, Controle de danos e Colapso), apresentaram valores relativamente baixos quando, grosseiramente, comparadas com resultados de estudos de LT sujeita à sismos. As taxas de falha obtidas, da ordem  $10^{-6}$ , refletem, tanto as probabilidades de ocorrência de velocidades capazes de gerar violação dos níveis de desempenho, bem como, como as probabilidades associadas às dimensões dos tornados, devido a condição de dependência do raio com a posição relativa  $\delta_T$ . Uma vez que os raios mais prováveis são muito menores do que a distância entre as torres analisadas, probabilidade de falha do sistema é criticamente afetada pela posição do tornado.

Percebe-se, que a inclusão da turbulência no campo de velocidades mudará significativamente os resultados de fragilidade e taxas anuais de falha, uma vez que a parcela turbulenta proporciona um aumento nas velocidades de pico. Este fato leva à conclusão de que o colapso de uma torre pode ser observado para velocidades  $V_{max}$  menores que 50 m/s.

Embora este ainda seja um estudo precursor, no que se refere aos temas: linhas de transmissão, *Performance-based Engineering* e ações de tornados, seus resultados indicam que sistemas de linhas de transmissão estão sujeitas ao colapso ou danos significativos dependendo do local para o qual elas são projetadas.

## 7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Durante o desenvolvimento deste estudo algumas lacunas foram deixadas, principalmente no que se refere à modelagem dos campos de ventos de tornado. De fato, as limitações associadas ao não se considerar a componente turbulenta de velocidades impactam diretamente na construção

das funções de fragilidade, bem como, não permitem a caracterização da propagação de incertezas do modelo de ações. Portanto, é ideal que se realize a implementação da simulação do processo estocástico que gera a parcela flutuante de velocidades, uma vez que as respostas, em termos de probabilidades condicionais, melhor representariam a propagação de incertezas associadas ao modelo de ações.

Além disso, outros cenários de ângulo de incidência do caminho do tornado em relação à linha devem ser avaliados, uma vez que as simulações realizadas no presente estudo se ativeram apenas ao cenário de ângulo de incidência de  $90^\circ$ , embora alguns estudos sugerirem que existam outros cenários críticos, a saber (HAMADA; DAMATTY, 2011; DAMATTY; HAMADA, 2016). Neste sentido, com base na Figura 6.12, pode-se afirmar que para incidência do tornado não-perpendicular à LT, deve-se considerar a projeção da distância entre torres  $L$  na direção de incidência. Logo, para ângulos de incidência próximos de zero, quando a projeção de  $L$  se tornar igual ou menor que  $2R_{max}$ , a probabilidade de *tower hit* tende a um.

Outro ponto interessante é a otimização baseada em confiabilidade de sistemas de LT, principalmente no que se refere ao distanciamento entre torres, em virtude da probabilidade de falha do segmento de LT ser essencialmente afetada pela probabilidade de uma das torres ser atingida.



## REFERÊNCIAS

- AL-BERMANI, F. G. **Towards nonlinear analysis of transmission tower structures**. 1990. Tese (Doutorado) — School of Civil Engineering, The University of Queensland, 1990.
- AL-BERMANI, F. G.; KITIPORNCHAI, S. Elasto-plastic large deformation analysis of thin-walled structures. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 12, p. 28–36, 1 1990. ISSN 0141-0296.
- ALMINHANA, F. **Cascading Collapse of Transmission Line Structures**. 2017. 289 p. Tese (Doutorado) — The University of Queensland, 2017.
- ALMINHANA, F. L.; MASON, M.; AL-BERMANI, F. G. A compact nonlinear dynamic analysis technique for transmission line cascades. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 158, p. 164–174, 3 2018. ISSN 18737323.
- ALTALMAS, A.; DAMATTY, A. E.; HAMADA, A. Progressive failure analysis of transmission lines under tornado loading. **Annual conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2012: leadership in sustainable infrastructure, CSCE**, p. 2220–2230, 6 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.
- AUGUSTI, G.; CIAMPOLI, M. Performance-based design in risk assessment and reduction. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 23, p. 496–508, 10 2008. ISSN 02668920.
- BAKER, C. J.; STERLING, M. Modelling wind fields and debris flight in tornadoes. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier B.V., v. 168, p. 312–321, 9 2017. ISSN 01676105.
- BECK, A. T. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2019. 55 p. ISBN 978-85-352-8895-7.
- BECK, A. T.; MARA BOSSE, R.; DURCI RODRIGUES, I. On the ergodicity assumption in Performance-Based engineering. **Structural Safety**, Elsevier, v. 97, p. 102218, jul 2022. ISSN 0167-4730.
- BERTONI, B. G. L. **Estudos de caso de tornados, uso e ocupação do solo, topografia e análise meteorológica destes eventos atmosféricos no sul e sudeste do Brasil**. 3 2013. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 3 2013.
- BRADLEY, B. A. *et al.* Improved seismic hazard model with application to probabilistic seismic demand analysis. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 36, p. 2211–2225, 11 2007. ISSN 00988847.
- BROOKS, H. E. On the relationship of tornado path length and width to intensity. **Weather and Forecasting**, v. 19, p. 310–319, 4 2004. ISSN 0882-8156.
- CANDIDO, D. H. **Tornados e Trombas-d’água no Brasil: Modelo de risco e proposta de escala de avaliação de danos**. 2012. Tese (Doutorado) — Universidade Estadual de Campinas, 2012.

CHEN, L.; LETCHFORD, C. W. A deterministic-stochastic hybrid model of downbursts and its impact on a cantilevered structure. **Engineering Structures**, v. 26, p. 619–629, 4 2004. ISSN 01410296.

CHEN, L.; LETCHFORD, C. W. Numerical simulation of extreme winds from thunderstorm downbursts. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 95, p. 977–990, 10 2007. ISSN 01676105.

CIAMPOLI, M.; PETRINI, F.; AUGUSTI, G. Performance-based wind engineering: Towards a general procedure. **Structural Safety**, v. 33, p. 367–378, 9 2011. ISSN 01674730.

CORNELL, C. A. *et al.* Management agency steel moment frame guidelines. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, p. 526–533, 2002. ISSN 0733-9445.

DAMATY, A. A. E.; HAMADA, A. Behaviour of guyed transmission line structures under tornado wind loads - case studies. *In: Electrical Transmission and Substation Structures 2012*. Columbus, Ohio: American Society of Civil Engineers, 2012. p. 193–204. ISBN 9780784412657.

DAMATY, A. A. E.; HAMADA, A. F2 tornado velocity profiles critical for transmission line structures. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 106, p. 436–449, 1 2016. ISSN 18737323.

DAMATY, A. E. *et al.* State-of-the-art knowledge about behaviour of transmission line structures under downbursts and tornadoes. **The World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research**, 2014.

DAVENPORT, A. G. The dependence of wind loads on meteorological parameters. **Proceedings of International Research Seminar on Wind effects on buildings and structures**, University of Toronto Press, p. 19–82, 1968.

DEODATIS, G. Simulation of ergodic multivariate stochastic processes. **Journal of Engineering Mechanics**, p. 778–787, 1989.

DEODATIS, G. Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications. **Probabilistic Engineering Mechanics**, Elsevier, v. 11, p. 149–167, 7 1996. ISSN 0266-8920.

ELLINGWOOD, B. R. Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges. **Structural Safety**, Elsevier, v. 13, p. 159–176, 3 1994. ISSN 0167-4730.

ELLINGWOOD, B. R. Acceptable risk bases for design of structures. **Progress in Structural Engineering and Materials**, v. 3, p. 170–179, 2001. ISSN 1365-0556.

FUJITA, T. T. **Proposed characterization of tornadoes and hurricanes by area and intensity**. 1971. 42 p. Tese (Doutorado) — Chicago University, 1971.

FUJITA, T. T. Workbook of tornadoes and high winds for engineering applications. **U.S. Department of Energy - Division of Operational and Environmental Safety**, 1978.

FUJITA, T. T. Objectives, operation, and results of project NIMROD. *In: Preprints, Eleventh Conference on Severe Local Storms*. Chicago, Illinois: American Meteorological Society, 1979. p. 259–266.

FUJITA, T. T. Tornadoes and downbursts in the context of generalized planetary scales. **Journal of the Atmospheric Sciences**, v. 38, p. 1511–1534, 8 1981. ISSN 0022-4928.

HAMADA, A. **Analysis and behaviour of guyed transmission line structure under tornado wind loading**. 2009. Tese (Doutorado) — University of Western Ontario, 2009.

HAMADA, A. *et al.* Finite element modelling of transmission line structures under tornado wind loading. **Wind and Structures**, Techno Press, v. 13, p. 451–469, 2010. ISSN 12266116.

HAMADA, A.; DAMATTY, A. A. E. Behaviour of guyed transmission line structures under tornado wind loading. **Computers and Structures**, Pergamon, v. 89, p. 986–1003, 6 2011. ISSN 0045-7949.

HAMADA, A.; DAMATTY, A. A. E. Analysis and behaviour of guyed transmission lines under tornado wind loads – case studies. *In: Annual conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2013: general conference, CSCE 2013*. Montreal, QC: American Society of Civil Engineers, 2012.

HAMADA, A.; DAMATTY, A. A. E. Nonlinear formulation of four-nodded cable element and application to transmission lines under tornadoes. *In: The 2014 International conference on advances in wind and structures (AWAS14) – ACEM14*. Busan, Korea: IASEM Conference, 2014.

HAMADA, A.; DAMATTY, A. A. E. Failure analysis of guyed transmission lines during f2 tornado event. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 85, p. 11–25, 2 2015. ISSN 1873-7323.

IEC 60826. **IEC 60826 - Design criteria of overhead transmission lines**. Geneva, 2017.

IRVINE, H. M. **Cable Structures**. Cambridge, MSS: Dover Publications, 1992. 259 p.

JIANG, W.-Q. *et al.* Direct analysis of an ultrahigh-voltage lattice transmission tower considering joint effects. **Journal of Structural Engineering**, v. 143, p. 04017009, 5 2017. ISSN 0733-9445.

KAIMAL, J. C. *et al.* Spectral characteristics of surface-layer turbulence. **Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society**, v. 98, p. 563–589, 1972.

KASSIMALI, A. **Matrix analysis of structures**. 2. ed. Stamford, CT: CENGAGE Learning, 2012.

KENNEDY, R. P. *et al.* Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant. **Nuclear Engineering and Design**, v. 59, p. 315–338, 1980. ISSN 00295493.

KIM, Y. C.; MATSUI, M. Analytical and empirical models of tornado vortices: A comparative study. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier B.V., v. 171, p. 230–247, 12 2017. ISSN 01676105.

KITIPORNCHAI, S.; CHAN, S. L. Nonlinear finite element analysis of angle and tee beam-columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 113, p. 721–739, 4 1987. ISSN 0733-9445.

KUO, L. H. Axisymmetric flows in the boundary layer of a maintained vortex. **Journal of the Atmospheric Sciences**, v. 28, p. 20–41, 1971.

LE, T.-H.; CARACOGIA, L. Exploring the simulation of the stochastic response of a tall building in atornado-like wind. **Asia Pacific Vibration Conference**, 2015.

LE, T.-H.; CARACOGIA, L. Computer-based model for the transient dynamics of a tall building during digitally simulated andrews afb thunderstorm. **Computers and Structures**, Pergamon, v. 193, p. 44–72, 12 2017. ISSN 0045-7949.

- LE, V.; CARACOGLIA, L. Computationally efficient stochastic approach for the fragility analysis of vertical structures subjected to thunderstorm downburst winds. **Engineering Structures**, Elsevier Ltd, v. 165, p. 152–169, 6 2018. ISSN 18737323.
- LE, V.; CARACOGLIA, L. Life-cycle cost analysis of a point-like structure subjected to tornadic wind loads. **Journal of Structural Engineering**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 146, p. 04019194, 2 2020a. ISSN 0733-9445.
- LE, V.; CARACOGLIA, L. A neural network surrogate model for the performance assessment of a vertical structure subjected to non-stationary, tornadic wind loads. **Computers and Structures**, Elsevier Ltd, v. 231, 4 2020b. ISSN 00457949.
- LEE, P.-S.; MCCLURE, G. A general three-dimensional l-section beam finite element for elastoplastic large deformation analysis. **Computers and Structures**, v. 84, p. 215–229, 1 2006. ISSN 00457949.
- LEE, T.-H.; MOSALAM, K. M. Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. **Pacific Earthquake Engineering Research Center**, p. 193, 2006.
- LOREDO-SOUZA, A. M. Meteorological events causing extreme winds in brazil. **Wind and Structures An International Journal**, v. 15, p. 177–188, 3 2012. ISSN 1226-6116.
- LOREDO-SOUZA, A. M. *et al.* A climatology-based wind speed map for NBR 6123. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 16, n. 4, 2023.
- MASOOMI, H.; LINDT, J. W. van de. Tornado fragility and risk assessment of an archetype masonry school building. **Engineering Structures**, Elsevier, v. 128, p. 26–43, dec 2016. ISSN 18737323.
- MATHWORKS. **MATLAB**. Version 9.13.0 (R2022b). Natick, Massachusetts: The MathWorks Inc., 2022. Disponível em: <https://www.mathworks.com>.
- MCCARTHY, D. Tornado surveys and the impact on the national tornado database. **NWS Storm Prediction Center**, p. 7, 01 2003.
- MCDONALD, J. R.; MEHTA, K. C. **A Recommendation for an Enhanced Fujita Scale (EF-Scale)**. Lubbock, Texas, 2006.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; SAUNDERS, H. Matrix structural analysis. **Journal of Mechanical Design**, v. 104, p. 529–529, 7 1982. ISSN 0161-8458.
- MIGUEL, L. F. F.; ALMINHANA, F. L.; BECK, A. T. Performance based assessment of transmission lines to seismic events. **Engineering Structures**, v. 249, p. 113298, 2021. ISSN 0141-0296.
- NASCIMENTO, E. de L. Previsão de tempestades severas utilizando-se parâmetros convectivos e modelos de mesoescala: uma estratégia operacional adotável no brasil? **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. 20, p. 121–140, 2005.
- PAOLA, M. D. Digital simulation of wind field velocity. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier, v. 74-76, p. 91–109, 4 1998. ISSN 0167-6105.
- PAULOTTO, C.; CIAMPOLI, M.; AUGUSTI, G. Some proposals for a first step towards a performance based wind engineering. **IFED - International Forum in Engineering Decision Making**, 2004.

PEREIRA, F. L. G. **Sensibilidade das estruturas civis das usinas nucleares a cargas tornádicas**. 8 2009. Tese (Doutorado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil, 8 2009.

PETRINI, F.; AUGUSTI, G.; CIAMPOLI, M. A probabilistic framework for performance-based wind engineering. **In: Borri C, Augusti G, Bartoli G, Facchini L, editors. Proceedings of the 5th European and African conference on wind engineering; Florence, Italy., 2009.**

PETRINI, F.; GKOUMAS, K.; BONTEMPI, F. Damage and loss evaluation in the performance-based wind engineering. **In: Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures - Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability**. New York, NY: ICOSSAR, 2013. p. 1791–1797. ISBN 9781138000865.

POLAND, C. *et al.* **Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings**. Structural Engineers Association of California, 1995. Disponível em: <https://books.google.com.br/books?id=xi7WvQEACAAJ>.

PORTER, K.; KENNEDY, R.; BACHMAN, R. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. **Earthquake Spectra**, v. 23, p. 471–489, 5 2007. ISSN 8755-2930.

PORTER, K. A. An overview of peer's performance-based earthquake engineering methodology. **Proc. Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9)**, 2003.

PREVATT, D.; BHUSAR, A.; ROUECHE, D. A predictive tool for estimating tornado-induced damage to residential structures – application to the 2015 garland/rowlett, tx tornado. **In: International Conference. on Natural Hazards and Infrastructure**. Athens, Greece: ICONHIC, 2016.

PRIESTLEY, M. B. Evolutionary spectra and non-stationary processes. **Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)**, Royal Statistical Society, Wiley, v. 27, n. 2, p. 204–237, 1965. ISSN 00359246.

PRIESTLEY, M. J. N. Direct displacement-based seismic design of structures. **In: New Zealand Society for Safety Engineering Conference**. Palmerston North, New Zealand: NZSEE, 2007. p. 1–23.

RECKZIEGEL, B. W. **Levantamento dos desastres desencadeados por eventos naturais adversos no estado do rio Grande do Sul no período de 1980 a 2005**. 2007. -261 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

SAVORY, E. *et al.* Modelling of tornado and microburst-induced wind loading and failure of a lattice transmission tower. **Engineering Structures**, v. 23, p. 365–375, 2001.

SCHAEFER, J. T.; KELLY, D. L.; ABBEY, R. F. A minimum assumption tornado-hazard probability model. **Journal of Climate and Applied Meteorology**, v. 25, p. 1934–1945, 12 1986. ISSN 0733-3021.

SEAOC. Vision 2000 - a framework for performance based earthquake engineering. **Structural Engineers Association of California**, I-III, p. 122, 1995.

SIMI, E.; SCANLAN, R. **Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering**. 2. ed. University of Michigan: John Wiley and Sons, 1986. ISBN 9780471866138.

- SOLARI, G.; RAINISIO, D.; GAETANO, P. D. Hybrid simulation of thunderstorm outflows and wind-excited response of structures. **Meccanica**, Springer Netherlands, v. 52, p. 3197–3220, 10 2017. ISSN 15729648.
- STANDOHAR-ALFANO, C. D.; LINDT, J. W. van de. Empirically based probabilistic tornado hazard analysis of the united states using 1973–2011 data. **Natural Hazards Review**, American Society of Civil Engineers (ASCE), v. 16, p. 04014013, 2 2015. ISSN 1527-6988.
- STEWART, M. G.; ROSOWSKY, D. V. **Engineering for Extremes: Decision-Making in an Uncertain World**. Switzerland: Springer International Publishing, 2022.
- STONER, M.; PANG, W. Tornado hazard assessment of residential structures built using cross-laminated timber and light-frame wood construction in the us. **American Society of Civil Engineers**, v. 22, p. 04021032, 2021. ISSN 1527-6988.
- TESSARI, R. K. **Projeto Baseado em Performance de torres metálicas sujeitas à ação do vento**. 2016. 142 p. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 2016.
- TWISDALE, L. A.; DUNN, W. L. Probabilistic analysis of tornado wind risks. **Journal of Structural Engineering**, v. 109, n. 2, p. 468–488, 1983.
- VESILIND, P. J. Chasing tornadoes. **National Geographic**, p. 2–37, 4 2004.
- WEN, Y.-K. Dynamic tornadic wind loads on tall buildings. **Journal of the Structural Division**, v. 101, 1975.
- WEN, Y.-K.; CHU, S.-L. Tornado risks and design speed. **Journal of the Structural Division**, v. 99, 1973.
- WOLFRAM RESEARCH. **Mathematica**. Version 13.2. Champaign, Illinois: Wolfram Research, Inc., 2022. Disponível em: <https://www.wolfram.com/mathematica>.

