

Rodolfo Krul Tessari

***Projeto Baseado em Desempenho
de torres metálicas sujeitas à ação do vento***

São Carlos

2016

Rodolfo Krul Tessari

***Projeto Baseado em Desempenho
de torres metálicas sujeitas à ação do vento***

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP) como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências.

VERSÃO CORRIGIDA

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

Orientador: Prof. Dr. André Teófilo Beck

São Carlos
2016

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.

T338p Tessari, Rodolfo Krul
Projeto Baseado em Performance de torres metálicas
sujeitas à ação do vento / Rodolfo Krul Tessari;
orientador André Teófilo Beck. São Carlos, 2016.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2016.

1. Engenharia Baseada em Performance. 2. Engenharia
de Ventos Baseada em Performance. 3. Confiabilidade
estrutural. 4. Análise probabilística. 5. Torre de
telecomunicações. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **RODOLFO KRUL TESSARI**.

Título da dissertação: "Projeto baseado em desempenho de torres metálicas sujeitas à ação do vento".

Data da defesa: 25/02/2016

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Associado **André Teófilo Beck (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Gustavo Henrique Siqueira**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADO

Prof. Dr. **Leandro Fleck Fadel Miguel**
(Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC)

APROVADO
(POR VIDEO-CONFERÊNCIA)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo Sergio Lima Segantine**

Agradecimentos

Meus principais agradecimentos são dedicados à minha querida mãe, Ligia, que sempre me incentivou aos estudos e construiu minha base disciplinar, sem a qual certamente não haveria chegado tão longe ("*Primeiro os estudos, depois a diversão.*"). Também por ter me ensinado a usar uma das mais úteis ferramentas que trago comigo desde pequeno, o português e sua gramática. Dedico também este trabalho ao meu pai e igualmente ídolo, Nivaldo. Obrigado por ter tido a calma de me mostrar a matemática, essencial não apenas à minha formação em Engenharia mas à mudança da minha percepção sobre o mundo em si. Agradeço ainda à minha irmã, Rachel, que tanto contribuiu pra revisão deste texto e sem dúvida me tornou uma pessoa mais altruísta. Agradeço à minha tia Lourdes e à minha falecida avó Maria de Lourdes, que me deixou tanta saudade. À minha namorada Raquel, que manteve-se minha incondicional companheira durante todo o período em que estive afastado para me dedicar à conclusão deste trabalho.

Agradeço também ao Professor e amigo André Beck, por acreditar em meu trabalho e tê-lo orientado da melhor forma possível. Aos grandes amigos que fiz ao longo desta jornada: Victor, Júlio, Morkis, Fernando, Jeferson, Sergio, Buffon e Delfino. Obrigado por aturarem minhas piadas sem graça e contribuírem com minha pesquisa, ambas as coisas foram igualmente importantes para mim. Obrigado a todas as pessoas por quem tenho grande apreço e possuo o privilégio de chamar de amigos. Seus nomes não estão escritos pois a omissão de algum poderia gerar mágoas, quando em realidade seria apenas culpa de minha falta de memória ou falta de espaço para uma única página.

Gostaria de agradecer aos professores Edson Leonel e Rodolfo Sanches pelas contribuições feitas ao trabalho durante o exame de qualificação e à Rosi, que mesmo assistindo a tudo dos bastidores foi essencial em diversos momentos e teve imensa paciência comigo.

Por fim, parafraseando meu grande amigo Henrique (que me fez optar pela USP e por São Carlos), agradeço à CAPES pelo apoio financeiro e a todos os cidadãos que custearam minha formação. Espero um dia retornar à sociedade muito mais do que me foi dado.

Muito obrigado a todos!

*Hoje me sinto mais forte, mais feliz, quem sabe?
Só levo a certeza de que muito pouco eu sei
Nada sei.*

(...)

*Cada um de nós compõe a sua história
Cada ser em si carrega o dom de ser capaz
De ser feliz.*

(Renato Teixeira / Almir Sater - Tocando em Frente)

Resumo

TESSARI, R. K. **Projeto Baseado em Desempenho de torres metálicas sujeitas à ação do vento**. 2016. 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

A Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (*Performance-based Wind Engineering – PBWE*) é uma filosofia de projeto que preconiza identificar e quantificar as incertezas envolvidas no projeto estrutural a fim de assegurar níveis previsíveis de desempenho às edificações, não mais gerenciando o risco através da clássica abordagem determinística. Contudo, devido à recente proposição da metodologia, ainda há poucos estudos relacionados à PBWE, cada qual apresentando diferentes limitações. Assim, o presente trabalho propõe uma adaptação da metodologia da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho à análise probabilística do comportamento de torres metálicas, avaliando diferentes modelos de cálculo para estimativa das forças do vento neste tipo de estrutura. Para tanto, investigou-se as incertezas envolvidas na caracterização do campo de ventos e da resistência estrutural e foram analisados quatro métodos distintos para a estimativa das forças de vento em torres metálicas: dois procedimentos de cálculo correspondentes à norma brasileira de ventos ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988), a metodologia de Davenport (1993) e a de Holmes (1994). Um estudo de caso envolvendo a estimativa da confiabilidade de uma torre de telecomunicação também foi conduzido. Constatou-se que ambos os procedimentos de cálculo admitidos conduzem a níveis de segurança de mesma ordem de grandeza e que a elaboração de projetos de torres considerando a direção de incidência do vento como sendo a mais desfavorável à estrutura é demasiadamente conservadora. Como contribuição, verifica-se que o projeto ótimo de torres pode ser alcançado com base no nível de segurança desejado para diferentes velocidades máximas de vento associadas a intervalos de recorrência específicos.

Palavras-chaves: Engenharia Baseada em Desempenho. Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho. Confiabilidade estrutural. Análise probabilística. Torre de telecomunicação.

Abstract

TESSARI, R. K. **Performance-based Design of steel towers subject to wind action.** 2016. 161 p. Master thesis (Structural Engineering) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2016.

Performance-based Wind Engineering (PBWE) is a design philosophy that aims to identify and quantify the uncertainties involved in the structural design in order to ensure predictable performance levels to buildings, no longer managing risk through the classical deterministic approach. However, due to the recent proposal of the methodology, there are few studies related to PBWE, each presenting different limitations. Thus, this paper proposes an adaptation of the Performance-based Wind Engineering methodology to the probabilistic analysis of the behavior of steel towers, evaluating different calculation models for estimating wind forces on this type of structure. To this end, uncertainties involved in the characterization of the wind field and structural strength were investigated and four different methods for the estimation of wind forces on steel towers were analyzed: two procedures relative to the Brazilian winds standard ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988), and the methodologies of Davenport (1993) and Holmes (1994). A case study concerning the reliability estimation of a telecommunication tower was also conducted. It was found that both assumed calculation procedures lead to security levels of the same order of magnitude and that the design of towers considering that the wind always blows from the worst direction is too conservative. As a contribution, it is found that the optimum design of towers can be achieved based on the desired security level for different maximum wind speeds associated to specific recurrence intervals.

Keywords: Performance-Based Engineering. Performance-Based Wind Engineering. Structural reliability. Probabilistic analysis. Latticed telecommunication tower.

Sumário

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Justificativa	23
1.2	Objetivos	25
1.3	Metodologia	26
1.4	Organização do trabalho e síntese dos capítulos	27
2	ENGENHARIA BASEADA EM DESEMPENHO	29
2.1	Conceitos probabilísticos	29
2.1.1	Função de distribuição acumulada complementar (CCDF) e função densidade de probabilidade (PDF)	29
2.1.2	Probabilidade condicional	30
2.1.3	Teorema da probabilidade total	30
2.2	A metodologia proposta pelo PEER	31
3	ENGENHARIA DE VENTOS BASEADA EM DESEMPENHO	35
3.1	Procedimentos de projeto atuais	36
3.2	Incertezas na Engenharia de Ventos	38
3.2.1	Parâmetros de incertezas	39
3.3	A metodologia PBWE	41
3.3.1	Análise crítica da metodologia PBWE	42
4	CONFIABILIDADE ESTRUTURAL	45
4.1	Níveis de confiabilidade alvo	46
4.2	Estados limites e níveis de desempenho	47
4.3	Métodos para estimativa da confiabilidade	48
4.3.1	Método de confiabilidade de primeira ordem	49
4.3.1.1	Índices de sensibilidade	49
4.3.2	Simulações de Monte Carlo	50
4.3.2.1	Técnicas de amostragem	51
4.3.2.2	Monte Carlo Bruto	52
4.3.2.3	Monte Carlo por Importância usando pontos de projeto	53
4.4	StRAnD	53
5	DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS DE INTERESSE	55
5.1	Caracterização do campo de ventos	55
5.1.1	Velocidade básica do vento	56
5.1.1.1	Teoria de Valores Extremos	57

5.1.2	Direção de incidência do vento	58
5.1.3	Coefficientes aerodinâmicos	60
5.1.3.1	Fator de rugosidade ou exposição	61
5.1.3.2	Fator de forma	62
5.1.3.3	Fator de rajada	63
5.1.4	Variáveis de solicitação	63
5.2	Caracterização da resistência estrutural	64
5.2.1	Propriedades materiais e geométricas	65
5.2.2	Incertezas de modelo	69
5.3	Interação mecânica entre vento e estrutura	71
6	PROGRAMA PARA ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR GEOMÉ- TRICA DE ESTRUTURAS	75
6.1	A formulação posicional	75
6.2	Energia de deformação de um elemento finito de barra simples	76
6.3	O problema de equilíbrio não linear geométrico	78
6.4	Estratégia de solução –Método de Newton-Raphson	79
6.5	O problema de equilíbrio dinâmico	81
6.6	Estratégia de solução –método de Newmark β	84
7	PROCEDIMENTOS DE PROJETO	87
7.1	Projeto de estruturas segundo a ABNT NBR 6123:1988	87
7.1.1	Modelo de carga estático	87
7.1.2	Modelo de carga dinâmico - Método discreto	91
7.2	Metodologia de Davenport	94
7.3	Metodologia de Holmes	96
8	APLICAÇÃO NUMÉRICA	99
8.1	Generalidades	99
8.2	Modelo Estrutural	100
8.3	Modelos de Carga	102
8.3.1	Modelo de carga estático	102
8.3.2	Modelo de carga dinâmico	104
8.3.2.1	Análise da sobreposição modal	106
8.4	Análise da confiabilidade estrutural	109
8.4.1	Equações de estado limite	109
8.4.2	Variáveis aleatórias	110
8.5	Simulações numéricas	111
8.6	Resultados	111
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	123

9.1	Sugestões para trabalhos futuros	124
	REFERÊNCIAS	125
	APÊNDICE A – COMPONENTES DAS FORÇAS DE VENTO EM TOR- RES DE SEÇÃO TRIANGULAR	133
	APÊNDICE B – DADOS DO MODELO COMPUTACIONAL	137
	APÊNDICE C – ESTATÍSTICAS DA VELOCIDADE MÁXIMA DO VENTO	147
C.1	Cálculo das estatísticas de V_{50}	147
C.2	Resumo dos parâmetros estatísticos	149
	APÊNDICE D – MOMENTOS ESTATÍSTICOS DO FATOR EXPO- NENCIAL	151
	APÊNDICE E – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .	153

1 Introdução

Considerar riscos em projetos estruturais requer o reconhecimento de incertezas. Incertezas são inerentes à concepção estrutural e possuem origens distintas. Exemplos típicos são as incertezas atreladas às solicitações causadas por fenômenos ambientais (tais como terremotos, tempestades, deslizamentos e tornados), cuja intensidade e frequência de ocorrência são de difícil previsão.

Incetezas podem ser reduzidas através da coleta de mais dados sobre os processos envolvidos ou de melhor conhecimento do problema de engenharia, mas não completamente eliminadas, dando origem ao risco. A definição mais geral de risco envolve a noção de probabilidade de um evento desfavorável (ameaça) e a sua consequência em termos humanos ou econômicos. Quando as consequências de um evento E são quantificadas na forma de uma função custo $C[\cdot]$, o risco associado ao evento E pode ser expresso por:

$$Risco[E] = P[E] \cdot C[E] \quad (1.1)$$

Inúmeras pesquisas têm sido realizadas para melhor estudar e quantificar os riscos aos quais estruturas estão sujeitas, bem como desenvolver um método científico mais efetivo para mitigá-los. Porém, a interdependência entre as variáveis envolvidas no respectivo projeto dificulta a análise. Exemplo disso são as solicitações causadas pelo vento nas edificações, que são função da própria tipologia e localização geográfica da edificação.

Nesta perspectiva, a seleção das ameaças apropriadas a cada estrutura e o reconhecimento das incertezas associadas a elas é parte importante e inerente ao processo de projetar e requer atenção. Por um lado, negligenciar riscos compromete a segurança estrutural e expõe a vida de pessoas a situações de perigo. Superestimá-los, entretanto, afasta o projetista da solução ótima para a estrutura e gera má distribuição de recursos – quase sempre limitados e de caráter decisivo para os investidores (AUGUSTI; CIAMPOLI, 2008).

Tradicionalmente, normas estruturais gerenciam o risco decorrente da presença de incertezas através da imposição de fatores de segurança aos cálculos realizados durante a fase de projeto. Uma vez que a falha de uma estrutura pode ocorrer caso sua resistência seja inferior aos carregamentos que nela atuam ao longo de sua vida útil, há dois modos de garantir a integridade estrutural: superestimando as cargas ou reduzindo a resistência real da estrutura ou de seus elementos (ELLINGWOOD, 2001). Em ambos os casos, faz-se necessário o dimensionamento de uma estrutura mais robusta para resistir às forças externas a ela aplicadas. Tais provisões são geralmente expressas na forma de equações de estado limite, representadas pela desigualdade:

$$\phi_R R_n \geq \Sigma \gamma_i Q_{ni} \quad (1.2)$$

em que R_n e Q_{ni} são valores nominais (ou característicos) de resistências e carregamentos e os coeficientes de segurança, ϕ_R e γ_i , têm o objetivo de minorar resistências e majorar carregamentos, respectivamente.

A filosofia de projeto conhecida como Método dos Estados Limites (*LFRD – Load and Resistance Factor Design*) surgiu na década de 1970 e substituiu o Método das Tensões Admissíveis (*ASD – Allowable Stress Design*), principal filosofia de projeto até a época. Desde então, a abordagem prescritiva imposta por normas estruturais sob o formato de equações de estado limite tem sido utilizada extensivamente, proporcionando uma série de benefícios à concepção de novas estruturas, quais são (SOUZA, 2007):

- Permite explorar melhor as propriedades de cada material, tornando o projeto com diferentes materiais mais racional e econômico;
- Cargas de natureza diversa são majoradas por fatores γ_i distintos, permitindo que sejam tratadas individualmente, ao contrário de como era feito no Método das Tensões Admissíveis;
- A utilização de diferentes fatores de segurança para cada combinação de carregamentos conduz ao dimensionamento de estruturas mais econômicas para um mesmo nível de segurança obtido através do método ASD;
- E, finalmente, cargas e resistências são majoradas e minoradas, respectivamente, por coeficientes independentes entre si, proporcionando explorar melhor as informações estatísticas de cada variável do projeto.

Diversos coeficientes de segurança utilizados na formulação do LFRD foram determinados através de processos de calibração envolvendo a análise de confiabilidade de uma série de membros dimensionados em conformidade com o método ASD (ELLINGWOOD, 1994). A calibração possibilitou estreitar a larga faixa de valores de confiabilidade observada, variabilidade esta decorrente do inconsistente tratamento de incertezas por parte do antigo método.

Porém, mesmo o processo de calibração envolve algum grau de subjetividade e permite que incoerências e ineficiências em práticas anteriores se propaguem para as novas especificações. Exemplos disto podem ser encontrados nas equações de estado limite da norma americana ASCE 7 (cujos critérios mantiveram-se praticamente inalterados desde sua primeira versão até a edição de 1995), nas quais a confiabilidade de estruturas projetadas para situações em que forças de vento governam o projeto é inferior à confiabilidade nos casos em que forças gravitacionais prevalecem (ELLINGWOOD; TEKIE, 1999).

Outro revés deste processo é que o nível de segurança de estruturas projetadas em conformidade com a metodologia LFRD é desconhecido. Visto que a metodologia admite valores nominais ou característicos para resistências e solicitações e exige a satisfação de verificações individuais de segurança a nível dos elementos estruturais, pode-se apenas afirmar que o membro irá apresentar desempenho satisfatório frente às solicitações consideradas no modelo de cálculo, sem que, no entanto, seja possível quantificá-lo. Esta incapacidade em estimar os riscos e incertezas envolvidas no dimensionamento de elementos estruturais torna impossível prever

com exatidão o nível de segurança do sistema como um todo, uma vez que a complexidade da análise aumenta conforme a visão sobre o problema torna-se mais abrangente.

Para Ellingwood (1994), a principal lacuna deixada por códigos estruturais está justamente em não abordar diretamente a questão do desempenho de sistemas estruturais. Conforme explica, a confiabilidade de estruturas hiperestáticas é geralmente maior que a de seus membros individualmente, fato este decorrente da contribuição de elementos não estruturais para a capacidade de carga da estrutura e da pequena contribuição da falha de um membro para a integridade do sistema como um todo, por exemplo. Por outro lado, treliças isostáticas podem apresentar nível de segurança inferior a de seus membros individualmente. Assim, apenas através da consideração das características específicas a cada sistema estrutural é possível obter estimativas precisas do nível de segurança da edificação a ser projetada.

Hendawi e Frangopol (1994) também dirigem críticas à filosofia projetual corrente. Afirmam que o conservadorismo empregado no projeto e análise de sistemas estruturais, ao desconsiderar a capacidade de redistribuição de esforços após a falha de um ou mais membros estruturais, conduz a um desperdício considerável de recursos. Propõem, como solução, o acréscimo de um fator global ϕ_G à equação (1.2) para contabilizar os efeitos decorrentes da redundância do sistema estrutural ou de seus subsistemas constituintes. Deste modo, a nova relação entre resistências e solicitações de membros estruturais passa a ser expressa por:

$$\phi_G \phi_R R_n \geq \Sigma \gamma_i Q_{ni} \quad (1.3)$$

Diversos códigos também são negligentes ao não fazer qualquer distinção entre elementos críticos (pilares, vigas-parede) e elementos não críticos (vigas, terças). Segundo Ellingwood (1994), alguns códigos procuram minimizar falhas nas conexões entre membros exigindo medidas de segurança adicionais, sem, porém, explicitar a diferença entre as consequências ou modos de falha da estrutura.

Prescrições normativas limitam o desempenho das estruturas ao regime elástico linear, em que a formação da primeira rótula plástica em um ou mais membros caracteriza a violação da equação de estado limite que define a resistência do sistema global. Zhang, Ellingwood e Rasmussen (2014) demonstram que estruturas com modesta capacidade de redistribuição de esforços chegam a apresentar resistência última cerca de 10-30% superior ao resultado obtido pelo método atualmente praticado, quando analisados em regime inelástico.

Nos últimos anos, uma nova filosofia de projeto tem sido progressivamente estudada e desenvolvida com o objetivo de sanar estas e outras deficiências observadas no Método dos Estados Limites. A Engenharia Baseada em Desempenho, mais conhecida por seu acrônimo “PBE” (*Performance-based Engineering*), representa um novo paradigma, no qual a abordagem determinística empregada por normas estruturais dá lugar à formulação de critérios objetivos de desempenho escritos em termos probabilísticos (PAULOTTO; CIAMPOLI; AUGUSTI, 2004).

Inúmeras definições para a Engenharia Baseada em Desempenho podem ser encontradas na literatura. Segundo definição da Associação de Engenheiros Estruturais da Califórnia (SEAOC), a Engenharia Baseada em Desempenho consiste em ações que buscam reconhecer,

identificar e quantificar as incertezas envolvidas no projeto estrutural, a fim de projetar edificações com níveis previsíveis de desempenho, dentro de limites de risco e de confiabilidade previamente estipulados (SEAOC, 1999). Estes níveis correspondem a uma gama de critérios definidos usualmente entre um limite inferior, baseado no colapso da estrutura e na segurança da vida de pessoas, e um limite superior, estipulado em termos operacionais.

Ellingwood (1998 apud GRIFFIS et al., 2013) conceitua a PBE como sendo uma abordagem projetual baseada (i) em objetivos de desempenho e segurança específicos, definidos pelos usuários da edificação, investidores e pelo público geral; (ii) na análise probabilística das diferentes ameaças que afetam a estrutura; e (iii) na avaliação quantitativa das diferentes alternativas de projeto em comparação aos objetivos traçados, sem, contudo, prescrever soluções técnicas específicas.

A Engenharia Baseada em Desempenho corresponde a um novo patamar na concepção de projetos estruturais. Em geral, problemas de engenharia são endereçados através de cenários determinísticos ou semi-probabilísticos. No primeiro cenário, parâmetros de carga e resistência são admitidos como perfeitamente conhecidos e invariantes. Já no segundo, fatores de segurança calibrados conforme a boa prática de engenharia são aplicados sobre o valor característico das variáveis de projeto. Através desta nova filosofia é possível realizar a transição destes cenários para um cenário em que incertezas são admitidas e gerenciadas de forma consistente (ELLINGWOOD, 2001).

A concepção da metodologia PBE é reflexo direto da evolução ao longo dos anos do campo da confiabilidade estrutural. A teoria de confiabilidade estrutural fornece uma base teórica sólida para a análise probabilística de incertezas, abordando questões relativas à segurança estrutural e estabelecendo ligações entre a engenharia estrutural e suas consequências sociais.

A metodologia racional para análise e mitigação de riscos que serve de base à PBE fez com que o meio técnico e científico a considerasse ideal para o projeto de estruturas sujeitas a ameaças naturais. Com destaque à engenharia sísmica (onde teve origem a metodologia), instrumentos normativos estão gradualmente substituindo a abordagem prescritiva por procedimentos da PBE para o projeto de novas edificações e reabilitação de construções existentes (FEMA, 1997; BARBATO; PETRINI; CIAMPOLI, 2011).

As vantagens demonstradas pela aplicação da PBE à engenharia sísmica despertaram o interesse de engenheiros e pesquisadores, que rapidamente estenderam seus conceitos a outros campos da engenharia. Há trabalhos que envolvem, por exemplo, a aplicação da metodologia à tsunamis (ROBERTSON; RIGGS, 2011) e tornados ou furacões (BARBATO; PETRINI; CIAMPOLI, 2011; BARBATO et al., 2013). Outra vertente com grande potencial de desenvolvimento surgiu em 2004 e trata da aplicação da PBE à Engenharia de Ventos.

Resultado do projeto de pesquisa italiano denominado PERBACCO, a Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (ou “PBWE”, referente à *Performance-based Wind Engineering*) foi inicialmente proposta por Paulotto, Ciampoli e Augusti (2004). No entanto, somente em 2009 um formato conciso e geral para a metodologia foi estabelecido por Petrini (2009).

Ao longo dos anos a metodologia evoluiu, porém ainda há amplo espaço para seu aperfeiçoamento.

1.1 Justificativa

Os critérios definidos pelo Método dos Estados Limites, em sua atual formulação prescritiva e qualitativa, são claros e inequívocos para um projetista, de fácil imposição e verificação por entidades reguladoras e consistentes com a educação tradicional de engenharia. Contudo, evidências passadas comprovam que estruturas projetadas em conformidade com os códigos estruturais da época não apresentaram desempenho satisfatório frente a solicitações de intensidade inferior às quais foram projetadas, conforme evidenciam Bertero (2000) e Lee e Mosalam (2006).

Com o advento da Engenharia Baseada em Desempenho, normas internacionais (como, por exemplo, a norma americana AISC 360-10 e a norma australiana AS4100) progressivamente passaram a permitir que, durante o projeto de estruturas expostas a terremotos de média a alta intensidade, membros estruturais e conexões apresentassem deformação plástica, visando obter soluções economicamente mais atrativas. A natureza dinâmica das forças sísmicas foi então incorporada às provisões normativas, de modo que análises além do regime elástico pudessem suplantar as equações utilizadas para o dimensionamento dos membros estruturais, contanto que algumas restrições fossem repetidas. Dentre elas, talvez a mais relevante seja a de que um nível de confiabilidade estrutural igual ou superior seja fornecido pela análise inelástica em comparação ao obtido por meio das equações ordinariamente empregadas a nível dos elementos (ZHANG; ELLINGWOOD; RASMUSSEN, 2014).

Contudo, forças do vento ainda são tratadas como cargas estáticas em códigos estruturais, negligenciando sua natureza dinâmica e aleatória no espaço e no tempo. Solicitações decorrentes da ação do vento são transformadas em “forças estáticas equivalentes” que, quando aplicadas à estrutura, permitem obter respostas aproximadas. Assim, o processo atualmente praticado impossibilita que a resposta estrutural além do limite elástico seja explorada.

Fazendo uma análise da diferença entre a excitação provocada por terremotos e por ventos, o conservadorismo dos códigos estruturais que envolvem o efeito do vento sobre edificações pode ser melhor compreendido. A Figura 1.1a permite observar que as principais frequências de abalos sísmicos são tipicamente 10 a 50 vezes superiores às frequências de tempestades de vento e ilustra quais as tipologias estruturais mais sensíveis a cada uma destas ações.

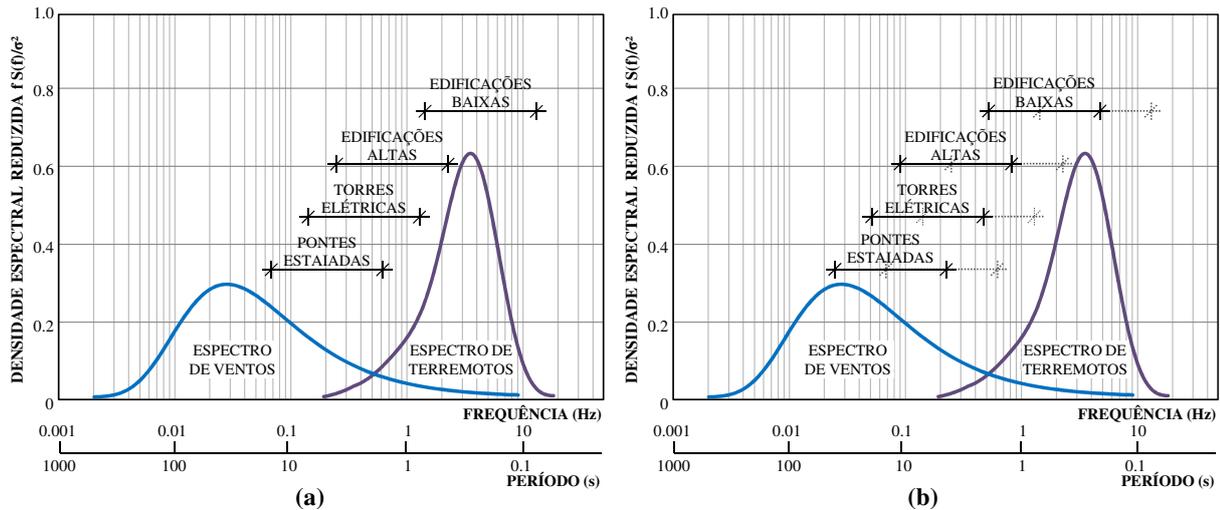


Figura 1.1 – Intervalos de frequência de estruturas excitadas por ventos e terremotos (BOGGS; DRAGOVICH, 2006): (a) frequências típicas; (b) frequências reduzidas.

Griffis et al. (2013) explicam que quando uma edificação é dimensionada de modo a permitir deformações permanentes, suas frequências naturais são reduzidas. Logo, ao permitir que estruturas expostas a forças sísmicas apresentem comportamento inelástico, normas estruturais consentem com tal redução, gerando uma translação dos intervalos de frequência das diferentes tipologias para a esquerda do eixo das abcissas (Figura 1.1b).

Considerando que a contribuição harmônica do espectro de frequência de ventos ou terremotos decai à medida que nos afastamos de sua média, a natureza dinâmica do carregamento torna-se menos relevante à análise estrutural. Portanto, para o caso de edificações localizadas em regiões com susceptibilidade à ocorrência de sismos, as recomendações normativas podem ser vistas como favoráveis à segurança, uma vez que as afastam do centro de massa da função densidade de frequência de terremotos.

Em contrapartida, permitir que edificações trabalhem em regime inelástico implica na redução de suas frequências fundamentais, aproximando-as do centro do espectro de ventos. Consequentemente, as características dinâmicas das forças do vento acabam por afetar uma gama maior de tipologias, tornando-se mais relevantes à análise da resposta estrutural (especialmente daquelas com frequência fundamental inferior a 1 Hz). A menos que isto seja considerado na conversão da força do vento em cargas estáticas equivalentes, possibilitar deformações permanentes pode induzir a um projeto contrário à segurança.

Além disso, questões envolvendo o aumento do amortecimento da estrutura em função de seu comportamento inelástico deveriam ser consideradas e contrabalanceadas com os efeitos negativos decorrentes da possível fadiga apresentada por componentes e ligações, aumentando ainda mais a complexidade da análise. Tais fatos podem, em parte, explicar o conservadorismo dos códigos estruturais ao exigir que estruturas expostas ao vento apresentem comportamento estritamente elástico.

Embora as imposições normativas objetivem a manutenção da segurança estrutural, o conservadorismo excessivo relacionado às forças do vento impede que soluções técnicas mais adequadas sejam exploradas por projetistas, afastando-os da configuração ótima para a estrutura. A Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho, no entanto, considera a natureza dinâmica da ação do vento em todas as etapas do projeto e por meio de sua abordagem probabilística permite estimar a confiabilidade da estrutura projetada.

Além disso, a PBWE implica em ganhos por parte dos proprietários da edificação, pois permite quantificar os riscos aos quais a estrutura estará sujeita ao longo de sua vida útil; dos usuários, ao garantir não somente a segurança estrutural mas também níveis adequados de conforto; e da sociedade como um todo, através da economia e melhor alocação de recursos.

1.2 **Objetivos**

Em função dos motivos expostos e da carência de trabalhos envolvendo a metodologia da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (em parte devido à recente proposição da metodologia), o presente trabalho objetiva adaptar a abordagem racional da PBWE para avaliar o risco a que torres metálicas estão expostas, comparando diferentes procedimentos de projeto para cálculo da ação do vento neste tipo de estrutura.

Para alcançar o objetivo proposto, objetivos intermediários foram traçados. São eles:

- a) Delinear a metodologia da Engenharia Baseada em Desempenho, descrevendo os conceitos probabilísticos que lhe servem de alicerce;
- b) Apresentar as principais fontes de incerteza que permeiam a Engenharia de Ventos e introduzir a metodologia da PBWE;
- c) Estabelecer a base conceitual necessária à análise da confiabilidade de estruturas;
- d) Determinar os parâmetros de interesse necessários à correta caracterização da ação do vento em torres metálicas;
- e) Desenvolver uma ferramenta computacional capaz de analisar o comportamento de estruturas reticuladas em regime não linear geométrico, no contexto da mecânica estocástica;
- f) Confrontar diferentes procedimentos de projeto, esclarecendo as principais diferenças entre cada um deles;
- g) E, por fim, analisar um exemplo de aplicação envolvendo uma torre metálica de telecomunicação com o intuito de quantificar seu desempenho estrutural e ilustrar a aplicabilidade da abordagem probabilística proposta.

1.3 Metodologia

A metodologia empregada neste trabalho corresponde à uma adaptação do formato geral da PBWE desenvolvido por Petrini (2009) e Ciampoli e Petrini (2011) para o caso de torres metálicas.

Para alcançar os objetivos propostos, foram desenvolvidas atividades envolvendo estudo analítico e implementação computacional, agrupadas em 5 etapas:

- Primeiramente, para a perfeita compreensão das metodologia da PBWE, foi realizada uma extensa revisão bibliográfica onde procurou-se expor o estado da arte da Engenharia Baseada em Desempenho e introduzir alguns conceitos básicos à análise da confiabilidade de estruturas.
- A segunda etapa compreendeu a investigação dos parâmetros do campo de ventos de maior importância à análise de confiabilidade estrutural. Posteriormente, construiu-se um modelo probabilístico do campo de ventos com base no banco de dados meteorológicos disponibilizado pelas Companhias de Pesquisa Wolfram (2015) para o estudo de caso realizado;
- Para o estudo do comportamento estrutural, foi necessário construir/implementar uma ferramenta computacional capaz de solucionar problemas mecânicos estocásticos. Seu algoritmo foi desenvolvido com base na formulação do método dos elementos finitos posicional, permitindo a análise não linear geométrica de treliças espaciais tanto em regime estático quanto dinâmico;
- A quarta etapa envolveu a compreensão das hipóteses de cálculo subjacentes a diferentes procedimentos de projeto para a estimativa da ação do vento em torres metálicas;
- Finalmente, definiu-se a geometria da torre de telecomunicação para o estudo de caso conforme os padrões comerciais e utilizou-se o software StRAnD para aferir a confiabilidade da estrutura para cada nível de desempenho selecionado.

Dois programas computacionais distintos foram utilizados para a avaliação do desempenho da torre-tipo: o primeiro deles corresponde ao programa StRAnD (*Structural Reliability Analysis and Design*), desenvolvido pelo Prof. Dr. André T. Beck, responsável pela avaliação do desempenho estrutural em termos probabilísticos (BECK, 2008); o segundo, desenvolvido ao longo do trabalho, foi utilizado para aferir a resposta mecânica da estrutura. Ambos os programas foram desenvolvidos em Fortran, no padrão 2003.

Cabe salientar que o programa mecânico, StRAnD-FEA (*StRAnD-Finite Element Analysis*), foi programado utilizando conceitos de orientação a objetos e paralelismo devido ao enorme custo computacional envolvido nas simulações realizadas. Estratégias de programação em paralelo também foram introduzidas ao programa de confiabilidade (StRAnD) nas rotinas responsáveis pelas simulações de Monte Carlo, o que permitiu aumentar a velocidade de processamento e gerou ganhos de tempo excepcionais.

1.4 Organização do trabalho e síntese dos capítulos

O presente trabalho está organizado em 9 capítulos, nos quais são abordados temas referentes à confiabilidade estrutural e à análise de riscos.

No Capítulo 2, a Engenharia Baseada em Desempenho é introduzida. Apresenta-se de modo breve o histórico dos fatos que motivaram o desenvolvimento desta nova filosofia de projeto e, em seguida, faz-se menção a alguns conceitos probabilísticos para habilitar a compreensão da versão mais difusa da metodologia por parte dos leitores.

A Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho consta no Capítulo 3. Inicialmente traça-se um panorama geral dos procedimentos atuais de projeto. Em seguida, as principais fontes de incerteza na Engenharia de Ventos são identificadas e, por fim, a metodologia PBWE é demonstrada e criticamente analisada.

Alguns conceitos básicos para a análise da confiabilidade de estruturas são introduzidos no Capítulo 4. Procura-se discutir a noção de nível de confiabilidade alvo, de estados limites e definem-se níveis de desempenho para a avaliação de estruturas sujeitas à ação do vento. A formulação teórica de cada um dos métodos de confiabilidade utilizados no estudo de caso é explicada de modo conciso e, ao término do capítulo, apresentam-se as funcionalidades do programa StRAnD.

O Capítulo 5 é dedicado à caracterização estatística das variáveis de interesse à PBWE. Primeiramente são listadas as incertezas envolvidas na caracterização do campo de ventos, que inclui dados sobre a velocidade, direção e pressão do vento, além dos principais coeficientes aerodinâmicos. Em seguida, é feito um levantamento dos principais parâmetros estruturais relacionados a propriedades materiais e geométricas em que há presença de incertezas, além daquelas associadas ao uso de modelos teóricos. Finalmente, comenta-se sobre os possíveis mecanismos de interação mecânica entre a estrutura e o campo de ventos.

Discorre-se no Capítulo 6 sobre o programa mecânico desenvolvido para a análise de estruturas treliçadas. Explica-se a formulação posicional do método dos elementos finitos para o elemento de barra simples, o problema do equilíbrio não linear geométrico e dinâmico, bem como as estratégias de solução implementadas.

O Capítulo 7 é direcionado ao entendimento das análises realizadas. Inicia-se com a apresentação do procedimento de cálculo da norma brasileira de ventos ABNT NBR 6123:1988 segundo os modelos de carregamento estático e dinâmico. Em seguida, faz-se referência às metodologias criadas por Davenport e Holmes, cada qual construída sobre diferentes hipóteses de cálculo, tornando-as adequadas a propósitos específicos.

Resultados decorrentes das análises realizadas envolvendo uma torre metálica de telecomunicação são expostos no Capítulo 8, sendo feitas conclusões e sugestões a trabalhos futuros no Capítulo 9.

2 Engenharia Baseada em Desempenho

A filosofia de Engenharia Baseada em Desempenho teve sua origem após a ocorrência de terremotos de grande intensidade na década de 90, nomeadamente os terremotos “1994 Northridge”, na Califórnia, e “1995 Kobe”, no Japão. Juntos, ocasionaram um prejuízo total estimado em 120 bilhões de dólares e cerca de 5500 mortes, além de desabrigar, respectivamente, 20 mil e 300 mil pessoas (USGS, 2014).

Apesar da boa resistência apresentada pelas estruturas em relação aos sismos sob a ótica do número de mortes evitadas, o custo inesperadamente alto associado à reparação de estruturas e à paralisação de atividades fez com que a comunidade de engenheiros estruturais iniciasse a elaboração de uma nova filosofia projetual, que incorporasse outros níveis de desempenho além dos estados limites de serviço e último tradicionalmente empregados. Os primeiros documentos provenientes deste esforço conjunto foram o “Vision 2000”, publicado em 1995 pela SEAOC, e o “FEMA 273”, publicado em 1997 (GHOBARAH, 2001; LEE; MOSALAM, 2006).

Naturalmente, os procedimentos estabelecidos nestes documentos apresentaram deficiências e limitações. Exemplo disso é o modo binário e determinístico preconizado pelo “FEMA 273” para determinação do desempenho estrutural: valores limites de tensão ou deformação são utilizados para classificar cada elemento segundo um domínio dual de falha ou não-falha (PORTER, 2003).

Em vista de tais lacunas, uma metodologia mais robusta foi desenvolvida no Centro de Pesquisas em Engenharia Sísmica do Pacífico (PEER), que originou a formulação mais difusa e atualmente aplicada da Engenharia Sísmica Baseada em Desempenho (PBEE) (GUNAY; MOSALAM, 2013).

2.1 Conceitos probabilísticos

Antes de apresentar a metodologia da Engenharia Sísmica Baseada em Performance proposta pelo PEER, é interessante introduzir os conceitos de função de distribuição acumulada complementar (CCDF), função densidade de probabilidade (PDF), probabilidade condicional e apresentar o Teorema da Probabilidade Total, todos de grande importância e aplicabilidade no contexto da confiabilidade estrutural.

2.1.1 Função de distribuição acumulada complementar (CCDF) e função densidade de probabilidade (PDF)

A CCDF é uma função que corresponde à probabilidade de que uma variável aleatória qualquer como, por exemplo, um parâmetro de resposta estrutural, exceda um valor específico. Tal função é representada por $G_X(x)$, em que a variável aleatória X é representada por uma

letra maiúscula, a realização desta variável por uma letra minúscula x e $G_X(x)$ representa a probabilidade de que a variável X ultrapasse o valor x . A função densidade de probabilidade $f_X(x)$ é então obtida através da diferenciação da função de distribuição cumulativa de probabilidades (CDF) ou da CCDF:

$$f_X(x) = dF_X(x)/dx = |dG_X(x)/dx| \quad (2.1)$$

A função densidade de probabilidade (PDF), também designada função massa de probabilidade para o caso de variáveis discretas, faz corresponder a cada valor x , pertencente ao domínio da função, um valor p real positivo menor ou igual a 1. Este valor indica a probabilidade da variável aleatória X assumir o valor específico x .

Para o caso de variáveis aleatórias contínuas, a função densidade de probabilidade não trabalha com valores pontuais, e sim com intervalos infinitesimais.

2.1.2 Probabilidade condicional

Seja B um evento de probabilidade não nula $P[B]>0$. A probabilidade de ocorrência de um evento A condicional 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:

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

Utilizando a definição de probabilidades condicionais, conclui-se que para dois eventos A e B independentes:

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

Expandindo a relação (2.2) para o caso de três eventos A , B e C , pode-se calcular a probabilidade de ocorrência simultânea dos três eventos pela seguinte expressão:

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

2.1.3 Teorema da probabilidade total

Por fim, um teorema de particular interesse derivado da Teoria de Probabilidades é o teorema da probabilidade total. Segundo ele, se n eventos E_1, E_2, \dots, E_n representam uma coleção de eventos mutuamente exclusivos e coletivamente exaustivos (ou seja, nenhum dos eventos E_i pode ocorrer simultaneamente e a probabilidade da união dos n eventos é igual à unidade), a probabilidade de ocorrência de um evento A qualquer pode ser escrita como:

$$P[A] = P[A|E_1] \cdot P[E_1] + P[A|E_2] \cdot P[E_2] + \dots + P[A|E_n] \cdot P[E_n] = \sum_i^n P[A|E_i] \cdot P[E_i] \quad (2.6)$$

A importância da equação (2.6) reside no fato de que, conhecidas as probabilidades condicionais $P[A|E_i]$ e a probabilidade individual de cada evento E_i , é possível determinar a

probabilidade incondicional $P[A]$. Transformando a relação (2.6) para o domínio das variáveis aleatórias contínuas, o teorema da probabilidade total permite calcular a CCDF de uma variável aleatória X através da seguinte integral:

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

onde a integração é feita sobre todo o domínio de resposta da variável aleatória contínua Y e $G_{XY}(x|y)$ é interpretada como a função de distribuição acumulada complementar de X para um dado valor específico de Y . Em outras palavras, $G_{XY}(x|y)$ é a probabilidade de que a variável estocástica X apresente valor maior ou igual a x quando Y (parâmetro condicionante de X) for maior ou igual a y , ou seja,

$$G_{XY}(x|y) = P[X \geq x | Y \geq y] \quad (2.8)$$

2.2 A metodologia proposta pelo PEER

O Centro de Pesquisas em Engenharia Sísmica do Pacífico está localizado na Universidade da Califórnia e é um dentre os três centros federais dedicados à pesquisa em engenharia sísmica nos Estados Unidos. A formulação proposta é resultado de um programa de pesquisa desenvolvido ao longo de 10 anos.

Lee e Mosalam (2006) destacam as duas características fundamentais da metodologia desenvolvida pelo PEER para aplicação à PBEE: o cálculo explícito do desempenho do sistema e o rigoroso cálculo probabilístico envolvido. Segundo os autores, a metodologia permite que o desempenho do sistema seja explicitamente calculado e traduzido em valores monetários, tempo de paralisação, indenizações ou mortes, termos estes que refletem o interesse direto de grupos de investidores e facilitam a tomada de decisão. Além disso, ao contrário das metodologias anteriormente propostas, forças e deformações de componentes estruturais não representam o desempenho do sistema, servindo apenas como indicadores de tal. Já o rigoroso cálculo probabilístico faz menção ao fato de que o desempenho é calculado com base na Teoria da Probabilidade e envolve a consideração detalhada das possíveis incertezas envolvidas no projeto.

A metodologia desenvolvida pelo PEER consiste em quatro etapas principais: análise de ameaças, análise estrutural, análise de danos e análise de perdas ou prejuízos, conforme ilustrado na Figura 2.1.

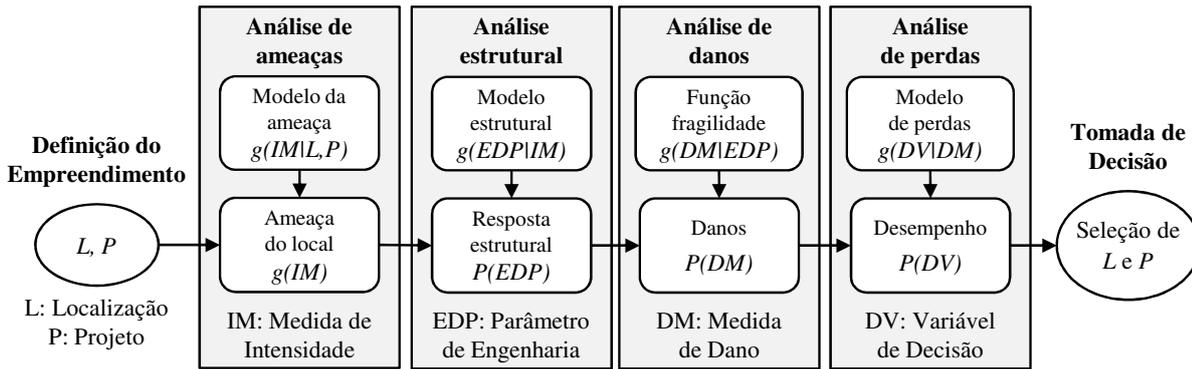


Figura 2.1 – Metodologia de análise proposta pelo PEER para aplicação à PBEE (LEE; MOSALAM, 2006).

Na etapa de análise de ameaças, ocorre a caracterização da sismicidade relacionada ao local de implantação e ao projeto do empreendimento. Nesta, são elencados parâmetros representados pelo vetor IM (medida de intensidade ou *Intensity Measure*) que incluem atributos da ação sísmica (como magnitude, distância ao epicentro e espectro de acelerações), bem como da estrutura (aceleração espectral amortecida no período fundamental de vibração, por exemplo). A análise probabilística de ameaças é geralmente expressa em função da frequência anual de excedência de vários níveis de IM, para um dado projeto e localização da estrutura.

Na etapa seguinte, 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, como forças e deformações, ou a nível da estrutura, como deslocamento relativo entre pavimentos e deflexão lateral.

A análise de danos corresponde à fase em que são desenvolvidas funções de fragilidade que permitam aferir a probabilidade de diferentes níveis de dano DM (ou *Damage Measures*) em elementos estruturais e não estruturais, submetidos a uma dada resposta da estrutura escrita em termos de EDP ($g[DM|EDP]$). Danos físicos são definidos em relação ao esforço (ou custo) envolvido na restauração do membro à condição não danificada, enquanto funções de fragilidade podem ser desenvolvidas por meio de ensaios laboratoriais ou de modelos matemáticos que descrevam o fenômeno físico observado (PORTER; KENNEDY; BACHMAN, 2006; PORTER; KENNEDY; BACHMAN, 2007).

Por fim, a última etapa da metodologia corresponde à análise de perdas, onde as incertezas presentes em todas as etapas anteriores são integradas a fim de estimar probabilisticamente o desempenho estrutural em termos de variáveis de decisão DV (ou *Decision Variables*), condicionadas a uma medida específica de dano DM ($g[DV|DM]$). Como resultado desta fase, obtém-se a CCDF das variáveis de decisão mais importantes na visão dos investidores. Com base nisto, é decidido se a localização e o projeto da estrutura são aceitáveis.

A combinação dos cálculos envolvidos em cada uma das etapas conduz à tripla integral que caracteriza a metodologia:

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV|DM) \cdot dG(DM|EDP) \cdot dg(EDP|IM) \cdot d\lambda(IM) \quad (2.9)$$

É possível perceber a relação entre as expressões (1.3) e (2.9), em que $G(\cdot|\cdot)$ representa a CCDF condicional entre duas variáveis (ou vetores de variáveis). Além disso, $\lambda(DV)$ é a taxa anual média com que uma variável de decisão ultrapassa um valor limite DV e $d\lambda(IM)$ é o diferencial da frequência média anual das medidas de intensidade (que, para valores pequenos, é igual à probabilidade anual de excedência de IM). O símbolo λ é adotado em substituição a $G(\cdot)$ devido à probabilidade de ocorrência de terremotos de diferentes intensidades ser geralmente expressa através de processos de Poisson, com parâmetros λ característicos para cada nível de intensidade.

A metodologia proposta pelo PEER teve grande aceitação por parte da comunidade técnica e científica, sendo rapidamente adaptada a outras áreas da engenharia. A PBWE, derivada deste processo, trata da aplicação dos conceitos da engenharia baseada em desempenho à Engenharia de Ventos.

3 Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho

Os primeiros passos rumo à concepção da metodologia da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho (PBWE) foram traçados por Paulotto, Ciampoli e Augusti (2004). Inicialmente, as proposições feitas davam enfoque à análise da vulnerabilidade de edifícios altos, isto é, às curvas de fragilidade que descrevem o nível de dano estrutural em função de algum parâmetro de engenharia ($P[DM|EDP]$). Mais tarde, Augusti e Ciampoli (2008) aplicaram os princípios da PBE para estudar o comportamento de uma ponte para circulação de pedestres sujeita a ventos turbulentos, utilizando para isso simulações de Monte Carlo com amostragem por subconjuntos (*subset simulation*).

Somente em 2009 uma metodologia baseada em desempenho foi desenvolvida para problemas envolvendo a Engenharia de Ventos. Fruto do trabalho de Petrini (2009), a abordagem probabilística proposta cumpriu com seu objetivo ao fornecer uma sequência lógica para análise de riscos a que estruturas expostas a forças do vento estão sujeitas. A generalidade da metodologia foi demonstrada através de dois estudos de caso, um deles envolvendo uma ponte rodoferroviária e outro a análise de uma turbina eólica localizada em alto mar.

Mais recentemente, trabalhos ilustrando a aplicabilidade da metodologia PBWE e sugerindo melhorias incrementais foram publicados: Ciampoli e Petrini (2011) avaliaram o desempenho de uma ponte com 3,3 km de vão suspensa por estais; Ciampoli e Petrini (2012) analisaram o comportamento de um edifício de 74 pavimentos e 305 metros de altura; e 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 normais e tornados, com o objetivo de expandir o procedimento da PBWE.

Paralelamente, outras publicações importantes na área de Engenharia de Ventos foram realizadas. Simiu (2009) analisou questões envolvendo os riscos impostos a estruturas pela ação do vento, propondo critérios de desempenho relacionados a estados limites de serviço e último. Realizou ainda uma estimativa das perdas ocasionadas pelo vento, identificando alguns fatores responsáveis pela ampla diferença observada entre estudos conduzidos por outros pesquisadores. Entre eles estão as incertezas envolvidas na determinação dos valores extremos da velocidade do vento, dos efeitos aerodinâmicos e da capacidade última da estrutura.

Griffis et al. (2013) propõem, de maneira breve, um procedimento alternativo para a PBWE. O modelo proposto tem como foco a análise dinâmica não linear de estruturas sujeitas à ação do vento, permitindo que membros estruturais desenvolvam resposta inelástica controlada. Além disso, objetivos são fixados para três níveis distintos de desempenho (interrupção parcial, operacional e ocupação contínua) e são estabelecidos critérios de conforto em função da aceleração do pavimento. Poucas considerações feitas introduzem alguma novidade com relação à metodologia proposta por Petrini (2009).

Neste capítulo, inicialmente são feitas algumas considerações a respeito dos procedi-

mentos correntes empregados para o projeto de estruturas solicitadas por forças do vento, com enfoque especial às principais diferenças observadas dentre alguns instrumentos normativos internacionais. Em seguida, os principais parâmetros de incertezas da Engenharia de Ventos são explicitados e, por fim, a metodologia PBWE é delineada.

3.1 Procedimentos de projeto atuais

De maneira geral, o dimensionamento de estruturas expostas a forças do vento segue o procedimento ilustrado na Figura 3.1, de acordo com prescrições normativas.

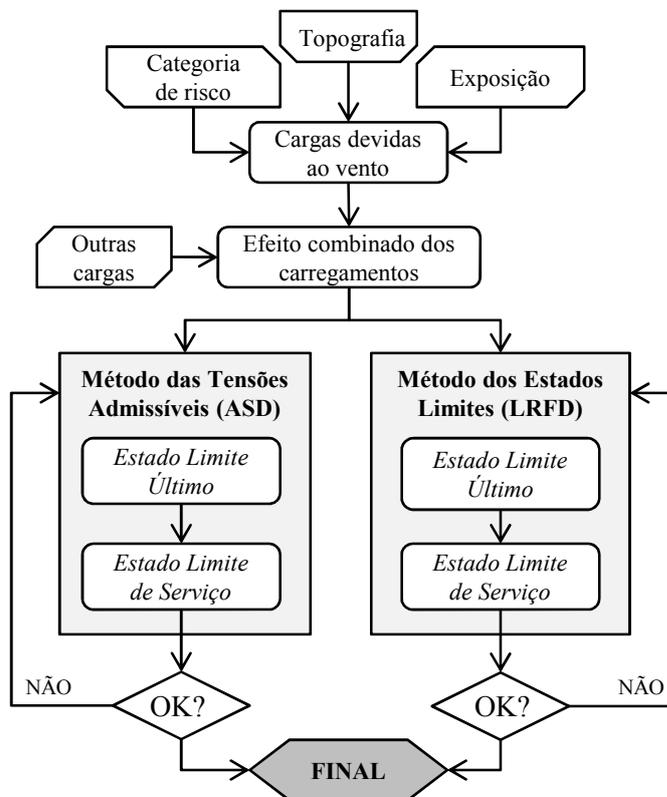


Figura 3.1 – Processo de dimensionamento de estruturas sujeitas a cargas de vento. Adaptado de (GRIFFIS et al., 2013).

Griffis et al. (2013) descrevem de maneira sucinta o processo para o dimensionamento de estruturas expostas a forças do vento tomando como base o padrão americano ASCE 7-10. O procedimento tem início com a definição da velocidade básica do vento (velocidade de uma rajada de 3 segundos), correspondente a quatro categorias de risco distintas. Tais categorias de risco são função do nível de ocupação da estrutura a ser projetada, tendo relação direta com o período médio de retorno da velocidade básica: 300, 700 e 1700 anos para as categorias de risco I, II e III/IV, respectivamente. Com base na velocidade do vento adotada, as cargas de vento são calculadas incorporando fatores que consideram a exposição da estrutura, a topografia do local de implantação e a direção de atuação das cargas. Um fator de 0,6 é aplicado sobre as forças de vento para contabilizar o efeito combinado de todos os carregamentos que atuarão sobre a

estrutura. Uma vez definidos, normas específicas para o projeto de estruturas com diferentes tipos de materiais (aço, concreto, madeira, etc) impõem uma série de requisitos a serem cumpridos pelo engenheiro projetista.

Embora os diversos códigos estruturais que lidam especificamente com a ação do vento possuam um formato muito semelhante ao acima descrito, cada qual apresenta maior ou menor complexidade em seus modelos de cálculo. Lungu, Gelder e Trandafir (1996) identificaram em seu estudo as principais diferenças entre as normas ISO DIS 4354, Eurocode 1:1994 e ASCE 7-95 na definição dos parâmetros básicos que caracterizam o campo de ventos. Dentre elas estão:

- A lei matemática utilizada para descrição da variação da velocidade média do vento dentro da camada limite atmosférica (Lei Logarítmica ou Lei de Potência);
- A velocidade do vento de referência (em alguns casos admitida como a velocidade de rajada com duração de 3 segundos, em outros como a velocidade média do vento em um período de 10 minutos);
- A função densidade espectral de potência para rajadas na direção do vento (propostas por Davenport, Solari e von Karman), entre outras.

Conclusões similares foram obtidas por Zhou, Kijewski e Kareem (2002) ao compararem os códigos internacionais ASCE 7-98 (Estados Unidos), AS1170.2-89 (Austrália), NBC-1995 (Canadá), RLB-AIJ-1993 (Japão) e Eurocode-1993 (Europa). Segundo os autores, a grande dispersão observada dentre os diversos instrumentos normativos está fortemente ligada aos intervalos de tempo utilizados como referência para definição da velocidade básica do vento, do fator de rajada e da carga induzida pelo vento (ver Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Tempos de referência utilizados por códigos internacionais (ZHOU; KIJEWSKI; KAREEM, 2002).

	ASCE 7	AS1170.2	NBC	RLB-AIJ	Eurocode
Velocidade básica do vento	3s	3s	1h	10 min	10 min
Fator de rajada	3s	1h	1h	10 min	3s
Carga induzida pelo vento	1h	1h	1h	10 min	3s

Outros estudos realizados por Holmes (2009) e Holmes, Tamura e Krishna (2009) compararam as cargas de vento calculadas por meio de 15 códigos estruturais distintos para edifícios de baixo, médio e alto porte. Para as duas primeiras tipologias, os resultados obtidos apresentaram coeficientes de variação entre 13 e 26%, indicando a necessidade de uma harmonização e alinhamento dos códigos normativos contrapostos. Entretanto, para surpresa dos autores, uma menor variação foi observada para o caso envolvendo edifícios altos, apesar da maior complexidade dos cálculos envolvidos. A possível explicação para o fato advém de que a maioria dos procedimentos de cálculo possui a mesma fonte de origem.

Conforme relatam Merce et al. (2007), diversas normas internacionais empregam o método de Davenport com ligeiras modificações para determinar a resposta dinâmica de estruturas esbeltas submetidas à ação do vento. Tal método utiliza uma abordagem estatística com linha de influência, na qual o vento natural é decomposto em duas partes: uma parte média e outra flutuante. Assim, a velocidade média é responsável pelos esforços estáticos apresentados pela estrutura, enquanto os esforços dinâmicos são decorrentes da velocidade flutuante do vento.

A metodologia empregada na norma brasileira de ventos ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988) também é baseada no processo de Davenport, porém difere deste na determinação dos parâmetros que definem a ação estática do vento. Além disso, o método dinâmico discreto proposto pela norma brasileira dispõe que a vibração da estrutura (em seus modos naturais) ocorre em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento. O Capítulo 7 é dedicado à explanação do procedimento de projeto em conformidade com a ABNT NBR 6123:1988, onde procurar-se-á explicar a diferença entre os métodos para cálculo da resposta estática e dinâmica de torres metálicas.

3.2 Incertezas na Engenharia de Ventos

Como estabelecido, todos os problemas de engenharia estão sujeitos a vários graus de incerteza. Em alguns casos, as informações necessárias ao projeto de estruturas são inferidas a partir de condições diferentes entre si. Em outros, são derivadas de processos de modelagem. Independentemente de sua origem, os dados de entrada do problema são passíveis de imperfeição, especialmente quando envolvem processos inerentemente aleatórios. Fenômenos naturais como ventos e terremotos são exemplos típicos de processos cujo comportamento é impossível de ser previsto com absoluta certeza.

Assim, o problema básico da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho deve ser enfrentado em termos probabilísticos e a primeira etapa da análise corresponde à avaliação dos diferentes tipos de incertezas envolvidas no problema.

Diversas são as classificações possíveis para as incertezas de um problema de engenharia. Sorensen (2004) sugere agrupá-las em três grupos distintos:

- Incertezas devido à variabilidade inerente ou natural;
- Incertezas de modelagem: (i) relacionadas aos parâmetros não incluídos no modelo ou (ii) relacionadas ao modelo matemático utilizado;
- Incertezas estatísticas.

Beck (2014) fornece uma classificação mais extensa, separando incertezas em intrínseca e epistêmica, cada qual subdividida em outros grupos:

I. Incerteza intrínseca: faz parte da natureza dos processos envolvidos, sendo, portanto, irreduzível. Subdivide-se em:

a) Incerteza física: corresponde à aleatoriedade natural dos fenômenos físicos, químicos e biológicos que afetam o comportamento de sistemas de engenharia. A variação na resistência de materiais estruturais está sujeita à presença deste tipo de incerteza, bem como as solicitações decorrentes de ações ambientais;

b) Incerteza de previsão: faz referência à previsão de condições futuras de um processo ou sistema. Extremos de fenômenos ambientais são exemplos típicos.

II. Incerteza epistêmica: está relacionada à falta de conhecimento sobre o problema. Em tese, a incerteza epistêmica pode ser reduzida ou eliminada através da coleta de mais dados sobre os processos envolvidos ou através de melhor conhecimento do problema. Subdivide-se em:

a) Incerteza estatística: associada ao número finito de amostras/observações utilizadas para caracterizar as variáveis de interesse;

b) Incerteza de decisão: está relacionada com a definição sobre a ocorrência ou não-ocorrência de um evento específico. Estados limites de serviço, por exemplo, não possuem uma fronteira bem definida;

c) Incerteza de modelo: tem origem nas simplificações introduzidas pela representação do comportamento estrutural através de modelos;

d) Incerteza fenomenológica: se refere a fenômenos de caráter inimaginável para a concepção de uma estrutura, mas que vêm a afetar sua segurança, possivelmente levando-a à condição de falha.

3.2.1 Parâmetros de incertezas

À parte da classificação adotada, é importante identificar as incertezas que possuem maior relevância para a análise de estruturas sujeitas à ação do vento. Acompanhando a trajetória do vento até o momento em que este atinge uma estrutura, é possível identificar duas regiões com características distintas: o ambiente e a região de interação, ilustradas na Figura 3.2.

O ambiente inclui toda a área ao redor da estrutura a partir da qual são aferidos os parâmetros básicos que caracterizam o campo de ventos (velocidade média, direção principal, turbulência, rugosidade do terreno, etc.). Nesta região, a estrutura é considerada ausente, de modo que perturbações no fluxo do vento possam apenas ser induzidas pela interação do vento com outros agentes ambientais, como ondas do mar em zonas costeiras. Aqui, incertezas devido à aleatoriedade natural do vento desempenham um papel importante, afetando a magnitude

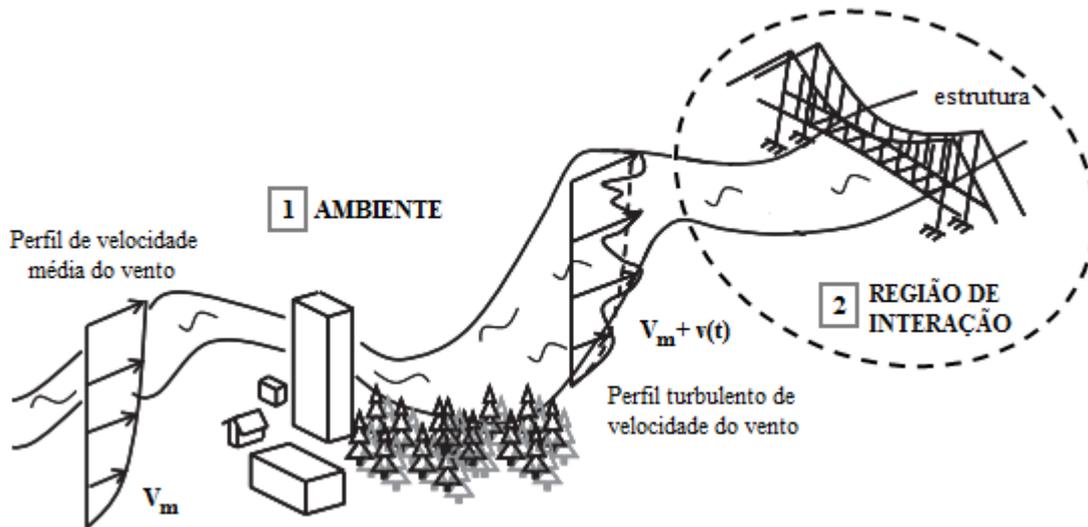


Figura 3.2 – Fluxo do vento e regiões com forte presença de incertezas. Adaptado de (PETRINI, 2009).

dos parâmetros básicos do campo de ventos. Além destas, incertezas estatísticas e de modelo também são relevantes, pois simplificações são introduzidas ao admitir o comportamento da velocidade turbulenta do vento como um processo estocástico Gaussiano e ergódico, por exemplo (CIAMPOLI; PETRINI, 2011).

A região de interação, por conseguinte, corresponde à área física imediatamente em contato com a estrutura. Nela, as configurações da estrutura e do campo de ventos são fortemente correlacionadas, dando origem a fenômenos aeroelásticos e aerodinâmicos. Por definição, esta zona não propaga incertezas para o ambiente. Assim, na região de interação as fontes de incertezas intrínsecas não são consideradas tão relevantes quanto para o ambiente, sendo contempladas apenas indiretamente através da resposta estrutural (PETRINI, 2009).

Na metodologia PBWE, os parâmetros afetados por incertezas são separados em três vetores, cada qual construído sobre um conjunto de hipóteses lógicas. O vetor de parâmetros básicos **IM** corresponde às variáveis relacionadas ao ambiente e ao campo de ventos em sua condição inicial. Os parâmetros característicos do comportamento estrutural (como as propriedades mecânicas e materiais da estrutura, por exemplo) são reunidos no vetor de parâmetros independentes **SP**. Tal vetor é assim denominado, pois sua variação ocorre de modo independente à variação dos parâmetros básicos e, por isso, ambos os vetores são considerados independentes. Por fim, os parâmetros derivados **IP** englobam todos os parâmetros que afetam a resposta da estrutura, mas que dependem fortemente dos parâmetros básicos. Ao contrário do vetor **SP**, o vetor de parâmetros derivados está sujeito à propagação de incertezas vindas do ambiente.

Com base nas premissas adotadas, pode-se escrever:

$$P[IM|IP] = P[IM|SP] = P[IM] \quad (3.1)$$

$$P[SP|IP] = P[SP|IM] = P[SP] \quad (3.2)$$

que afirmam a independência de ambos os parâmetros **IM** e **SP**.

Combinando a equação (2.5), utilizada para cálculo da probabilidade de ocorrência simultânea de três eventos, com as expressões (3.1) ou (3.2), obtém-se:

$$P[IM, SP, IP] = P[IP|IM, SP] \cdot P[IM|SP] \cdot P[SP] = P[IP|IM, SP] \cdot P[IM] \cdot P[SP] \quad (3.3)$$

Esta relação é o ponto de partida para a adaptação da metodologia proposta pelo PEER à Engenharia de Ventos.

3.3 A metodologia PBWE

A equação (2.7), abaixo transcrita, representa o teorema da probabilidade total no domínio das variáveis contínuas e serve de base para a formulação da metodologia PBWE.

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

Se, ao invés de uma variável aleatória Y , considerarmos um vetor de parâmetros independentes W , a expressão resulta em:

$$G_X(x) = \int_{-\infty}^{\infty} G_{XW}(x|w) \cdot f_W(w) dw \quad (3.4)$$

Admitindo que o vetor de parâmetros independentes seja formado pela composição dos três vetores indicados na seção anterior, isto é, $W = \{IM \ SP \ IP\}^T$, e substituindo a variável X por um vetor R contendo um conjunto de parâmetros que descrevem a resposta da estrutura submetida à ação incerta do vento, a equação (3.4) assume a forma:

$$G_R(\mathbf{r}) = \int_{-\infty}^{\infty} G_{RW}(\mathbf{r}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}, \mathbf{ip}) \cdot f_W(\mathbf{im}, \mathbf{sp}, \mathbf{ip}) \cdot d\mathbf{im} \cdot d\mathbf{sp} \cdot d\mathbf{ip}, \quad (3.5)$$

que, combinada com a equação (3.3), escrita em termos das funções densidade de probabilidades, expressa a relação probabilística entre os parâmetros aleatórios do problema:

$$G_R(\mathbf{r}) = P[R \geq \mathbf{r}] = \int_{-\infty}^{\infty} G_{RW}(\mathbf{r}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}, \mathbf{ip}) \cdot f_W(\mathbf{ip}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}) \cdot f_{IM}(\mathbf{im}) \cdot f_{SP}(\mathbf{sp}) \cdot d\mathbf{ip} \cdot d\mathbf{im} \cdot d\mathbf{sp} \quad (3.6)$$

Definindo falha como a resposta insatisfatória de uma estrutura para um nível predefinido de desempenho, a integral em (3.6) pode ser utilizada para o cálculo da probabilidade de falha. Para isto, é necessário a priori definir um valor aceitável com que a ocorrência $G_R(\mathbf{r})$ irá ultrapassar o valor limite definido por \mathbf{r} , representativo do desempenho almejado. Ou, de forma alternativa, é possível expressar a ocorrência $G_R(\mathbf{r})$ como a taxa média anual λ com que a resposta R excede um valor limite \mathbf{r} , ou seja, $G_R(\mathbf{r}) = \lambda(\mathbf{r})$. Recordando a equação que caracteriza a metodologia proposta pelo PEER, é possível reescrever a equação (3.6) para um parâmetro de resposta escalar ($\mathbf{r} = \mathbf{edp}$) como:

$$\lambda(\mathbf{edp}) = \iiint G(\mathbf{edp}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}, \mathbf{ip}) \cdot f_W(\mathbf{ip}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}) \cdot f_{IM}(\mathbf{im}) \cdot f_{SP}(\mathbf{sp}) \cdot d\mathbf{ip} \cdot d\mathbf{im} \cdot d\mathbf{sp} \quad (3.7)$$

Incluindo as etapas de análise de danos e análise de riscos, a versão completa da metodologia PBWE é sintetizada através da expressão:

$$\lambda(\mathbf{dv}) = \int \int \int \int \int G(\mathbf{dv}|\mathbf{dm}) \cdot f(\mathbf{dm}|\mathbf{edp}) \cdot f(\mathbf{edp}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}, \mathbf{ip}) \cdot f(\mathbf{ip}|\mathbf{im}, \mathbf{sp}) \cdot f(\mathbf{im}) \cdot f(\mathbf{sp}) \cdot d\mathbf{dm} \cdot d\mathbf{edp} \cdot d\mathbf{ip} \cdot d\mathbf{im} \cdot d\mathbf{sp} \quad (3.8)$$

onde o subíndice das PDFs foram abandonados por uma questão de clareza e para uma comparação mais direta da expressão acima com a equação (2.9).

Um fluxograma similar ao proposto pelo PEER (Figura 2.1) pode ser traçado, evidenciando as principais diferenças entre as metodologias (Figura 3.3).

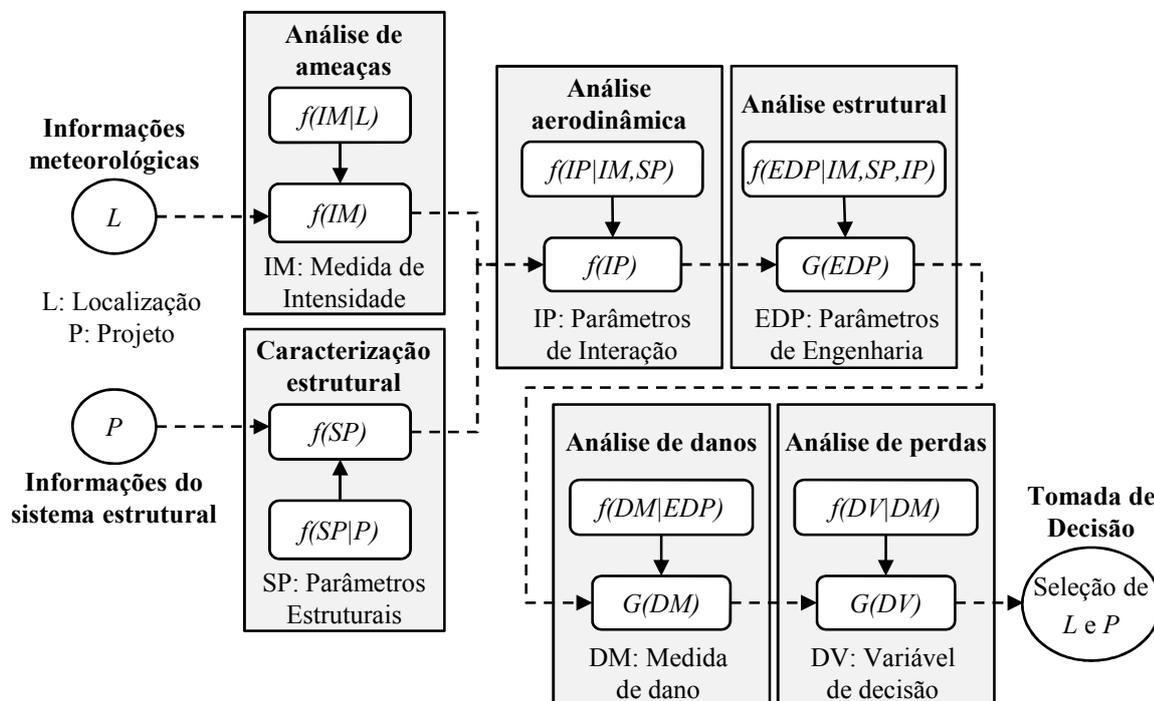


Figura 3.3 – Metodologia de análise da PBWE (PETRINI; CIAMPOLI, 2012).

3.3.1 Análise crítica da metodologia PBWE

A rápida evolução sofrida pela PBWE ao longo dos anos é nítida. Em sua formulação pioneira, a metodologia havia sido desenvolvida apenas para aplicação a edifícios altos, tendo reflexo direto na seleção de parâmetros de engenharia específicos para o problema (PAULOTTO; CIAMPOLI; AUGUSTI, 2004). Posteriormente, a metodologia foi reestruturada e construída sobre uma sequência lógica muito similar ao procedimento da PBEE, ganhando generalidade e flexibilidade de análise.

O principal avanço proporcionado pela metodologia PBWE em seu formato atual é, possivelmente, a análise dissociada de parâmetros que caracterizam o comportamento estrutural (geometria, materiais, rigidez, amortecimento, etc.) dos parâmetros que qualificam o campo de

ventos. Com o atual procedimento, é possível aferir a influência de cada variável estocástica na propagação de incertezas através de análises de sensibilidade, identificando sua relevância para a definição da probabilidade de falha da estrutura. Deste modo, parâmetros classicamente considerados estocásticos em análises de confiabilidade (como o módulo de elasticidade dos materiais, por exemplo) podem tornar-se mais ou menos relevantes conforme a complexidade da estrutura cresce ou as incertezas relacionadas ao campo de ventos tornam-se preponderantes.

Além disso, ao contrário de terremotos, ventos apresentam fenômenos de instabilidade relacionados à interação fluido-estrutura. Assim, com a introdução da etapa de análise aerodinâmica, é possível verificar qual a influência que a variabilidade de parâmetros de interação (coeficientes de arrasto e sustentação, por exemplo) exerce na probabilidade de falha da estrutura.

Todavia, ainda são poucos os trabalhos realizados na área e, em grande parte deles, adotam-se hipóteses que restringem a quantificação do risco à probabilidade da resposta estrutural exceder determinado valor limite, descrito em termos de parâmetros de engenharia (equação reduzida 3.7). Ciampoli e Petrini (2011) argumentam que tais simplificações são geralmente aplicadas em função da dificuldade prática e ética em contabilizar aspectos intangíveis envolvidos na análise, como, por exemplo, a perda de vidas humanas decorrentes do colapso da estrutura.

Logo, são raros os casos em que a metodologia PBWE é aplicada integralmente. Estudos que abordam variáveis de decisão em suas análises estão geralmente relacionados a problemas de otimização, reescrevendo-as em termos do custo total esperado de falha ou da taxa de prejuízo financeiro para níveis discretos de dano (BECK; KOUGIOUMTZOGLU; SANTOS, 2014; LI; HU, 2014).

Porém, devido ao enfoque dado à integração da PBWE com metodologias de otimização, Li e Hu (2014), por exemplo, introduzem simplificações ao admitir que a probabilidade de falha (P_f) e o risco associado são funções de valores discretos da velocidade do vento nominal. Uma abordagem mais completa poderia ser obtida caso a probabilidade de falha do sistema fosse admitida variável em função do tempo, sendo obtida por meio do produto entre a função densidade de probabilidades da velocidade média do vento e a probabilidade de falha condicional a tal velocidade.

Beck, Kougioumtzoglou e Santos (2014) explicam que tal caminho é dificilmente percorrido, pois é grande a dificuldade em estimar as probabilidades associadas a diferentes níveis de desempenho estrutural para todo o domínio de intensidades do vento, especialmente nos casos em que as ações produzem excitação dinâmica nos sistemas estruturais.

4 Confiabilidade Estrutural

A análise de confiabilidade é uma das partes integrantes de uma análise de riscos. É o processo responsável pela quantificação da probabilidade de que um componente ou sistema analisado se encontre em um estado associado a consequências adversas, ficando impossibilitado de cumprir com a função para a qual foi projetado.

Faber (2006) diferencia as análises de confiabilidade em dois grupos distintos. O primeiro deles corresponde às análises de confiabilidade ditas clássicas, que preocupam-se sobretudo com a estimativa de características estatísticas sobre a vida útil de sistemas formados por uma série de componentes do mesmo tipo, submetidos aos mesmos carregamentos e com comportamento estatístico independente (e.g. sistemas eletrônicos). Estatísticas como taxa de falha esperada, expectativa de vida e tempo médio entre falhas estão entre os principais resultados buscados por tais análises.

O segundo grupo é formado pelas análises de confiabilidade estrutural. Estas são fundamentalmente diferentes das análises clássicas devido ao fato de que falhas estruturais são muito raras e geralmente ocorrem como consequência de algum evento extremo. Somado a isso, pouca informação útil pode ser coletada a partir da falha de sistemas precedentes, pois quase todos os componentes e sistemas estruturais são únicos em virtude de sua geometria, do material empregado ou do carregamento a que estão sujeitos. Consequentemente, o objetivo principal de tais análises corresponde ao cálculo e previsão da probabilidade de ocorrência de desempenho indesejável para um sistema estrutural durante a sua vida de projeto (MELCHERS, 1999).

Para proceder com a estimativa de tal probabilidade, geralmente percorrem-se os seguintes passos (SORENSEN, 2004):

1. Seleção de um índice de confiabilidade alvo;
2. Identificação dos modos de falha da estrutura mais importantes e formulação das funções de falha (equações de estado limite) correspondentes a cada um deles;
3. Especificação das variáveis aleatórias e determinísticas do problema. Caracterização estatística dos parâmetros estocásticos;
4. Estimativa da probabilidade de falha de cada modo e do sistema;
5. Em um procedimento de projeto, altera-se o projeto caso os índices de confiabilidade obtidos sejam inferiores ao índice alvo. Em análises de confiabilidade, apenas comparam-se os índices obtidos ao índice de referência;
6. Adicionalmente, é possível realizar uma análise de sensibilidade para analisar a influência de cada variável na composição da probabilidade de falha da estrutura.

A seguir, os itens listados serão brevemente discutidos, com exceção do item referente à caracterização estatística das variáveis do problema (abordado com maior profundidade no Capítulo 5) e do item 5, que é autoexplicativo.

4.1 Níveis de confiabilidade alvo

Quando o modelo probabilístico utilizado para a análise de confiabilidade de uma estrutura é fortemente influenciado por fatores subjetivos, o resultado estimado nem sempre representa a real confiabilidade da estrutura, devendo ser interpretado apenas como uma medida para comparação. Nestes casos, não é possível julgar de imediato se a confiabilidade estimada é suficientemente alta sem antes definir um valor de referência.

Tal valor pode ser estabelecido com base nas chamadas "boas práticas" da engenharia. Sorensen (2004) explica que a ideia por trás disto é a de que, se a estrutura em consideração foi projetada em conformidade com as "boas práticas", então a confiabilidade desta estrutura é considerada "ótima" de acordo com as convenções estabelecidas. Por meio desta abordagem, são estabelecidos valores de confiabilidade alvo para diferentes tipos de edificação, representativos de probabilidades de falha anuais compreendidas num intervalo de 10^{-6} a 10^{-7} , a depender das consequências de falha envolvidas.

Na Tabela 4.1, índices de confiabilidade alvo e as correspondentes probabilidades de falha são apresentadas para os estados limites último (ELU) e de serviço (ELS), com base nas recomendações propostas pela Comissão Conjunta sobre Segurança Estrutural (JCSS) e pelo Comitê Europeu de Normatização (CEN, 2002). Os índices e respectivas taxas de falha fornecidos correspondem a um período de retorno de um ano.

Tabela 4.1 – Índices de confiabilidade alvo β (e respectivas taxas de falha associadas) relacionadas a um período de referência de um ano (JCSS, 2001).

Custo relativo das medidas de segurança	ELU - Consequências de falha			ELS irreversível Índice alvo
	Pequenas	Moderadas	Grandes	
Alto	$\beta = 3.1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($P_f \approx 5.10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 1.3$ ($P_f \approx 10^{-1}$)
Normal	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 5.10^{-6}$)	$\beta = 1.7$ ($P_f \approx 5.10^{-2}$)
Baixo	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 5.10^{-6}$)	$\beta = 4.7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)	$\beta = 2.3$ ($P_f \approx 10^{-2}$)
EN 1990-2002	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)	$\beta = 5.2$ ($P_f \approx 10^{-7}$)	

Nos demais casos em que a modelagem probabilística não se baseia em avaliações subjetivas, uma abordagem racional corresponde ao estabelecimento do nível de segurança ideal que minimiza o custo esperado total (composto pelos custos de construção, operação e manutenção somados ao custo esperado de falha), ou maximiza o retorno obtido com a utilização do sistema. Isto exige a realização de uma análise quantitativa de riscos e acaba envolvendo questões complexas como a atribuição de um valor monetário à perda de vidas humanas.

4.2 Estados limites e níveis de desempenho

O desempenho de um sistema estrutural é considerado satisfatório quando este cumpre com os requisitos básicos de serviço e segurança. Estes requisitos referem-se à capacidade do sistema resistir aos carregamentos aos quais está sujeito durante toda sua vida útil, mantendo-se em condições apropriadas para a execução da função à qual se destina, sem apresentar graves danos permanentes ou entrar em colapso.

O não atendimento de qualquer um dos requisitos básicos representa um estado indesejável da estrutura. Diferentes maneiras podem levar a estrutura a tal estado, sendo designadas individualmente de modos de falha. Cada modo de falha dá origem a um estado limite, representando um modelo idealizado do desempenho inadequado da estrutura.

Classicamente, estados limites são divididos em duas categorias: *estados limites últimos (ELU)* e *estados limites de serviço (ELS)*. Os primeiros fazem referência aos requisitos de segurança e estão ligados à capacidade máxima de carga ou de deformação da estrutura. Estados limites de serviço, em contrapartida, correspondem aos requisitos de serviço e às condições normais de uso da estrutura.

Na Engenharia Baseada em Desempenho, estados limites são utilizados para aferir a probabilidade da estrutura se comportar segundo diferentes níveis de desempenho. Estados limites de serviço distintos ou um mesmo estado limite com diferentes valores admissíveis estão, em geral, associados a níveis compreendidos entre um limite superior (denominado "nível de alto desempenho") e um nível intermediário qualquer, enquanto estados limites últimos usualmente definem os chamados "níveis de baixo desempenho".

Petrini (2009) apresenta, no contexto da Engenharia de Ventos, diferentes estados limites que podem ser utilizados para avaliar o comportamento de estruturas sujeitas à ação do vento. Realizando a divisão em apenas dois níveis de desempenho, define:

1. **Nível de alto desempenho:** associado ao conforto dos usuários e à utilização da estrutura. Deve ser mantido na maioria dos casos de tempestade de vento. Pode ser expresso pelos seguintes estados limites de serviço:
 - 1.1 Deformações excessivas e deflexões que podem afetar o aspecto da estrutura, causando insegurança psicológica aos ocupantes;
 - 1.2 Deformações excessivas e deflexões que podem comprometer o uso e a eficiência de elementos não estruturais, instalações e maquinários;
 - 1.3 Vibrações excessivas.
2. **Nível de baixo desempenho:** relacionado à integridade estrutural durante sua vida útil. Deve ser preservado sob condições de vento extremas. Desempenhos insatisfatórios podem ser enunciados pelos seguintes estados limites últimos:
 - 2.1 Superação da capacidade máxima resistente de componentes estruturais;
 - 2.2 Instabilidade da estrutura ou de componentes estruturais;

2.3 Ruptura de membros ou conexões por fadiga.

É possível descrever analiticamente o comportamento da estrutura e, portanto, cada um dos possíveis estados limites por meio de funções envolvendo as diferentes variáveis de projeto \mathbf{X} . Tais funções são denominadas equações de estado limite, sendo expressas pela igualdade:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (4.1)$$

Equações de estado limite são definidas de tal forma que valores negativos representam falha do sistema e valores positivos representam sua sobrevivência (ou não falha). Delimitam, assim, a fronteira entre os domínios desejável e indesejável da estrutura:

$$\begin{aligned} \Omega_f &= \{\mathbf{x} | g(\mathbf{x}) \leq 0\} \quad \text{representa o domínio de falha} \\ \Omega_s &= \{\mathbf{x} | g(\mathbf{x}) > 0\} \quad \text{representa o domínio de sobrevivência} \end{aligned} \quad (4.2)$$

Logo, a probabilidade de falha da estrutura é calculada como:

$$P_f = P[g(\mathbf{x}) \leq 0] = \int_{\Omega_f} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \quad (4.3)$$

em que \mathbf{x} corresponde a uma realização de cada variável aleatória que compõe o vetor \mathbf{X} , $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$ corresponde à função conjunta de densidades de probabilidades no espaço de projeto e a integral representa o conteúdo de probabilidades contido no domínio de falha.

Na maioria dos casos reais, dificilmente a integral definida na equação (4.3) apresenta solução analítica, devendo ser resolvida numericamente. Para isto, métodos de confiabilidade devem ser empregados.

4.3 Métodos para estimativa da confiabilidade

A solução de problemas de confiabilidade estrutural, conforme formulado na equação (4.3), envolve a determinação (ou uma aproximação) da função conjunta de densidade de probabilidades, $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$, e do domínio de integração, Ω_f .

Na prática, não há observações que permitam determinar diretamente a função conjunta de densidades $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$. Isto significa que esta função deve ser construída com base na informação existente, o que na maioria dos casos se limita a informações sobre as funções de distribuição marginais e, em alguns casos, ao coeficiente de correlação entre pares de variáveis aleatórias (BECK, 2014). O domínio de falha também deve ser aproximado, visto que não é possível determinar com exatidão qual o conjunto de fatores que conduzem o sistema à falha.

Aqui se inserem os diferentes métodos de solução, como os métodos de transformação e as simulações de Monte Carlo. Cada um destes métodos envolve diferentes aproximações para $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$, utilizando parte ou toda a informação estatística disponível sobre as variáveis de projeto, como também realizam a integração numérica do domínio de falha segundo abordagens distintas. A seguir, os principais métodos utilizados em análises de confiabilidade serão brevemente introduzidos.

4.3.1 Método de confiabilidade de primeira ordem

O método de confiabilidade de primeira ordem ou FORM (*First Order Reliability Method*) é um método de confiabilidade estrutural de transformação. Baseia-se em um mapeamento do vetor de variáveis aleatórias do problema, \mathbf{X} , possivelmente correlacionadas e com qualquer distribuição conjunta de probabilidades $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$, em um vetor de variáveis aleatórias independentes, \mathbf{Y} , com distribuição normal padrão (média nula e desvio padrão unitário). Tais variáveis apresentam função conjunta de distribuição de probabilidades $f_{\mathbf{Y}}(\mathbf{y})$, chamada de distribuição normal padrão multi-variável ou multi-dimensional, que possui importantes propriedades de simetria e decaimento exponencial em relação à origem (MELCHERS, 1999; BECK, 2014).

Em resumo, a solução de problemas envolvendo equações de estado limite não lineares pelo método de primeira ordem implica na busca pelo ponto de projeto e na aproximação da equação de estado limite por um hiper-plano centrado neste ponto. O nome do método decorre justamente do fato do domínio de falha ser aproximado por uma função linear, o que irá resultar em uma boa aproximação da probabilidade de falha verdadeira quando a equação de estado limite no espaço normal padrão \mathbb{Y} for plana ou aproximadamente plana na vizinhança do ponto de projeto.

Sendo β o índice de confiabilidade da estrutura, é possível obter uma estimativa de primeira ordem da probabilidade de falha através da função de distribuição cumulativa normal padrão, $\Phi(\cdot)$, por meio da relação:

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.4)$$

O índice β pode ser interpretado como uma medida geométrica da probabilidade de falha, correspondente à mínima distância entre a equação de estado limite e a origem do espaço normal padrão.

O ponto sobre a equação de estado limite com menor distância à origem, por conseguinte, é denominado ponto de projeto, sendo habitualmente simbolizado por um asterisco (\mathbf{y}^*). Corresponde ao ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência devido à propriedade de simetria radial do espaço \mathbb{Y} , fazendo de si o ponto ideal para a linearização da equação de estado limite.

4.3.1.1 Índices de sensibilidade

Uma propriedade importante obtida com a linearização da equação de estado limite para o cálculo do índice de confiabilidade do sistema corresponde aos índices de sensibilidade (MELCHERS, 1999). Tomando a derivada da aproximação de primeira ordem da probabilidade de falha (equação (4.4)) em relação às variáveis de projeto no espaço normal padrão, obtemos informação a respeito da contribuição de cada variável aleatória na composição da P_f :

$$\left. \frac{\partial P_f}{\partial \mathbf{y}} \right|_{\mathbf{y}=\mathbf{y}^*} = \frac{\partial \Phi(-\beta)}{\partial \beta} \frac{\partial \beta}{\partial \mathbf{y}} \Big|_{\mathbf{y}=\mathbf{y}^*} = -\phi(-\beta) \frac{\partial \beta}{\partial \mathbf{y}} \Big|_{\mathbf{y}=\mathbf{y}^*} \quad (4.5)$$

O gradiente de β com relação ao vetor \mathbf{y} pode ser calculado por meio da avaliação do gradiente da equação de estado limite, Δg , no ponto de projeto \mathbf{y}^* , ou seja:

$$\left. \frac{\partial \beta}{\partial \mathbf{y}} \right|_{\mathbf{y}=\mathbf{y}^*} = - \frac{\Delta g(\mathbf{y}^*)}{\|\Delta g(\mathbf{y}^*)\|} = -\boldsymbol{\alpha}(\mathbf{y}^*), \quad (4.6)$$

tal que o cálculo do gradiente é dado por:

$$\Delta g(\mathbf{y}) = \left\{ \frac{\partial g}{\partial y_1}, \frac{\partial g}{\partial y_2}, \dots, \frac{\partial g}{\partial y_n} \right\}^T \quad (4.7)$$

Finalmente, é possível agrupar as equações (4.5) e (4.6):

$$\left. \frac{\partial P_f}{\partial \mathbf{y}} \right|_{\mathbf{y}=\mathbf{y}^*} = \phi(-\beta) \cdot \boldsymbol{\alpha}(\mathbf{y}^*) \quad (4.8)$$

Na expressão acima, o termo $\phi(-\beta)$ é constante e representa o módulo do vetor que une a equação de estado limite à origem do espaço normal padrão, enquanto o versor $\boldsymbol{\alpha}$ representa os cossenos diretores deste mesmo vetor. Em razão de $\boldsymbol{\alpha}$ ser unitário, suas componentes α_i^2 indicam a contribuição relativa da variável aleatória Y_i (e consequentemente de X_i) na composição da probabilidade de falha.

Assim, se um valor α_i^2 é pequeno em relação à unidade ($\alpha_i^2 \approx 0$), a variável X_i tem pouca contribuição na probabilidade de falha da estrutura e pode, eventualmente, ser eliminada (substituída por um valor determinístico). Esta informação é muito importante, pois permite reduzir a dimensão do problema através da eliminação de variáveis sem influência.

4.3.2 Simulações de Monte Carlo

Quando o problema envolve variáveis aleatórias fortemente correlacionadas e/ou suas distribuições de probabilidade são fortemente não-Gaussianas, métodos de transformação podem gerar resultados aproximados muito pobres e, por vezes, nem sequer convergir. Nestas situações, uma alternativa é recorrer a técnicas de simulação.

Dentre as técnicas de simulação em confiabilidade, a simulação de Monte Carlo é sem dúvida a mais aplicada. Além de ser utilizada nos casos em que os métodos analíticos falham, é também empregada quando se deseja testar a resposta obtida por outros métodos. Isto porque, em teoria, é uma técnica considerada exata na medida em que o resultado das simulações tende ao resultado exato quando o número de simulações tende ao infinito. Além disso, neste tipo de técnica não são feitas quaisquer aproximações do domínio de falha.

Outra grande vantagem das técnicas de simulação está no fato de que não há limite para o número de variáveis do problema ou na complexidade do modelo estudado, resolvendo-se problemas com poucas ou muitas variáveis com a mesma facilidade. A eficiência do método está atrelada majoritariamente à probabilidade de falha esperada, pois dela depende o número de simulações necessários à boa convergência da resposta.

Nas análises estruturais em que as probabilidades de falha admissíveis são muito pequenas (da ordem de 10^{-4}), o custo computacional envolvido na realização das simulações

passa a ser um fator limitante e, por vezes, proibitivo. Contudo, a evolução na capacidade de processamento dos computadores combinada à utilização de técnicas de amostragem inteligente permitem suplantar tal barreira.

4.3.2.1 Técnicas de amostragem

Para a realização de simulações de Monte Carlo, é necessário antes gerar amostras de variáveis aleatórias. Para isso, diferentes técnicas de amostragem podem ser empregadas. A seguir, serão explicadas de modo breve as técnicas de amostragem simples e por hipercubo latino, sendo a última utilizada no presente trabalho.

A técnica de amostragem simples envolve a geração de um número aleatório u_i , com distribuição uniforme de probabilidades e valores compreendidos no intervalo de $[0,1]$. A partir deste número, obtém-se uma realização da variável aleatória x , definida por sua função densidade de probabilidades $f_X(x)$, a partir da seguinte relação:

$$x_i = F_X^{-1}(u_i), \quad (4.9)$$

em que F_X^{-1} representa a inversa da função cumulativa de probabilidades da variável x .

A utilização da técnica de amostragem simples para a realização de simulações de Monte Carlo constitui a forma mais básica de aplicação do método. A facilidade na geração das amostras é, entretanto, contrabalanceada pela qualidade dos pontos amostrados. Devido ao fato de serem gerados aleatoriamente em todo o domínio, a técnica causa a concentração de pontos em algumas regiões e deixa outras com pontos esparsos.

Uma técnica de amostragem mais eficiente é a amostragem por hipercubo latino (*LHS – Latin Hypercube Sampling*). Ao contrário da amostragem simples, a LHS procura evitar a falta de homogeneidade na cobertura do espaço amostral por meio da divisão do domínio de cada variável aleatória em faixas e da realização de amostragens em cada uma delas uma única vez. A Figura 4.1 ilustra a geração de pontos segundo as técnicas de amostragem simples e por hipercubo latino para duas variáveis aleatórias. Maiores detalhes sobre estas e outras técnicas podem ser consultadas em Santos (2014).

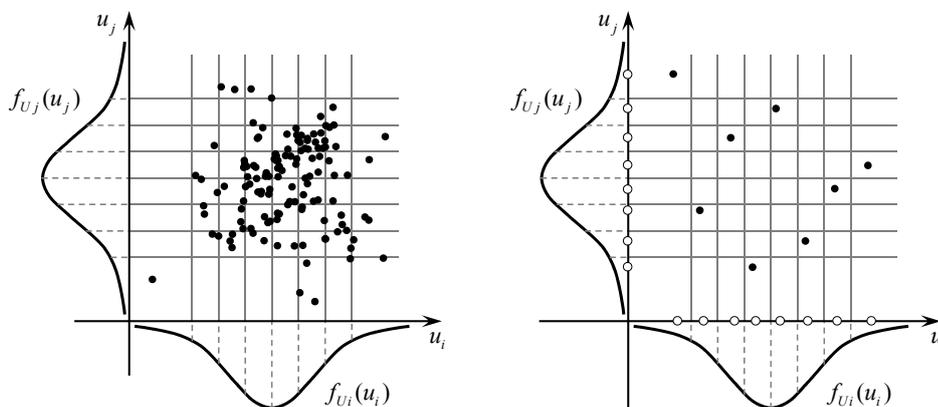


Figura 4.1 – Amostragem simples e por hipercubo latino. Adaptado de (SANTOS, 2014).

4.3.2.2 Monte Carlo Bruto

O modo mais usual e direto de realizar simulações de Monte Carlo é através do método de Monte Carlo Bruto ou Simples. A solução de problemas de confiabilidade por meio deste método envolve a utilização de uma função indicadora $I[\mathbf{x}]$, definida como:

$$\begin{aligned} I[\mathbf{x}] &= 1 & \text{se } \mathbf{x} \in \Omega_f & \quad (\text{falha}) \\ I[\mathbf{x}] &= 0 & \text{se } \mathbf{x} \in \Omega_s & \quad (\text{sobrevivência}) \end{aligned} \quad (4.10)$$

Substituindo o limite de integração da equação (4.3) por todo o domínio do problema Ω , é possível calcular a probabilidade de falha através da expressão:

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d(\mathbf{x}) \equiv E[I[\mathbf{x}]] \quad (4.11)$$

Por definição, a equação (4.11) equivale ao valor esperado da função indicadora $I[\mathbf{x}]$. Com base em uma amostra de tamanho finito n , é possível então estimar a probabilidade de falha como:

$$\bar{P}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n I[x_i] = \frac{n_f}{n}, \quad (4.12)$$

onde n_f é o número de pontos amostrais no interior do domínio de falha.

Visto que a estimativa obtida pela equação (4.12) é computada com base em uma amostra de dimensão finita, está sujeita a um erro estatístico de amostragem correspondente à variância de $I[\mathbf{x}]$, ou seja:

$$\text{Var}[\bar{P}_f] = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (I[x_i] - \bar{P}_f)^2 \quad (4.13)$$

Na expressão anterior, observa-se que o valor da variância (representativo da incerteza envolvida na simulação) diminui conforme o número de simulações cresce, indo para zero à medida que $n \rightarrow \infty$.

A partir das equações (4.12) e (4.13) é possível então determinar o intervalo de confiança do resultado da simulação:

$$\bar{P}_f - k\sqrt{\text{Var}[\bar{P}_f]} \leq \bar{P}_f \leq \bar{P}_f + k\sqrt{\text{Var}[\bar{P}_f]}, \quad (4.14)$$

sendo o parâmetro k determinado com base no nível de confiança desejado, segundo uma distribuição Normal. Para um nível de confiança de 95%, $k \approx 1,96$.

Para obter uma boa estimativa da probabilidade de falha através do uso do Monte Carlo Bruto, um grande número de simulações torna-se necessário¹. Nos casos em que a equação de estado limite possui solução analítica, isto não gera maiores problemas. Entretanto, quando a análise de confiabilidade envolve simulações numéricas do comportamento estrutural, técnicas de simulação mais eficientes devem ser utilizadas.

¹ Para obter uma probabilidade de falha da ordem de 10^{-p} com coeficiente de variação inferior a 10%, é necessária uma amostra de tamanho mínimo 10^{p+2} (BECK, 2014).

4.3.2.3 Monte Carlo por Importância usando pontos de projeto

O método de Monte Carlo por Importância usando pontos de projeto é uma técnica de simulação inteligente utilizada para estimar a probabilidade de falha de problemas nos quais o Monte Carlo Bruto apresenta dificuldades. Este método faz uso da informação sobre as coordenadas dos pontos de projeto para transladar os pontos de amostragem para regiões importantes do domínio de falha.

A geração dos pontos simulados é feita a partir de uma função de amostragem $h_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$, que os desloca para o domínio de falha. Multiplicando-se numerador e denominador da equação (4.11) por $h_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})$, obtém-se:

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] \frac{f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})}{h_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})} h_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d(\mathbf{x}) \quad (4.15)$$

Quando a função de amostragem desloca os pontos para o domínio de falha, o valor esperado da nova função indicadora, $I[\mathbf{x}] \frac{f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})}{h_{\mathbf{X}}(\mathbf{x})}$, será maior do que o valor da função original. Contudo, cada ponto amostrado no interior do domínio de falha não mais estará associado à unidade, e sim a um peso definido por w_i :

$$w_i = \frac{f_{\mathbf{X}}(x_i)}{h_{\mathbf{X}}(x_i)} < 1 \quad (4.16)$$

O método de Monte Carlo por Importância usando pontos de projeto apresenta a principal vantagem de ser praticamente independente da ordem de grandeza da probabilidade de falha, visto que praticamente metade do número de pontos amostrados estará dentro do domínio de falha (BECK, 2014). Isto garante a rápida convergência do método e, conseqüentemente, uma baixa variância da probabilidade de falha, quando comparado com o Monte Carlo Bruto.

A amostragem por importância utilizando pontos de projeto pode ainda ser combinada à técnica de geração de amostras por hipercubo latino, aumentando ainda mais a eficiência do processo de simulação.

4.4 StRAnD

O StRAnD (*Structural Risk Analysis and Design*) é um programa computacional desenvolvido junto ao departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP), escrito em linguagem Fortran com conceitos de programação orientada a objeto, cuja especialidade é a realização de análises de risco. Em sua versão estável e atual, o programa é capaz de realizar análise de confiabilidade dependente e independente do tempo, confiabilidade de sistemas e otimização de risco. Conta ainda com uma interface de acoplamento com os programas de análise de elementos finitos Acadframe e ANSYS, sendo o primeiro um programa de caráter educativo, desenvolvido na EESC-USP, e o segundo um software comercial.

Em função do Acadframe permitir somente a realização de análises de estruturas bidimensionais e da interface entre o StRAnD e o ANSYS ser computacionalmente custosa (dado que há a necessidade de escrever arquivos de texto para comunicação entre os programas a cada

simulação), no presente trabalho optou-se pela implementação de um programa para análise de treliças espaciais no interior do código do StRAnD. Denominado StRAnD-FEA (*Finite Element Analysis*), possui uma interface inteligente para entrada de dados que possibilita a fácil inserção de parâmetros estocásticos, bem como sua construção foi planejada de modo a possibilitar a futura ampliação de sua estrutura lógica. A base teórica para o desenvolvimento desta ferramenta consta no Capítulo 6.

Dentre os métodos de confiabilidade disponíveis no StRAnD estão os métodos de transformação de primeira e segunda ordem (FORM e SORM), superfícies de resposta e simulação de Monte Carlo. Com relação às técnicas de simulação, além do Monte Carlo Bruto é possível ainda realizar simulações com amostragem assintótica, melhorada e por importância usando pontos de projeto, além de simulação de subconjuntos. Cada um destes métodos pode ser combinado com as técnicas de amostragem simples, por hipercubo latino e por variáveis antitéticas, fornecendo um vasto leque de opções aos usuários do programa.

No presente trabalho, serão realizadas simulações de Monte Carlo Bruto e por Importância e ambas as estratégias farão uso de amostras geradas por hipercubo latino. O método FORM será empregado especialmente para o cálculo das coordenadas dos pontos de projeto e realização de análises de sensibilidade. O estudo de caso irá envolver a avaliação de equações de estado limite numéricas, solucionadas através do StRAnD-FEA.

5 Descrição estatística dos parâmetros de interesse

O problema fundamental da confiabilidade estrutural envolve a avaliação da probabilidade de que a resistência (R) de um determinado sistema seja menor ou igual à solicitação (S) nele atuante ao longo de sua vida útil. Tal probabilidade recebe o nome de probabilidade de falha (P_f) e representa a propensão do sistema à descumprir com a função para a qual foi projetado. Neste caso, o problema envolve apenas duas variáveis aleatórias que, no entanto, podem ser funções de inúmeras outras.

$$P_f = P[R \leq S] \quad (5.1)$$

A solução deste tipo de problema é alcançada por meio de uma abordagem probabilística e depende substancialmente da descrição do comportamento aleatório que um sistema pode apresentar tanto no tempo quanto no espaço.

Faber (2006) afirma que, para uma boa descrição, devem ser inicialmente definidos os fatores que influenciam a resposta estrutural. Tais fatores são, em seguida, modelados por meio de variáveis aleatórias, utilizadas para representar as incertezas do problema. Por fim, faz-se a seleção da distribuição (e de seus respectivos parâmetros) mais adequada para representar cada uma destas variáveis.

Do modo como foi exposto, torna-se perceptível o caráter mandatório da etapa de caracterização dos parâmetros de solicitação e resistência, pois permite que as incertezas inerentes a cada um deles possam ser quantificadas e corretamente gerenciadas. O presente capítulo busca, portanto, elencar os parâmetros mais relevantes às análises da PBWE e exibir um compêndio com os dados estatísticos de variáveis de solicitação e resistência encontrados em trabalhos importantes na área de estatística e confiabilidade. Além disso, ao final de cada seção serão tecidos comentários a respeito da seleção dos parâmetros mais representativos para o caso de torres metálicas.

5.1 Caracterização do campo de ventos

Assim como os demais fenômenos meteorológicos ou climáticos, o campo de ventos possui natureza estocástica. As principais incertezas envolvidas em sua caracterização estão relacionadas à imprevisibilidade tanto da magnitude e direção de incidência da parcela média da velocidade do vento, quanto do perfil da velocidade turbulenta. Nesta seção, serão apresentados dados referentes aos parâmetros básicos IM dos quais cada um destes fatores depende, nomeadamente:

- velocidade básica do vento – V_0 ;
- direção de incidência; e
- coeficientes aerodinâmicos.

5.1.1 Velocidade básica do vento

As leis matemáticas mais utilizadas para descrever a variação da velocidade média do vento dentro da camada limite atmosférica (região em que o fluxo de vento é afetado pelo atrito da superfície terrestre) são as chamadas *lei logarítmica* e *lei de potência*. Em condições de ventos fortes, a lei logarítmica é considerada a expressão matemática mais precisa para representação do perfil da velocidade média do vento, tendo sido originalmente derivada por Prandtl a partir de experimentos envolvendo fluxos turbulentos em discos planos (PETRINI, 2009). Segundo esta lei, a variação da velocidade média do vento, V , com a altura z pode ser representada pela expressão:

$$V(z) = \frac{u^*}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (5.2)$$

sendo u^* a velocidade de atrito, κ a constante de von Karman, cujo valor descoberto experimentalmente é de aproximadamente 0.4, e z_0 o comprimento de rugosidade aerodinâmica.

Alternativamente à lei logarítmica, é possível empregar a lei de potência. Embora ela não possua uma base teórica, é comumente empregada para fins de engenharia por ser facilmente integrável ao longo da altura. De acordo com esta lei, a velocidade média do vento sobre uma superfície horizontal de rugosidade homogênea a uma altura qualquer pode ser expressa em termos da velocidade do vento a uma altura de 10 metros, V_0 , conforme a relação:

$$V(z) = V_0 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha, \quad (5.3)$$

onde o expoente α promove equivalência com a lei logarítmica e depende da rugosidade do terreno e da altura limite, z_{ref} , usualmente tomada como a metade da altura máxima sobre a qual deseja-se obter correspondência entre as leis:

$$\alpha = \left[\frac{1}{\ln(z_{ref}/z_0)} \right] \quad (5.4)$$

A velocidade básica do vento V_0 , por sua vez, é determinada por meio de um banco de dados contendo o registro das velocidades do vento em algum local específico (geralmente em terreno horizontal plano e livre de obstáculos), a uma altitude de 10 metros acima do solo, cujas médias são estimadas tomando como base um intervalo de tempo conveniente (e.g. 10 minutos). Os dados de grandes populações de observações anuais geralmente ajustam-se de forma melhor a uma distribuição de Weibull (PETRINI, 2009), cuja função cumulativa é dada por ($\eta \approx 2$):

$$F_{V_0} = P[V_0 \leq x] = 1 - \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x}{\sigma}\right)^\eta\right] \quad (5.5)$$

A distribuição de Weibull é representativa de observações realizadas durante o período de um ano. Entretanto, em muitas aplicações de engenharia é desejável saber o valor extremo apresentado pela velocidade no decorrer da vida útil de uma estrutura, visto que tal valor irá gerar o máximo carregamento ao qual ela estará sujeita, com maior probabilidade de conduzi-la à ruína.

Há inúmeros métodos para obter a distribuição característica da velocidade máxima do vento ao longo de um período de tempo superior a um ano. Dentre os métodos rotineiramente

empregados estão o Método dos Mínimos Quadrados e o Método da Máxima Verossimilhança (SORENSEN, 2004). Ambos os métodos procuram encontrar os parâmetros de um modelo estatístico hipotético que melhor representem um conjunto de dados amostrados, minimizando a diferença entre os valores estimados e aqueles observados ou maximizando a função de verossimilhança, respectivamente. Entretanto, quando os parâmetros da distribuição de velocidade máxima anual são conhecidos, a aplicação da Teoria de Valores Extremos mostra-se muito mais eficaz.

5.1.1.1 Teoria de Valores Extremos

Considere um conjunto de n observações de uma variável aleatória e o valor máximo observado neste conjunto. Cada vez que uma nova realização ou observação deste conjunto é feita, um novo valor máximo é obtido. Portanto, os valores máximos observados podem também ser representados por uma variável aleatória, com distribuição estatística própria. Os parâmetros da distribuição de máximos são estudados pela Teoria de Valores Extremos, um campo bem desenvolvido da Teoria de Probabilidades (BECK, 2014).

Seja X uma variável aleatória com função de distribuição cumulativa $F_X(x)$ conhecida. Considere ainda que X_1, X_2, \dots, X_n são variáveis aleatórias independentes, com idêntica CDF, tal que $F_{X_1}(x_1) = F_{X_2}(x_2) = \dots = F_{X_n}(x_n)$. O máximo valor de uma amostra contendo a realização das n variáveis X_1, X_2, \dots, X_n é dado por:

$$y_n = \max[x_1, x_2, \dots, x_n] \quad (5.6)$$

e a variável aleatória Y_n (valor máximo) é então determinada como:

$$Y_n = \max[X_1, X_2, \dots, X_n] \quad (5.7)$$

Caso Y_n , o maior valor dentre (X_1, X_2, \dots, X_n) , seja menor do que um determinado valor y , todas as variáveis aleatórias X_i também deverão ser menores que y , ou seja:

$$\begin{aligned} F_{Y_n}(y) &= P[\{Y_n \leq y\}] \\ &= P[\max\{X_1, X_2, \dots, X_n\} \leq y] \\ &= P[\{X_1 \leq y\} \cap \{X_2 \leq y\} \cap \dots \cap \{X_n \leq y\}] \\ &= [F_X(y)]^n \end{aligned} \quad (5.8)$$

Derivando a relação (5.8), obtém-se a função densidade de probabilidades f_{Y_n} :

$$f_{Y_n}(y) = \frac{dF_{Y_n}(y)}{dy} = n[F_X(y)]^{n-1} \cdot f_X(y) \quad (5.9)$$

As expressões (5.8) e (5.9) são as funções exatas da distribuição de probabilidades do valor máximo de uma amostra de tamanho n tomada de uma população X . Através da equação (5.8) é possível perceber que a distribuição do máximo de uma amostra de tamanho unitário ($n = 1$) é idêntica à distribuição original de X , conservando a igualdade de todos os demais parâmetros (valor esperado e variância).

Contudo, à medida que o tamanho da amostra n aumenta, a distribuição de máximos tende para a região da cauda superior da distribuição original (o valor esperado cresce e o coeficiente de variação é reduzido), convergindo para formas funcionais particulares. Estas formas constituem as chamadas *distribuições assintóticas de extremos* e possuem a peculiaridade de serem exatas no limite com $n \rightarrow \infty$. Servem para determinar a distribuição de extremos correspondente à determinada distribuição original $F_X(x)$, apresentando funções cumulativas de probabilidade na forma:

$$F_{Y_n}(y) = \exp\{-n[1 - F_X(y)]\} \quad (5.10)$$

A principal conveniência deste tipo de distribuição reside em não depender da forma exata da distribuição original, mas apenas do comportamento da cauda desta na direção do extremo procurado. Assim, quando a cauda superior da distribuição inicial X apresenta taxa de decrescimento exponencial, a distribuição dos máximos de X tende assintoticamente a uma distribuição de Gumbel. É o caso do conjunto formado pelos valores das velocidades máximas anuais do vento, cuja função cumulativa apresenta um duplo exponencial:

$$F_{Y_n}(x) = \exp\{-\exp[-\omega(x - u_n)]\} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (5.11)$$

em que u_n é igual ao máximo característico da distribuição inicial X ou à moda de Y_n e ω representa o parâmetro de forma da distribuição. Os momentos de primeira e segunda ordem (média e desvio-padrão) podem então ser obtidos por intermédio das relações:

$$\mu = u_n + \gamma/\omega \quad (5.12)$$

$$\sigma = \frac{\pi}{\omega \cdot \sqrt{6}} \quad (5.13)$$

onde $\gamma = 0.577213$ simboliza a constante de Euler.

Geralmente não é possível inferir a velocidade máxima para períodos de retorno muito grandes a partir de observações que abrangem apenas poucos anos. Em vista disso, para obter resultados fidedignos, os dados registrados devem minimamente contemplar um intervalo de tempo de mesma ordem de magnitude ao período de recorrência médio desejado.

5.1.2 Direção de incidência do vento

Conforme documenta Davenport (1983), logo nas primeiras fases do desenvolvimento de testes em túneis de vento de camada limite atmosférica – em que estruturas importantes como as torres do World Trade Center foram ensaiadas – tornou-se evidente que a direção de incidência do vento era um dos diversos fatores que poderiam afetar significativamente a carga de vento atuante nas edificações. Para o autor, a suposição de que a componente do vento com maior velocidade sempre sopra na direção mais desfavorável à estrutura lhe parecia claramente conservadora. Isto motivou-o a estudar mais sobre o assunto e desenvolver um procedimento para a estimativa de respostas extremas devido ao vento que admitissem a influência de sua direção. A Figura 5.1 ilustra as etapas iniciais do procedimento elaborado. Maiores detalhes podem ser encontrados em Davenport (1969, 1983).

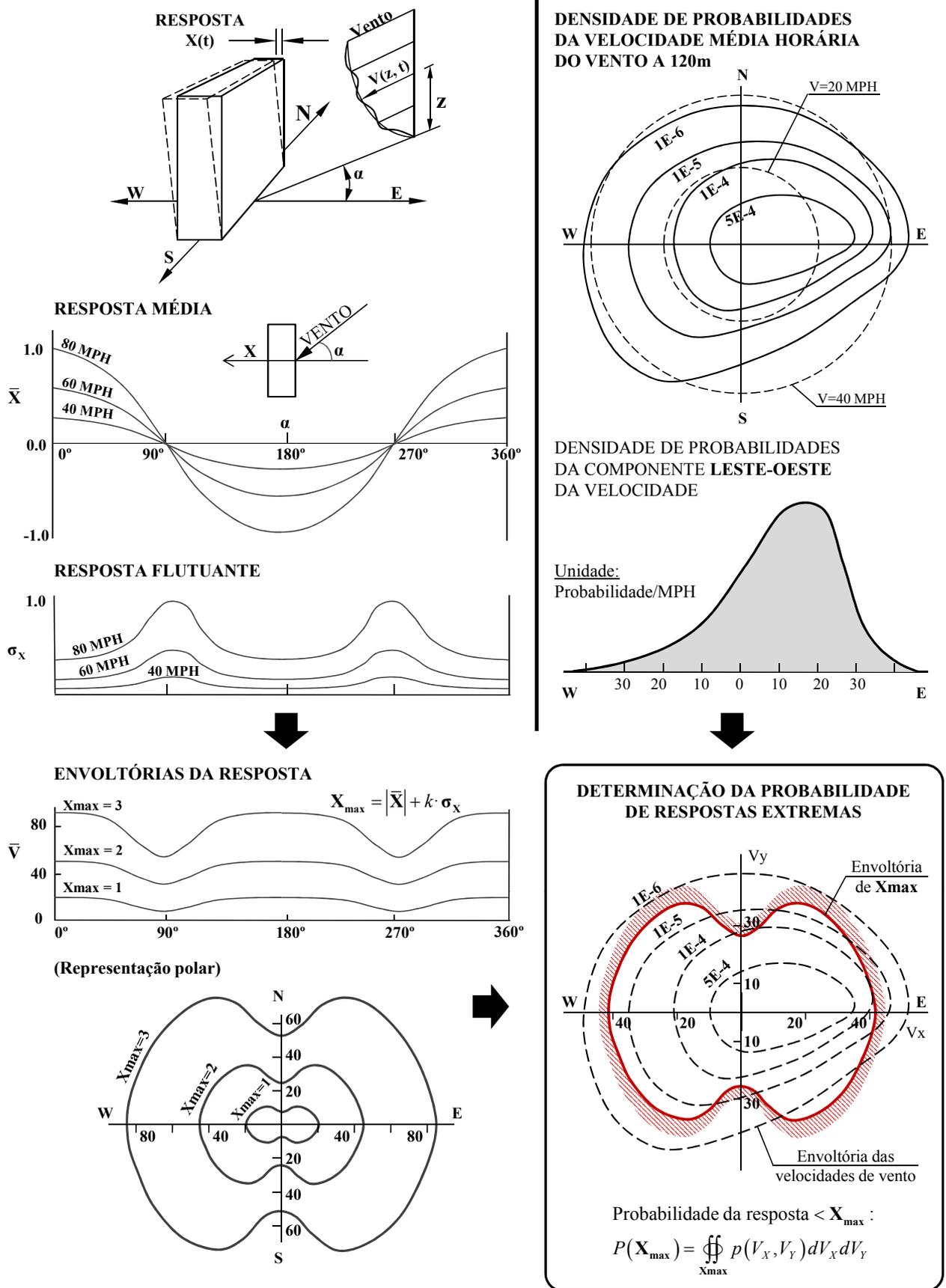


Figura 5.1 – Procedimento para a estimativa de respostas extremas devido ao vento admitindo a influência da direção do vento. Adaptado de (DAVENPORT, 1969).

O procedimento tem início com o mapeamento da resposta aerodinâmica (componente estática mais flutuante) de uma estrutura particular para um gama de velocidades e direções do vento (Figura 5.1 – lado esquerdo). A informação necessária para a elaboração de tal mapa é obtida por intermédio de testes em túneis de vento ou, se possível, analiticamente. Curvas envoltórias são então traçadas num sistema de coordenadas polares, delimitando regiões que contêm as respostas estruturais extremas para uma dupla de valores de intensidade e direção do vento.

Paralelamente, em posse dos dados meteorológicos para uma localidade de interesse contendo o registro das velocidades do vento e seus azimutes, constrói-se a função densidade de probabilidade conjunta para o par intensidade/direção do vento (Figura 5.1 – lado direito).

À representação plana da PDF conjunta sobrepõem-se as envoltórias anteriormente traçadas, de tal modo que seja possível calcular a probabilidade de que uma dada resposta estrutural máxima seja excedida a partir da integral de convolução de seu contorno sobre a distribuição conjunta de probabilidades de velocidade e direção do vento (Figura 5.1 – região em destaque).

A abordagem recém descrita foi uma das primeiras a levar em consideração a direção de incidência do vento para o cálculo da resposta estrutural. Ainda que tenha sido construída sobre uma base estatística e matemática consistente, acaba sendo de pouco valor sob o ponto de vista prático. Primeiramente, pois a caracterização da resposta estrutural demanda enorme custo e tempo para sua obtenção. Ainda que seja possível obtê-la de modo aproximado através do uso de programas de elementos finitos (em detrimento ao ensaio de um modelo em escala da estrutura em túneis de vento), a gama de combinações possíveis de valores para ângulo/intensidade do vento pode tornar-se extremamente dispendiosa. Outro empecilho é a carência de dados estatísticos para a construção da distribuição de probabilidade conjunta de velocidades extremas e direção do vento, visto que o registro das séries históricas de vento nem sempre está disponível para a localidade de interesse ou o período das observações realizadas não é longo o suficiente para permitir uma boa extrapolação estatística.

Assim, embora existam modelos matemáticos e estatísticos que levem em consideração a influência da direcionalidade do vento – argumento que contraria a afirmação feita por Petrini (2009, p. 22) –, tais modelos são demasiadamente complexos para fins de projeto e normatização, caindo em desuso. Com o intuito de investigar a influência da variabilidade na direção de incidência, no presente trabalho o caso em que a componente do vento com maior velocidade forma um ângulo qualquer com a estrutura será comparada com os casos em que incide nas direções mais desfavoráveis à ela.

5.1.3 Coeficientes aerodinâmicos

As cargas de vento atuantes numa estrutura são derivadas de dados estatísticos das velocidades do vento e de coeficientes aerodinâmicos próprios à edificação e sua localização.

São calculadas por grande parte dos códigos normativos internacionais através da equação:

$$W = \frac{1}{2} \rho C_r C_a C_g V^2 \quad (5.14)$$

onde: W constitui a ação (pressão) de vento; ρ representa a densidade do ar; C_r , C_a e C_g são os coeficientes aerodinâmicos referentes ao fator de rugosidade, fator de forma e fator de rajada, respectivamente; e V é a velocidade de vento.

Como a velocidade entra na equação em termos de seu valor quadrático, seus parâmetros estatísticos são especialmente importantes. Contudo, incertezas na estimativa das estatísticas dos coeficientes aerodinâmicos também contribuem para a variabilidade global da carga de vento.

5.1.3.1 Fator de rugosidade ou exposição

A rugosidade do terreno é uma medida da irregularidade aerodinâmica da superfície (variação do relevo) sobre a qual o perfil da velocidade do vento é registrado. É função do tamanho e espaçamento dos obstáculos na superfície do solo e pode ser expressa por meio do comprimento de rugosidade z_0 ou pelo coeficiente de arrasto da superfície k :

$$k^2 = \frac{\kappa}{\ln(z_{ref}/z_0)} \quad (5.15)$$

onde $\kappa \cong 0.4$ é a constante de von Karman e z_{ref} é a altura de referência para determinada categoria de terreno.

Em geral, a exposição dos instrumentos de medição nas estações meteorológicas muitas vezes difere significativamente da exposição no local de implantação da estrutura. Em virtude da maior rugosidade do terreno nos centros das grandes cidades, por exemplo, o perfil de velocidade do vento é muito diferente daquele observado nos arredores de aeroportos, apresentando maior turbulência. Devido a isso, o fator de rugosidade ou exposição C_r é aplicado ao cálculo das cargas de vento como um meio de prover correspondência entre as velocidades observadas em diferentes categorias de terreno.

A ABNT NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias distintas, identificando o valor de z_0 para cada uma delas. O manual preparado pela JCSS, alternativamente, recomenda não apenas um valor usual para o comprimento de rugosidade de acordo com cada categoria, como também fornece intervalos de valores dentro dos quais z_0 pode variar (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Comprimento de rugosidade z_0 , em metros, para cinco categorias distintas de terreno. Adaptado de (JCSS, 2001).

Categoria	Exemplos	Intervalo de z_0	Valor indicado	z_{ref}
I – Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.	Mar calmo, lagos e rios; pântanos sem vegetação; planícies.	> 0.001 ≤ 0.005	0.003 0.005*	10

Tabela 5.1 – (Continuação)

Categoria	Exemplos	Intervalo de z_0	Valor indicado	z_{ref}
II – Terrenos abertos aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. <i>Cota média do topo dos obstáculos: $\leq 1m$.</i>	Zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.	> 0.01 ≤ 0.1	0.03 0.07*	10
III – Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. <i>Cota média do topo dos obstáculos: $\leq 3m$.</i>	Granjas e casas de campo; fazendas com sebes e/ou muros; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.	> 0.1 ≤ 0.7	0.3	10
IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. <i>Cota média do topo dos obstáculos: $\leq 10m$.</i>	Parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; pequenas áreas industriais.	> 0.7 ≤ 1.2	1.0	15
V – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. <i>Cota média do topo dos obstáculos: $\leq 25m$.</i>	Florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais desenvolvidos.	> 1.0 ≥ 2.0	2.0 2.5*	30

* Valores recomendados pela ABNT NBR 6123:1988.

5.1.3.2 Fator de forma

Uma vez que a pressão do vento exercida sobre uma estrutura raramente está aplicada de modo uniforme sobre toda sua superfície, os fatores de forma (também denominados por vezes como coeficientes de pressão) buscam refletir de modo aproximado a distribuição da pressão a ser suportada por diferentes elementos ou partes da edificação. Consequentemente, dependem diretamente da geometria e das dimensões da estrutura, do ângulo de ataque do vento, da rugosidade do terreno, do número de Reynolds, etc.

Valores típicos de fatores de forma podem ser selecionados a partir de documentos normativos nacionais e internacionais específicos ou a partir de testes em túneis de vento capazes de modelar a camada limite atmosférica. A norma brasileira ABNT NBR 6123:1988, por exemplo, dedica três capítulos à especificação de valores usuais de coeficientes de pressão e de forma para edificações correntes, reticulados espaciais, muros e coberturas.

5.1.3.3 Fator de rajada

É conveniente definir uma carga de vento estática equivalente capaz de induzir na estrutura respostas muito próximas às causadas pelo vento turbulento. Partindo da premissa de que a estrutura apresenta comportamento linear, é possível decompor a resposta de uma estrutura devido à ação do vento em duas partes: a parcela da resposta média, induzida pelo vento médio, e a parcela flutuante, induzida pelo vento turbulento. A resposta máxima da estrutura na direção longitudinal ao vento numa altura z pode então ser escrita como:

$$\hat{X}_{\max}(z) = \bar{x}(z) + \tilde{x}_{\max}(z) \quad (5.16)$$

onde $\bar{x}(z)$ é a componente média da resposta e $\tilde{x}_{\max}(z)$ é a componente máxima flutuante na direção do vento médio. É conveniente expressar $\tilde{x}_{\max}(z)$ na forma:

$$\tilde{x}_{\max}(z) = K_x \sigma_x(z) \quad (5.17)$$

em que $\sigma_x(z)$ é o valor quadrático médio (*rms*) da resposta flutuante e K_x é o fator de pico (com valor usual entre 3 e 4).

O fator de rajada C_r é então definido como:

$$C_r(z) = 1 + \frac{\tilde{x}_{\max}(z)}{\bar{x}(z)} \quad (5.18)$$

de modo que a resposta máxima na direção longitudinal ao vento possa ser expressa por:

$$\hat{X}_{\max}(z) = C_r(z) \bar{x}(z) \quad (5.19)$$

5.1.4 Variáveis de solitação

Uma vez definidos os parâmetros característicos do campo de ventos, procurou-se agrupar na Tabela (5.2) os dados estatísticos empregados por diferentes autores para representação de cada um deles.

Na tabela, V_1 e W_1 referem-se aos valores máximos anuais observados para a velocidade e pressão do vento, respectivamente, e V_{50} e W_{50} aos valores máximos calculados para um período de retorno de 50 anos. O valor médio das variáveis encontra-se expresso em função do valor nominal, que corresponde geralmente a algum valor estipulado por norma ou código estrutural específico. O coeficiente de variação (*CV*), por sua vez, expressa a variabilidade dos dados em relação à média, sendo que quanto menor for seu valor, mais homogêneo é o conjunto de dados.

Tabela 5.2 – Dados estatísticos das variáveis de solicitação.

Velocidade do Vento (<i>V</i>)							
<i>Sigla</i>	<i>Média</i>		<i>CV</i>		<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	
V_1	0.56 - 0.76 V_{nom} 0.57 V_{nom}		0.10 - 0.22 0.21		Gumbel	Ellingwood et al. (1980) ^{a)} Souza (2008) ^{b)}	
V_{50}	0.77 - 1.19 V_{nom} 0.95 V_{nom}		0.08 - 0.13 0.13		Gumbel	Ellingwood et al. (1980) Souza (2008)	

Coeficientes Aerodinâmicos							
	Ellingwood et al. (1980)		Davenport (1983) ^{c)}		JCSS (2001)		
<i>Sigla</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>
C_r	1.0 μ_{nom}	0.16	1.0 μ_{nom}	0.10	0.8 μ_{nom}	0.10 - 0.20	Normal
C_a	1.0 μ_{nom}	0.12	—	—	1.0 μ_{nom}	0.10 - 0.30	Normal
C_g	1.0 μ_{nom}	0.11	1.0 μ_{nom}	0.08	1.0 μ_{nom}	0.10 - 0.15	Normal
C_T	1.0 μ_{nom}	0.05	$CV_T^2 = CV_r^2 + CV_a^2 + CV_g^2$				Normal

Pressão do Vento (<i>W</i>)							
<i>Sigla</i>	<i>Média</i>		<i>CV</i>		<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	
W_1	0.33 W_{nom} 0.33 W_{nom}		0.59 0.47		Gumbel	Ellingwood et al. (1980) ^{a)} Souza (2008) ^{b)}	
W_{50}	0.78 W_{nom} 0.90 W_{nom}		0.37 0.34		Gumbel	Ellingwood et al. (1980) Souza (2008)	

^{a)} Parâmetros referentes aos dados registrados em 7 localidades dos EUA.

^{b)} Parâmetros referentes à região centro-sul do Brasil.

^{c)} Nenhuma referência é feita ao tipo de distribuição adotado por Davenport (1983).

5.2 Caracterização da resistência estrutural

A resistência estrutural depende de todas e quaisquer variáveis capazes de afetar a habilidade de um sistema ou de algum de seus componentes suportar carregamentos externos aplicados.

Tipicamente, variáveis de resistência são divididas em dois grupos distintos. O primeiro envolve as variáveis estruturais clássicas associadas a propriedades materiais que governam o comportamento mecânico das estruturas (como rigidez, amortecimento e resistência), além daquelas relacionadas à geometria do arranjo estrutural e de seus componentes individuais. O segundo grupo, por sua vez, engloba variáveis representativas das incertezas de modelo, decorrentes da falta de conhecimento sobre o problema, da imperfeita representação da realidade (uso de idealizações e simplificações) e demais deficiências em qualquer fase no processo de

modelagem.

As variáveis de ambos os grupos afetam a resistência da estrutura, porém quantificar as incertezas atreladas às variáveis do segundo grupo é uma tarefa bem mais complexa e nem sempre possível.

5.2.1 Propriedades materiais e geométricas

As principais características do comportamento mecânico dos materiais podem ser descritas por um diagrama tensão-deformação unidimensional, tal como apresentado na Figura 5.2. Nele, podem ser identificadas as propriedades classicamente representadas por variáveis aleatórias em trabalhos de confiabilidade estrutural, nomeadamente:

- módulo de elasticidade (E);
- tensão de escoamento (F_y);
- tensão de ruptura ou tensão última (F_u);
- alongamento máximo (ϵ_u);
- tensões residuais (σ_{Res}) – para o caso de perfis formados a frio;
- e taxa de encruamento (α).

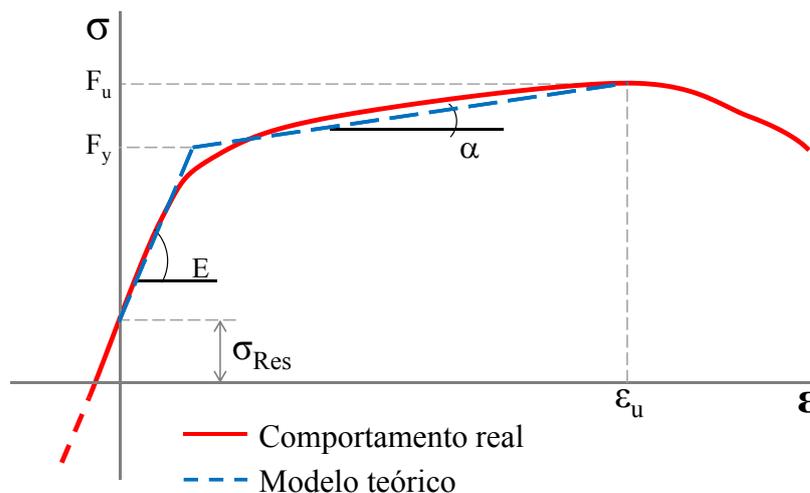


Figura 5.2 – Diagrama tensão-deformação (genérico).

Além destas, propriedades geométricas também são muitas vezes modeladas como parâmetros estocásticos, podendo, em alguns casos, ter reflexo sobre a parcela de solicitação referente ao peso próprio da estrutura. Deste modo, acabam por contribuir em ambos os lados da inequação expressa em (5.1). Dentre as propriedades geométricas frequentemente utilizadas em análises de confiabilidade estão a área da seção transversal, a espessura (para o caso de perfis metálicos) e possíveis imperfeições geométricas decorrentes do processo de fabricação e montagem dos elementos estruturais (Figura 5.3).

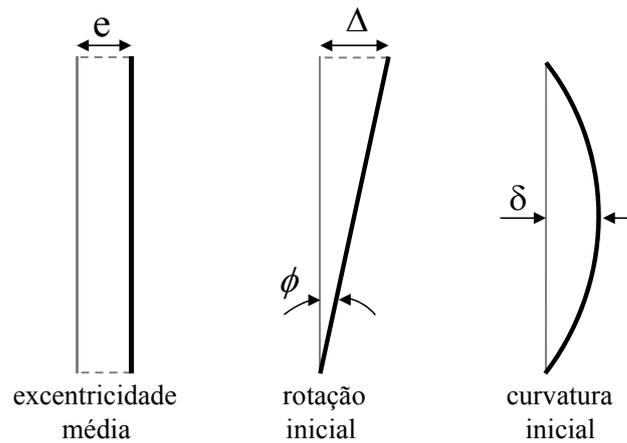


Figura 5.3 – Imperfeições geométricas iniciais.

Diversos modelos de distribuição estatística e seus respectivos parâmetros (média e variância, por exemplo) são facilmente encontrados na literatura. São obtidos, na maior parte das vezes, a partir de um conjunto grande de observações experimentais (ensaios de caracterização do material ou medições), fato que possibilita bons ajustes do modelo de distribuição estatística hipotético admitido.

Entretanto, a variedade de distribuições e de parâmetros existentes para uma mesma propriedade mecânica pode causar confusão quanto ao melhor valor a ser utilizado. Tal dificuldade é ilustrada pelas Tabelas 5.3 e 5.4, que reúnem os dados estatísticos de diferentes propriedades mecânicas importantes à análise probabilística, acompanhados das referências a partir das quais foram extraídos.

Tabela 5.3 – Dados estatísticos das propriedades físicas do aço.

Módulo de elasticidade do aço (E)					
<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>	
1.0 E_{nom}	0.03	Lognormal	JCSS (2001)	—————	
1.027 E_{nom}	0.038	———	Hess et al. (2002)	Dados de Johnston e Opila (1941), Galambos e Ravindra (1978)	
1.037 E_{nom}	0.031	———	Hess et al. (2002)	Dados de Mansour et al. (1984)	
0.987 E_{nom}	0.076	Normal	Hess et al. (2002)	—————	
1.04 E_{nom}	0.045	———	Schmidt e Bartlett (2002)	Seções vazadas (HSS Classe C)	
1.0 E_{nom}	0.05	Lognormal	Haukaas e Scott (2006)	—————	
30 psi	0.08	Lognormal	Beck e Rosa (2006)	Dados de Kiureghian e Liu (1986)	
0.993 E_{nom}	0.03	Normal	Buonopane (2008)	Dados de Bartlett et al. (2003)	
1.0 E_{nom}	0.06	Lognormal	Blum (2013)	Dados de Galambos e Ravindra (1978)	

Tensão de escoamento (F_y)					
<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>	
1.05 F_y	0.11	Lognormal	Ellingwood et al. (1980)	—————	
^{a)}	0.07	Lognormal	JCSS (2001)	—————	
1.21 F_y	0.078	Lognormal	Hess et al. (2002)	Dados de Mansour et al. (1984), Galambos e Ravindra (1978)	
1.11 F_y	0.068	Lognormal	Hess et al. (2002)	Aço comum	
1.22 F_y	0.089	Lognormal	Hess et al. (2002)	Aço de alta resistência	
1.28 F_y	0.075	Lognormal	Schmidt e Bartlett (2002)	Seções vazadas (HSS Classe C)	
1.05 F_y	0.10	Normal	Buonopane et al. (2003)	Dados de Galambos e Ravindra (1978)	
1.04 F_y	0.08	Normal	Buonopane et al. (2003)	Dados de FEMA (2000)	
300 MPa	0.10	Lognormal	Haukaas e Scott (2006)	—————	
3600 kg/cm ²	0.083	Normal	Beck e Rosa (2006)	Dados de Maymon (1993)	
1.10 F_y	0.06	Normal	Buonopane (2008)	Dados de Bartlett et al. (2003)	
1.10 F_y	0.10	Lognormal	Blum (2013)	Dados de Galambos e Ravindra (1978)	

Tensão de ruptura (F_u)					
<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>	
1.10 F_u	0.11	Lognormal	Ellingwood et al. (1980)	—————	
$B \cdot F_u$	0.04	Lognormal	JCSS (2001)	B=1.5 (Aço-carbono estrutural); 1.4 (aço de baixa liga)	
1.046 F_u	0.048	Normal	Hess et al. (2002)	—————	
1.18 F_u	0.063	Lognormal	Schmidt e Bartlett (2002)	Seções vazadas (HSS Classe C)	

Outras propriedades materiais					
<i>Variável</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>
Razão de Poisson	ν_{nom}	0.03	Lognormal	JCSS (2001)	—————
Alongamento máx.	$\epsilon_{u,nom}$	0.06	Lognormal	JCSS (2001)	—————
Taxa de encruamento α	0.02	0.1	Lognormal	Haukaas e Scott (2006)	—————
	<i>Mín</i>	<i>Máx</i>			
Tensão residual	0.0	0.3 F_y			
σ_{Res}	0.0	0.6 F_y	Uniforme	Buonopane (2008)	Variação linear nas flanges. Tensão uniforme na alma.
	0.0	1.0 F_y			

^{a)} $\alpha \exp(u \cdot CV) \cdot F_y - C$, sendo $\alpha = 1.05$ ou 1 ; $u = [-2.0, -1.5]$; $C = 20$ MPa

Tabela 5.4 – Dados estatísticos das propriedades geométricas.

Propriedades da seção transversal					
<i>Variável</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>
Área	1.01 A_{nom}	0.04	Normal	JCSS (2001)	Aço laminado
	0.97 A_{nom}	0.014	—	Schmidt e Bartlett (2002)	Seções vazadas (HSS)
Dimensões	1.00 μ_{nom}	0.02	Normal	Haukaas e Scott (2006)	(b,w,tw,tf)
Espessura	1.01 t	0.02	Normal	JCSS (2001)	—
	1.05 t	0.044	Lognormal	Hess et al. (2002)	2252 dados amostrais
	1.04 t	0.025	—	Schmidt e Bartlett (2002)	1805 dados amostrais
	0.964 t	0.04	Normal	Blum (2013)	896 dados amostrais

Peso Próprio					
<i>Sigla</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>
D	1.05 D_n	0.06 - 0.15 (0.10)	Normal	Ellingwood et al. (1980)	—

Imperfeições Geométricas					
<i>Variável</i>	<i>Média</i>	σ	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>
Excentricidade (e)	0.0	L/1000	Normal	JCSS (2001)	—
Rotação inicial (ϕ)	0.0 rad	0.0015	Normal	JCSS (2001)	—
Curvatura inicial (δ)	0.0	L/1000	Normal	JCSS (2001)	Modelo de implementação: sobreposição dos 3 primeiros modos de flambagem
	$\delta_1/L \approx L/8.000$	1.29	Lognormal	Blum (2013)	
	$\delta_2/L \approx L/25.000$	1.26			
$\delta_3/L \approx L/45.000$	1.27				
	<i>Mín</i>	<i>Máx</i>			
Rotação inicial (ϕ)	0.0	H/500	Uniforme	Buonopane (2008)	Limite superior definido pela norma (AISC, 2000)
Curvatura inicial (δ)	0.0	L/1000			

Cantoneiras de aço formado a frio					
<i>Variável</i>	<i>Média</i>	<i>CV</i>	<i>Distrib.</i>	<i>Referência</i>	<i>Observações</i>
Dimensão da flange	1.03 B_f	0.017	Lognormal	Autoria própria	^{a)}
Espessura	0.996 t_n	0.015	Normal	Autoria própria	^{a)}
Curvatura inicial (δ)	$\delta = t/3$	—	Determ.	Sun e Butterworth (1998)	—
	L/1407	1.593	Lognormal	Autoria própria	^{a)}

^{a)} Dados estatísticos inferidos com base nos relatórios de Popovic, Hancock e Rasmussen (1999, 2001), Young (2004, 2005) e Young e Ellobody (2007)

Dentre os diversos textos referenciados, o trabalho realizado por Hess et al. (2002) merece destaque devido ao grande volume de informação sobre o qual foi construído. No total, foram analisados os dados de mais de 10 mil ensaios em 11 tipos de aço fornecidos por diferentes centros de pesquisa naval, além dos resultados de cerca de 9 mil ensaios reunidos a partir de relatórios técnicos publicados. Parte dos dados foi descartada devido à sua imprecisão ou à falta de informação sobre o tipo de aço ensaiado, porém o número de pontos amostrais remanescentes

foi suficientemente grande para permitir bons ajustes das distribuições hipotéticas admitidas.

Outro estudo de grande relevância foi feito por Schmidt e Bartlett (2002), no qual foram avaliados aproximadamente 41 mil ensaios de caracterização obtidos de 9 grandes produtoras de aço nos Estados Unidos e Canadá, além do resultado de quase 11 mil medições registradas pelo controle de qualidade destas empresas. Os autores avaliaram perfis de flange larga (W), flange larga soldada (WWF) e seções estruturais vazadas (HSS). Apesar da excelente representatividade dos dados inferidos, estes são de pouca utilidade prática ao presente trabalho uma vez que torres reticuladas são majoritariamente executadas com perfis cantoneira de aço formado a frio.

Isto posto, os parâmetros estatísticos referentes às propriedades físicas do aço utilizados no exemplo de aplicação a ser apresentado têm como base o trabalho de Hess et al. (2002).

Quanto às propriedades geométricas ora apresentadas, nenhuma delas será considerada como variável aleatória em análises posteriores. A justificativa para tal decisão advém de dois principais motivos: o primeiro deles se fundamenta nos baixos coeficientes de variação observados para as propriedades da seção transversal de perfis em aço (decorrente do alto controle tecnológico empregado em sua produção), tornando possível sua representação determinística para fins práticos sem incorrer em erros significativos; o segundo decorre de uma limitação do modelo mecânico adotado para representar a torre do estudo de caso, que faz uso apenas de elementos de treliça nos quais não é possível aplicar quaisquer imperfeições geométricas iniciais.

De todo modo, os dados presentes na Tabela 5.4 servem de consulta a todos os leitores e podem ser aplicados a problemas cuja variabilidade de tais parâmetros demonstre-se relevante.

5.2.2 Incertezas de modelo

Conforme explicado, incertezas de modelo são fruto da imperfeita representação da realidade. Estão relacionadas não apenas ao uso de modelos determinísticos para prever o resultado de uma ação, mas também à utilização de modelos probabilísticos. No primeiro caso, grande parte das incertezas decorre de simplificações e idealizações admitidas para representar a interação entre os diversos parâmetros de entrada. Por outro lado, modelos probabilísticos também estão sujeitos a erros na escolha do tipo de distribuição probabilística das variáveis aleatórias de interesse (KIUREGHIAN, 1989).

Modelos teóricos podem ser, em princípio, formulados em qualquer nível de aproximação dentro do intervalo compreendido por uma descrição matemática puramente científica dos fenômenos físicos que regem o problema (limite inferior) e uma descrição puramente empírica com base em observações experimentais (limite superior). Na análise de engenharia, a modelagem física é normalmente realizada em um nível intermediário a estes limites.

Isto significa que modelos irão basear-se em uma compreensão física do problema, mas que, devido às aproximações e simplificações admitidas, serão em certa medida empíricos. Tal fato pode ser percebido quando resultados experimentais são comparados com as previsões obtidas por meio de um modelo teórico. Tomando como exemplo o diagrama exibido na Figura 5.2, a falta de ajuste entre os valores observados (curva vermelha) e os valores estimados (curva

azul tracejada) representa a incerteza (ou erro) associada ao modelo teórico adotado.

Definindo a incerteza de modelo M como um fator a ser multiplicado pelo resultado estimado a partir de seu uso Q_{mod} com o intuito de descobrir a incerteza característica de um dado parâmetro de resposta estrutural Q , isto é,

$$Q = M \cdot Q_{mod}, \quad (5.20)$$

a incerteza associada a um modelo particular pode ser avaliada através de sucessivas observações de m , definida como a razão entre os valores previstos pelo modelo q_{mod} e os resultados experimentais q_{exp} :

$$m = q_{mod}/q_{exp} \quad (5.21)$$

Incertezas de modelo definidas desta forma têm valor médio igual a 1 se eles forem não tendenciosos. Coeficientes de variação típicos de bons modelos encontram-se na faixa de 2-5%, enquanto modelos utilizados, por exemplo, para prever a capacidade resistente de membros estruturais de concreto a esforços cortantes apresentam coeficiente de variação na gama de 10 a 20% (FABER, 2006).

Uma maneira alternativa a esta foi trilhada por Kaminski (2007) e Kaminski et al. (2008), que investigaram a incerteza de modelo associada à resposta estática e dinâmica de torres de linhas de transmissão (LT) submetidas à ruptura de cabo. Por meio do uso de vários modelos com diferentes graus de sofisticação e detalhamento, avaliaram a incerteza nas previsões da resposta estrutural, após todos os parâmetros que definem as ações externas e o sistema em si terem sido inequivocamente prescritos. Considerando apenas as barras diagonais mais carregadas, a dispersão encontrada nos resultados das análises estáticas foi muito pequena (com coeficiente de variação entre 3 e 10%), sendo desprezível para os modelos mecânicos usualmente adotados no projeto deste tipo de torre. Contudo, as análises dinâmicas apresentaram coeficientes de variação significativamente maiores, compreendidos numa faixa de 30 a 40%.

Em alguns casos, todavia, as incertezas de modelo podem ser imperceptíveis sob uma ótica puramente determinística. Por meio de um estudo comparativo entre as teorias de viga de Euler–Bernoulli e de Timoshenko, Beck e Silva (2011) demonstram o perigo oculto na seleção de uma delas para a realização de análises de confiabilidade ou de risco. A teoria de viga de Euler–Bernoulli é usada para modelar o comportamento de vigas longas dominadas por efeitos de flexão, enquanto a teoria de Timoshenko é mais adequada para representar o comportamento de vigas curtas sob efeito de cisalhamento. Numa faixa de comprimento intermediário, os resultados obtidos por ambas as teorias deveriam ser equivalentes, porém isto só ocorre quando estas são comparadas de modo determinístico. Quando o módulo de elasticidade e a altura da viga são modeladas como variáveis aleatórias parametrizadas, os autores mostram que a propagação de incertezas varia radicalmente de uma teoria para outra em função do parâmetro estocástico admitido. Logo, é importante ter atenção ao fato de que a seleção do modelo teórico influencia significativamente a propagação de incertezas para a resposta estrutural.

Com base no que foi exposto, torna-se evidente a importância da consideração das incertezas de modelo em análises probabilísticas mais rigorosas. Sendo assim, propõem-se as seguintes maneiras para contabilizar as incertezas de modelo (JCSS, 2001):

$$Y = \theta \cdot f(X) \quad (5.22)$$

$$Y = \theta + f(X) \quad (5.23)$$

$$Y = f(\theta_1 X_1, \theta_2 X_2, \dots, \theta_n X_n) \quad (5.24)$$

tal que Y expressa o desempenho estrutural, $f(\cdot)$ simboliza a aplicação (função) do modelo, θ reúne todas as variáveis aleatórias representativas das incertezas de modelo e X_i as variáveis básicas do problema.

Particularmente, para modelos não-lineares, a equação (5.24) é a melhor forma de introduzir incertezas de modelo. Contudo, esta formulação exige informações adicionais, muitas vezes indisponíveis. Assim, incertezas de modelo são geralmente contabilizadas por meio das equações (5.22) e (5.23), ou pela combinação de ambas.

No estudo de caso conduzido, erros de modelo serão desconsiderados da análise, devido ao enorme esforço envolvido na estimativa de dados representativos para torres metálicas. Entretanto, este é um caminho que pode ser percorrido em trabalhos futuros.

5.3 Interação mecânica entre vento e estrutura

A terceira e última fonte básica de incertezas está relacionada aos mecanismos de interação mecânica entre a estrutura e o campo de ventos, decorrentes das forças de superfície causadas pelo escoamento do ar.

Mecanismos aerodinâmicos partem da premissa de que a estrutura, quando submetida à ação do vento, irá experimentar pequenos deslocamentos e rotações, podendo sua configuração indeformada ser admitida como a configuração de referência para o cálculo das forças aerodinâmicas totais. Neste caso, a resposta estrutural não depende dos efeitos de interação fluido-estrutura e pode ser obtida através da sequência de eventos exibida na Figura 5.4.

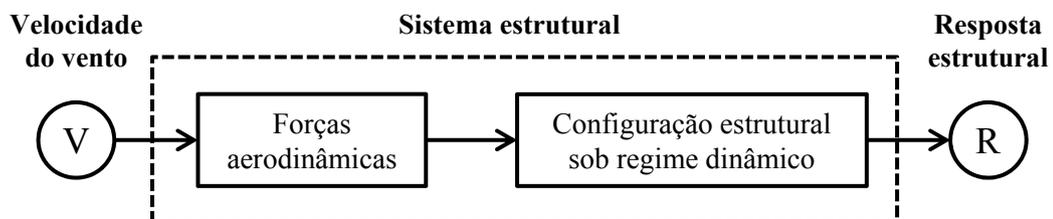


Figura 5.4 – Resposta estrutural sob presença de mecanismos aerodinâmicos.

Mecanismos aeroelásticos, em contrapartida, envolvem os demais problemas em que forças aerodinâmicas e movimentos estruturais interagem significativamente entre si. Em tais casos há a presença de forças ditas auto-excitadas, cujas ações são consequência direta da própria movimentação apresentada pela estrutura. A Figura 5.5 ilustra o processo iterativo descrito para o cálculo da resposta estrutural.

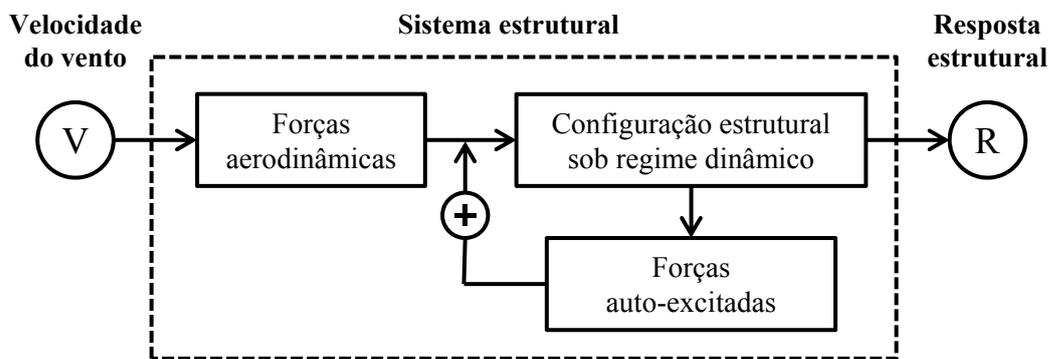


Figura 5.5 – Resposta estrutural sob presença de mecanismos aeroelásticos.

Nesta última classe de problemas, as forças aerodinâmicas totais atuantes passam a ser função da própria configuração estrutural, podendo ocasionar fenômenos de instabilidade. Dentre os diversos fenômenos existentes, aqueles tidos como mais importantes às estruturas civis sob ação do vento são:

- 1. Instabilidade pelo desprendimento de vórtices:** caracterizado pelo desprendimento alternado de vórtices com uma frequência bem definida (chamados vórtices de Kármán), este fenômeno de instabilidade dinâmica é muito similar à ressonância. Ocorre sobretudo em corpos rombudos com presença de cantos vivos e em escoamentos com número de Reynolds numa faixa de valores estreita.
- 2. Instabilidade por galope:** refere-se à vibração da estrutura em um único grau de liberdade, em direção transversal ao escoamento e induzida por este. É um fenômeno típico de estruturas esbeltas, leves e flexíveis, com formas específicas de seção transversal (retangular ou semicircular).
- 3. Instabilidade por drapejamento (*flutter*):** fenômeno típico de pontes suspensas por estais, é caracterizado por oscilações envolvendo dois graus de liberdade, geralmente rotação e deslocamento vertical, acoplados em oscilação instável.
- 4. Instabilidade por martelamento (*buffeting*):** instabilidade ocasionada pela presença de carregamento variável no tempo devido a flutuações na velocidade do escoamento incidente. Apesar de forças de martelamento serem geradas constantemente pela turbulência intrínseca ao fluxo de vento, somente levam à instabilidade estrutural quando ocorrem em concomitância com outros fenômenos aeroelásticos. Isto permite que sejam descritas segundo abordagens teóricas consistentes mais simples.

Esses e outros fenômenos são descritos com maior riqueza de detalhes em Simiu e Scanlan (1996) e Blessmann (2005). Por ora, o único fenômeno de interesse ao estudo de caso é o martelamento, pois representa a principal fonte de excitação à qual torres metálicas treliçadas estão sujeitas. A abordagem teórica das forças de martelamento será realizada no Capítulo 7, em que é explicado o procedimento adotado pela norma de ventos brasileira ABNT NBR 6123:1988.

Pelos trabalhos publicados na área, observa-se que incertezas envolvendo a interação mecânica entre vento e estrutura são de difícil mensuração, pois estão relacionadas ao grau de simplificação admitido na formulação dos modelos matemáticos que representam as forças aerodinâmicas do problema. Sendo assim, no presente trabalho, os modelos utilizados para consideração da interação mecânica entre vento e estrutura serão considerados exatos (determinísticos) na medida em que estarão desacoplados de quaisquer variáveis representativas do erro intrínseco a eles.

6 Programa para análise dinâmica não linear geométrica de estruturas

Uma vez finalizada a descrição estatística dos parâmetros necessários à correta caracterização da ação do vento e da resposta estrutural, a etapa seguinte à abordagem da PBWE consiste na elaboração de um programa mecânico que permita estimar a resposta estrutural dinâmica, levando em consideração não linearidades geométricas. Em vista disso, o código implementado foi construído com base no procedimento geral do Método dos Elementos Finitos baseado em posições e aplicado à cinemática dos elementos finitos de barra simples.

No texto que segue, procura-se expor de forma breve os conceitos teóricos que serviram de base à elaboração da ferramenta computacional desenvolvida, denominada StRAnD-FEA, cuja finalidade é a de analisar o comportamento de estruturas reticuladas, tais como coberturas treliçadas e torres de telecomunicação e transmissão de energia.

6.1 A formulação posicional

Na abordagem linear da mecânica dos sólidos, o equilíbrio de forças atuantes em um corpo é feito em relação à sua configuração inicial (admitida indeslocada e indeformada), sendo, portanto, uma aproximação limitada da realidade. Sua principal vantagem reside na simplicidade de suas técnicas de solução, tornando-a útil para diversas aplicações da engenharia (CODA, 2003).

Na análise não linear geométrica (NLG), em contrapartida, o equilíbrio é estimado com base na configuração final, ou atual, do corpo (deformada e deslocada). Isto conduz a resultados mais fiéis e compatíveis àqueles observados na prática e adequa-se a situações de grandes deformações e deslocamentos, em que a configuração final do sólido é diferente da inicial. Porém, a renúncia de hipóteses simplificadoras admitidas na abordagem linear conduzem a mecânica NLG a um equacionamento mais complexo, recaindo geralmente em solução numérica iterativa (SANCHES, 2011).

Dentre as estratégias de solução de problemas não lineares geométricos, a mais utilizada na Engenharia de Estruturas é o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é uma técnica numérica para encontrar soluções aproximadas para problemas complexos do contínuo envolvendo sistemas de equações diferenciais parciais. Utiliza-se da divisão do domínio completo do problema em partes menores e mais simples, denominadas elementos finitos, e de métodos variacionais para a resolução do problema por meio da minimização da função erro associada (ZIENKIEWICZ; TAYLOR, 2000).

Como alternativa às diferentes formulações existentes para o MEF, a formulação Lagrangeana posicional provou ter maior simplicidade quando comparada às formulações clássicas

que utilizam deslocamentos. Introduzida por Bonet et al. (2000) e Coda e Greco(2004), esta formulação admite como incógnitas as posições nodais da configuração atual da estrutura e possui comprovada eficiência por meio de inúmeros estudos publicados (CODA; GRECO, 2004; GRECO et al., 2006; CODA; PACCOLA, 2009).

No presente trabalho, o elemento finito de barra simples ou elemento de treliça foi implementado segundo a formulação do MEF posicional, pois é um elemento básico que permite realizar análises estruturais de forma rápida e cumpre com os requisitos mínimos necessários à representação do comportamento de estruturas reticuladas. Além disso, por possuir apenas dois nós e três graus de liberdade por nó (correspondentes aos deslocamentos segundo cada uma das direções dos eixos cartesianos), este elemento apresenta menor complexidade em termos de programação quando comparado a outros elementos usuais¹.

Para solucionar o problema de equilíbrio não linear geométrico, é necessário antes introduzir o conceito de energia de deformação para, em seguida, compor a energia potencial total de um sistema estrutural.

6.2 Energia de deformação de um elemento finito de barra simples

A Figura 6.1 mostra a mudança de configuração de um elemento finito de barra simples, el , após a aplicação de forças externas ou imposição de deslocamentos e deformações. A barra, em sua posição de referência indeformada, apresenta como parâmetros conhecidos as posições nodais X_k , onde o índice $k = 1$ a 6 representa os graus de liberdade do elemento. Num segundo momento, o elemento migra de sua configuração inicial Ω^0 para sua configuração final de equilíbrio Ω , cujos parâmetros nodais Y_k são incógnitos.

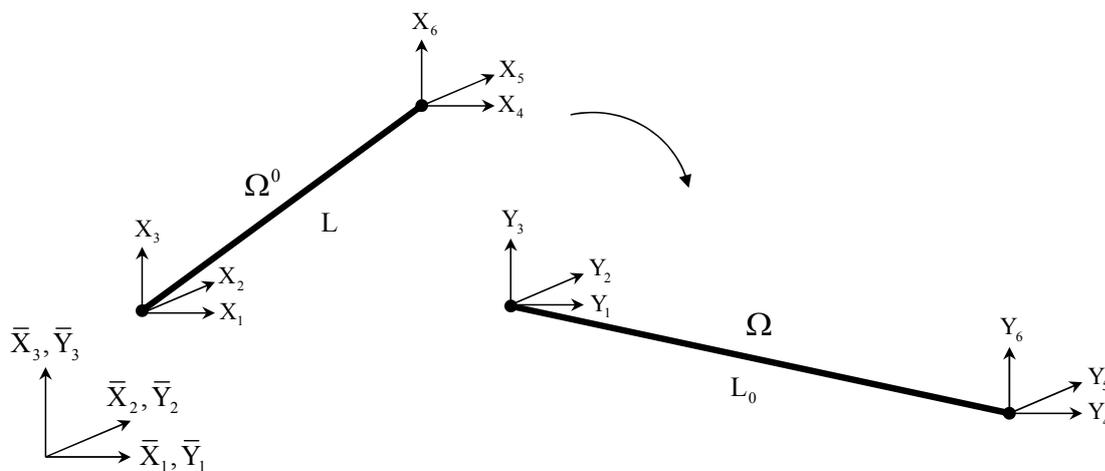


Figura 6.1 – Mudança de configuração do elemento finito de barra simples.

¹ A implementação dos elemento de barra geral e de chapa foi iniciada, porém sua conclusão será deixada para trabalhos futuros.

Os comprimentos inicial L_0 e final L do elemento finito são obtidos a partir das posições de seus nós por meio das expressões:

$$L_0^2 = (X_4 - X_1)^2 + (X_5 - X_2)^2 + (X_6 - X_3)^2 \quad (6.1)$$

$$L^2 = (Y_4 - Y_1)^2 + (Y_5 - Y_2)^2 + (Y_6 - Y_3)^2 \quad (6.2)$$

A deformação do elemento pode então ser calculada por meio da deformação linear de engenharia ε ,

$$\varepsilon = \left(\frac{L}{L_0} - 1 \right), \quad (6.3)$$

ou através de qualquer outra medida de deformação conveniente à resolução de problemas não lineares, como é o caso da deformação de Green, definida a partir da diferença entre o quadrado dos comprimentos final e inicial do elemento de barra simples:

$$E_g = \frac{1}{2} \left(\frac{L^2}{L_0^2} - 1 \right) \quad (6.4)$$

Combinando as equações (6.2) e (6.4), é possível expressar a deformação de Green de modo alternativo através da relação:

$$E_g = \frac{1}{2} \left(\frac{(Y_4 - Y_1)^2 + (Y_5 - Y_2)^2 + (Y_6 - Y_3)^2}{L_0^2} - 1 \right) \quad (6.5)$$

A partir da medida de deformação arbitrária escolhida, é possível admitir qualquer relação constitutiva Lagrangeana em sua forma integral definindo-se o potencial de energia de deformação. Para aplicações de engenharia em que são empregados materiais metálicos e cerâmicos, o uso da Lei de Constitutiva de Saint-Venant-Kirchhoff mostra-se adequado, pois permite a análise de problemas que apresentam grandes deslocamentos e pequenas deformações, sendo coerente com os níveis de deformação admitidos por estes materiais (SAMPAIO, 2014). Assim, para a relação constitutiva uniaxial de Saint-Venant-Kirchhoff, a energia específica de deformação é dada por:

$$u_{el} = \frac{1}{2} \mathbb{E} E_g^2, \quad (6.6)$$

onde \mathbb{E} representa o módulo elástico tangente que coincide com o módulo de Young para deformações infinitesimais ou pequenas.

Integrando a energia específica de deformação u_{el} sobre o volume inicial da barra V_0 , considerado constante, tem-se que a energia de deformação acumulada no elemento devida à mudança de configuração é dada por:

$$U_{el} = \int_{V_0} u_{el} dv_0 = \frac{1}{2} \mathbb{E} E_g^2 V_0 \quad (6.7)$$

Substituindo a relação $V_0 = A_0 L_0$, em que A_0 representa a área da seção transversal da barra, na equação (6.7), pode-se reescrevê-la do seguinte modo:

$$U_{el} = \frac{1}{2} \mathbb{E} E_g^2 A_0 L_0 \quad (6.8)$$

6.3 O problema de equilíbrio não linear geométrico

O problema central da elasticidade não linear geométrica consiste em determinar a posição de equilíbrio de um corpo elástico que migra de uma configuração de referência Ω^0 para uma configuração deformada Ω após ser submetido a um conjunto de forças aplicadas. Nesta posição, o comportamento do corpo fica completamente determinado conhecendo-se, em qualquer um dos pontos de seu domínio, as três componentes de deslocamento (u), as seis componentes de tensão (σ) e as seis componentes de deformação (ε), em um dado instante de tempo t (CHOU; PAGANO, 1992).

Definindo Ω^0 como sendo a configuração de referência natural indeformada de um corpo e Ω a configuração atual deformada, um corpo sólido submetido a um conjunto de forças externas F_j deforma-se e sofre deslocamento, fazendo com que os pontos no interior de seu domínio deixem de ocupar posições $X_i \in \Omega^0$ e passem a ocupar posições $Y_i \in \Omega$, caracterizando sua mudança de configuração (Figura 6.2).

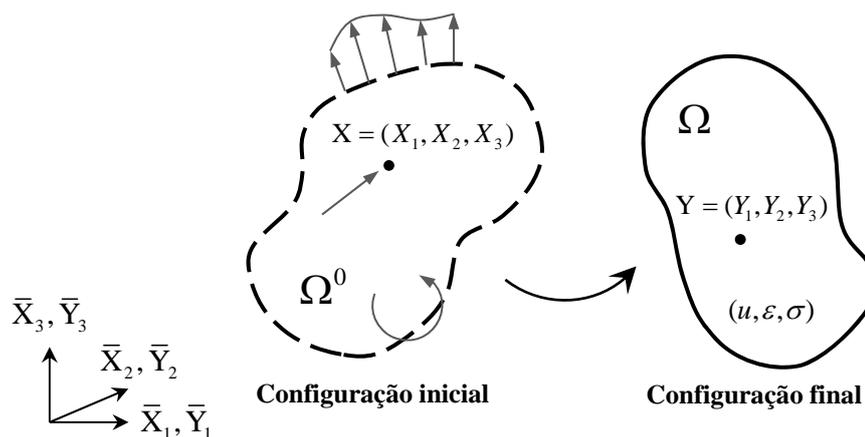


Figura 6.2 – Mudança de configuração de um corpo em equilíbrio. Adaptado de Sampaio (2014).

A energia total de um sistema mecânico adiabático e em regime elástico é composta pela quantidade de energia de deformação armazenada no corpo, por sua energia cinética e pelo potencial de realizar trabalho das forças externas aplicadas a ele. Sendo assim, a energia potencial total (Π) de um sistema pode ser expressa como:

$$\Pi = U + K + W \quad (6.9)$$

sendo U a energia interna de deformação do sistema – constituída pela soma das energias de deformação calculadas para cada elemento finito conforme a equação (6.8) –, K a energia cinética do sistema e W a energia potencial total das forças externas aplicadas, dada por:

$$W = -F_k Y_k, \quad (6.10)$$

onde F_k representa a força externa aplicada e k os graus de liberdade do sistema (somatório implícito).

Desconsiderando por ora a energia cinética do sistema, observa-se que as demais parcelas de energia podem ser expressas em função das posições ocupadas pelo corpo. Considerando então que as forças são conservativas, ou seja, que a energia potencial das forças não depende da trajetória percorrida pelo corpo até sua posição atual, aplica-se o Princípio da Mínima Energia Potencial Total na equação (6.9) para resolver a condição de equilíbrio estático do problema não linear geométrico:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial Y_k} = \frac{\partial U}{\partial Y_k} + \frac{\partial W}{\partial Y_k} = \left(\sum_{el=1}^{nel} \frac{\partial U_{el}}{\partial Y_k} \right) - F_k = 0 \quad (6.11)$$

A partir do conceito de conjugado energético, que afirma que a derivada da energia de deformação em relação à posição ou deslocamento é força conjugada (OGDEN, 1984), a derivada da energia de deformação de um elemento de treliça pode ser escrita como uma força interna $F_k^{el,int}$ calculada através de:

$$F_k^{el,int} = \frac{\partial U_{el}}{\partial Y_k} = \frac{\partial}{\partial Y_k} \left(\frac{1}{2} \mathbb{E} E_g^2 AL_0 \right) = \mathbb{E} E_g AL_0 \frac{\partial E_g}{\partial Y_k} \quad (6.12)$$

de tal forma que os índices k e el servem para indicar que o cálculo da derivada da energia de deformação é realizado em relação a cada um dos graus de liberdade k do elemento finito el .

Finalmente, computando a contribuição das forças internas de cada elemento finito para os nós da estrutura, constrói-se o vetor de forças internas global, referente a todo o sistema. Assim, a equação de equilíbrio (6.11) assume a seguinte forma:

$$g_k = F_k^{int} - F_k = 0 \quad (6.13)$$

O Princípio da Mínima Energia Potencial Total estabelece que de todas as possíveis posições que satisfazem as restrições do problema, a correta é aquela em que a energia potencial total do corpo assume um valor mínimo. Em outras palavras, o sistema só apresenta solução quando encontra-se em equilíbrio. Porém, nem a posição de equilíbrio final do corpo nem suas forças internas em tal configuração são conhecidas, sendo calculadas através de sucessivas tentativas. Como a posição tentativa não é necessariamente a correta, ao admitirmos uma posição tentativa diferente da posição de equilíbrio, a equação (6.13) não é satisfeita. Nesta condição, g_k é entendido como o vetor desbalanceamento mecânico e a busca por sua nulidade implica na busca pela posição de equilíbrio. Assim, uma estratégia de resolução de sistemas de equações não lineares deve ser adotada para encontrar a solução do problema.

6.4 Estratégia de solução – Método de Newton-Raphson

O método de Newton-Raphson (também chamado de método de Newton) é um método numérico clássico aplicado na engenharia e na ciência para resolver sistemas de equações não lineares. Seu procedimento de busca pela raiz da equação $y = g(x)$ é ilustrado na Figura 6.3.

Considere que a função $g(x)$, contínua e diferenciável, tenha raiz próxima a um ponto estimado. O método de Newton-Raphson tem início com a estimativa do valor de $g(x)$ para um

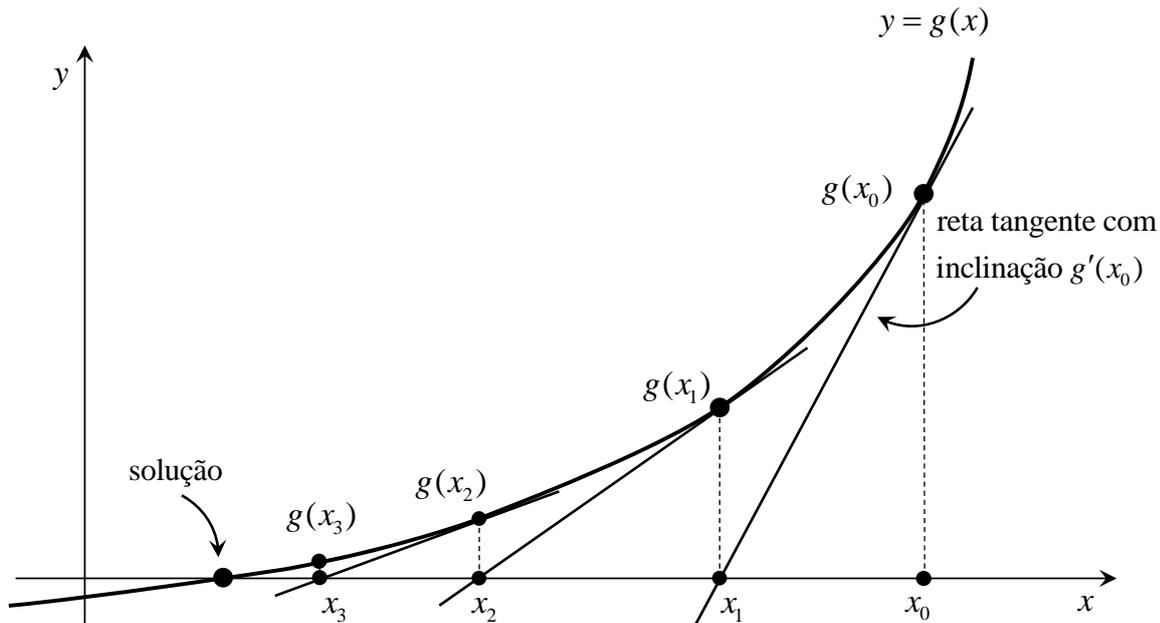


Figura 6.3 – Representação gráfica do método de Newton-Raphson.

ponto arbitrário x_0 . Não sendo satisfeita a nulidade da função, a próxima estimativa é então obtida pelo cruzamento do eixo x com a reta tangente à $g(x)$ no ponto $(x_0, g(x_0))$, resultando no ponto x_1 , mais próximo do valor verdadeiro da raiz de $g(x)$. As estimativas seguintes, x_2, x_3, \dots , são obtidas de modo semelhante, por meio da seguinte fórmula:

$$x_{i+1} = x_i - \frac{g(x_i)}{g'(x_i)} \quad (6.14)$$

onde $g'(x_i)$ representa a derivada de g em relação à x .

Tal fórmula pode ser deduzida pela expansão em série de Taylor de $g(x)$ na vizinhança do ponto x_i . Admitindo que o ponto x_{i+1} é raiz da função, obtém-se:

$$g(x_{i+1}) = g(x_i) + (x_{i+1} - x_i)g'(x_i) + \frac{1}{2!}(x_{i+1} - x_i)^2 g''(x_i) + \dots = 0, \quad (6.15)$$

desprezando os termos de segunda ordem e ordem superior, a expansão pode ser reescrita como:

$$g(x_i) + (x_{i+1} - x_i)g'(x_i) \approx 0, \quad (6.16)$$

que, após simples algebrismos, assume o formato da equação (6.14).

Retomando então a equação de equilíbrio para uma estrutura composta por elementos finitos de barra simples – equação (6.13):

$$g_k = F_k^{int} - F_k = 0,$$

e lembrando que as posições nodais são as incógnitas do problema, a expansão do vetor desbalanceamento g_k em Série de Taylor em torno de uma solução inicial tentativa definida como Y_l^0 é representada por:

$$g_k(Y_l) = g_k(Y_l^0) + \frac{\partial g_k}{\partial Y_l}(Y_l^0) \Delta Y_l + O^2 = 0_k \quad (6.17)$$

Analogamente, desprezando-se os termos de ordem superior, o incremento ou a correção da solução ΔY_l é calculado por:

$$\Delta Y_l = - \left(\frac{\partial g_k}{\partial Y_l}(Y_l^0) \right)^{-1} g_k(Y_l^0) = - \left(\frac{\partial^2 U}{\partial Y_k \partial Y_l}(Y_l^0) \right)^{-1} g_k(Y_l^0) = -(H_{kl})^{-1} g_k(Y_l^0) \quad (6.18)$$

onde $H_{kl} = \frac{\partial^2 U}{\partial Y_k \partial Y_l}(Y_l^0)$ é a matriz Hessiana ou matriz de rigidez tangente do sistema, composta pela contribuição da matriz Hessiana de cada elemento finito H_{kl}^{el} , cujas componentes são calculadas através da seguinte expressão:

$$H_{kl}^{el} = \frac{\partial^2 U_{el}}{\partial Y_k \partial Y_l} = \frac{\partial F_k^{el,int}}{\partial Y_l} = \frac{\partial}{\partial Y_l} \left(\mathbb{E} E_g AL_0 \frac{\partial E_g}{\partial Y_k} \right) = \mathbb{E} AL_0 \left(\frac{\partial E_g}{\partial Y_k} \frac{\partial E_g}{\partial Y_l} + E_g \frac{\partial^2 E_g}{\partial Y_k \partial Y_l} \right) \quad (6.19)$$

A solução tentativa é então melhorada fazendo-se

$$Y_l = Y_l^0 + \Delta Y_l \quad (6.20)$$

até que ΔY_l ou g_k sejam suficientemente pequenos (valor inferior a uma tolerância específica). Critérios de parada tipicamente usados no método de Newton-Raphson são:

1. Erro relativo estimado:

$$\frac{\|\Delta Y_k\|}{\|X_k\|} \leq \text{tol} \quad (6.21)$$

2. Tolerância em $g(Y)$:

$$\frac{\|g_k\|}{\|\Delta F_k\|} < \text{tol} \quad (6.22)$$

onde “tol” representa a tolerância admissível, especificada pelo usuário.

Combinando então o método de Newton-Raphson com um procedimento incremental, é possível traçar o caminho de equilíbrio percorrido pela estrutura analisada. A ideia básica é aumentar o nível de carga gradativamente e, para cada ciclo, determinar a posição de equilíbrio da estrutura. O algoritmo do procedimento incremental-iterativo é apresentado na Figura 6.4.

Segundo Greco et al. (2006), a divisão da carga total em passos cumulativos ajuda a iniciar o processo iterativo em uma posição mais próxima a do resultado final desejado, reduzindo o número de iterações necessárias à convergência do método quando em grandes deslocamentos.

6.5 O problema de equilíbrio dinâmico

O elemento de barra simples, em sua concepção teórica, não apresenta resistência à flexão, fazendo com que o movimento transversal dinâmico ocorra de forma rígida. O movimento longitudinal, por outro lado, é composto por duas parcelas, sendo uma de movimento de corpo rígido (constante) e outra de aproximação ou afastamento entre nós.

Ao contrário do movimento longitudinal de afastamento ou aproximação relativa, que pode ser mapeado por meio da alteração da energia de deformação do sistema, movimentos de

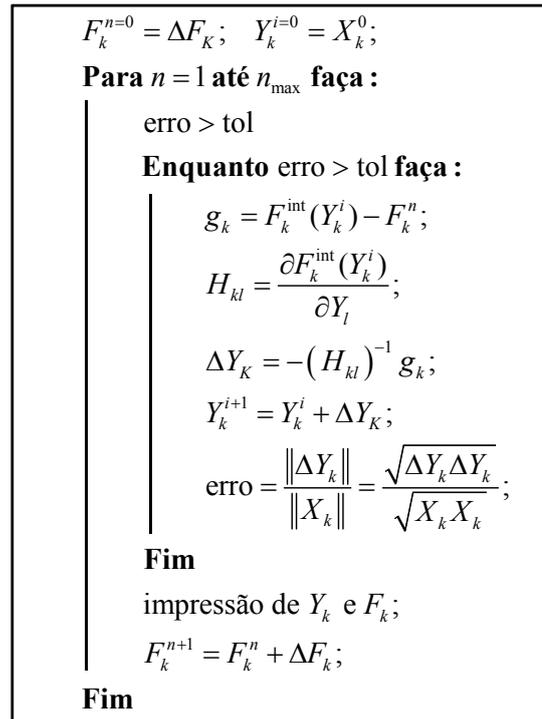


Figura 6.4 – Procedimento incremental-iterativo do método de Newton-Raphson.

corpo rígido só podem ser descritos pela consideração da parcela de energia cinética do sistema. Assim, retomando a equação (6.9) que expressa a energia potencial total de um sistema não dissipativo,

$$\Pi = U + W + K, \quad (6.23)$$

e não mais desconsiderando a parcela da energia cinética do sistema, pode-se calcular a energia cinética do elemento de treliça K^{el} como:

$$K^{el} = \frac{1}{2} \int_{V_0} \rho_0 \dot{Y}_k \dot{Y}_k dv_0, \quad (6.24)$$

onde \dot{Y}_i são as componentes de velocidade de cada nó do elemento e ρ_0 é sua densidade, referente ao volume inicial V_0 .

A aplicação do Princípio da Energia Potencial Total Estacionária conduz ao cálculo da derivada de K em relação aos parâmetros nodais em posição Y_k , resultando em:

$$\frac{\partial K^{el}}{\partial Y_k} = \int_{V_0} \rho_0 \ddot{Y}_k dv_0 = \rho_0 A L_0 \ddot{Y}_k = M_{kl}^{el} \ddot{Y}_k \quad (6.25)$$

Esta equação representa a força inercial do elemento el que, em correspondência à segunda lei de Newton, equivale ao produto de sua matriz de massa m_{kl}^{el} pelas componentes do vetor de aceleração \ddot{Y}_k .

Reorganizando a equação (6.25) sob forma matricial, dois arranjos são possíveis: concentrando a massa de cada segmento do elemento em cada um de seus nós (ou pontos que atribuam ao corpo algum grau de liberdade) ou por meio de funções interpoladoras que aproximem a distribuição da massa no corpo. Do primeiro arranjo, obtém-se a matriz de massa dita

concentrada, em que todos os termos não nulos estão contidos na diagonal principal. O segundo arranjo resulta da aplicação do Método dos Elementos Finitos, em que as funções interpoladoras escolhidas são idênticas às funções de forma do elemento de barra simples e são integradas ao longo do comprimento do elemento. Por definição, a matriz assim obtida é denominada **consistente** (CLOUGH; PENZIEN, 1975), representada do seguinte modo:

$$M_{kl}^{el} = \rho_0 AL_0 \begin{bmatrix} 1/3 & 0 & 0 & 1/6 & 0 & 0 \\ 0 & 1/3 & 0 & 0 & 1/6 & 0 \\ 0 & 0 & 1/3 & 0 & 0 & 1/6 \\ 1/6 & 0 & 0 & 1/3 & 0 & 0 \\ 0 & 1/6 & 0 & 0 & 1/3 & 0 \\ 0 & 0 & 1/6 & 0 & 0 & 1/3 \end{bmatrix} \quad (6.26)$$

Finalmente, reunindo as equações (6.11) e (6.25), a condição de estacionariedade da energia total do sistema pode ser escrita como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Pi}{\partial Y_k} &= \frac{\partial U}{\partial Y_k} + \frac{\partial W}{\partial Y_k} + \frac{\partial K}{\partial Y_k} \\ &= \left(\sum_{e=1}^{nel} \frac{\partial U_{ef}}{\partial Y_k} \right) - F_k + \left(\sum_{e=1}^{nel} \rho_0 AL_0 \ddot{Y}_k \right) \\ &= F_k^{int} - F_k + M_{kl} \ddot{Y}_k = 0_k \end{aligned} \quad (6.27)$$

Acrescentando a parcela de dissipação de energia em função do amortecimento inerente ao sistema, a equação (6.27) assemelha-se à equação de movimento ou equilíbrio dinâmico, representada na forma vetorial como:

$$\vec{F}^{int} + \mathbf{M} \cdot \vec{\ddot{Y}} + \mathbf{C} \cdot \vec{\dot{Y}} - \vec{F} = \vec{0} \quad (6.28)$$

onde $\vec{\ddot{Y}}$ e $\vec{\dot{Y}}$ são os vetores de aceleração e velocidade, respectivamente, \mathbf{M} é a matriz de massa do sistema e \mathbf{C} é a matriz de amortecimento.

6.6 Estratégia de solução – método de Newmark β

A estratégia de solução para o problema de equilíbrio dinâmico não linear geométrico combina a integração temporal da equação de equilíbrio com o Método de Newton-Raphson. Neste trabalho, optou-se por empregar o integrador temporal de Newmark β para a análise dinâmica de estruturas. Amplamente utilizado em análises de estruturas de comportamento linear, ainda que este integrador possa apresentar problemas quando aplicado à estruturas não lineares devido à não conservação do momento e da energia (SANCHES, 2011), Coda e Paccola (2009) mostraram que para a descrição Lagrangeana total do MEF posicional, com matriz de massa constante, o integrador apresenta bons resultados para a maioria dos problemas.

O processo de Newmark β fornece aproximações implícitas para a velocidade e posição num instante de tempo qualquer, dadas por:

$$\vec{Y}_{S+1} = \vec{Y}_S + \vec{Y}_S \Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \vec{Y}_S + \beta \vec{Y}_{S+1} \right] \Delta t^2, \quad (6.29)$$

$$\vec{Y}_{S+1} = \vec{Y}_S + (1 - \gamma) \vec{Y}_S \Delta t + \gamma \vec{Y}_{S+1} \Delta t, \quad (6.30)$$

em que as constantes β e γ definem a variação da aceleração dentro de cada intervalo de tempo Δt e determinam a estabilidade e exatidão do método. Admitindo uma variação média constante da aceleração para cada incremento de tempo, tem-se $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$.

Isto posto, o primeiro passo para a solução do problema dinâmico é representar a condição de equilíbrio no instante de tempo t_{S+1} , dada por:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \vec{Y}} \Big|_{S+1} = \frac{\partial U}{\partial \vec{Y}} \Big|_{S+1} + \mathbf{M} \cdot \vec{Y}_{S+1} + \mathbf{C} \cdot \vec{Y}_{S+1} - \vec{F}_{S+1} = 0 \quad (6.31)$$

Em seguida, aplicam-se as aproximações (6.29) e (6.29) do método de Newmark β à equação de equilíbrio (6.31), de modo a obter:

$$\frac{\partial U}{\partial \vec{Y}} \Big|_{S+1} - \vec{F}_{S+1} + \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} \cdot \vec{Y}_{S+1} + \frac{\gamma \mathbf{C}}{\beta \Delta t} \cdot \vec{Y}_{S+1} - \mathbf{M} \cdot \vec{Q}_S - \gamma \Delta t \mathbf{C} \cdot \vec{Q}_S + \mathbf{C} \cdot \vec{R}_S = 0, \quad (6.32)$$

onde os vetores \vec{Q}_S e \vec{R}_S representam a contribuição dinâmica do tempo passado, dados por:

$$\vec{Q}_S = \frac{\vec{Y}_S}{\beta \Delta t^2} + \frac{\vec{Y}_S}{\beta \Delta t} + \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \vec{Y}_S, \quad (6.33)$$

e

$$\vec{R}_S = \vec{Y}_S + \Delta t (1 - \gamma) \vec{Y}_S. \quad (6.34)$$

Devido ao caráter não linear do equacionamento, adota-se o método de Newton-Raphson dentro do processo de marcha no tempo para resolução do problema de equilíbrio. O procedimento de solução tem início tomando-se a equação (6.32) e igualando-a ao vetor de desbalanceamento mecânico $\vec{g} \neq \vec{0}$:

$$\frac{\partial U}{\partial \vec{Y}} \Big|_{S+1} - \vec{F}_{S+1} + \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} \cdot \vec{Y}_{S+1} + \frac{\gamma \mathbf{C}}{\beta \Delta t} \cdot \vec{Y}_{S+1} - \mathbf{M} \cdot \vec{Q}_S - \gamma \Delta t \mathbf{C} \cdot \vec{Q}_S + \mathbf{C} \cdot \vec{R}_S = \vec{g}(\vec{Y}_{S+1}) \quad (6.35)$$

Calcula-se então a aproximação de primeira ordem do funcional de energia por série de Taylor,

$$\vec{g}(\vec{Y}_{S+1}) = \vec{g}(\vec{Y}_{S+1}^0) + \frac{\partial \vec{g}}{\partial \vec{Y}_{S+1}}(\vec{Y}_{S+1}^0) \Delta \vec{Y}_{S+1} \approx 0, \quad (6.36)$$

de tal forma que o valor da segunda variação do funcional de energia $\frac{\partial \vec{g}}{\partial \vec{Y}_{S+1}}$ é obtido a partir da equação (6.35), resultando em:

$$\frac{\partial \vec{g}}{\partial \vec{Y}_{S+1}} = \frac{\partial^2 U}{\partial^2 \vec{Y}_{S+1}} + \frac{\mathbf{M}}{\beta \Delta t^2} + \frac{\gamma \mathbf{C}}{\beta \Delta t} \quad (6.37)$$

O processo iterativo de Newton-Raphson se resume a estimar o valor da posição final x_S^{i+1} para o passo de tempo t_S que atende ao critério de convergência especificado, ou seja,

$$\Delta \vec{Y}_S = - \left(\frac{\partial \vec{g}}{\partial \vec{Y}_S}(\vec{Y}_S^i) \right)^{-1} \cdot \vec{g}(\vec{Y}_S^i) \quad (6.38)$$

$$\vec{Y}_S^{i+1} = \vec{Y}_S^i + \Delta \vec{Y}_S \quad (6.39)$$

em que i é o contador das iterações realizadas.

No passo de tempo seguinte, t_{S+1} , o contador das iterações é zerado e a posição tentativa é admitida como sendo igual à última posição calculada no passo de tempo anterior, isto é, $\vec{Y}_{S+1}^{i=0} = \vec{Y}_S^{i+1}$. Reinicia-se então o processo iterativo e repete-se todo o processo até que o tempo de análise desejado seja ultrapassado.

7 Procedimentos de projeto

O presente capítulo visa abordar tópicos relativos ao projeto de torres metálicas sujeitas à ação do vento, dando enfoque especial aos fundamentos básicos para o cálculo da resposta dinâmica de torres de telecomunicação. Deixa-se claro que os procedimentos tratados a seguir não são descritos de modo extensivo, pois objetiva-se apenas subsidiar o entendimento do estudo de caso conduzido no que diz respeito à estimativa das cargas de vento atuantes na estrutura adotada.

Isto posto, o capítulo tem início com a apresentação do procedimento de cálculo da norma brasileira de ventos ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988) segundo dois modelos de carregamento distintos, um estático e outro dinâmico. Em seguida, faz-se referência à metodologia criada por Davenport (1993) para o cálculo da resposta de estruturas esbeltas sob ação do vento (como torres, pontes e estruturas suspensas). Por fim, apresenta-se o equacionamento desenvolvido por Holmes (1994) para estimativa da resposta de torres treliçadas isoladas na direção do vento incidente.

7.1 Projeto de estruturas segundo a ABNT NBR 6123:1988

Ao contrário de torres de linha de transmissão, que possuem diretrizes específicas para projeto fixadas pela NBR 5422 (ABNT, 1985), ainda há carência no Brasil de normas específicas para o cálculo das forças de vento em torres de telecomunicação. Assim, a única alternativa ao projeto de tais estruturas acaba sendo a norma ABNT NBR 6123:1988, que fornece diretrizes para a determinação do carregamento do vento em torres treliçadas dentro de um contexto mais amplo. A seguir, pretende-se explicar o procedimento de projeto segundo a referida norma.

Para apresentação do cálculo das forças de arrasto segundo os modelos de carga estático e dinâmico da ABNT NBR 6123:1988, optou-se por separar esta seção em duas partes. Inicialmente faz-se referência à determinação dos parâmetros meteorológicos e geográficos (como a velocidade do vento, rugosidade e topografia do terreno) e do coeficiente de arrasto de cada módulo da estrutura, que servem de alicerce à aplicação de ambos os modelos de carga. Ainda na primeira parte, descreve-se o cálculo das forças segundo o modelo de carga estático. Por fim, na segunda parte, o roteiro para cálculo da resposta dinâmica de torres reticuladas de seção variável devido à parcela flutuante do vento é explicitado.

7.1.1 Modelo de carga estático

A primeira etapa de cálculo, independentemente do modelo de carga admitido, corresponde à determinação dos fatores meteorológicos com referência ao local de implantação da estrutura. Inicialmente, com base no mapa de isopleias brasileiro, determina-se a velocidade

básica do vento, V_0 , definida como a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros sobre o nível do solo em campo aberto e plano (terreno de categoria II). Tal mapa foi elaborado em 1977, com base no histórico das velocidades do vento observadas por um período de apenas 25 anos, porém ainda hoje não sofreu renovação. Recentemente, Beck e Correa (2013) propuseram uma atualização da velocidade básica dos ventos para todo o território nacional, mas tais sugestões ainda não entraram em vigor. A velocidade característica do vento V_k é, então, determinada por:

$$V_k(z) = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2(z) \cdot S_3 \quad [\text{m/s}] \quad (7.1)$$

onde S_1 corresponde ao fator topográfico; S_2 é função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno; e S_3 é o fator estatístico que assume o valor de 1.10 para o caso de torres de telecomunicação (centrais de telecomunicação).

O fator S_2 é empregado unicamente no modelo de carga estático para representação da velocidade do vento em uma altura z acima do nível do solo, descrevendo a variação da velocidade média segundo uma lei de potência. É calculado pela expressão:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (7.2)$$

sendo b e p constantes que dependem da categoria do terreno e da classe em que se enquadra a edificação; e F_r o fator de rajada correspondente à categoria de terreno em que são feitas as medições da velocidade básica (tipo II). Todos estes fatores encontram-se tabelados na ABNT NBR 6123:1988.

Com a velocidade característica, é possível calcular a pressão dinâmica do vento q :

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho_{ar} \cdot V_k^2(z) \quad [\text{N/m}^2] \quad (7.3)$$

onde ρ_{ar} simboliza a pressão do ar (igual à $1,225 \text{ kg/m}^3$ sob condições normais de temperatura e pressão).

A etapa seguinte corresponde ao cálculo dos coeficientes de arrasto longitudinal para as torres treliçadas. Para tal, é necessário antes subdividir a estrutura da torre em painéis ou módulos (usualmente definidos pela região compreendida entre os montantes e as barras de travamento horizontal) e determinar o índice de área exposta de cada um deles (Figura 7.1). O índice de área exposta ϕ , por sua vez, é igual a razão entre a área frontal efetiva do módulo A_E e a área frontal delimitada pelo seu contorno A_C .

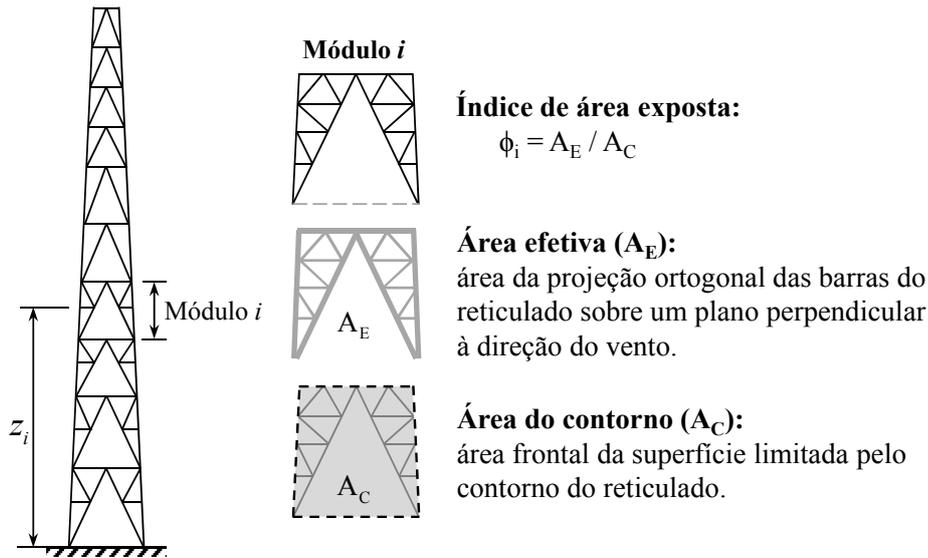


Figura 7.1 – Subdivisão da torre em módulos e cálculo do índice de área exposta.

Uma vez calculado o índice de cada módulo, obtém-se o coeficiente de arrasto C_A de cada painel por meio dos gráficos expostos na ABNT NBR 6123:1988, que relacionam tal coeficiente ao índice de área exposta para diferentes configurações de torres. Os valores experimentais encontrados por Carril Jr. (2000), referentes a torres de seção quadrada e perfis com seção transversal de pontas afiladas, indicam que para uma faixa de índice de área exposta de [0,162; 0,277] os valores normativos apresentam boa concordância e podem ser utilizados com segurança, sem demasiado conservadorismo.

Finalmente, obtém-se a força de arrasto F_A , em Newtons, atuante em cada módulo por meio da expressão:

$$F_A = A_E \cdot C_A(\phi) \cdot q \quad [\text{N}] \quad (7.4)$$

Além das forças atuantes na torre, deve-se considerar as forças do vento em estruturas adicionais como escadas marinheiro, plataformas, estruturas de antenas celulares e de microondas. A ABNT NBR 6123:1988 não especifica como determinar tais forças adicionais, porém nos Procedimentos 240-400-702 e 240-410-600, elaborados pela TELEBRAS (1997a, 1997b), constam diretrizes para determinação do efeito do vento em acessórios, nos quais estão pormenorizados valores para a área efetiva e coeficiente de arrasto em esteiras, escadas, cabos coaxiais e antenas.

Embora as diretivas da TELEBRAS sejam de grande valia ao projeto de torres de telecomunicação, as forças do vento nos acessórios são simplesmente adicionadas às forças atuantes na torre, sem considerar a proteção de um elemento sobre o outro. Através de investigação experimental envolvendo antenas de microondas acopladas a torres de seção quadrada e triangular, Holmes, Banks e Roberts (1993) observaram que a simples sobreposição de efeitos pode conduzir ao cálculo de forças superestimadas, uma vez que as antenas geralmente bloqueiam parte do vento incidente na torre e vice-versa.

Conclusão similar foi observada por Carril Jr. (2000), que constatou que as forças de

arrasto no módulo da torre e nas estruturas adicionais só podem ser determinadas como se fossem estruturas independentes caso o índice de área exposta do painel seja inferior a 0,2. Para módulos com índice maior, um fator de interferência deve ser considerado.

Uma vez calculadas as cargas de vento atuantes no módulo da torre e nos acessórios fixados a ele, procede-se então com a distribuição da força resultante segundo direções críticas de incidência do vento na estrutura. Para torres de seção quadrada, apenas duas direções são consideradas críticas: vento incidente perpendicular a uma das faces e vento com inclinação de 45°. Já para o caso de torres de seção triangular equilátera, tal como o modelo estrutural utilizado no estudo de caso, a decomposição das forças segundo cada aresta deve ser feita para três direções principais. A Figura 7.2 ilustra as três hipóteses de cálculo admitidas, sendo cada hipótese responsável pela maior tensão de compressão observada nas barras de montante, diagonais e travamentos horizontais, ordenadamente.

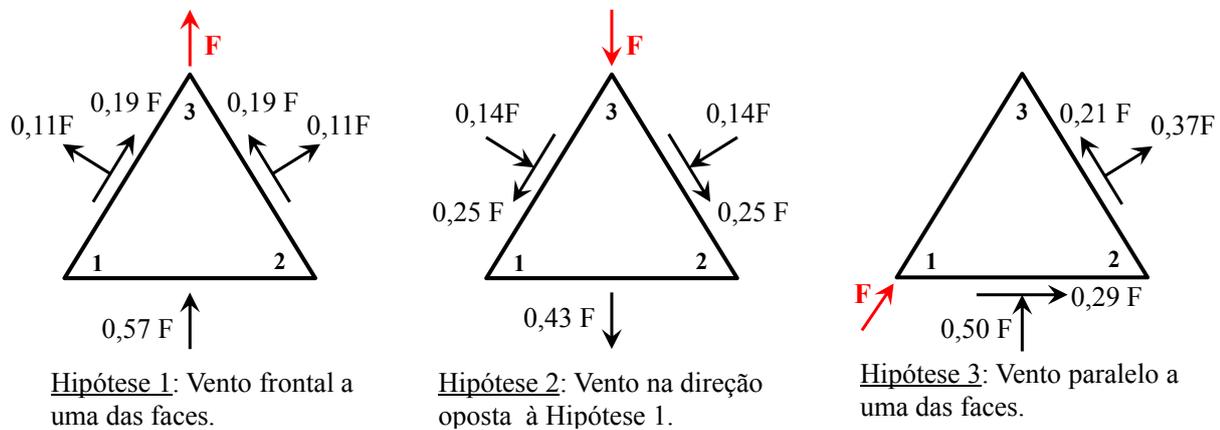


Figura 7.2 – Hipóteses de cálculo para diferentes direções de incidência do vento.

Para o caso geral em que a força de arrasto resultante incide no módulo formando um ângulo α qualquer, é possível aproximar funções $f_X(\alpha)$ e $f_Y(\alpha)$ que representam a parcela de força em cada vértice segundo os eixos x e y . Tais funções podem ser obtidas de modo aproximado utilizando como pontos de suporte o valor das componentes na direção dos eixos cartesianos para os ângulos definidos em norma (para maiores detalhes, consultar o Apêndice A). As funções resultantes são descritas pelas expressões a seguir:

- Para $0 \leq \alpha \leq \pi/2$:

$$f_{X1} = 0.32097 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 0.33993)}{1.91072}\right); \quad f_{X2} = 0.28881 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 1.60204)}{3.17287}\right);$$

- Para $\pi/2 < \alpha \leq \pi$:

$$f_{X1} = 0.28881 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 1.60204)}{3.17287}\right); \quad f_{X2} = 0.32097 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 0.33993)}{1.91072}\right);$$

- Para $0 \leq \alpha \leq \pi$:

$$f_{X3} = \cos(\alpha) - f_{X1} - f_{X2};$$

- Para $0 \leq \alpha \leq 2\pi$:

$$f_{Y1} = +0.23831\alpha + 0.16162\alpha^2 - 0.14626\alpha^3 + 0.028283\alpha^4 - 0.001601\alpha^5;$$

$$f_{Y2} = +0.41221\alpha + 0.07753\alpha^2 - 0.17219\alpha^3 + 0.042303\alpha^4 - 0.002948\alpha^5;$$

$$f_{Y3} = \sin(\alpha) - f_{Y1} - f_{Y2};$$

em que α corresponde ao ângulo no plano da seção transversal da torre definido a partir da reta que liga os vértices 1 e 2, em sentido anti-horário.

A divisão das forças deve ser feita ainda com relação a altura do painel (definida como a diferença de nível entre módulos adjacentes), conforme ilustrado na Figura 7.3.

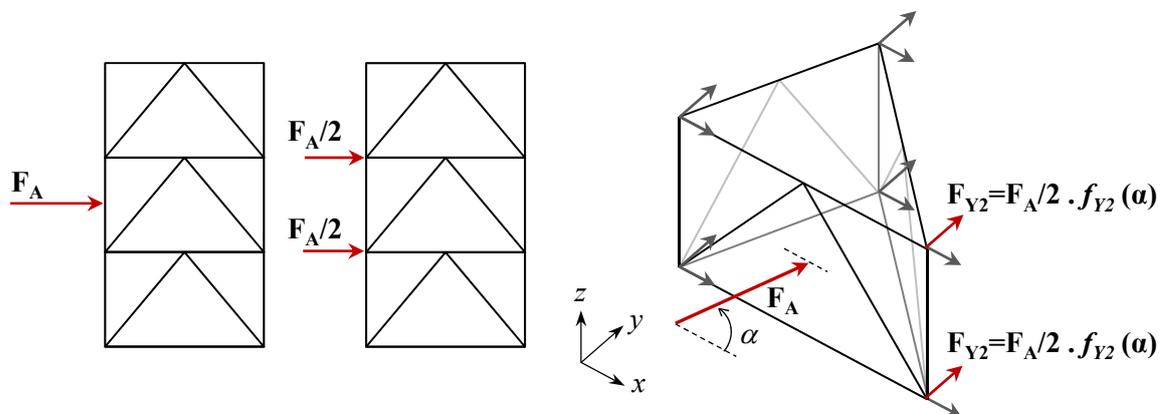


Figura 7.3 – Divisão da força de arrasto resultante no módulo entre cada vértice, segundo o ângulo de incidência do vento e a altura do painel.

7.1.2 Modelo de carga dinâmico - Método discreto

Outro procedimento de cálculo apresentado pela ABNT NBR 6123:1988 é o método discreto para consideração do efeito dinâmico das cargas de vento. É recomendado para estruturas muito flexíveis, especialmente edificações altas e esbeltas fracamente amortecidas, nas quais flutuações da velocidade do vento possam induzir oscilações importantes na direção da velocidade média. Visto que torres de telecomunicação geralmente enquadram-se nesta classe de edificações, apresentando frequências fundamentais inferiores a 1 Hz, a aplicação de tal modelo de carga é recomendável.

Um esquema representativo do modelo dinâmico discreto é exibido na Figura 7.4. Ressalta-se que, para o caso de estruturas reticuladas, admite-se a igualdade $A_i = \phi_i A_{Ci}$.

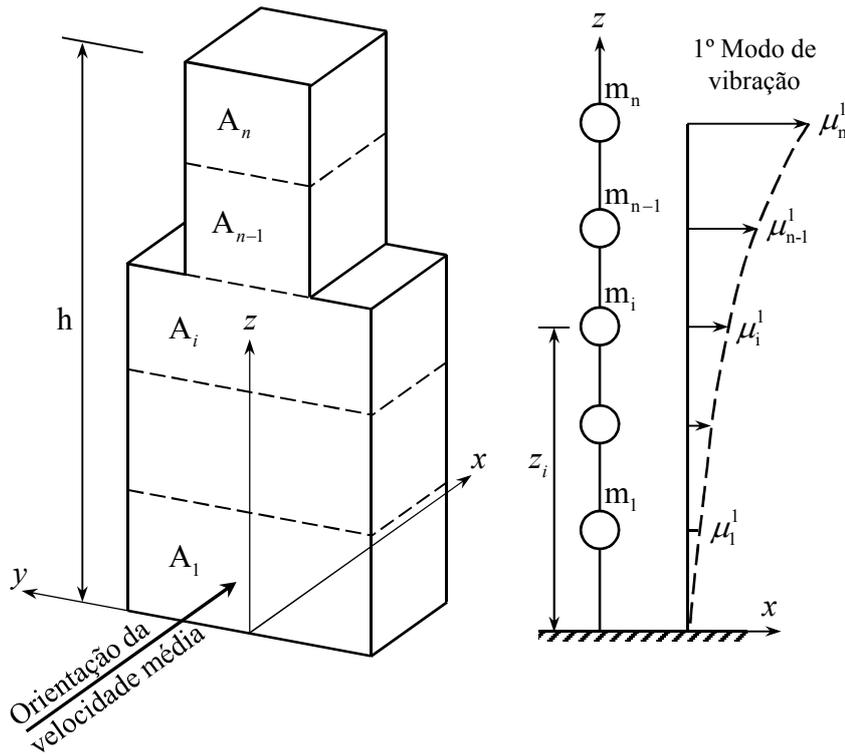


Figura 7.4 – Modelo dinâmico discreto. Adaptado da ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988).

No método discreto, a resposta média da estrutura é separada da resposta denominada flutuante, causada pela parcela de vento turbulento. Parte-se do pressuposto de que apenas a componente flutuante que atua na direção da velocidade média do vento produz algum efeito na resposta da estrutura. Assim sendo, inicialmente o método prevê a discretização da estrutura em n partes. Em seguida, calcula-se a força total do vento, F_i , na direção da coordenada i como a soma das parcelas média \bar{F}_i e flutuante \hat{F}_i , ou seja:

$$F_i = \bar{F}_i + \hat{F}_i, \quad [\text{N}] \quad (7.5)$$

na qual a força média é dada por:

$$\bar{F}_i = q_0 b^2 C_{Ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^{2p} \quad [\text{N}] \quad (7.6)$$

onde: $q_0 = 1/2 \rho_{ar} \bar{V}_p^2$ é a pressão dinâmica do vento, dada em $[\text{N}/\text{m}^2]$; $\bar{V}_p^2 = 0,69 V_0 \cdot S_1 \cdot S_3$ é a velocidade do vento de projeto, em $[\text{m}/\text{s}]$; C_{Ai} , A_i e z_i correspondem ao coeficiente de arrasto, à área efetiva e à altura sobre o nível do terreno do módulo i da torre, respectivamente; z_{ref} é a altura de referência, tomada como 10 metros; b e p são coeficientes tabelados em função da rugosidade do terreno.

A componente flutuante, por sua vez, é obtida a partir de:

$$\hat{F}_i = q_0 b^2 \xi m_i \mu_i^m \frac{\sum_{i=1}^n C_{Ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_{ref}} \right)^p \mu_i^m}{\sum_{i=1}^n m_i (\mu_i^m)^2} \quad [\text{N}] \quad (7.7)$$

em que ξ é o coeficiente de amplificação dinâmica, m_i é a massa concentrada do módulo i e μ_i^m é o deslocamento correspondente à coordenada i para a frequência natural de vibração m (forma modal). Para o primeiro modo de vibração de estruturas esbeltas ($m = 1$), a seguinte aproximação é válida:

$$\mu_i^{m=1} = (z_i/H)^\gamma, \quad (7.8)$$

onde H é a altura total da edificação e γ é o expoente da forma modal fundamental (tabelado). Para os demais modos, deve ser realizada uma análise modal com o intuito de descobrir o deslocamento correspondente a cada uma das frequências de vibração da estrutura.

Quando mais de um modo de vibração é retido na solução ($m > 1$), o efeito combinado deve ser calculado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados (*root mean square*, do inglês, ou valor *rms*). Indicando por \hat{Q}_j uma variável qualquer de interesse (força, tensão, deslocamento, deformação, etc.), correspondente ao modo j , a superposição das respostas obtidas para cada modo j ($j = 1, \dots, m$) deve ser computada por meio da relação:

$$\hat{Q} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \hat{Q}_j^2} \quad (7.9)$$

Deve-se tomar cuidado ao aplicar a equação precedente, pois ela é válida apenas quando as frequências naturais da estrutura estão razoavelmente espaçadas. No caso de estruturas fixadas exclusivamente em sua base, é comum observar modos de vibração idênticos segundo eixos ortogonais. Quando isto ocorre, somente um dos modos deve ser incorporado à solução.

7.2 Metodologia de Davenport

Davenport (1993) foi um dos primeiros pesquisadores a utilizar o conceito de linhas de influência para relacionar a carga do vento com a resposta da estrutura, simplificando o cálculo do fator de rajada em estruturas esbeltas como torres, pontes e chaminés. Sua metodologia diferencia-se majoritariamente do procedimento de projeto da ABNT NBR 6123:1988 por realizar a divisão da resposta flutuante da estrutura em uma componente não ressonante (definida como a resposta causada pela variação das forças do vento em frequências inferiores às frequências naturais da estrutura) e outra ressonante.

A Figura 7.5 ilustra o conceito de linha de influência que serve de base ao equacionamento da metodologia. Nela, podem ser identificadas as variáveis que representam a geometria da estrutura, em que w_b , w_t e $w(z)$ correspondem à largura da estrutura em sua base, no topo e a uma altitude normalizada z , respectivamente, e H representa sua altura. A parcela média da velocidade do vento é representada por $\bar{V}(z)$ e a componente flutuante por $\tilde{v}(t)$. Exemplos de linha de influência (i_r) são representados para o caso de respostas em termos de esforço cortante, momento fletor e deslocamento de topo (Δ) para o primeiro modo de vibração da estrutura (μ_1).

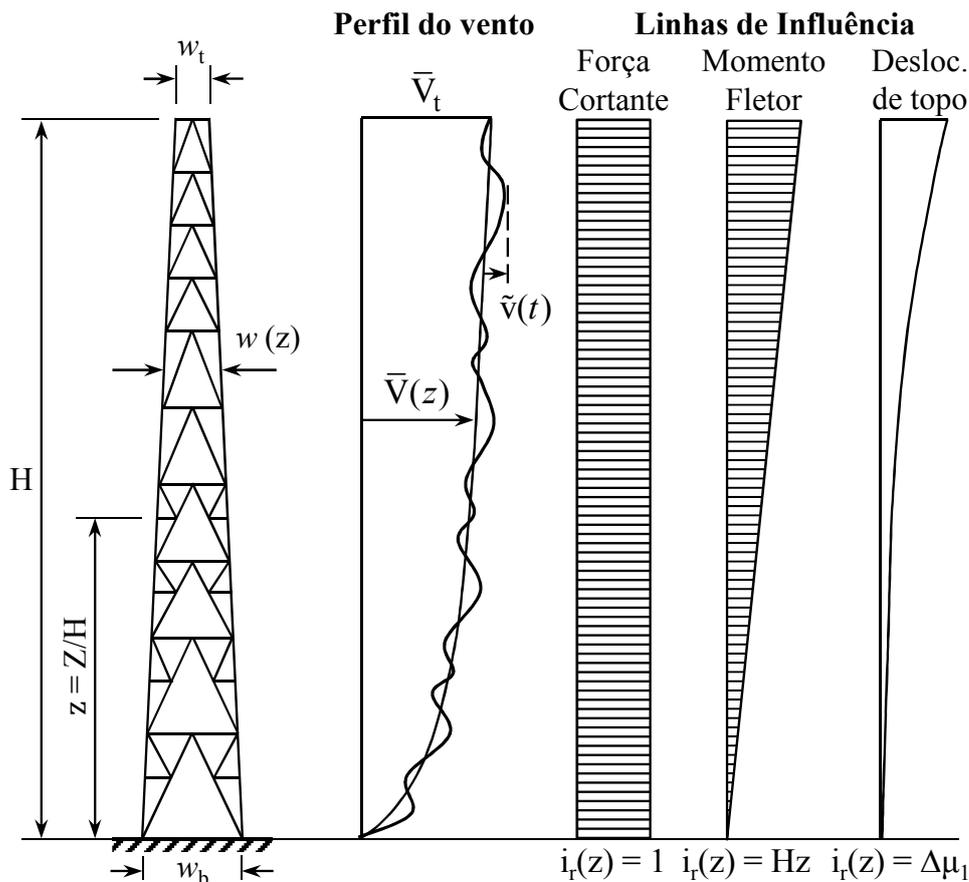


Figura 7.5 – Representação do perfil do vento e das linhas de influência conforme a metodologia de Davenport (1993).

De modo similar à norma brasileira de ventos, a força do vento em uma parte da estrutura é definida por:

$$F(t) = \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2(t) A_E C_A \quad (7.10)$$

Considerando o desenvolvimento da resposta dinâmica para o caso da torre treliçada representada na Figura 7.5, a força média do vento na estrutura é expressa por:

$$\bar{F}(z) = \left(\frac{\rho_{ar} H}{2} \right) \cdot \phi(z) w(z) C_A(z) \bar{V}^2(z), \quad (7.11)$$

sendo a resposta média, \bar{r} , igual à integral do produto da força média pela equação da linha de influência de interesse, dada por:

$$\bar{r} = \int_0^1 \bar{F}(z) i_r(z) dz = \frac{\rho_{ar} H}{2} \int_0^1 \phi(z) w(z) C_A(z) \bar{V}^2(z) i_r(z) dz \quad (7.12)$$

O procedimento de cálculo da resposta flutuante, em compensação, não é tão simples quanto o proposto pela ABNT NBR 6123:1988. As hipóteses admitidas na abordagem proposta por Davenport (1993) podem ser consultadas em seu texto original ou indiretamente por meio do trabalho de Carril Jr. (2000), onde alguns conceitos fundamentais ao entendimento das simplificações admitidas são minuciosamente explicados.

A parte não ressonante da resposta flutuante é gerada pela parcela turbulenta do vento que apresenta frequências abaixo das frequências naturais da estrutura, sendo expressa por:

$$\tilde{r}_B^2 = \rho_{ar}^2 H^2 \tilde{v}^2 \left[1 + \left(\frac{H}{2L_V} \right) \left(\frac{G_0}{G_\infty} \right) \right]^{-1} \cdot \left[\int_0^1 \phi(z) w(z) C_A(z) \bar{V}(z) i_r(z) dz \right]^2, \quad (7.13)$$

em que \tilde{v} é a velocidade turbulenta no topo da torre, L_V é a escala de turbulência da velocidade de vento (uma medida da correlação espacial entre rajadas do vento, geralmente admitida como sendo aproximadamente a metade da altura da estrutura, em metros), e a fração G_0/G_∞ dada por:

$$\frac{G_0}{G_\infty} = \frac{\left[\int_0^1 \phi(z) w(z) C_A(z) \bar{V}(z) i_r(z) dz \right]^2}{\int_0^1 \phi^2(z) w^2(z) C_A^2(z) \bar{V}^2(z) i_r^2(z) dz} \quad (7.14)$$

A resposta ressonante, por sua vez, deve ser calculada individualmente para cada modo de vibração. Para o modo j é dada por:

$$\tilde{r}_{Rj}^2 = \frac{0,045 \pi \rho_{ar}^2 H^{1/3} \tilde{v}^2}{2C (\zeta_S + \zeta_{Aj}) f_j^{5/3}} \left\{ \frac{\int_0^1 m(z) \mu_j(z) i_r(z) dz}{\int_0^1 m(z) \mu_j^2(z) dz} \right\}^2 \cdot \int_0^1 A(z) dz, \quad (7.15)$$

em que:

$$A(z) = \int_0^1 \phi^2(z) w^2(z) C_A^2(z) [\bar{V}(z)]^{11/3} \mu_j^2(z) z^{-2/3}, \quad (7.16)$$

e

$$\zeta_{Aj} = \frac{\rho_{ar} H}{4\pi f_j} \cdot \frac{\int_0^1 \phi(z) w(z) C_A(z) \bar{V}(z) \mu_j^2(z) dz}{\int_0^1 m(z) \mu_j^2(z) dz} \quad (7.17)$$

Nas equações (7.15) a (7.17), ζ_S e ζ_{Aj} representam os coeficientes de amortecimento estrutural e aerodinâmico, respectivamente, f_j e μ_j simbolizam a frequência e o modo j de vibração da estrutura, $m(z)$ corresponde à massa da estrutura na altura normalizada z e C é uma constante cujo valor pode variar de 6 a 10.

Finalmente, o valor de pico da resposta da estrutura é determinado por:

$$\hat{r} = \bar{r} + g \cdot \tilde{r}, \quad (7.18)$$

em que \hat{r} é a resposta máxima (de pico), \bar{r} é a resposta média, g é o fator de pico (cujo valor situa-se entre 3 e 4) e \tilde{r} é a resposta flutuante da estrutura, que corresponde ao valor *rms* dado por:

$$\tilde{r} = \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \sum \tilde{r}_{Rj}^2}, \quad (7.19)$$

Define-se então o fator de rajada ou fator de pico, G , como a razão entre as respostas máxima e média da estrutura, isto é:

$$G = \frac{\hat{r}}{\bar{r}} = 1 + \frac{g}{\bar{r}} \sqrt{\tilde{r}_B^2 + \tilde{r}_R^2}, \quad (7.20)$$

que equivale ao fator F_r presente na equação (7.2) do modelo de carga estático da ABNT NBR 6123:1988.

Comparativamente à norma brasileira, a metodologia proposta por Davenport é mais completa e produz resultados mais próximos ao real comportamento estrutural de torres treliçadas esbeltas, visto que foi concebida tendo em vista este propósito específico. Contudo, apresenta maior complexidade de cálculo e exige inclusive um número maior de parâmetros de entrada, o que acaba gerando dificuldades adicionais na aplicação do procedimento. Além disso, o método foi desenvolvido tendo como base um coeficiente de arrasto médio constante ao longo da altura, o que por vezes pode fugir à realidade.

7.3 Metodologia de Holmes

Inspirado nos estudos feitos por Davenport, Holmes (1994, 1996) desenvolveu uma metodologia exclusivamente aplicável a torres treliçadas autoportantes que permite o cálculo da resposta estrutural na direção do vento médio.

Holmes (1994) destaca que sua metodologia é melhor adaptada para representar a resposta de torres treliçadas à ação do vento, pois foi arquitetada de modo a permitir que a forma modal da estrutura varie de forma não linear. Segundo o autor, vários códigos internacionais de projeto fazem uso da análise modal para descrever a resposta dinâmica das estruturas em função da velocidade turbulenta do vento e, para isso, admitem que o primeiro modo de vibração

varia linearmente com a altura. Esta é uma suposição razoável para a maioria dos edifícios altos de escritório, contudo particularmente inverossímil para o caso de torres treliçadas metálicas apoiadas unicamente em sua base, pois estas apresentam formas modais com elevada curvatura.

Na metodologia proposta, expressões para a resposta média, não ressonante e ressonante são derivadas a partir das características médias e turbulentas do vento incidente e das propriedades estruturais da torre, incluindo seus modos de vibração. Para isso, parte-se do seguinte conjunto de premissas:

(i) A largura da torre, $w(Z)$, varia linearmente com a altura, ou seja:

$$w(Z) = [w_b - (w_b - w_t)Z/H] \quad (7.21)$$

(ii) O índice de área exposta é uniforme ao longo da altura, resultando num coeficiente de arrasto C_A constante para toda a torre.

(iii) A massa varia em função da altura de acordo com a expressão:

$$m(Z) = m_0[1 - k(Z/H)^\gamma] \quad (7.22)$$

sendo m_0 a massa total da torre em sua base.

(iv) Admite-se que a resposta ressonante em modos de vibração superiores ao primeiro é desprezível.

(v) Admite-se que a velocidade média do vento e a forma modal fundamental da estrutura variam segundo a lei de potência:

$$\bar{V}(Z) = \bar{V}_t \left(\frac{Z}{H}\right)^\alpha; \quad \mu_1(Z) = \left(\frac{Z}{H}\right)^\beta \quad (7.23)$$

(vi) A velocidade turbulenta longitudinal, $\tilde{v}(t)$, é considerada constante ao longo da altura da torre.

Uma vez definidas as hipóteses de cálculo, Holmes apresenta o equacionamento de cada uma das parcelas de força. Muito similar à ABNT NBR 6123:1988 e à formulação proposta por Davenport (1993), a força cortante média a uma altura s é calculada pela seguinte integral:

$$q_m = \left(\frac{1}{2}\rho_{ar}C_A\phi\right) \int_s^H [w_b - (w_b - w_t)Z/H] \bar{V}^2(z) dz, \quad (7.24)$$

que resulta em:

$$q_m = \rho_{ar}C_A\phi H^2 \bar{V}_t^2 F_1/2. \quad (7.25)$$

Na equação precedente, F_1 é uma função de w_b , w_t , α e s , dada por:

$$F_1 = \left[\frac{w_b + 2\alpha w_t + w_t}{(2\alpha + 1)(2\alpha + 2)H} - \frac{w_b s^{2\alpha+1}}{(2\alpha + 1)H^{2\alpha+2}} + \frac{(w_b - w_t) s^{2\alpha+2}}{(2\alpha + 2)H^{2\alpha+3}} \right] \quad (7.26)$$

Esta e as demais equações elaboradas por Holmes (aqui omitidas por brevidade) apresentam enorme simplicidade e dependem de poucos parâmetros geométricos e mecânicos de

entrada, ao contrário daquelas propostas por Davenport (1993). Isto inclusive é uma das principais vantagens do método, uma vez que os cálculos envolvidos são facilmente realizados com o auxílio de planilhas eletrônicas usuais.

Na simplicidade da metodologia, entretanto, reside seu maior ponto fraco. A especificidade da formulação e os pressupostos sobre os quais foi construída acabam por limitar e muito sua aplicabilidade, não sendo adequada à torre estudada na sequência do presente trabalho (em parte devido à torre apresentar forma tronco-piramidal, portanto sem inclinação constante, em parte devido ao índice de área exposta não ser uniforme com a altura).

A metodologia ora exposta serve, contudo, como uma ferramenta a ser usada nos demais casos em que as hipóteses admitidas não gerem grandes erros de aproximação ou representem de modo satisfatório a estrutura analisada.

Com relação aos demais procedimentos de projeto apresentados, tanto o método discreto proposto pela ABNT NBR 6123:1988 quanto a metodologia proposta por Davenport conduzem a resultados muito próximos entre si. Conforme o estudo feito por Carril Jr. (2000), ambos exibiram uma diferença de apenas 11% para o valor da resposta final da estrutura analisada, demonstrando que a adoção de qualquer um destes modelos é razoável, dada as incertezas envolvidas nas hipóteses de cálculo admitidas em cada um deles. No presente trabalho, porém, apenas os procedimentos da norma brasileira serão utilizados na aplicação numérica posterior.

8 Aplicação Numérica

O presente capítulo procura ilustrar a aplicação da metodologia PBWE envolvendo uma torre metálica de telecomunicação submetida à ação do vento.

No estudo de caso, considerou-se a variabilidade intrínseca aos parâmetros de resistência e solicitação, sendo a pressão dinâmica do vento determinada com base nos modelos estático e dinâmico da ABNT NBR 6123:1988, explicados no Capítulo 7. O comportamento da estrutura foi avaliado em termos de três níveis de desempenho: um superior, referente a condições operacionais; um intermediário, definido em termos do colapso de barras de menor importância à estabilidade da torre; e um nível inferior, caracterizado por sua completa ruína. Nos diferentes casos analisados, para o cálculo da confiabilidade utilizou-se as técnicas de simulação de Monte Carlo Bruto e Monte Carlo por Importância, além do método de aproximação de primeira ordem (FORM). Além disso, foram realizadas análises de sensibilidade das variáveis aleatórias que definem o problema.

As análises realizadas possibilitaram traçar comparações e extrair conclusões interessantes sobre os modelos de carga, o ângulo de incidência e a velocidade máxima do vento admitidos. Permitiram ainda identificar a relevância dos parâmetros básicos (*IM*) face aos parâmetros independentes (*SP*) na propagação de incertezas e na composição da probabilidade de falha da estrutura, bem como verificar a qualidade das respostas obtidas por meio dos diferentes métodos de confiabilidade empregados.

A seguir, apresenta-se um breve histórico da evolução sofrida pelo setor de telecomunicações no Brasil e procura-se explicar a relevância do presente estudo de caso.

8.1 Generalidades

O Código Brasileiro de Telecomunicações, instituído em 1962, foi o primeiro grande marco do desenvolvimento do setor de telecomunicações no Brasil. Após sua criação, o Brasil iniciou um processo de modernização de sua infraestrutura, expandindo significativamente o número de linhas fixas e móveis. Por intermédio da Telecomunicações Brasileiras S/A – TELEBRAS, o número de linhas telefônicas fixas cresceu de 1,4 milhão para 18,2 milhões, sendo implantados outros 4,6 milhões de terminais de telefonia celular até o final da década de 70. Com a privatização do setor em 1998, um novo salto ocorreu: o número de linhas fixas atingiu 45 milhões e o Brasil terminou o ano de 2013 com um total de 271 milhões de linhas móveis, segundo dados divulgados pela Anatel (ALISKI, 2014).

O sistema de telecomunicações é caracterizado pela transmissão de códigos por meio de um sistema irradiante de antenas. Neste sistema, uma fonte emite sinais de onda para estações repetidoras, que as refletem para locais distantes até alcançarem o receptor final. Para que o sistema funcione sem quaisquer interferências, seja de pessoas, veículos ou edificações, é

necessário posicionar as antenas a uma altura elevada em relação ao solo, o que é geralmente feito por meio de torres metálicas treliçadas.

Torres de telecomunicação são estruturas de grande esbeltez, utilizadas para suportar, elevar e posicionar antenas a uma altura e direção específicas. Como a qualidade do sinal fornecido pelas empresas (e, portanto, da qualidade do serviço prestado por elas) é reflexo direto do comportamento estrutural da torre onde serão fixadas as antenas, torna-se essencial prever seu comportamento diante dos carregamentos aplicados ao longo de sua vida útil. Além disso, devido à crescente busca por parte das operadoras pela ampliação de sua cobertura, um grande número de torres encontra-se localizado em áreas urbanas com alta concentração de pessoas. Nesses casos, a preocupação com o entorno da estrutura também se faz necessária, um vez que eventuais falhas ou a completa ruína da torre podem causar grandes prejuízos de ordem econômica e social.

Devido ao baixo peso próprio das torres metálicas treliçadas e à rara ocorrência de terremotos no Brasil, o carregamento predominante para o projeto destas estruturas é aquele que resulta da ação do vento. Apesar deste carregamento possuir natureza dinâmica, diretrizes de projeto geralmente consideram-no implicitamente através de cargas de vento estáticas equivalentes, com base em um valor máximo de referência para um período de retorno de 50 anos.

Neste contexto, torres de telecomunicação tornam-se ideais à aplicação da metodologia PBWE, dada à baixa interferência de carregamentos acidentais de natureza distinta à do vento e à possibilidade de estudar diferentes níveis de desempenho para cada nível de intensidade do vento.

8.2 Modelo Estrutural

Há diversos tipos de torres metálicas treliçadas construídas para suporte de antenas celulares e de microondas. Dentre as mais comuns estão as de seção quadrada e triangular de arestas levemente inclinadas. Os materiais comumente empregados na fabricação de estruturas deste gênero são os aços ASTM A36 e ASTM A572. São usados perfis laminados, de chapa dobrada ou tubular.

O exemplo escolhido utilizou como base o projeto de uma torre metálica treliçada autoportante, modelo TAB 050 1500L, usada para suporte de antenas de telefonia (TASL-C). Sua geometria, a posição das estruturas adicionais (como antenas e plataformas de trabalho) e o carregamento devido ao peso próprio foram fornecidos por uma empresa fabricante de torres do grupo BrasilSAT.

A estrutura fica situada na cidade de Florianópolis, no estado de Santa Catarina. Possui altura total de 50 metros e seção transversal triangular. É formada por dois trechos distintos, um tronco piramidal e outro reto, com abertura de 5,70m em sua base e 1,50 m no topo. Os montantes foram executados em perfis de seção “ômega” e as diagonais e travamentos horizontais em perfis cantoneira de abas iguais, todos em aço ASTM-A36.

A representação tridimensional da estrutura foi gerada a partir de um modelo de elementos finitos formado por 267 nós e 798 elementos de treliça. Ao todo, 13 seções transversais distintas foram usadas para discretizar as barras, em correspondência ao projeto original. As estruturas adicionais não foram modeladas em conjunto com a torre, sendo a força atuante em cada uma delas distribuída igualmente entre os nós mais próximos à sua fixação. Mais detalhes sobre o modelo computacional adotado podem ser encontrados no Apêndice B.

À esquerda da Figura 8.1 está representado o modelo tridimensional da torre estudada, ao lado do qual encontra-se um esquema plano da silhueta da estrutura no qual consta a posição de cada uma das antenas fixadas a ela. As letras indicadas ao longo da altura da torre referem-se à nomenclatura dada a cada um dos módulos considerados para o cálculo das forças de vento.

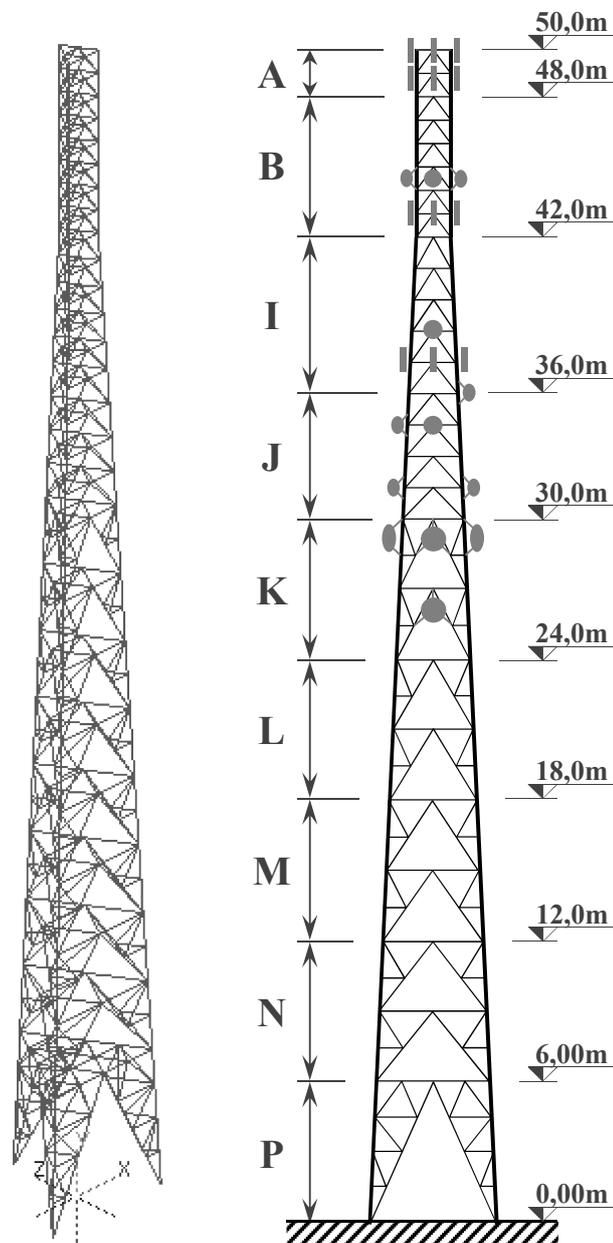


Figura 8.1 – Representação tridimensional e esquema plano do modelo estrutural da torre estudada.

8.3 Modelos de Carga

Torres metálicas treliçadas tiveram seu desenvolvimento impulsionado após a Segunda Guerra Mundial, quando teve início a construção de um grande número de torres de rádio no continente norte americano. Conforme explica Machado (2003), naquela época o projeto destas estruturas era feito de acordo com códigos e normas vigentes que se baseavam na aplicação de uma pressão de vento uniforme em toda a altura da torre.

Os modelos de cálculo só sofreram mudanças a partir de 1950, quando estudos teóricos e experimentais relacionados ao tema começaram a ser desenvolvidos. Com base nos novos conhecimentos produzidos na área da então chamada Engenharia de Ventos, o carregamento de vento passou a ser determinado em razão das propriedades geométricas e materiais da estrutura, do local de implantação e, especialmente, da relação admitida para a variação da velocidade básica do vento em função da altura acima do solo.

Nas análises que se seguem procura-se avaliar a resposta da torre estudada conforme os modelos de carga estático e dinâmico discreto, ambos prescritos pela ABNT NBR 6123:1988. O modelo dinâmico é analisado de acordo com três hipóteses de cálculo: a mais básica considera apenas o modo fundamental de vibração da estrutura, a segunda contabiliza a sobreposição dos dois primeiros modos e a última hipótese leva em conta também o terceiro modo.

8.3.1 Modelo de carga estático

O primeiro modelo de carga admitido nas análises considerou o carregamento do vento atuando apenas de maneira estática. Assim, a partir do mapa de isopletras proposto por Beck e Correa (2013), determinou-se a velocidade básica média de 42 m/s para a região onde está localizada a torre. Adotou-se o valor de 1,0 para o fator topográfico S_1 e o parâmetro S_2 foi calculado para cada módulo da estrutura tendo como base um terreno de categoria IV (subúrbios de grandes cidades) e edificação classe B. Para o fator estatístico S_3 foi admitido o valor de 1,1 referente ao grau de segurança exigido de centrais de comunicação.

A torre foi subdividida em 26 módulos de comprimentos variados para fins de cálculo. Além do peso próprio da estrutura, foi considerado o peso dos acessórios (antenas, escadas e plataformas). A área efetiva e o coeficiente de arrasto de cada um destes itens foram fornecidos pela mesma empresa que concedeu o projeto, respeitando as recomendações da Prática 240-400-702 (TELEBRAS, 1997a). As propriedades das estruturas adicionais à torre são exibidas na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Propriedades das antenas existentes na estrutura.

Tipo de Antena	Qtde.	Altura (m)	Massa (kg)	A_e (m²)	C_a	$A_e \cdot C_a$ (m²)
03 antenas RF (1.473 x 0.173 m) - Existente	3	50.0	100.0	0.76	1.2	0.917
Suportes antenas RF - Existente	3	50.0	—	0.43	1.2	0.510
Plataforma de trabalho	1	50.0	30.0	—	—	1.956
Reserva de carga (6m ²)	—	50.0	250.0	—	—	6.000
02 antenas RF (2.438 x 0.165 m) - Existente	2	49.0	80.0	0.80	1.2	0.965
Suportes antenas RF - Existente	1	49.0	—	0.34	1.2	0.410
04 antenas RF (1.235 x 0.315 m) - Existente	4	49.0	120.0	1.56	1.2	1.867
Suportes antenas RF - Existente	3	49.0	—	0.43	1.2	0.510
01 antena TX - (Ø 1.200m) - A instalar	1	45.0	110.0	1.13	1.6	1.810
Suporte antena TX - A instalar	1	45.0	—	0.17	1.2	0.205
01 antena TX - (Ø 1.200m) - Existente	1	44.6	110.0	1.13	1.6	1.810
Suporte antena TX - Existente	1	44.6	—	0.17	1.2	0.205
01 antena TX - (Ø 0.600m) - Existente	1	43.3	50.0	0.28	1.6	0.452
Suporte antena TX - Existente	1	43.3	—	0.17	1.2	0.205
03 antenas RF (2.438 x 0.318 m) - A instalar	3	43.0	160.0	2.33	1.2	2.791
Suportes antenas RF - A instalar	3	43.0	—	0.43	1.2	0.510
01 antena TX - (Ø 0.600m) - Existente	1	38.6	50.0	0.28	1.6	0.452
Suporte antena TX - Existente	1	38.6	—	0.17	1.2	0.205
03 antenas RF (1.308 x 0.208 m) - A instalar	3	37.0	80.0	0.82	1.2	0.979
Suportes antenas RF - A instalar	3	37.0	—	0.43	1.2	0.510
01 antena TX - (Ø 1.200m) - Existente	1	36.2	110.0	1.13	1.6	1.810
Suporte antena TX - Existente	1	36.2	—	0.17	1.2	0.205
02 antenas TX - (Ø 0.600m) - Existente	2	34.6	80.0	0.57	1.6	0.905
Suporte antena TX - Existente	2	34.6	—	0.34	1.2	0.410
02 antenas TX - (Ø 0.600m) - Existente	2	31.2	80.0	0.57	1.6	0.905
Suporte antena TX - Existente	2	31.2	—	0.34	1.2	0.410
02 antenas TX - (Ø 0.600m) - Existente	2	29.3	80.0	0.57	1.6	0.905
Suporte antena TX - Existente	2	29.3	—	0.34	1.2	0.410
01 antena TX - (Ø 1.200m) - Existente	1	29.3	110.0	1.13	1.6	1.810
Suporte antena TX - Existente	1	29.3	—	0.17	1.2	0.205
01 antena TX - (Ø 0.600m) - Existente	1	26.9	50.0	0.28	1.6	0.452
Suporte antena TX - Existente	1	26.9	—	0.17	1.2	0.205

Inicialmente, calculou-se a velocidade característica do vento $V_k(z)$, o índice de área exposta e o coeficiente de arrasto referentes a cada módulo. Em seguida, estimou-se a força de arrasto estática atuante em cada reticulado e nas estruturas adicionais por meio da equação (7.4). Por fim, a parcela das forças de arrasto correspondentes aos acessórios foram somadas à parcela do módulo ao qual estão fixados.

A Tabela 8.2 traz os resultados obtidos para o modelo de carga estático. Nela, $q(z)$ simboliza a pressão dinâmica exercida pelo vento, A_e e A_c são a área efetiva e área perimetral do módulo, A_{adic} representa a área das estruturas adicionais (como escadas, esteiras e cabos), já ponderadas pelo coeficiente de arrasto de 1.2, e a coluna em destaque, $F_{a,total}$, corresponde à soma da parcela da força atuante no reticulado com a parcela das antenas fixadas a ele.

Tabela 8.2 – Força de arrasto estática atuante sobre cada módulo da torre e nas antenas.

ID #	z (m)	V_k (m/s)	q (N/m²)	A_e (m²)	A_c (m²)	ϕ	C_a	A_{adic} (m²)	F_a (N)	$F_{a,total}$ (N)
A1	49.5	47.0	1380.7	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	2,004.2	18,071.1
A2	48.5	46.9	1373.7	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,994.0	5,075.0
B1	47.5	46.8	1366.6	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,983.6	1,983.6
B2	46.5	46.6	1359.3	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,973.1	1,973.1
B3	45.5	46.5	1351.9	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,962.4	3,316.7
B4	44.5	46.4	1344.4	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,951.5	4,880.6
B5	43.5	46.2	1336.8	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,940.5	6,141.5
B6	42.5	46.1	1329.1	0.365	1.50	0.243	2.470	0.55	1,929.2	4,689.7
I1	41.4	46.0	1320.4	0.500	1.87	0.267	2.398	0.66	2,454.5	2,334.0
I2	40.2	45.8	1310.7	0.510	2.02	0.252	2.443	0.66	2,497.9	2,496.2
I3	39.0	45.6	1300.8	0.520	2.16	0.241	2.478	0.66	2,534.6	2,746.8
I4	37.8	45.4	1290.7	0.530	2.30	0.230	2.509	0.66	2,568.0	3,949.5
I5	36.6	45.3	1280.3	0.540	2.45	0.220	2.539	0.66	2,600.3	5,231.8
J1	35.3	45.0	1268.4	0.710	3.26	0.218	2.547	0.83	3,346.1	5,280.4
J2	33.8	44.8	1254.6	0.720	3.49	0.206	2.581	0.83	3,373.0	4,200.8
J3	32.3	44.6	1240.5	0.730	3.71	0.197	2.610	0.83	3,392.8	4,209.1
J4	30.8	44.3	1225.8	0.750	3.94	0.190	2.629	0.83	3,434.3	6,404.4
K1	28.5	43.9	1202.7	1.530	8.55	0.179	2.663	1.65	6,885.1	8,324.2
K2	25.5	43.3	1169.7	1.560	9.45	0.165	2.705	1.65	6,865.7	8,084.1
L1	22.5	42.6	1133.7	1.800	10.35	0.174	2.678	1.65	7,336.0	7,295.1
L2	19.5	41.8	1093.9	1.840	11.25	0.164	2.709	1.65	7,258.0	7,338.4
M1	16.5	41.0	1049.1	2.040	12.15	0.168	2.696	1.65	7,501.7	7,394.7
M2	13.5	40.0	997.8	2.090	13.05	0.160	2.720	1.65	7,317.6	7,229.4
N1	10.5	38.7	937.0	2.020	13.95	0.145	2.766	1.65	6,780.8	6,815.2
N2	7.5	37.1	861.4	2.070	14.85	0.139	2.782	1.65	6,381.8	7,763.4
P	6.0	35.1	770.5	4.130	32.40	0.127	2.818	3.30	11,509.2	10,227.3
TOTAL									109,775.8	153,456.4

Em posse dos carregamentos calculados, procurou-se comparar os esforços nas barras com os resultados fornecidos pela companhia responsável pelo projeto da estrutura. Para isso, a torre foi modelada no programa de elementos finitos StRAnD-FEA e a contribuição das forças de arrasto das antenas foi dividida entre os nós da estrutura mais próximos à localização destas. A diferença observada foi inferior a 1% para o caso de carregamento com vento perpendicular à uma das faces da torre (caso crítico à estabilidade da estrutura) e cerca de 9% nos demais casos. As diferenças observadas foram consideradas aceitáveis, possivelmente atreladas aos modelos estruturais admitidos e a considerações acerca da redistribuição dos esforços provenientes das antenas e demais acessórios.

8.3.2 Modelo de carga dinâmico

O segundo modelo de carga analisado corresponde ao método discreto proposto pela ABNT NBR 6123:1988. A particularidade deste procedimento é a decomposição da força do vento em uma parcela média e outra flutuante, além da substituição do fator S_2 por uma constante

que realiza a conversão da velocidade média sobre 3 segundos (V_0) para uma velocidade média sobre 10 minutos, denominada velocidade de projeto, \bar{V}_p :

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (8.1)$$

Com base na velocidade de projeto, determina-se a componente média da força de arrasto do vento atuante em cada módulo de modo similar ao realizado para o modelo de carga estático.

O cálculo da parcela flutuante, por outro lado, é mais trabalhoso, pois necessita que as frequências e modos naturais de vibração da estrutura sejam determinados. Para isso, foi implementado um algoritmo de análise modal no StRAnD-FEA que permite obter as coordenadas modais dos nós da estrutura para cada uma de suas frequências naturais de interesse. A Figura 8.2 ilustra os três primeiros modos de vibração da torre analisada, sendo o segundo modo torcional (b) e os demais flexionais.

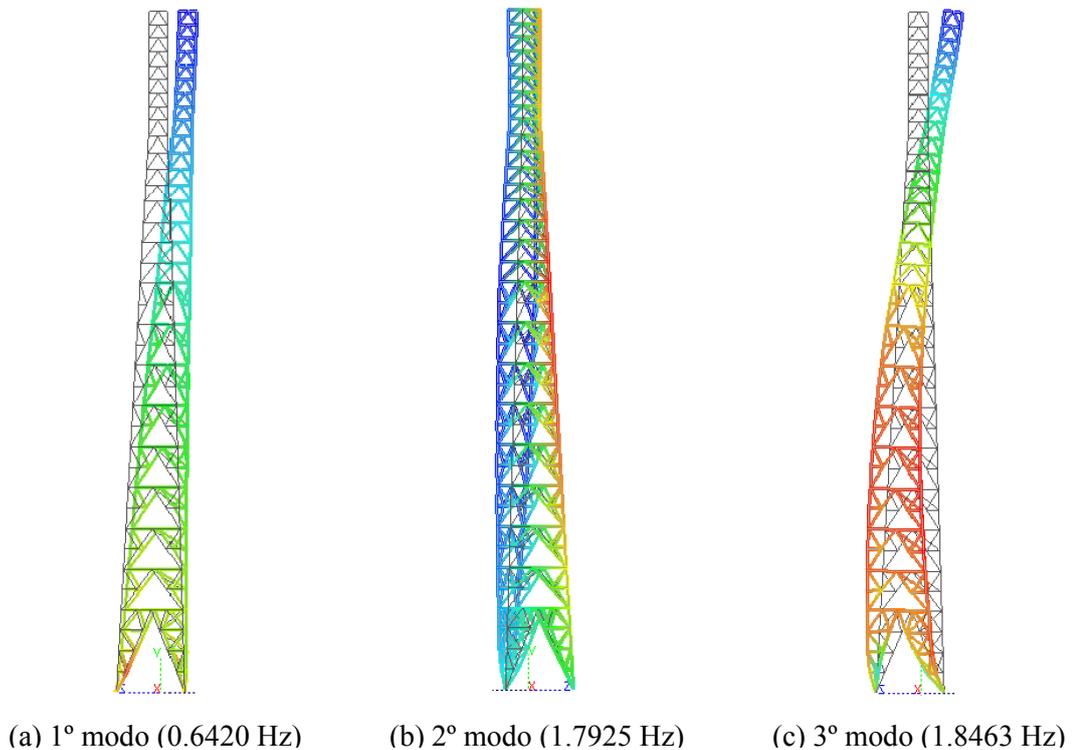


Figura 8.2 – Modos e respectivas frequências de vibração da torre analisada.

Segundo consta no texto da ABNT NBR 6123:1988, “a retenção só do primeiro modo na solução conduz a erros inferiores a 10%” (ABNT, 1988). Contudo, logo após a introdução do método discreto, ressalva é feita a tal afirmação, limitando sua validade para o caso de edificações muito esbeltas e/ou com rigidez fortemente variável.

Visto que torres metálicas geralmente apresentam seção com leve inclinação, distribuição de massa não uniforme e rigidez fortemente variável, a legitimidade de tal simplificação deve ser colocada a prova. Assim, foram admitidos três casos de carregamento para o modelo de carga dinâmico:

- **Caso A: modo fundamental**

A condição de carregamento mais básica considerada envolveu apenas o primeiro modo de vibração da estrutura, dito fundamental. As forças resultantes são exibidas nas colunas (11) e (12) da Tabela 8.3, sendo a primeira correspondente apenas às forças atuantes no reticulado e a segunda às forças totais aplicadas (torre e acessórios).

- **Caso B: primeiro e segundo modos**

Esta hipótese envolveu o cálculo do efeito combinado dos dois primeiros modos naturais de vibração da estrutura pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados (equação (7.9)).

Visto que a força de arrasto média independe do modo de vibração analisado, mantém-se constante para todos os casos de carregamento. Assim, o cômputo da força de arrasto total corresponde à soma da parcela média com o valor *rms* da parcela flutuante, ou seja,

$$F_a = \bar{F} + \sqrt{\hat{F}_1^2 + \hat{F}_2^2}. \quad (8.2)$$

Os resultados obtidos são exibidas nas colunas (14) e (15) da Tabela 8.3.

- **Caso C: três primeiros modos**

Por fim, o último caso testado incluiu os três primeiros modos de vibração. As forças totais aplicadas são exibidas nas colunas (15) e (16) da Tabela 8.3.

8.3.2.1 Análise da sobreposição modal

A Tabela 8.3 exibe o resultado das forças estáticas equivalentes calculadas para os três casos de carregamento analisados. Os valores das áreas efetivas, perimetrais e adicionais são idênticos àqueles apresentados na planilha de cálculo do modelo de carga estático (Tabela 8.2), assim como os índices de área exposta e coeficientes de arrasto estimados para cada módulo, sendo portanto suprimidos. Para o cálculo da parcela da força de arrasto média, F_{med} , utilizou-se a expressão (7.6). A componente flutuante, $F_{flut,j}$, foi estimada separadamente para os três primeiros modos de vibração da estrutura, μ_j ($j = 1, 2, 3$), de acordo com a equação (7.7). A soma da força média com o valor *rms* da força flutuante corresponde à força de arrasto em cada módulo, F_a , que combinada à força de arrasto nas antenas resulta na força total do vento F_{TOTAL} .

Tabela 8.3 – Força de arrasto dinâmica atuante sobre cada módulo da torre e nas antenas.

				1º Modo		2º Modo		3º Modo		Caso A		Caso B			Caso C				
ID #	Alt.	F _{med}	Massa	μ_1	F _{flut.1}	μ_2	F _{flut.2}	μ_3	F _{flut.3}	F _{a,A}	F _{TOTAL,A}	F _{a,B}	F _{TOTAL,B}	(14)-(12)	F _{a,C}	F _{TOTAL,C}	(17)-(14)		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)		
V ₀	42 m/s	A1	49.5	970	1505.0	0.980	2,575	-0.737	763	0.946	-64	3,545	19,611	3,529	19,222	-389	3,530	19,227	5
S ₁	1.0	A2	48.5	961	1505.0	0.941	2,471	-0.735	761	0.837	-57	3,432	6,414	3,429	6,348	-66	3,430	6,349	1
S ₃	1.1	B1	47.5	952	1040.5	0.902	1,637	-0.731	524	0.728	-34	2,588	2,779	2,594	2,785	6	2,595	2,785	1
b	0.71	B2	46.5	942	1040.5	0.862	1,565	-0.726	520	0.617	-29	2,507	2,507	2,521	2,521	14	2,521	2,521	0
p	0.23	B3	45.5	933	1040.5	0.822	1,493	-0.719	514	0.508	-24	2,426	3,818	2,448	3,855	37	2,448	3,855	0
z _{ref}	10 m	B4	44.5	924	1040.5	0.783	1,421	-0.710	508	0.399	-19	2,345	5,399	2,374	5,463	64	2,374	5,464	0
		B5	43.5	914	1040.5	0.744	1,350	-0.699	500	0.294	-14	2,264	6,330	2,300	6,339	9	2,300	6,339	0
		B6	42.5	904	1040.5	0.705	1,280	-0.686	491	0.194	-9	2,185	4,755	2,227	4,760	4	2,227	4,760	0
γ	2.7	I1	41.4	1,144	1409.6	0.664	1,633	-0.699	678	0.092	-6	2,777	2,606	2,858	2,687	81	2,858	2,687	0
ζ	0.015	I2	40.2	1,157	1409.6	0.621	1,526	-0.737	714	-0.009	1	2,684	2,684	2,804	2,805	121	2,804	2,805	0
L	1800 m	I3	39.0	1,167	1409.6	0.579	1,423	-0.773	749	-0.100	6	2,590	2,810	2,753	2,966	156	2,753	2,966	0
		I4	37.8	1,174	1409.6	0.538	1,324	-0.807	782	-0.180	11	2,498	3,725	2,707	3,910	185	2,707	3,910	0
f ₁	0.64 Hz	I5	36.6	1,181	1409.6	0.499	1,228	-0.838	813	-0.251	16	2,409	4,645	2,665	5,027	381	2,665	5,027	0
ξ_1	1.63	J1	35.3	1,508	1952.9	0.458	1,560	-0.872	1,172	-0.318	28	3,068	4,584	3,499	5,141	558	3,499	5,142	0
		J2	33.8	1,506	1952.9	0.414	1,410	-0.907	1,219	-0.380	33	2,916	3,593	3,437	4,153	560	3,438	4,154	0
f ₂	1.79 Hz	J3	32.3	1,501	1952.9	0.372	1,267	-0.938	1,260	-0.430	38	2,768	3,375	3,381	4,123	748	3,381	4,124	1
ξ_2	1.31	J4	30.8	1,504	1952.9	0.333	1,133	-0.965	1,296	-0.469	41	2,637	4,878	3,342	6,185	1,306	3,342	6,186	1
		K1	28.5	2,967	5204.0	0.279	2,534	-0.969	3,469	-0.492	115	5,502	6,185	7,635	8,158	1,973	7,637	8,160	2
f ₃	1.85 Hz	K2	25.5	2,891	5204.0	0.216	1,962	-0.943	3,378	-0.487	114	4,853	5,655	7,216	8,006	2,350	7,218	8,008	2
ξ_3	1.31	L1	22.5	3,008	5147.2	0.163	1,465	-0.911	3,226	-0.454	105	4,473	4,502	6,993	7,014	2,512	6,995	7,016	2
		L2	19.5	2,888	5147.2	0.119	1,066	-0.872	3,087	-0.405	93	3,954	4,022	6,606	6,727	2,705	6,607	6,729	2
		M1	16.5	2,882	5745.7	0.082	825	-0.816	3,228	-0.344	89	3,708	3,650	6,706	6,542	2,893	6,707	6,543	1
		M2	13.5	2,696	5745.7	0.053	533	-0.746	2,948	-0.280	72	3,229	3,225	6,152	6,231	3,007	6,153	6,232	1
		N1	10.5	2,369	6712.1	0.031	363	-0.659	3,042	-0.217	65	2,733	2,737	5,915	5,762	3,025	5,916	5,763	1
		N2	7.5	2,078	6712.1	0.015	175	-0.557	2,571	-0.159	48	2,252	2,524	5,065	5,450	2,926	5,065	5,450	1
		P	3.0	2,749	14985	0.004	110	-0.251	2,588	-0.066	44	2,858	2,707	5,753	5,581	2,874	5,753	5,581	0
TOTAL				43,870			35,330		40,800		665	79,200	119,719	106,908	147,759		106,925	147,783	

O perfil de carregamento dinâmico relativo a cada um dos casos é exibido na Figura 8.3, estando todos sobrepostos ao perfil estático para permitir uma melhor comparação entre os resultados de cada um dos modelos de carga.

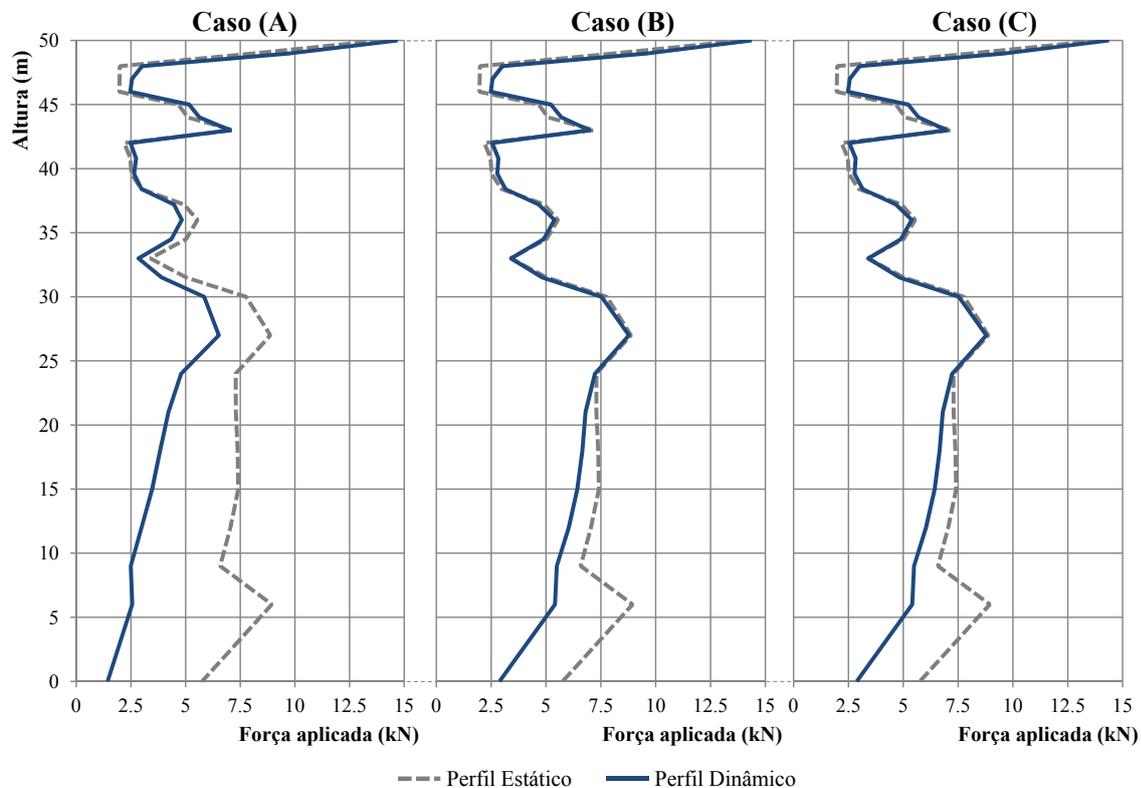


Figura 8.3 – Perfis de carregamento atuantes na estrutura.

Em razão do segundo modo de vibração da estrutura ser torsional, fica evidente que a principal mudança no perfil de carregamento dinâmico do caso A para o caso B ocorreu para alturas inferiores a 30 m, onde verificou-se uma translação da força aplicada de aproximadamente 2.5 kN.

No caso C, no entanto, a parcela flutuante das forças referentes ao terceiro modo é de ordem de grandeza muito inferior em comparação às parcelas flutuantes dos outros dois modos (lembrando que a contribuição de tais forças é feita com base na soma de seus valores quadráticos). Com isto, o perfil de carregamento dinâmico manteve-se praticamente inalterado com relação ao perfil da hipótese B, demonstrando que apenas os dois primeiros modos de vibração exercem alguma influência na resposta estrutural dinâmica, podendo os demais modos serem desconsiderados em análises posteriores.

Outra observação importante a ser extraída da Figura 8.3 é que o perfil das forças dinâmicas no caso B é muito similar ao perfil estático (com diferença média inferior a 4%), demonstrando a aparente equivalência entre o emprego do método estático ou discreto presentes na ABNT NBR 6123:1988, ao menos de modo determinístico.

A partir do que foi exposto, delimita-se que as simulações numéricas posteriormente realizadas irão considerar apenas dois modelos de carga: um estático e outro dinâmico considerando apenas a sobreposição dos dois primeiros modos de vibração da estrutura (caso B).

8.4 Análise da confiabilidade estrutural

8.4.1 Equações de estado limite

No presente trabalho, três equações de estado limite foram utilizadas para avaliar o comportamento da estrutura frente aos diferentes perfis de carregamento aplicados.

A primeira equação é descrita em termos do deslocamento de topo sofrido pela torre. A deflexão máxima da torre em relação ao seu eixo vertical é recomendada pela Prática 240-410-600 (TELEBRAS, 1997b) para torres do tipo TASL-C como sendo $1^{\circ}40'00''$. A transformação deste valor em deslocamento lateral dá origem à equação utilizada para a verificação da falha ou sobrevivência da estrutura em condições normais de operação (nível de alto desempenho):

$$\begin{aligned} g_1(\mathbf{X}) &= \phi_{ADM} - \phi(\mathbf{X}) = 1^{\circ}40'00'' - \phi(\mathbf{X}) = 0 \quad \text{ou} \\ g_1(\mathbf{X}) &= \delta_{ADM} - \delta(\mathbf{X}) = 1.45 \text{ m} - \delta(\mathbf{X}) = 0 \end{aligned} \quad (8.3)$$

A segunda equação corresponde a um nível intermediário de desempenho. Foi definida de modo que a falha fosse ocasionada pela flambagem ou escoamento de qualquer uma das barras secundárias (travamentos diagonais ou horizontais), representando um sinal de alerta à estabilidade da estrutura, uma vez que a falha de mais barras deste tipo pode ocasionar a formação de mecanismos. A observação de falhas desta natureza requer a manutenção da torre com a eventual substituição das barras cujo desempenho foi comprometido. É expressa por:

$$g_2(\mathbf{X}) = F_y A - N_{barra} \text{ (escoamento)} \quad \text{ou} \quad (8.4)$$

$$g_2(\mathbf{X}) = N_{crit} + N_{barra} \text{ (flambagem)}, \quad (8.5)$$

onde F_y corresponde à tensão de escoamento do material constituinte da barra, A representa sua área, N_{barra} é igual à tensão normal da barra e N_{crit} representa a carga crítica de Euler, dada por:

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 E I_{min}}{L_{ef}^2}, \quad (8.6)$$

sendo E o módulo de elasticidade da barra, I_{min} seu momento de inércia mínimo e L_{ef} o comprimento efetivo da barra, que considera a condição de vinculação da mesma.

A terceira e última EEL é análoga à segunda equação, porém refere-se a um nível de baixo desempenho estrutural, delimitando a fronteira do colapso da torre. A falha ocorre quando qualquer barra de montante escoar ou entra em regime de equilíbrio instável, ou seja:

$$g_3(\mathbf{X}) = F_y A - N_{mont} \text{ (escoamento)} \quad \text{ou} \quad (8.7)$$

$$g_3(\mathbf{X}) = N_{crit} + N_{mont} \text{ (flambagem)}, \quad (8.8)$$

onde N_{mont} é igual à tensão normal da barra de montante.

Quando a tensão normal da barra é positiva (tração), utilizam-se as equações (8.4) e (8.7). Caso contrário, empregam-se as expressões (8.5) e (8.8).

8.4.2 Variáveis aleatórias

Ao todo, sete variáveis aleatórias foram consideradas na análise de confiabilidade da torre em estudo. Dentre os parâmetros característicos do campo de ventos foram selecionados a velocidade básica do vento, a direção de incidência e dois fatores aerodinâmicos: o fator de rugosidade e o fator de rajada. Além destes, o módulo de elasticidade e a tensão de escoamento do aço empregue na execução da torre também foram modelados como tendo comportamento estocástico, representando a variação da resistência estrutural. A última variável admitida foi o fator que multiplica o peso próprio da estrutura (*dead load factor*), para contabilizar possíveis variações na estimativa das cargas permanentes solicitantes.

A velocidade máxima do vento foi discretizada para intervalos de recorrência compreendidos entre 1 e 50 anos, buscando representar o domínio de intensidades do vento. As estatísticas de cada uma destas variáveis foram determinadas com base nos registros da velocidade do vento disponibilizados pelas Companhias de Pesquisa Wolfram (2015), referentes à localidade de Florianópolis-SC (Estação SBFL, 27.58 S 48.56 W). Os dados compreendem um período de 42 anos, estendendo-se de 1973 até 2015. Mais informações podem ser obtidas no Apêndice C.

Outra variável cujos parâmetros estatísticos foram calculados foi o fator exponencial. Em consequência do modelo matemático admitido para a representação do perfil de velocidades médias do vento, procedeu-se com o ajuste dos momentos estatísticos do fator de rajada para permitir sua aplicação direta sobre o expoente da lei de potência. O procedimento de cálculo realizado pode ser consultado no Apêndice D.

As distribuições e momentos das demais variáveis foram extraídos da literatura (ver Capítulo 5). A Tabela 8.4 reúne os dados estatísticos de todas as variáveis aleatórias utilizadas nas simulações realizadas.

Tabela 8.4 – Dados estatísticos das variáveis aleatórias.

Variável	Símbolo	Nominal	Média/ Nominal	CV	Distribuição	Referência
Velocidade máxima do vento	V_1	25.86 m/s	0.562	0.256	Gumbel	Autoria própria.
	V_2	27.75 m/s	0.603	0.238		
	V_{10}	37.46 m/s	0.815	0.177		
	V_{25}	42.35 m/s	0.921	0.156		
	V_{50}	45.98 m/s	1.00	0.144		
Direção de incidência	α_w	Mín: $\pi/6$ rad Máx: $\pi/2$			Uniforme	—
Fator exponencial ^{a)}	C_e	p^b	1.00	0.047	Normal	Autoria própria.
Fator de rajada	C_r	Fr^c	1.00	0.125	Normal	JCSS (2001)
Módulo de elasticidade	E	200 GPa	0.987	0.076	Normal	Hess et al. (2002)
Tensão de escoamento	F_y	250 MPa	1.11	0.068	Lognormal	Hess et al. (2002)
Fator de peso próprio	D	—	1.05	0.10	Normal	Ellingwood et al. (1980)

^{a)} Fator equivalente ao fator de rajada. Consultar Apêndice D.

^{b)} O valor p é recomendado pela ABNT NBR 6123:1988, sendo igual a 0.125 (caso estático) e 0.23 (caso dinâmico).

^{c)} O valor Fr é recomendado pela ABNT NBR 6123:1988, sendo igual a 0.98 (caso estático).

8.5 Simulações numéricas

Ao todo foram realizadas 40 simulações numéricas. Para os dois modelos de carregamento admitidos, variou-se primeiramente a velocidade máxima de vento, calculando as solicitações do vento para períodos de retorno entre 1 e 50 anos. Posteriormente, considerou-se a direção de incidência não mais como sendo uma variável aleatória, fazendo-a assumir valores determinísticos de 0° , 30° e 60° (hipóteses críticas de carregamento para torres de seção triangular). A combinação das simulações realizadas é apresentada na Tabela B.1.

Tabela 8.5 – Combinação das simulações numéricas realizadas.

Modelo de carga	Velocidade máx. do vento	Direção de incidência
Estático	V_1	$\alpha_w = 30$
	V_2	$\alpha_w = 60$
Dinâmico	V_{10}	$\alpha_w = 90$
	V_{25}	$\alpha_w = \text{V.A.}$
	V_{50}	

Em cada caso, estimou-se o índice de confiabilidade e a correspondente probabilidade de falha da estrutura por intermédio dos métodos FORM, simulação de Monte Carlo Bruto (MCB) e Monte Carlo por Importância (MCI), sendo que ambos os métodos de simulação utilizaram amostragem por hipercubo latino. Análises de sensibilidade também foram conduzidas, de modo a inferir as variáveis mais relevantes ao estudo de torres metálicas.

Para a realização das simulações, utilizou-se o módulo de solução do problema mecânico, StRAnD-FEA, acoplado ao código fonte do StRAnD, responsável pela análise de confiabilidade (BECK, 2008). As simulações foram feitas em um computador Intel® Core™ i7-3770 CPU 3,40 GHz 64 bits com 12 GB de memória RAM.

8.6 Resultados

A seguir, as Figuras 8.4 a 8.7 procuram sintetizar os resultados obtidos nas simulações numéricas realizadas. Apresenta-se o índice de confiabilidade β obtido para cada um dos valores da velocidade máxima do vento analisados, segundo diferentes direções de incidência do vento.

Nos gráficos, “ELS1” refere-se à equação de estado limite de serviço de deflexão, “ELS2” ao estado limite de serviço relacionado à flambagem das barras de travamento e a equação associada ao nível de mais baixo desempenho estrutural é designada por “ELU”. Distinção também é feita entre os modelos de carga estudados, onde as curvas em vermelho referem-se ao modelo de carga estático (EST) e as curvas em azul representam o modelo de carga dinâmico (DIN). Os resultados dos diferentes métodos de confiabilidade são indicados pelos seguintes símbolos: (–) FORM, (+) Simulação de Monte Carlo Bruto e (×) Simulação de Monte Carlo por Importância.

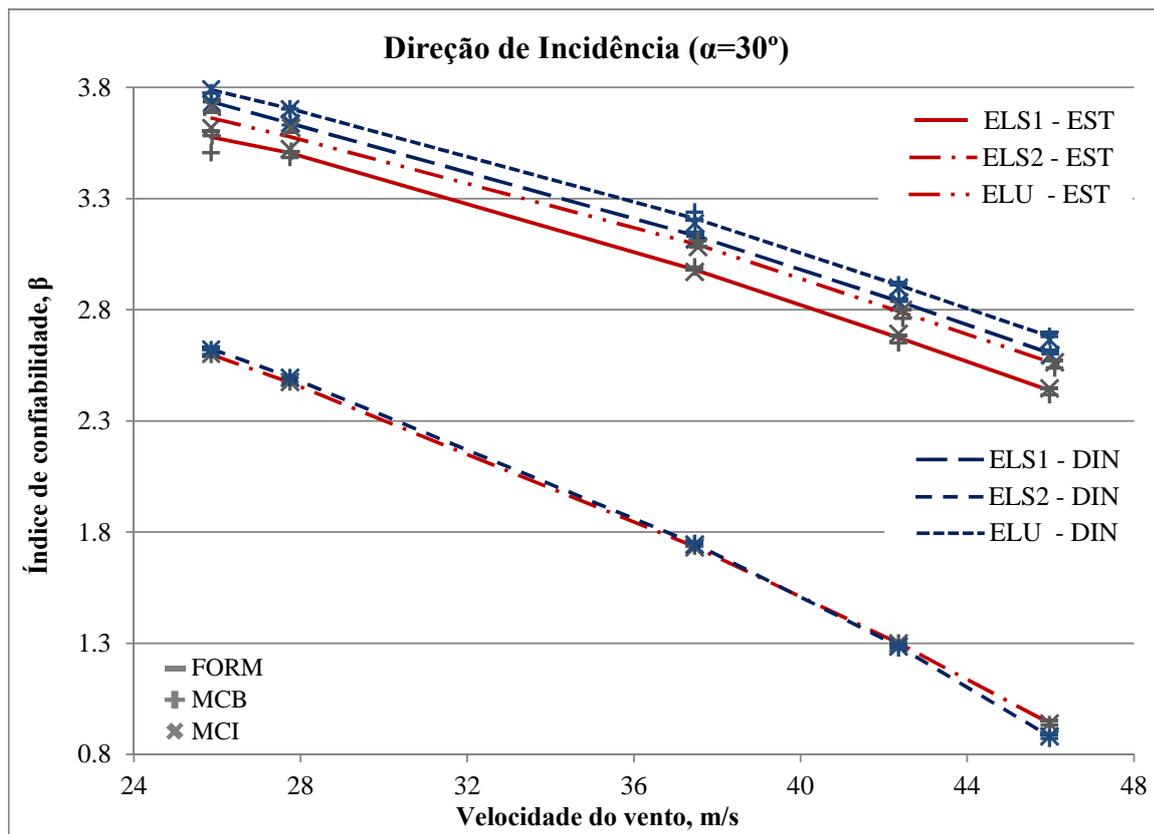


Figura 8.4 – Índices de confiabilidade para direção de incidência igual a 30° .

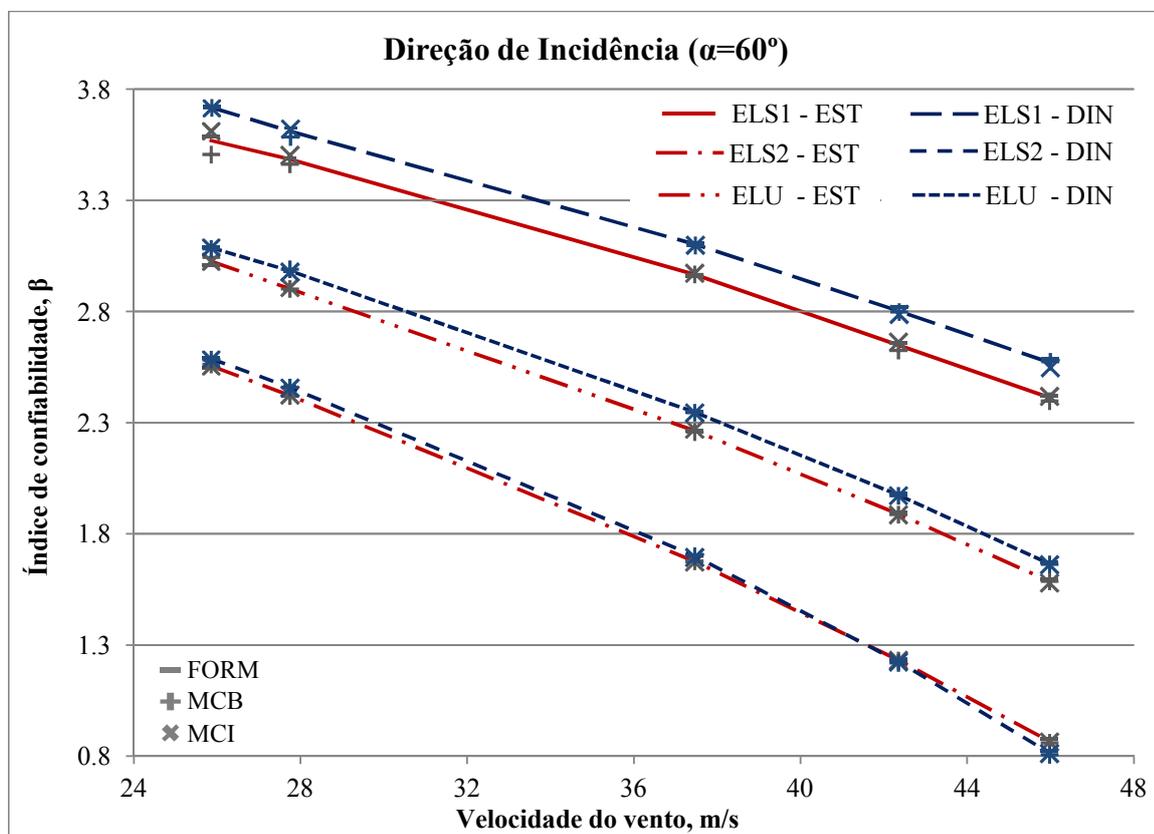


Figura 8.5 – Índices de confiabilidade para direção de incidência igual a 60° .

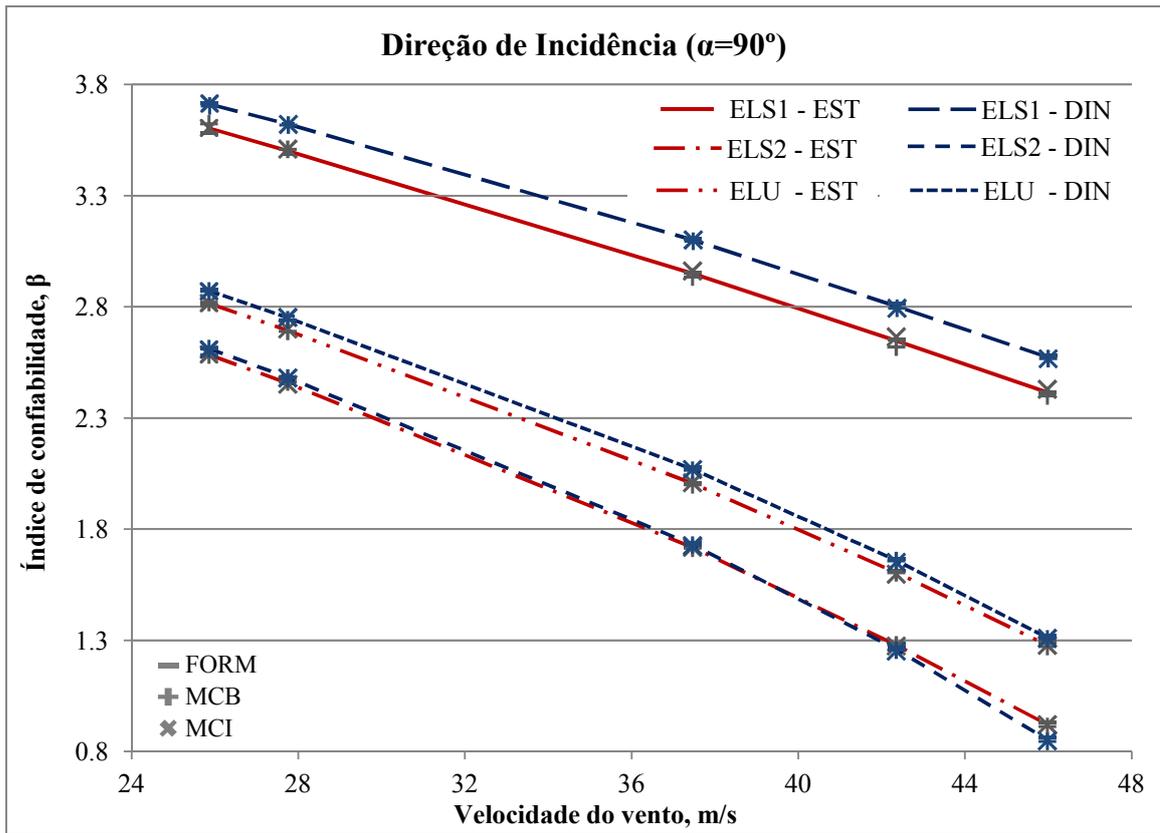


Figura 8.6 – Índices de confiabilidade para direção de incidência igual a 90° .

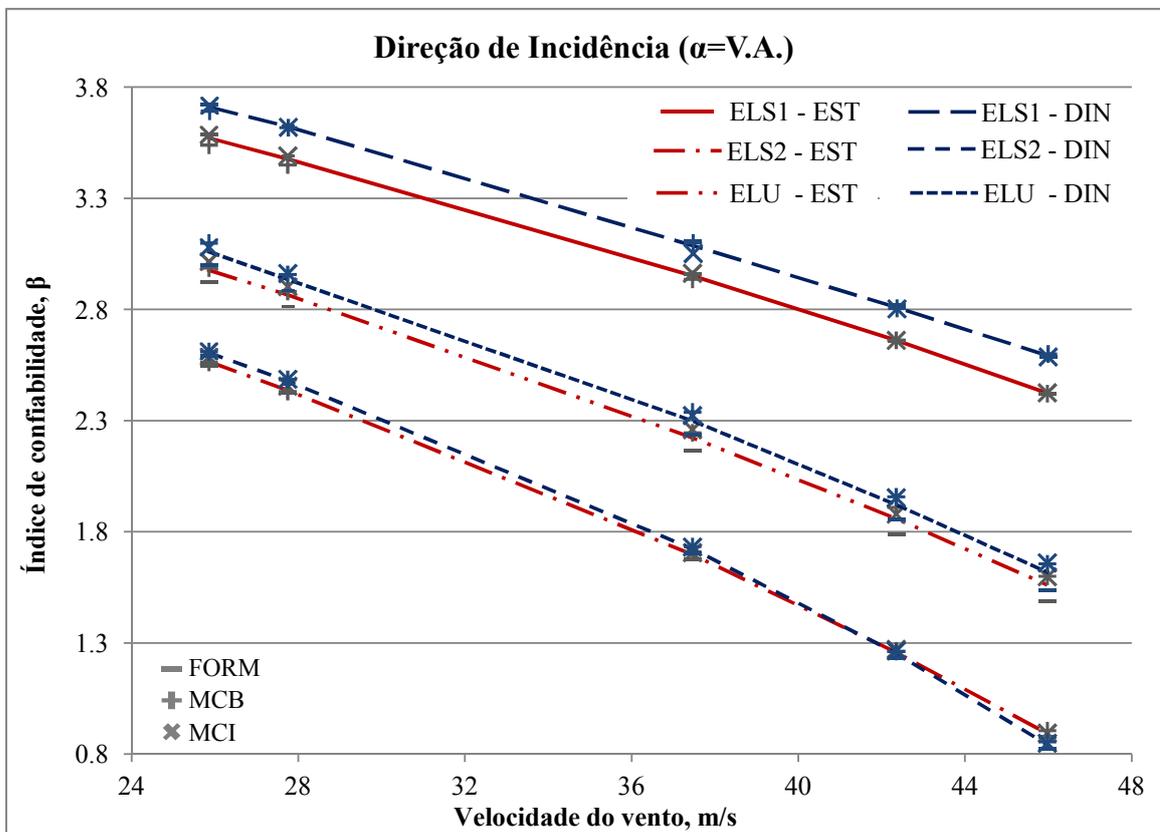


Figura 8.7 – Índices de confiabilidade para direção de incidência aleatória.

Em primeiro lugar, salienta-se que as probabilidades de falha estimadas são extremamente altas para uma estrutura civil, pois o projeto e dimensionamento da torre modelo foram feitos com base em uma velocidade básica de 30m/s para um período de retorno de 50 anos. Este valor corresponde à localidade de Porto Velho/RO, onde originalmente estava implantada a torre, sendo portanto muito inferior ao utilizado no presente trabalho. No entanto, os dados obtidos servem de suporte às comparações traçadas.

– Modelo de carga

Analisando a diferença entre as probabilidades de falhas calculadas com base na aplicação dos modelos de carga estático e dinâmico, percebe-se a tendência do primeiro apresentar índices de confiabilidade inferiores ao segundo, especialmente para o caso do estado limite ELS-1. Isto implica que estruturas projetadas para resistir à ação estática equivalente do vento possivelmente serão mais robustas em contraste àquelas dimensionadas levando em consideração as características dinâmicas do vento, para um dado nível de confiabilidade.

Contudo, ao confrontar as demais equações analisadas, a disparidade nos resultados torna-se praticamente insignificante. Assim, não é possível afirmar a superioridade de um modelo sobre outro, visto que a desigualdade dos resultados pode estar associada à própria imprecisão dos métodos de confiabilidade aplicados.

A principal conclusão que se pode retirar com base nos dados obtidos é a de que o cálculo das forças de vento por meio de qualquer um dos modelos de carga estudados conduzem a projetos com nível de segurança de mesma ordem de grandeza, ficando a critério do projetista qual deles utilizar.

– Direção do vento

Analisando separadamente cada uma das curvas representativas dos estados limites admitidos, percebe-se que o estado limite de serviço referente ao nível de desempenho operacional da torre (ELS-1) mantém-se invariável com relação à direção de incidência do vento. Tal fato justifica-se com base no modo como foi calculado o deslocamento dos nós situados na extremidade da torre, definido como a soma vetorial da translação sofrida por cada um de seus grau de liberdade (eixos x , y e z). Resultado disto é que a deflexão sofrida pela torre foi aproximadamente a mesma em todos os casos, para um dado modelo de carga e um valor fixo da velocidade máxima do vento.

Outra observação importante advém do fato de que este era pra ser um estado limite associado a baixos índices de confiabilidade para períodos de retorno superiores a, por exemplo, 10 anos, mas que acabou demonstrando ser uma restrição muito flexível e menos suscetível a falhas que as demais equações de estado limite analisadas. Exceto no caso em que fixou-se para a direção de incidência o ângulo de 30°, a ELS-1 apresentou índices de confiabilidade superiores

àqueles representativos do colapso da torre, sendo ineficiente para representar/quantificar seu desempenho estrutural.

A direção de incidência do vento também não demonstrou ter influência sobre o estado limite de serviço que define a falha de membros estruturais secundários (ELS-2). Visto que a equação foi descrita sem realizar distinção entre barras de travamento diagonais e horizontais, a importância do ângulo α_w acabou sendo mascarada, pois em alguns casos a flambagem ocorreu em um ou outro tipo de elemento.

O estado limite último (ELU) foi o único a apresentar grande variabilidade a depender da direção do vento incidente. Como era esperado, o ângulo de 90° provou ser o mais crítico à estabilidade da estrutura, apresentando os menores índices de confiabilidade dentre o conjunto de casos analisados. Contudo, a suposição de que a componente do vento com maior velocidade sempre sopra na direção mais desfavorável à estrutura provou ser demasiadamente conservadora. Observando a Figura 8.7, em que admite-se a hipótese de que a direção de incidência tem igual probabilidade de assumir quaisquer valores entre 30° e 90°, é possível perceber que as probabilidades de falha calculadas mais se assemelharam ao caso em que $\alpha_w = 60^\circ$ (Figura 8.5).

Ainda com relação ao ELU, por se tratar de um estado limite que caracteriza o nível de mais baixo desempenho estrutural, os resultados obtidos foram condizentes com relação à equação ELS-2, exibindo probabilidades de falha inferiores ao nível de desempenho intermediário.

– Velocidade máxima do vento

No tocante às diferentes velocidades máximas do vento, algumas conclusões interessantes puderam ser delineadas. Primeiramente, observou-se que o índice de confiabilidade apresentou uma relação praticamente linear com a variação da velocidade em todos os casos analisados. Isto permite que a probabilidade de falha da estrutura para velocidades com valores distintos àqueles analisados seja estimada por uma simples regressão do índice β .

Admitindo então um intervalo de recorrência admissível de 10 anos para a violação da condição de desempenho intermediário da estrutura e fixando um valor de referência para o índice de confiabilidade, β_{Ref} , igual àquele estimado com base na equação de estado limite último para a velocidade máxima do vento durante um período de retorno de 50 anos, algumas observações podem ser feitas com base nos diferentes valores admitidos para α_w .

Para o caso em que a direção de incidência do vento é igual a 30°, comparando o índice de confiabilidade da ELS-2 ($\beta_{ELS-2}^{30}=1.79$) com o índice de referência ($\beta_{Ref}^{30}=2.61$), percebe-se que a probabilidade de ocorrência de falhas operacionais é muito superior à probabilidade de colapso da estrutura (Figura 8.8). Isto implica que, caso os investidores estejam interessados em minimizar a frequência e os custos associados à substituição de barras secundárias, o dimensionamento da torre deverá ser pensado de modo a considerar não apenas o estado limite último da estrutura. Uma possível estratégia para aproximar ambos os índices de confiabilidade corresponderia, por exemplo, ao aumento da seção transversal dos elementos de travamento ou ao aumento do número de barras deste gênero.

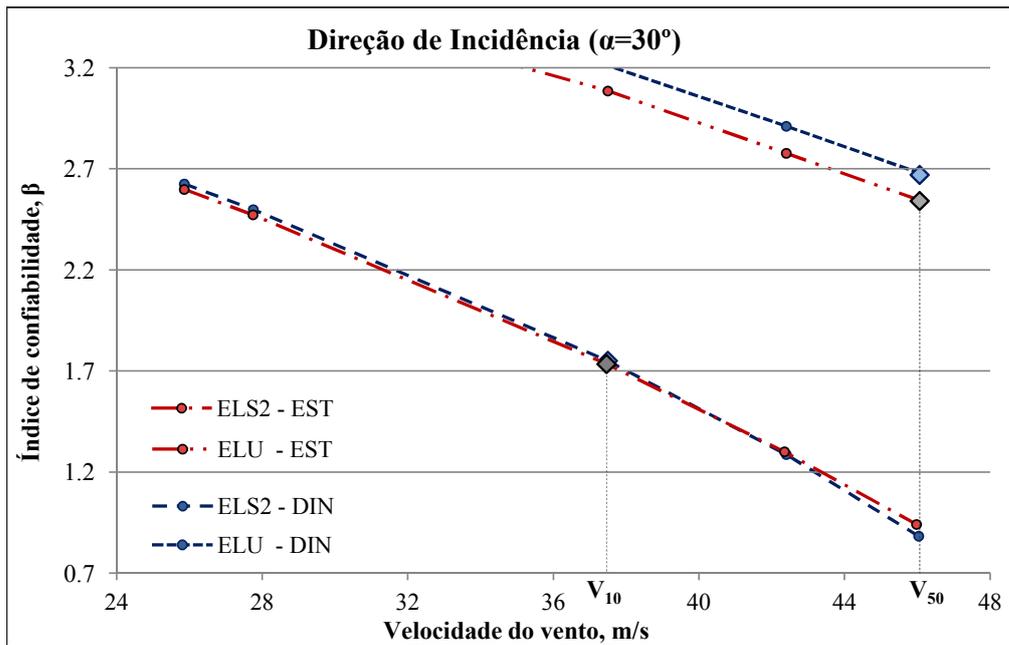


Figura 8.8 – Comparação entre o índice de confiabilidade da ELS-2 para um período de 10 anos (V_{10}) com o valor da ELU para um período de 50 anos (V_{50}) quando $\alpha_w=30^\circ$.

Em contrapartida, quando o vento incide na direção mais desfavorável à estabilidade da estrutura, o dimensionamento da torre em conformidade com a equação de estado limite último conduz ao atendimento automático da restrição imposta pela ELS-2, conforme pode ser visto na Figura 8.9. Nesta situação, têm-se $\beta_{Ref}^{90}=1.30$ e $\beta_{ELS-2}^{90}=1.72$. Em termos de projeto, a diferença observada permite concluir que seria possível reduzir a área da seção transversal das barras secundárias sem prejuízo à segurança da estrutura.

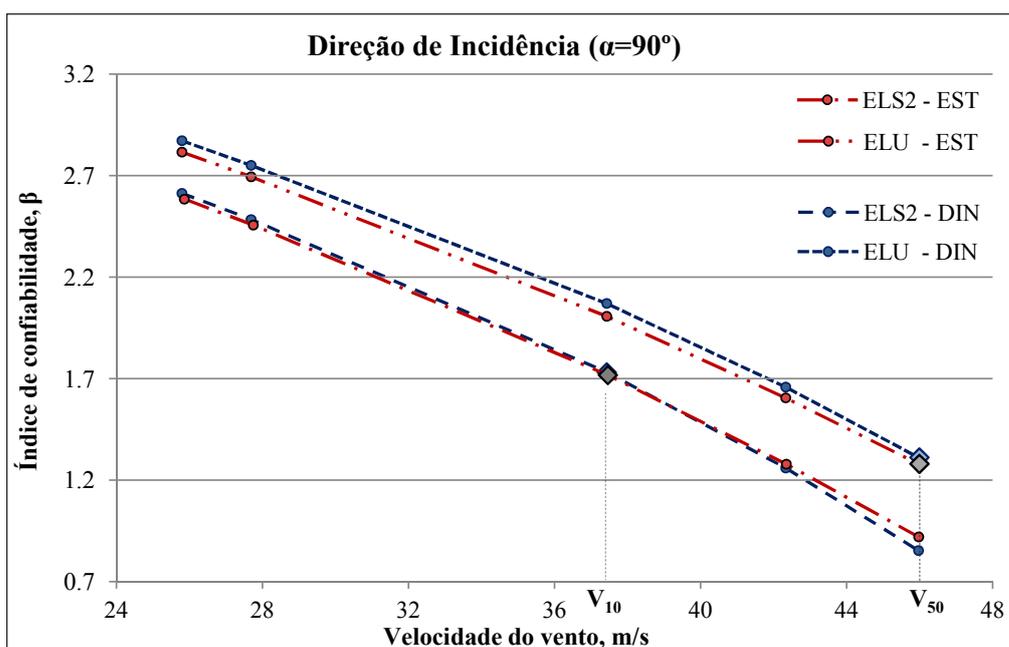


Figura 8.9 – Comparação entre o índice de confiabilidade da ELS-2 para um período de 10 anos (V_{10}) com o valor da ELU para um período de 50 anos (V_{50}) quando $\alpha_w=90^\circ$.

Por fim, para o caso em que o vento incide paralelamente a uma das faces da torre, observa-se que o índice de confiabilidade da estrutura para o nível intermediário de desempenho, $\beta_{ELS-2}^{60}=1.69$, é bem próximo ao valor de referência, $\beta_{Ref}^{60}=1.63$. Neste caso, é possível afirmar que o projeto da torre está muito próximo de sua configuração estrutural ótima, pois a probabilidade de falha de ambos os níveis de desempenho para diferentes períodos de recorrência admissíveis apresentam valores próximos entre si. A Figura 8.10 ilustra esta condição.

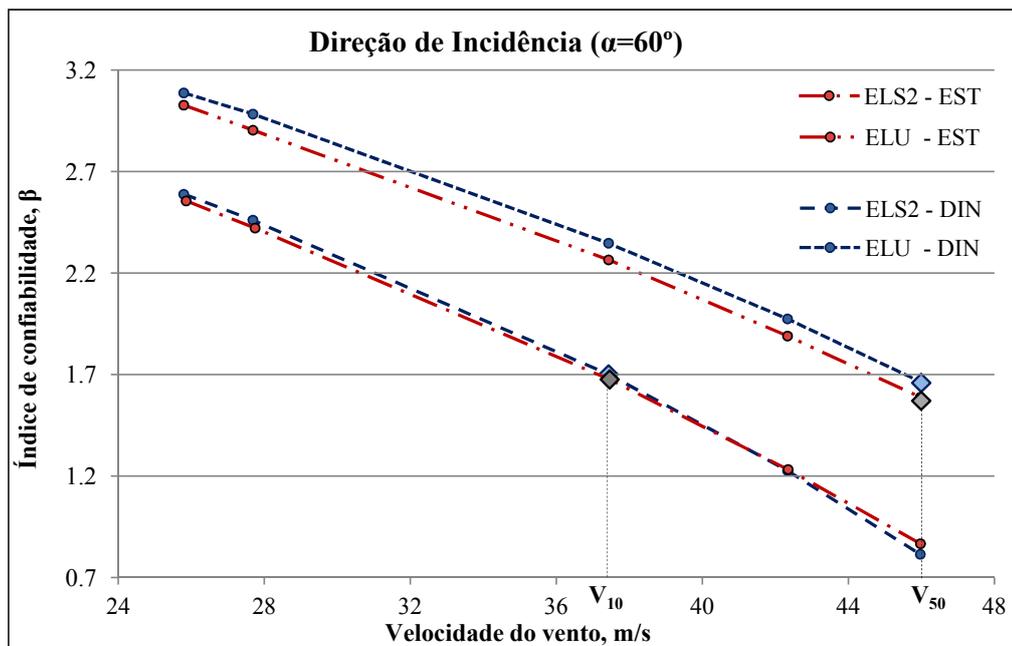


Figura 8.10 – Comparação entre o índice de confiabilidade da ELS-2 para um período de 10 anos (V_{10}) com o valor da ELU para um período de 50 anos (V_{50}) quando $\alpha_w=60^\circ$.

– Métodos de confiabilidade

Ao todo, três métodos distintos de confiabilidade foram aplicados no estudo conduzido. A utilização do FORM conduziu a boas estimativas da probabilidade de falha, mesmo que as equações de estado limite fossem fortemente não lineares e tenham sido avaliadas numericamente através do Método dos Elementos Finitos. As simulações do Monte Carlo Bruto e do Monte Carlo com Amostragem por importância foram realizadas a fim de refinar o resultado obtido por intermédio do FORM, concordando entre si em todas as análises feitas.

Em geral, foram realizadas 150 mil simulações de Monte Carlo Bruto e 30 mil simulações de Monte Carlo por Importância. Apenas quando a velocidade máxima do vento ultrapassou os 40 m/s (V_{25} e V_{50}), foi possível reduzir o número de simulações para 100 mil e 20 mil, respectivamente, em função do menor índice de confiabilidade estimado para todos os estados limites.

Conforme esperado, para as intensidades de vento mais baixas, as pequenas probabilidades de falha calculadas (na ordem de 10^{-4}) geraram um elevado coeficiente de variação nos resultados do Monte Carlo Bruto. Um número maior de simulações seria necessário a fim

de garantir uma boa convergência do método (pelo menos 10^6 simulações), porém o custo computacional tornou-se proibitivo.

Como alternativa, optou-se por empregar o Monte Carlo por Importância, que apresentou menor variabilidade em suas estimativas. Mesmo tendo sido executado com um quinto do número de simulações do MCB, permitiu obter o índice de confiabilidade para cada um dos casos com grande precisão através do uso das coordenadas dos pontos de projeto.

As Figuras 8.11 e 8.12 exibem gráficos comparativos da convergência de ambas as técnicas de simulação de Monte Carlo para duas velocidades de vento distintas, V_1 e V_{50} , em função do número relativo de simulações. Os resultados são referentes ao estado limite ELS-2, ao modelo de carga dinâmico e à direção de incidência aleatória. A convergência é ilustrada em termos da média obtida para o índice de confiabilidade e do intervalo de confiança (i.c.) da probabilidade de falha, cujo valor adotado foi de 95%.

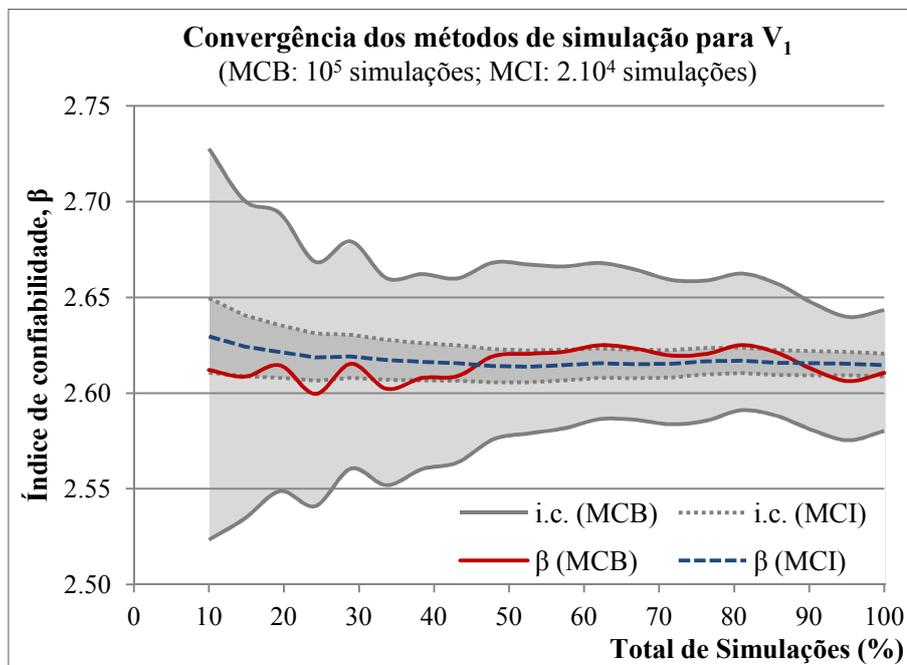


Figura 8.11 – Comparação da convergência dos métodos MCB e MCI para a velocidade máxima V_1 .

Nos gráficos, observa-se que o intervalo de confiança sofre afunilamento à medida que o número de simulações aumenta, assim como a oscilação da média tende a atenuar-se. Percebe-se ainda que à medida que a probabilidade de falha aumenta, a variabilidade dos resultados do método bruto cai, aproximando os limites inferior e superior do intervalo de confiança. No caso de V_{50} , o coeficiente de variação calculado foi de apenas 0.9%, enquanto que para V_1 foi de 4.7%.

Examinando a Figura 8.11, é possível notar que quando o problema envolve probabilidades muito pequenas, o intervalo de confiança do MCI é bem mais estreito que o do Monte Carlo Bruto. Neste caso, por mais que o número de simulações da técnica inteligente seja pequeno, a função de amostragem utilizada desloca os pontos simulados para o domínio de falha, garantindo melhores resultados.

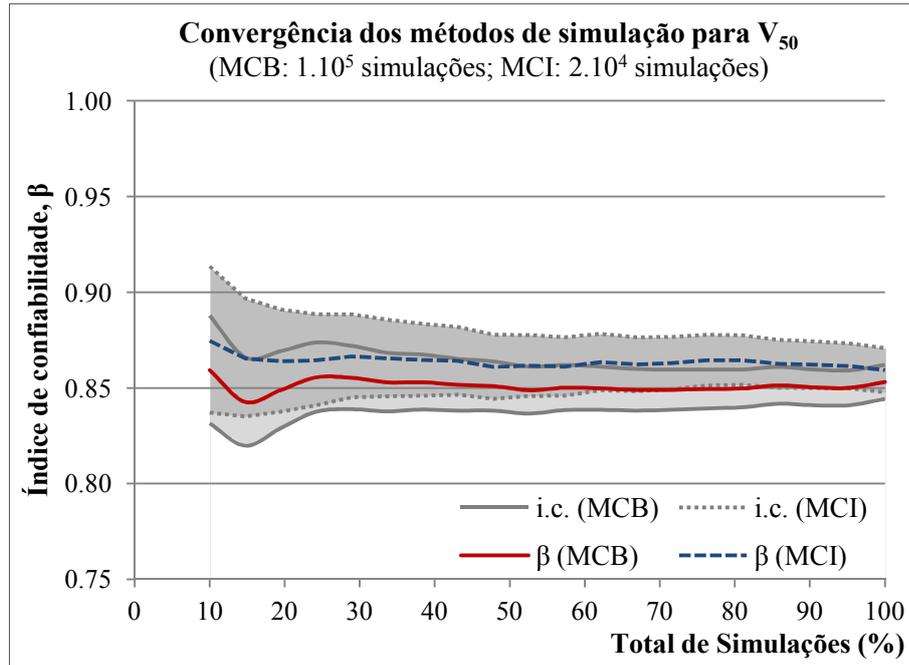


Figura 8.12 – Comparação da convergência dos métodos MCB e MCI para a velocidade máxima V_{50} .

Contudo, esta mesma função também é responsável por piorar os resultados em relação à amostragem simples quando a probabilidade de falha é elevada. Pode-se constatar este fenômeno na Figura 8.12, em que o Monte Carlo por Importância apresenta uma aparente tendência a superestimar o índice de confiabilidade, além de possuir um CV de 1.2%, em comparação aos 0.6% para o caso V_1 .

– Índices de sensibilidade

Além da estimativa dos índices de confiabilidade associados a cada um dos modelos de carga, intensidades e direções de incidência do vento, a influência de cada variável para a composição da probabilidade de falha da estrutura também foi analisada.

Através dos índices de sensibilidade aferidos por intermédio do FORM, verificou-se a preponderância da velocidade máxima do vento sobre as demais variáveis, especialmente quando aplicou-se o modelo de carga dinâmico. No modelo estático, o fator de rajada acabou demonstrando uma crescente importância à medida que a velocidade do vento aumenta, constituindo o segundo parâmetro de maior relevância à profusão de incertezas. Alterações no valor da tensão de escoamento do aço (F_y), do fator de peso próprio (D) e do fator exponencial (C_e) mostraram-se praticamente irrelevantes, permitindo a substituição de tais variáveis por seus valores determinísticos médios. O módulo de elasticidade do aço teve importância relativamente baixa, exibindo índices de sensibilidade na faixa de 1.5 a 5.7%. As Figuras 8.13 a 8.16 exibem os índices de sensibilidade das variáveis mais significativas a cada caso, sendo as demais omitidas.

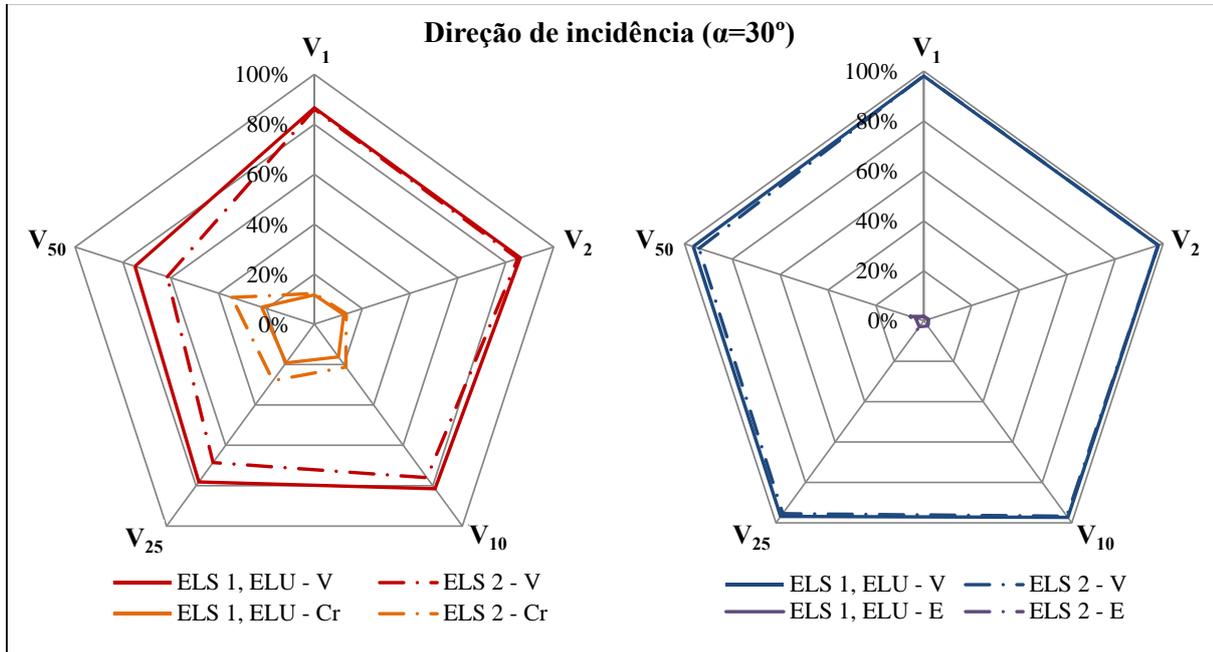


Figura 8.13 – Sensibilidade das variáveis aleatórias para os modelos de carga estático (esquerda) e dinâmico (direita), para uma direção de incidência de 30° .

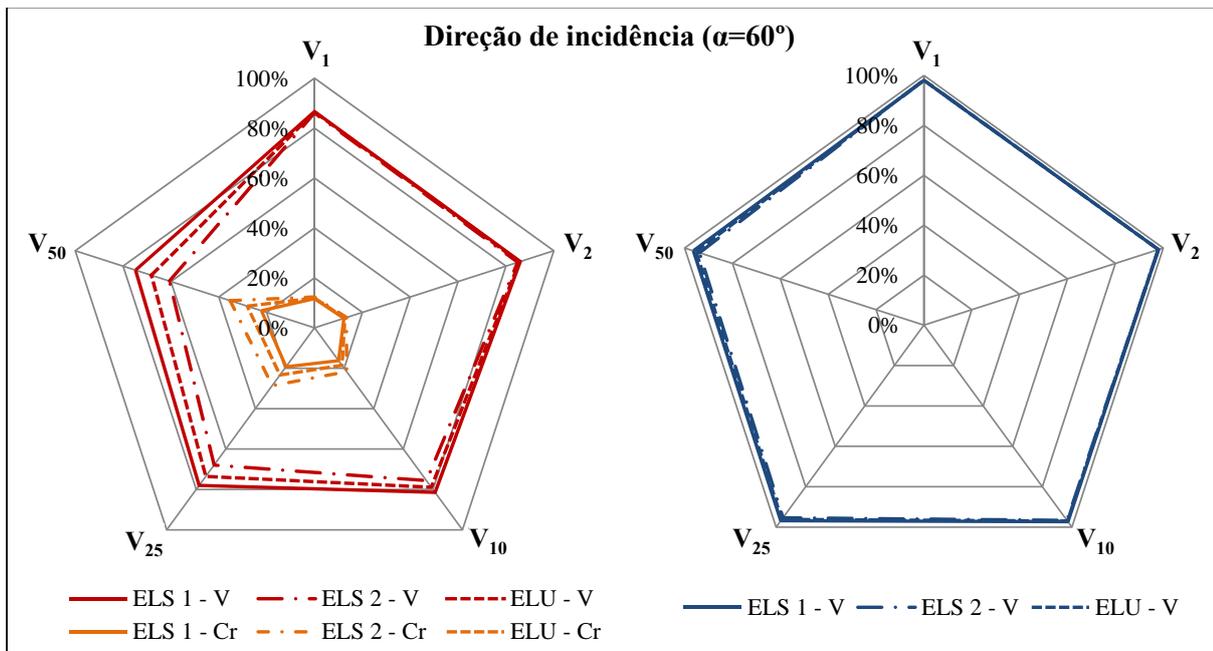


Figura 8.14 – Sensibilidade das variáveis aleatórias para os modelos de carga estático (esquerda) e dinâmico (direita), para uma direção de incidência de 60° .

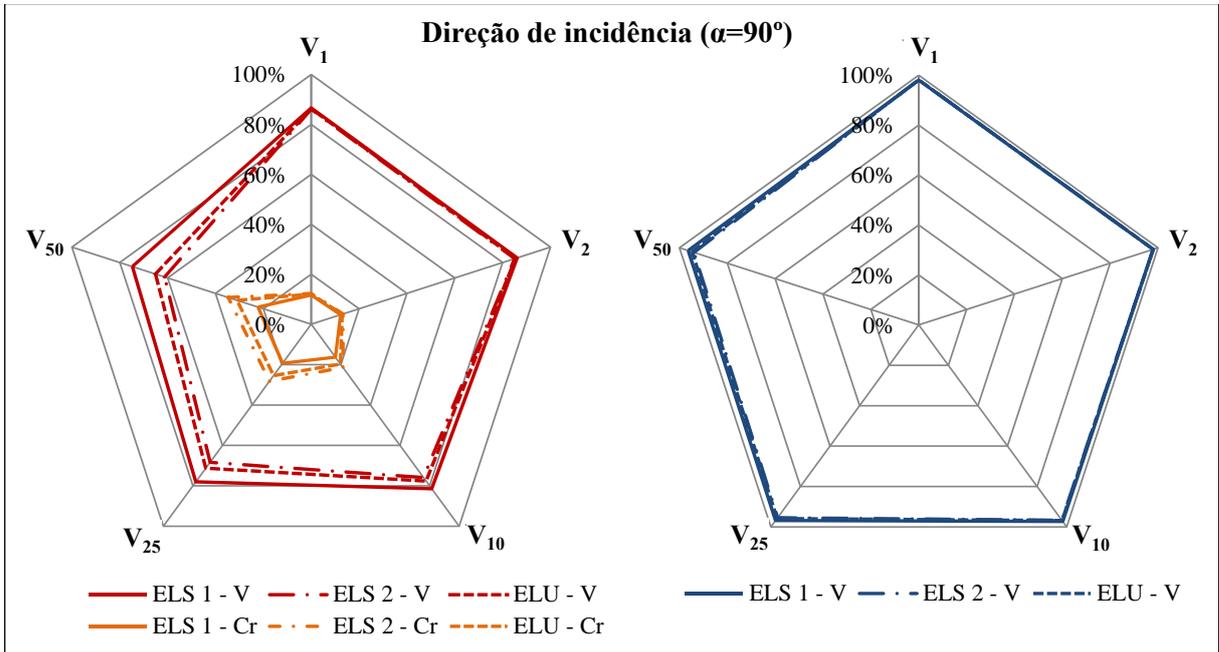


Figura 8.15 – Sensibilidade das variáveis aleatórias para os modelos de carga estático (esquerda) e dinâmico (direita), para uma direção de incidência de 90° .

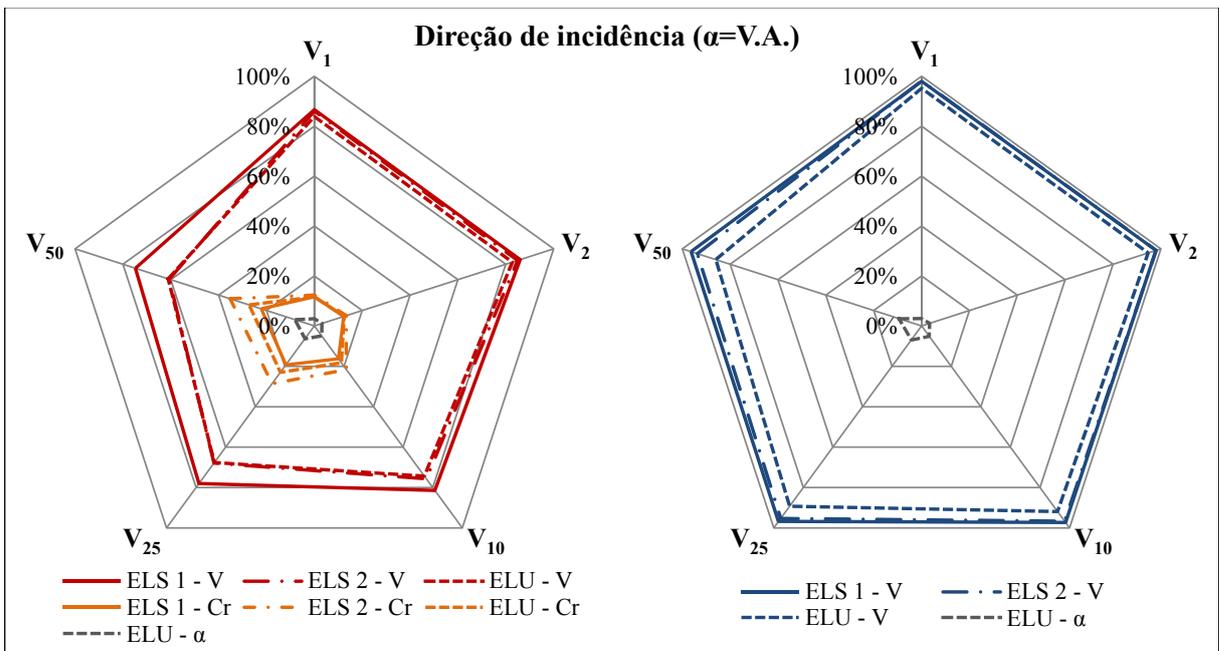


Figura 8.16 – Sensibilidade das variáveis aleatórias para os modelos de carga estático (direita) e dinâmico (esquerda), para uma direção de incidência aleatória.

Pelo conjunto de figuras, percebe-se que a importância das variáveis manteve-se praticamente constante ao longo das diversas hipóteses admitidas para a direção de incidência do vento. Analisando mais atentamente a Figura 8.16, as constatações acerca do ângulo α_w também acabaram por se confirmar, visto que apenas o estado limite último mostrou-se sensível a alterações em seu valor.

A seguir, a Figura 8.17 traz um gráfico com os índices de sensibilidade referentes apenas ao ELU, buscando evidenciar a crescente importância do ângulo α_w conforme a velocidade máxima do vento aumenta.

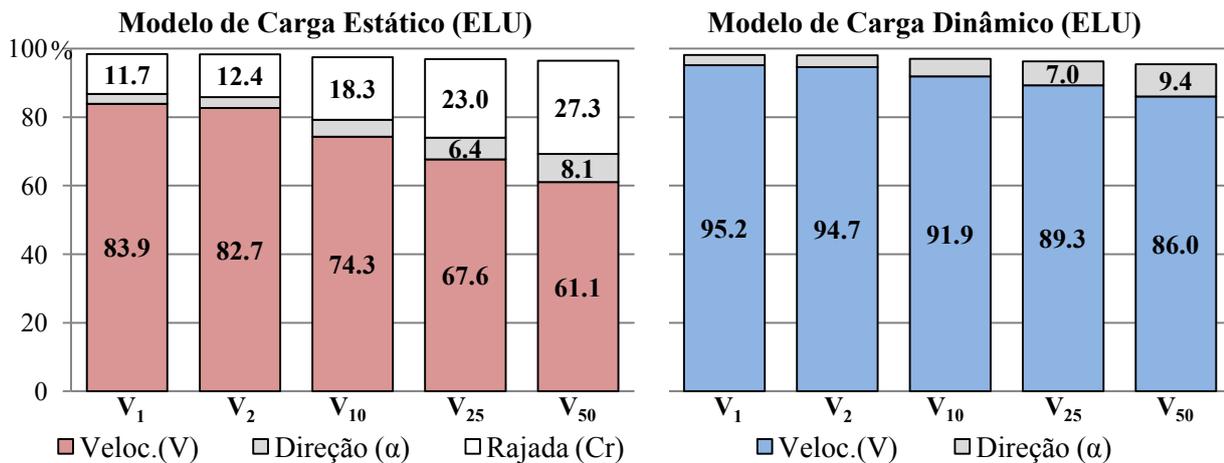


Figura 8.17 – Sensibilidade das variáveis aleatórias para a equação de estado limite último e direção de incidência aleatória ($\alpha_w = V.A.$).

9 Considerações Finais

No presente trabalho, propôs-se uma adaptação da metodologia da Engenharia de Ventos Baseada em Desempenho à análise probabilística do comportamento de torres metálicas, avaliando diferentes modelos de cálculo para estimativa das forças do vento neste tipo de estrutura.

Para isso, inicialmente estudou-se os parâmetros aleatórios específicos ao campo de ventos, dentre os quais as variáveis aleatórias de maior importância foram admitidas como sendo a velocidade máxima do vento, sua direção de incidência e alguns coeficientes aerodinâmicos. Um resumo com os dados estatísticos destas e de outras variáveis classicamente empregadas em análises de confiabilidade para caracterização da resistência estrutural foi elaborado, buscando subsidiar a aplicação da PBWE à torres metálicas.

Outra etapa teórica de grande importância compreendeu o estudo de diferentes metodologias para a estimativa das forças de vento em torres metálicas. O procedimento proposto por Holmes (1994, 1996) mostrou ser o menos complexo dentre os demais estudados, porém com o viés de ter uma formulação muito específica elaborada sobre demasiadas simplificações. A metodologia de Davenport (1993), em contrapartida, apresenta extremo rigor matemático e estatístico. A boa qualidade de seus resultados está, no entanto, associada ao grande número de parâmetros de entrada, o que acaba gerando dificuldade à sua aplicação. Outro empecilho é que o método foi desenvolvido tendo como base um coeficiente de arrasto médio constante ao longo da altura da torre, o que por vezes foge à realidade. Assim, optou-se por comparar apenas os modelos de cálculo estático e dinâmico da norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 na aplicação numérica realizada, devido à generalidade e importância legal atrelada a este documento.

No último estágio desta pesquisa, estimou-se a confiabilidade de uma torre metálica de telecomunicação com o auxílio do programa StRAnD, ao qual foi acoplado o código computacional do StRAnD-FEA, ferramenta esta desenvolvida com o propósito de calcular a resposta não linear geométrica de treliças espaciais. Ao todo, 40 casos distintos foram analisados, decorrentes da combinação de dois modelos de carregamento distintos, cinco intensidades do vento para diferentes períodos de retorno e quatro hipóteses para a direção de incidência do vento sobre a torre.

Através do estudo de caso conduzido, verificou-se que parâmetros de resistência classicamente considerados estocásticos em análises de confiabilidade (como módulo de elasticidade, tensão de escoamento e peso próprio) são de pouca relevância à análise probabilística de torres metálicas em face da grande incerteza inerente às variáveis que caracterizam o campo de ventos. A velocidade máxima do vento foi preponderante para a composição da probabilidade de falha da estrutura em ambos os modelos de carga, contudo certa importância pôde ser atribuída também ao fator de rajada para o caso estático. A direcionalidade do vento só exerceu influência sobre o nível de baixo desempenho descrito pelo estado limite de flambagem das barras de montante.

A probabilidade de falha dos níveis de desempenho definidos para a torre foi estimada

por meio do método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) e de técnicas de simulação de Monte Carlo com amostragem simples e por importância. Com os resultados, constatou-se que a suposição de que a componente do vento com maior velocidade sempre sopra na direção mais desfavorável à estrutura é demasiadamente conservadora. Além disso, ambos os procedimentos de cálculo das forças de vento analisados conduziram a níveis de segurança muito próximos entre si, ficando a seleção do modelo de carga a critério do projetista.

Foi possível por meio da aplicação numérica ilustrar o potencial da aplicabilidade da abordagem probabilística da PBWE para o projeto de torres metálicas. Comparando o índice de confiabilidade referente às velocidades máximas do vento para diferentes intervalos de recorrência, demonstrou-se como é possível traçar estratégias para aproximar o projeto de torres de sua configuração estrutural ótima, compreendida como aquela em que diferentes níveis de desempenho apresentam probabilidade de falha de mesma ordem de grandeza.

9.1 Sugestões para trabalhos futuros

Visando a continuidade e o aperfeiçoamento deste trabalho, indicam-se algumas ideias para estudos posteriores:

- Realizar a modelagem tridimensional de torres com elementos de barra geral, permitindo a inclusão de imperfeições geométricas iniciais;
- Estudar e incorporar a variável “erro de modelo” às análises de torres metálicas, de modo similar a como foi feito nas pesquisas realizadas por Silva et al. (2005) e Kaminski et al. (2008);
- Incluir a não linearidade física do aço e analisar a resposta dinâmica da torre ao longo do tempo, com o propósito de investigar a probabilidade de falha associada ao nível de baixo desempenho ocasionado pela fadiga das ligações entre os membros estruturais;
- Estimar os custos associados ao não atendimento de cada um dos níveis de desempenho que caracterizam o desempenho estrutural de torres metálicas e aplicar métodos de otimização para determinar a alternativa de projeto ótima segundo o procedimento completo da metodologia PBWE;
- E, por fim, estudar o projeto de torres metálicas no Brasil sob influência de ventos tornádicos, uma vez que o registro de quedas de torres devido a ventos desta natureza é cada vez mais frequente e tais forças naturais são passíveis de grande incerteza.

Referências

- ALISKI, A. Anatel: Brasil termina 2013 com 217 milhões de celulares. *Estadão*, jan. 2014.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. *Code of standard practice for steel buildings and bridges*. Chicago, IL, 2000. 80 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5422: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica*. Rio de Janeiro, 1985. 57 p.
- 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, n. 4, p. 496–508, 2008. ISSN 0266-8920. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000259894400017>.
- BARBATO, M.; PETRINI, F.; CIAMPOLI, M. A preliminary proposal for a probabilistic performance-based hurricane engineering framework. In: *Structures Congress 2011 - Proceedings of the 2011 Structures Congress*. [S.l.: s.n.], 2011. p. 1618–1629.
- BARBATO, M. et al. Performance-based hurricane engineering (pbhe) framework. *Structural Safety*, v. 45, p. 24–35, 2013.
- BARTLETT, F. et al. Updating standard shape material properties database for design and reliability. *Engineering Journal-American Institute of Steel Construction Inc*, v. 40, n. 1, p. 2–14, 2003. ISSN 0013-8029. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000224466800001>.
- BECK, A. T. Object-oriented time variant reliability analysis. In: *8th World Congress on Computational Mechanics*. [S.l.: s.n.], 2008.
- BECK, A. T. *Curso de Confiabilidade Estrutural: Notas de aula*. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2014.
- BECK, A. T.; CORREA, M. R. S. New design chart for basic wind speeds in brazil. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 10, n. 4, p. 707–723, 2013. ISSN 1679-7825. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000315194100003>.
- BECK, A. T.; KOUGIOUMTZOGLU, I. A.; SANTOS, K. R. M. dos. Optimal performance-based design of non-linear stochastic dynamical rc structures subject to stationary wind excitation. *Engineering Structures*, v. 78, n. 0, p. 145–153, 2014. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029614004684>>.
- BECK, A. T.; ROSA, E. D. Structural reliability analysis using deterministic finite element programs. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 3, p. 197–222, 2006.
- BECK, A. T.; SILVA, C. R. D. Timoshenko versus euler beam theory: Pitfalls of a deterministic approach. *Structural Safety*, Elsevier, v. 33, n. 1, p. 19–25, 2011.
- BERTERO, V. V. Conference Paper, *Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches*. [S.l.]: New Zealand National Society for Earthquake Engineering. New Zeland,, 2000.

- BLESSMANN, J. *Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento*. 2. ed. Porto Alegre, RS: Editora da Universidade UFRGS, 2005. 282 p. ISBN 857025802X.
- BLUM, H. B. *Reliability-Based Design of Truss Structures by Advanced Analysis*. Sydney, Australia, 2013. 39 p. Disponível em: <<http://sydney.edu.au/engineering/civil/>>.
- BOGGS, D.; DRAGOVICH, J. The nature of wind loads and dynamic response. *ACI Special Publication*, v. 240, n. 2, p. 15–44, 2006.
- BONET, J. et al. Finite element analysis of air supported membrane structures. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Elsevier, v. 190, n. 5, p. 579–595, 2000.
- BUONOPANE, S. G. Strength and reliability of steel frames with random properties. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, v. 134, n. 2, p. 337–344, 2008. ISSN 0733-9445.
- BUONOPANE, S. G.; SCHAFER, B. W.; IGUSA, T. Reliability implications of advanced analysis in design of steel frames. *Advances in Structures, Vols 1 and 2*, p. 547–553, 2003.
- CARRIL-JR., C. F. *Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações*. Tese (Doutorado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2000.
- CHOU, P. C.; PAGANO, N. J. *Elasticity: tensor, dyadic, and engineering approaches*. New York, NY: Dover Publications, 1992. ISBN 0486669580.
- CIAMPOLI, M.; PETRINI, F. Performance-based design of structures under aeolian hazard. In: *Proceedings of the 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. [S.l.: s.n.], 2011. p. 899–906.
- CIAMPOLI, M.; PETRINI, F. Performance-based aeolian risk assessment and reduction for tall buildings. *Probabilistic Engineering Mechanics*, v. 28, p. 75–84, 2012. ISSN 0266-8920.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of structures*. 3. ed. Berkeley, CA: Computers & Structures, 1975.
- CODA, H. B. *Análise não linear geométrica de sólidos e estruturas: Uma formulação posicional baseada no MEF*. Tese (Tese para concurso de professor titular) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2003.
- CODA, H. B.; GRECO, M. A simple fem formulation for large deflection 2d frame analysis based on position description. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, Elsevier, v. 193, n. 33, p. 3541–3557, 2004.
- CODA, H. B.; PACCOLA, R. R. Unconstrained finite element for geometrical nonlinear dynamics of shells. *Mathematical Problems in Engineering*, Hindawi Publishing Corporation, 2009.
- COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. *EN 1990: Eurocode - basis of structural design*. Bruxelas, 2002. 90 p.
- DAVENPORT, A. Structural safety and reliability under wind action. In: *International Conference on Structural Safety and Reliability*. Washington, DC: Pergamon Press, 1969. p. 131–145.

DAVENPORT, A. The relationship of reliability to wind loading. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 13, n. 1, p. 3–27, 1983. ISSN 0167-6105.

DAVENPORT, A. The response of slender structures to wind. In: *Wind Climate in Cities - Proceedings of NATO Advanced Study Institute*. Waldbronn, Germany: Springer, 1993. v. 277, p. 209–239.

ELLINGWOOD, B. et al. *Development of a Probability Based Load Criteria for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures*. Cambridge, MA: National Bureau of Standards, 1980. 228 p.

ELLINGWOOD, B. R. Probability-based codified design: past accomplishments and future challenges. *Structural Safety*, v. 13, n. 3, p. 159–176, 1994. ISSN 0167-4730. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:A1994NE27700003>.

ELLINGWOOD, B. R. Acceptable risk bases for design of structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, v. 3, n. 2, p. 170–179, 2001. ISSN 1528-2716. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1002/pse.78>.

ELLINGWOOD, B. R.; TEKIE, P. B. Wind load statistics for probability-based structural design. *Journal of Structural Engineering-Asce*, v. 125, n. 4, p. 453–463, 1999. ISSN 0733-9445. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000079280500011>.

FABER, M. *Risk and Safety in Civil, Surveying and Environmental Engineering: Notas de aula*. Switzerland: Swiss Federal Institute of Technology (ETHZ), 2006.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *FEMA-273: Nehrþ guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D.C., 1997. 435 p.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. *FEMA-355A: State of the art report on base metals and fracture*. Washington, D.C., 2000. 121 p.

GALAMBOS, T. V.; RAVINDRA, M. K. Properties of steel for use in lrfd. *Journal of the Structural Division-ASCE*, v. 104, n. 9, p. 1459–1468, 1978. ISSN 0044-8001.

GHOBARAH, A. Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, v. 23, n. 8, p. 878–884, 2001. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000169055000001>.

GRECO, M. et al. Nonlinear positional formulation for space truss analysis. *Finite elements in analysis and design*, Elsevier, v. 42, n. 12, p. 1079–1086, 2006.

GRIFFIS, L. et al. A framework for performance-based wind engineering. In: *Advances in Hurricane Engineering: Learning from Our Past - Proceedings of the 2012 ATC and SEI Conference on Advances in Hurricane Engineering*. [S.l.: s.n.], 2013. p. 1205–1216.

GUNAY, S.; MOSALAM, K. M. Peer performance-based earthquake engineering methodology, revisited. *Journal of Earthquake Engineering*, v. 17, n. 6, p. 829–858, 2013. ISSN 1363-2469. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000320571400003>.

HAUKAAS, T.; SCOTT, M. H. Shape sensitivities in the reliability analysis of nonlinear frame structures. *Computers & Structures*, Elsevier, v. 84, n. 15, p. 964–977, 2006.

HENDAWI, S.; FRANGOPOL, D. M. System reliability and redundancy in structural design and evaluation. *Structural Safety*, v. 16, n. 1-2, p. 47–71, 1994. ISSN 0167-4730. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:A1994PQ24900006>.

HESS, P. E. et al. Uncertainties in material and geometric strength and load variables. *Naval Engineers Journal*, v. 114, n. 2, p. 139–165, 2002. ISSN 0028-1425. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000179964600009>.

HOLMES, J.; TAMURA, Y.; KRISHNA, P. Comparison of wind loads calculated by fifteen different codes and standards, for low, medium and high-rise buildings. In: *11th Americas Conference on Wind Engineering*. [S.l.: s.n.], 2009.

HOLMES, J. D. Along-wind response of lattice towers: part i — derivation of expressions for gust response factors. *Engineering Structures*, v. 16, n. 4, p. 287–292, 1994. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0141029694900698>>.

HOLMES, J. D. Along-wind response of lattice towers: partii — aerodynamic damping and deflections. *Engineering Structures*, v. 18, n. 7, p. 483–488, 1996. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/014102969500131X>>.

HOLMES, J. D. Developments in codification of wind loads in the asia pacific. In: *7th Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, APCWE-VII*. [S.l.: s.n.], 2009.

HOLMES, J. D.; BANKS, R.; ROBERTS, G. Drag and aerodynamic interference on microwave dish antennas and their supporting towers. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Elsevier, v. 50, p. 263–269, 1993.

JOHNSTON, B. G.; OPILA, F. Compression and tension tests of structural alloys. In: *Proceedings of the American Society for Testing and Materials*. [S.l.: s.n.], 1941. v. 41, p. 552–578.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. *JCSS Probabilistic model code*. Denmark, 2001. 179 p. Disponível em: <<http://www.jcss.ethz.ch/>>.

KAMINSKI, J. *Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão*. Tese (Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Estruturas)) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

KAMINSKI, J. et al. Model uncertainty in the assessment of transmission line towers subjected to cable rupture. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 30, n. 10, p. 2935–2944, 2008.

KIUREGHIAN, A. D. Measures of structural safety under imperfect states of knowledge. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 115, n. 5, p. 1119–1140, 1989.

KIUREGHIAN, A. D.; LIU, P. L. Structural reliability under incomplete probability information. *Journal of Engineering Mechanics-ASCE*, v. 112, n. 1, p. 85–104, 1986. ISSN 0733-9399.

LEE, T.-H.; MOSALAM, K. M. Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. *PEER Report 2006/04*, University of California, Berkeley,, 2006.

LI, G.; HU, H. Risk design optimization using many-objective evolutionary algorithm with application to performance-based wind engineering of tall buildings. *Structural Safety*, v. 48, p. 1–14, 2014. ISSN 0167-4730.

LUNGU, D.; GELDER, P. v.; TRANDAFIR, R. Conference Paper, *Comparative study of Eurocode 1, ISO and ASCE procedures for calculating wind loads*. 1996.

MACHADO, A. C. *Caracterização das propriedades aerodinâmicas de torres metálicas para determinação da resposta devida ao vento*. Tese (Dissertação (Mestrado)) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

MANSOUR, A. et al. Implementation of reliability methods to marine structures. *Transactions-Society of Naval Architects and Marine Engineers*, Society of Naval Architects and Marine Engineers, v. 92, p. 353–382, 1984. ISSN 0081-1661.

MAYMON, G. Probability of failure of structures without a closed-form failure function. *Computers & Structures*, Elsevier, v. 49, n. 2, p. 301–313, 1993.

MELCHERS, R. E. Generic. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 2. ed. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1999.

MERCE, R. N. et al. Análise de torres metálicas submetidas à ação do vento: um estudo comparativo. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, v. 4, n. 1, p. 61–81, 2007.

OGDEN, R. *Non-Linear Elastic Deformations*. Chichester: Ellis Horwood Ltd., 1984.

PAULOTTO, C.; CIAMPOLI, M.; AUGUSTI, G. Some proposals for a first step towards a performance based wind engineering. In: *Proceedings of the IFED international forum in engineering decision making; First Forum, December, 5–9*. [S.l.: s.n.], 2004.

PETRINI, F. *A probabilistic approach to Performance-Based Wind Engineering (PBWE)*. Tese (Doutorado de pesquisa) — Università degli Studi di Roma - La Sapienza, Rome, Italy, 2009.

PETRINI, F.; CIAMPOLI, M. Performance-based wind design of tall buildings. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 8, n. 10, p. 954–966, 2012.

PETRINI, F.; GKOUKAS, 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, ICOSSAR 2013*. [S.l.: s.n.], 2013. p. 1791–1797.

POPOVIC, D.; HANCOCK, G. J.; RASMUSSEN, K. J. Compression tests on cold-formed angles loaded parallel with a leg. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 127, n. 6, p. 600–607, 2001.

POPOVIC, D.; HANCOCK, G. J.; RASMUSSEN, K. J. R. Axial compression tests of cold-formed angles. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 125, n. 5, p. 515–523, 1999.

PORTER, K.; KENNEDY, R.; BACHMAN, R. *Developing Fragility Functions for Building Components for ATC-58*. Redwood City, CA: Applied Technology Council, 2006.

PORTER, K.; KENNEDY, R.; BACHMAN, R. Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, v. 23, n. 2, p. 471–489, 2007. ISSN 8755-2930. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000249085100010>.

- PORTER, K. A. An overview of peer's performance-based earthquake engineering methodology. *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, Vols 1 and 2*, p. 973–980, 2003. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000189453300130>.
- ROBERTSON, I.; RIGGS, H. R. Generic, *Development of Performance Based Tsunami Engineering*. 2011. Disponível em: <<https://nees.org/resources/1861>>.
- SAMPAIO, M. d. S. M. *Análise não linear geométrica de cascas laminadas reforçadas com fibras*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2014.
- SANCHES, R. A. K. *Sobre o acoplamento fluido-casca utilizando o método dos elementos finitos*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 2011.
- SANTOS, K. R. M. d. *Técnicas de amostragem inteligente em simulação de Monte Carlo*. Tese (Mestrado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2014.
- SCHMIDT, B.; BARTLETT, F. Review of resistance factor for steel: data collection. *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, v. 29, n. 1, p. 98–108, 2002.
- SILVA, J. et al. Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers. *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, v. 61, n. 8, p. 1108–1134, 2005.
- SIMIUI, E. Wind and risk. In: *5th European and African Conference on Wind Engineering, EACWE 5, Proceedings*. [S.l.: s.n.], 2009.
- SIMIUI, E.; SCANLAN, R. H. *Wind Effects on Structures: Fundamentals and applications to design*. 3. ed. New York, NY: John Wiley & Sons, 1996. v. 1.
- SORENSEN, J. D. Generic, *Notes in Structural Reliability Theory And Risk Analysis*. 2004.
- SOUZA, A. C. *Aplicação de Confiabilidade na Calibração de Coeficientes Parciais de Segurança de Normas Brasileiras de Projeto Estrutural*. Tese (Mestrado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.
- SOUZA, J. L. A. O. *Filosofias de projeto: Notas de aula de estruturas metálicas i*. Campinas: UNICAMP, 2007.
- STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA - SEISMOLOGY COMMITTEE. *Blue Book: Recommended lateral force requirements and commentary*. Sacramento, CA, 1999. 472 p.
- SUN, J.; BUTTERWORTH, J. W. Behaviour of steel single angle compression members axially loaded through one leg. *Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland*, p. 8, 1998.
- TELECOMUNICAÇÕES BRASILEIRAS S/A. *Prática 240-400-702: Especificações gerais para adoção de parâmetros básicos e apresentação de memorial de cálculo para torres e postes metálicos*. [S.l.], 1997. 46 p.
- TELECOMUNICAÇÕES BRASILEIRAS S/A. *Prática 240-410-600: Procedimentos de projeto para torres metálicas auto-suportadas, estaiadas e postes metálicos*. [S.l.], 1997. 46 p.

USGS. *Significant Earthquakes Archives. Earthquake Hazards Program. Apresenta informações acerca dos terremotos mais significativos ocorridos até o presente momento. Disponível em: <<http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqarchives/significant/>>. 2014.*

WOLFRAM. *Mathematica 9.0*. Champaign, IL, EUA, 2015. Disponível em: <<http://www.wolfram.com/>>.

YOUNG, B. Tests and design of fixed-ended cold-formed steel plain angle columns. *Journal of structural engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 130, n. 12, p. 1931–1940, 2004.

YOUNG, B. Experimental investigation of cold-formed steel lipped angle concentrically loaded compression members. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 131, n. 9, p. 1390–1396, 2005.

YOUNG, B.; ELLOBODY, E. Design of cold-formed steel unequal angle compression members. *Thin-walled structures*, Elsevier, v. 45, n. 3, p. 330–338, 2007.

ZHANG, H.; ELLINGWOOD, B. R.; RASMUSSEN, K. J. R. System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis. *Engineering Structures*, v. 81, p. 341–348, 2014.

ZHOU, Y.; KIJEWski, T.; KAREEM, A. Along-wind load effects on tall buildings: Comparative study of major international codes and standards. *Journal of Structural Engineering-Asce*, v. 128, n. 6, p. 788–796, 2002. ISSN 0733-9445. Disponível em: <<GotoISI>://WOS:000175745800012>.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. *The Finite Element Method:: The basis*. 5. ed. Woburn, MA: Butterworth-Heinemann, 2000. v. 1. ISBN 07580650494.

APÊNDICE A – Componentes das forças de vento em torres de seção triangular

Após o cálculo da carga de vento atuante em um módulo qualquer de uma torre de seção triangular, deve-se proceder com a cômputo das componentes da força de arrasto nas faces do reticulado levando em conta o ângulo de incidência do vento. Para isso, a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 fornece uma tabela com as forças normais e tangenciais nas três faces da torre, para casos em que o ângulo de incidência é considerado crítico (30°, 60° e 90°).

Contudo, para a análise do comportamento estrutural de torres metálicas via Método dos Elementos Finitos, é desejável converter estas forças em carregamentos nodais, aplicados aos vértices da estrutura segundo as direções dos eixos cartesianos. Além disso, nos casos em que deseja-se estudar a influência da direção de incidência do vento sobre a resposta estrutural, é interessante obter funções que descrevam a variação das forças de arrasto em virtude do valor assumido por este parâmetro.

Assim, tomando como base as forças normais e tangenciais fixadas por norma e fazendo a direção de incidência do vento (α) assumir valores defasados em 30°, é possível calcular um conjunto de pontos para as forças de arrasto atuantes em cada um dos vértices da torre segundo as direções x e y pelo simples somatório de forças. A Figura A.1 ilustra o procedimento descrito, mostrando as componentes horizontais e verticais da força de arrasto (F_a) em cada vértice para ângulos variando de 0° a 180°. Os quadros laterais visam complementar a informação para todo o círculo trigonométrico.

Em posse dos pontos obtidos, aproximou-se funções contínuas $f_x(\alpha)$ e $f_y(\alpha)$ capazes de representar a parcela da carga de vento atuante em cada nó segundo a direção dos eixos cartesianos. As funções resultantes constam na subseção 7.1.1, sendo reexibidas abaixo:

- Para $0 \leq \alpha \leq \pi/2$:

$$f_{X1} = 0.32097 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 0.33993)}{1.91072}\right); \quad f_{X2} = 0.28881 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 1.60204)}{3.17287}\right);$$

- Para $\pi/2 < \alpha \leq \pi$:

$$f_{X1} = 0.28881 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 1.60204)}{3.17287}\right); \quad f_{X2} = 0.32097 \sin\left(\frac{\pi(\alpha + 0.33993)}{1.91072}\right);$$

- Para $0 \leq \alpha \leq \pi$:

$$f_{X3} = \cos(\alpha) - f_{X1} - f_{X2};$$

- Para $0 \leq \alpha \leq 2\pi$:

$$f_{Y1} = +0.23831\alpha + 0.16162\alpha^2 - 0.14626\alpha^3 + 0.028283\alpha^4 - 0.001601\alpha^5;$$

$$f_{Y2} = +0.41221\alpha + 0.07753\alpha^2 - 0.17219\alpha^3 + 0.042303\alpha^4 - 0.002948\alpha^5;$$

$$f_{Y3} = \sin(\alpha) - f_{Y1} - f_{Y2};$$

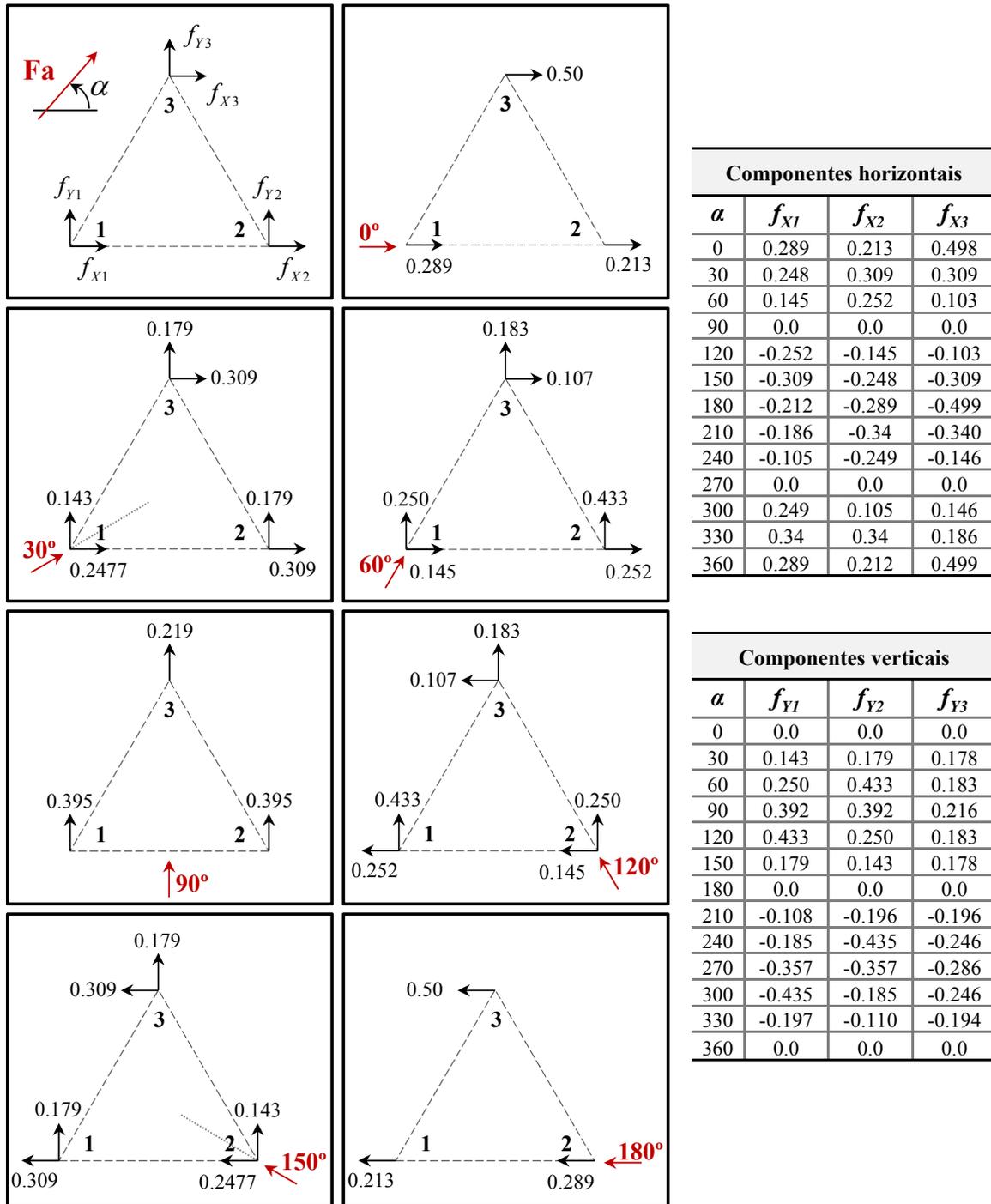


Figura A.1 – Componentes horizontais e verticais das forças de arrasto para diferentes direções de incidência do vento.

As Figuras A.2 e A.3 mostram os gráficos das funções de ajuste resultantes em conjunto com seus valores de R^2 , demonstrando a boa representatividade das mesmas.

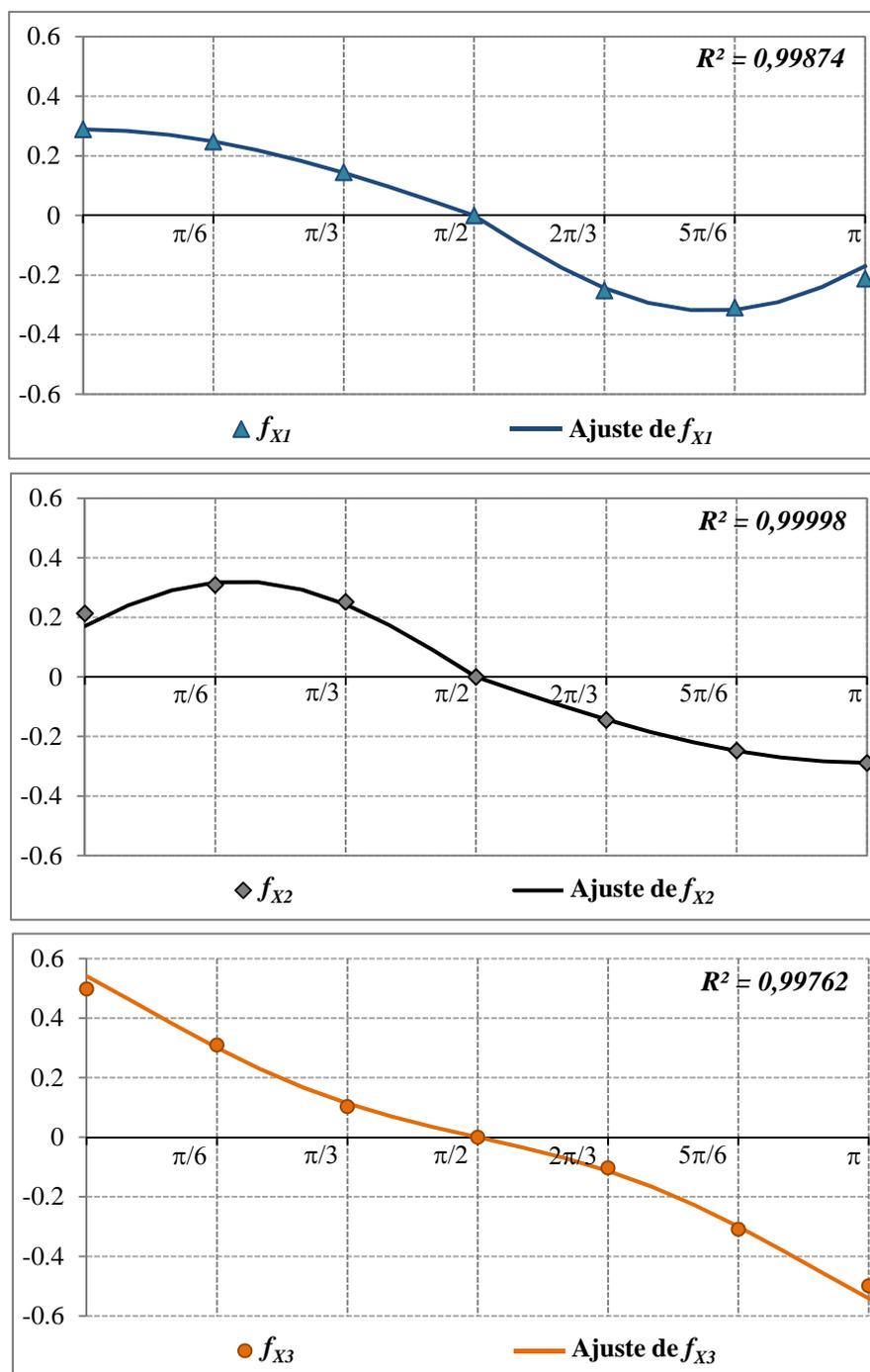


Figura A.2 – Força de vento segundo a direção x atuante nos vértices 1 a 3 e respectivas funções de ajuste.

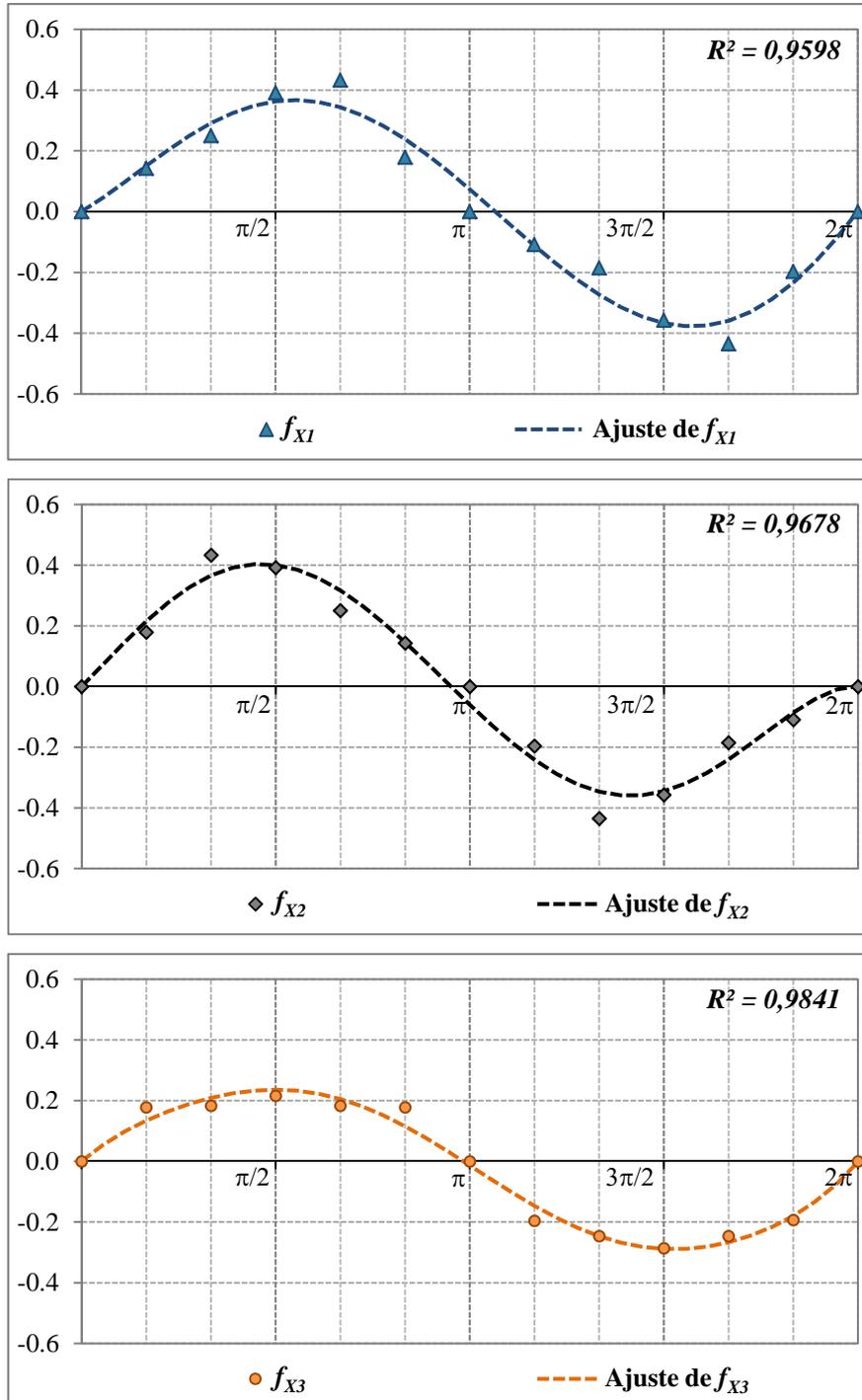


Figura A.3 – Força de vento segundo a direção θ atuante nos vértices 1 a 3 e respectivas funções de ajuste.

APÊNDICE B – Dados do modelo computacional

O presente apêndice visa fornecer informações mínimas necessárias à reprodução dos estudos feitos. A seguir são apresentados os dados geométricos do modelo tridimensional em elementos finitos utilizado para a realização da aplicação numérica, além da posição de aplicação das forças e massas concentradas para consideração das estruturas adicionais.

Tabela B.1 – Propriedades físicas e geométricas dos elementos.

Dados do aço ASTM A36					
<i>Mód. Young (E)</i>	F_y	ν	α	<i>Densidade</i>	<i>Amortec.</i>
2.05e+07	2.50e+04	0.3	1.2e-05	7.85 g/cm ³	0.01

*Medidas em N/cm².

Dados dos perfis metálicos								
<i>Sigla</i>	<i>Perfil</i>	b	h	t_f	t_w	<i>Área</i>	I_y	I_z
S1	Ω	6.00	10.0	0.635	—	13.970	380.77	35.437
S2	Ω	7.50	10.0	0.635	—	15.875	514.52	66.490
S3	Ω	8.00	10.0	0.794	—	20.644	706.10	97.365
S4	Ω	10.0	10.0	0.935	—	28.050	1169.8	210.90
S5	Ω	12.0	10.0	0.935	—	31.790	1582.6	350.63
S6	Ω	10.0	10.0	1.270	—	38.100	1590.1	276.91
S7	Ω	12.0	10.0	1.270	—	43.180	2151.1	463.55
S11	L	3.81	3.81	0.476	0.476	3.400	4.576	4.576
S12	L	4.45	4.45	0.476	0.476	4.005	7.450	7.450
S13	L	5.08	5.08	0.476	0.476	4.609	11.334	11.334
S14	L	6.35	6.35	0.476	0.476	5.818	22.738	22.738
S15	L	7.62	7.62	0.476	0.476	7.027	40.008	40.008
S16	L	7.62	7.62	0.635	0.635	9.274	51.789	51.789

Ω: Perfil ômega; L: Perfil cantoneira; t_f : Espessura da flange; t_w : Espessura da alma.

*Medidas em cm.

Tabela B.2 – Posicionamento das antenas e das respectivas massas adicionais à estrutura.

<i>#Nó</i>	<i>Massa (kg)</i>	<i>#Nó</i>	<i>Massa</i>	<i>#Nó</i>	<i>Massa</i>	<i>#Nó</i>	<i>Massa</i>
1	43.33	11	30.00	48	53.33	98	40.00
2	43.33	12	30.00	69	25.00	103	20.00
3	43.33	31	55.00	75	25.00	109	20.00
4	83.33	37	55.00	76	26.67	104	20.00
5	83.33	32	55.00	77	26.67	113	20.00
6	83.33	38	55.00	78	26.67	105	55.00
7	40.00	38	25.00	80	110.0	117	55.00
8	40.00	44	25.00	85	40.00	120	25.00
9	30.00	46	53.33	87	40.00	132	25.00
10	30.00	47	53.33	97	40.00		

Tabela B.3 – Lista das coordenadas nodais.

#Nó	X	Y	Z	#Nó	X	Y	Z	#Nó	X	Y	Z
01	-0.750	50.0	-0.433	46	0.000	43.0	-0.433	91	-1.200	33.0	-0.693
02	0.750	50.0	-0.433	47	0.375	43.0	0.216	92	1.200	33.0	-0.693
03	0.000	50.0	0.866	48	-0.375	43.0	0.216	93	0.000	33.0	1.386
04	0.000	50.0	-0.433	49	-0.750	42.0	-0.433	94	0.000	33.0	-0.693
05	0.375	50.0	0.216	50	0.750	42.0	-0.433	95	0.600	33.0	0.346
06	-0.375	50.0	0.216	51	0.000	42.0	0.866	96	-0.600	33.0	0.346
07	-0.750	49.0	-0.433	52	0.000	42.0	-0.433	97	-1.275	31.5	-0.736
08	0.750	49.0	-0.433	53	0.375	42.0	0.216	98	1.275	31.5	-0.736
09	0.000	49.0	0.866	54	-0.375	42.0	0.216	99	0.000	31.5	1.472
10	0.000	49.0	-0.433	55	-0.810	40.8	-0.468	100	0.000	31.5	-0.736
11	0.375	49.0	0.216	56	0.810	40.8	-0.468	101	0.637	31.5	0.368
12	-0.375	49.0	0.216	57	0.000	40.8	0.935	102	-0.637	31.5	0.368
13	-0.750	48.0	-0.433	58	0.000	40.8	-0.468	103	-1.350	30.0	-0.779
14	0.750	48.0	-0.433	59	0.405	40.8	0.234	104	1.350	30.0	-0.779
15	0.000	48.0	0.866	60	-0.405	40.8	0.234	105	0.000	30.0	1.559
16	0.000	48.0	-0.433	61	-0.870	39.6	-0.502	106	0.000	30.0	-0.779
17	0.375	48.0	0.216	62	0.870	39.6	-0.502	107	0.675	30.0	0.390
18	-0.375	48.0	0.216	63	0.000	39.6	1.005	108	-0.675	30.0	0.390
19	-0.750	47.0	-0.433	64	0.000	39.6	-0.502	109	-1.425	28.5	-0.823
20	0.750	47.0	-0.433	65	0.435	39.6	0.251	110	-0.750	28.5	-0.823
21	0.000	47.0	0.866	66	-0.435	39.6	0.251	111	-1.087	28.5	-0.238
22	0.000	47.0	-0.433	67	-0.930	38.4	-0.537	112	0.750	28.5	-0.823
23	0.375	47.0	0.216	68	0.930	38.4	-0.537	113	1.425	28.5	-0.823
24	-0.375	47.0	0.216	69	0.000	38.4	1.074	114	1.087	28.5	-0.238
25	-0.750	46.0	-0.433	70	0.000	38.4	-0.537	115	-0.338	28.5	1.061
26	0.750	46.0	-0.433	71	0.465	38.4	0.269	116	0.338	28.5	1.061
27	0.000	46.0	0.866	72	-0.465	38.4	0.269	117	0.000	28.5	1.645
28	0.000	46.0	-0.433	73	-0.990	37.2	-0.572	118	-1.500	27.0	-0.866
29	0.375	46.0	0.216	74	0.990	37.2	-0.572	119	1.500	27.0	-0.866
30	-0.375	46.0	0.216	75	0.000	37.2	1.143	120	0.000	27.0	1.732
31	-0.750	45.0	-0.433	76	0.000	37.2	-0.572	121	0.000	27.0	-0.866
32	0.750	45.0	-0.433	77	0.495	37.2	0.286	122	0.750	27.0	0.433
33	0.000	45.0	0.866	78	-0.495	37.2	0.286	123	-0.750	27.0	0.433
34	0.000	45.0	-0.433	79	-1.050	36.0	-0.606	124	-1.575	25.5	-0.909
35	0.375	45.0	0.216	80	1.050	36.0	-0.606	125	-0.825	25.5	-0.909
36	-0.375	45.0	0.216	81	0.000	36.0	1.212	126	-1.200	25.5	-0.260
37	-0.750	44.0	-0.433	82	0.000	36.0	-0.606	127	0.825	25.5	-0.909
38	0.750	44.0	-0.433	83	0.525	36.0	0.303	128	1.575	25.5	-0.909
39	0.000	44.0	0.866	84	-0.525	36.0	0.303	129	1.200	25.5	-0.260
40	0.000	44.0	-0.433	85	-1.125	34.5	-0.649	130	-0.375	25.5	1.169
41	0.375	44.0	0.216	86	1.125	34.5	-0.649	131	0.375	25.5	1.169
42	-0.375	44.0	0.216	87	0.000	34.5	1.299	132	0.000	25.5	1.819
43	-0.750	43.0	-0.433	88	0.000	34.5	-0.649	133	-1.650	24.0	-0.953
44	0.750	43.0	-0.433	89	0.562	34.5	0.325	134	1.650	24.0	-0.953
45	0.000	43.0	0.866	90	-0.562	34.5	0.325	135	0.000	24.0	1.905

Tabela B.3 – Lista das coordenadas nodais (continuação).

#Nó	X	Y	Z	#Nó	X	Y	Z	#Nó	X	Y	Z
136	0.000	24.0	-0.953	181	0.000	15.0	-1.212	226	-1.275	6.0	-1.472
137	0.825	24.0	0.476	182	1.050	15.0	0.606	227	0.000	6.0	-1.472
138	-0.825	24.0	0.476	183	-1.050	15.0	0.606	228	1.275	6.0	-1.472
139	-1.725	22.5	-0.996	184	-2.175	13.5	-1.256	229	-1.913	6.0	-0.368
140	-0.900	22.5	-0.996	185	-1.125	13.5	-1.256	230	-0.637	6.0	-0.368
141	-1.312	22.5	-0.281	186	-1.650	13.5	-0.346	231	0.637	6.0	-0.368
142	0.900	22.5	-0.996	187	1.125	13.5	-1.256	232	1.913	6.0	-0.368
143	1.725	22.5	-0.996	188	2.175	13.5	-1.256	233	-1.275	6.0	0.736
144	1.312	22.5	-0.281	189	1.650	13.5	-0.346	234	0.000	6.0	0.736
145	-0.412	22.5	1.277	190	-0.525	13.5	1.602	235	1.275	6.0	0.736
146	0.412	22.5	1.277	191	0.525	13.5	1.602	236	-0.637	6.0	1.840
147	0.000	22.5	1.992	192	0.000	13.5	2.511	237	0.637	6.0	1.840
148	-1.800	21.0	-1.039	193	-2.250	12.0	-1.299	238	-2.625	4.5	-1.516
149	1.800	21.0	-1.039	194	2.250	12.0	-1.299	239	-0.713	4.5	-1.516
150	0.000	21.0	2.079	195	0.000	12.0	2.598	240	-1.669	4.5	0.141
151	0.000	21.0	-1.039	196	0.000	12.0	-1.299	241	2.625	4.5	-1.516
152	0.900	21.0	0.520	197	1.125	12.0	0.649	242	1.669	4.5	0.141
153	-0.900	21.0	0.520	198	-1.125	12.0	0.649	243	0.713	4.5	-1.516
154	-1.875	19.5	-1.083	199	-2.325	10.5	-1.342	244	0.000	4.5	3.031
155	-0.975	19.5	-1.083	200	-1.200	10.5	-1.342	245	-0.956	4.5	1.375
156	-1.425	19.5	-0.303	201	-1.762	10.5	-0.368	246	0.956	4.5	1.375
157	0.975	19.5	-1.083	202	1.200	10.5	-1.342	247	-2.700	3.0	-1.559
158	1.875	19.5	-1.083	203	2.325	10.5	-1.342	248	-1.425	3.0	-1.559
159	1.425	19.5	-0.303	204	1.762	10.5	-0.368	249	-2.062	3.0	-0.455
160	-0.450	19.5	1.386	205	-0.562	10.5	1.710	250	2.700	3.0	-1.559
161	0.450	19.5	1.386	206	0.562	10.5	1.710	251	2.062	3.0	-0.455
162	0.000	19.5	2.165	207	0.000	10.5	2.685	252	1.425	3.0	-1.559
163	-1.950	18.0	-1.126	208	-2.400	9.0	-1.386	253	0.000	3.0	3.118
164	1.950	18.0	-1.126	209	2.400	9.0	-1.386	254	-0.637	3.0	2.014
165	0.000	18.0	2.252	210	0.000	9.0	2.771	255	0.637	3.0	2.014
166	0.000	18.0	-1.126	211	0.000	9.0	-1.386	256	-2.775	1.5	-1.602
167	0.975	18.0	0.563	212	1.200	9.0	0.693	257	-2.138	1.5	-1.602
168	-0.975	18.0	0.563	213	-1.200	9.0	0.693	258	-2.456	1.5	-1.050
169	-2.025	16.5	-1.169	214	-2.475	7.5	-1.429	259	2.775	1.5	-1.602
170	-1.050	16.5	-1.169	215	-1.275	7.5	-1.429	260	2.456	1.5	-1.050
171	-1.538	16.5	-0.325	216	-1.875	7.5	-0.390	261	2.138	1.5	-1.602
172	1.050	16.5	-1.169	217	1.275	7.5	-1.429	262	0.000	1.5	3.204
173	2.025	16.5	-1.169	218	2.475	7.5	-1.429	263	-0.319	1.5	2.652
174	1.538	16.5	-0.325	219	1.875	7.5	-0.390	264	0.319	1.5	2.652
175	-0.487	16.5	1.494	220	-0.600	7.5	1.819	265	-2.850	0.0	-1.645
176	0.487	16.5	1.494	221	0.600	7.5	1.819	266	2.850	0.0	-1.645
177	0.000	16.5	2.338	222	0.000	7.5	2.858	267	0.000	0.0	3.291
178	-2.100	15.0	-1.212	223	-2.550	6.0	-1.472				
179	2.100	15.0	-1.212	224	2.550	6.0	-1.472				
180	0.000	15.0	2.425	225	0.000	6.0	2.945				

Tabela B.4 – Lista dos elementos.

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
16	01	07	S1	306	99	105	S3	788	238	247	S7
17	02	08	S1	346	103	109	S3	789	247	256	S7
18	03	09	S1	347	109	118	S3	790	256	265	S7
34	07	13	S1	348	104	113	S3	791	224	241	S7
35	08	14	S1	349	113	119	S3	792	241	250	S7
36	09	15	S1	350	105	117	S3	793	250	259	S7
52	13	19	S1	351	117	120	S3	794	259	266	S7
53	14	20	S1	391	118	124	S3	795	225	244	S7
54	15	21	S1	392	124	133	S3	796	244	253	S7
70	19	25	S1	393	119	128	S3	797	253	262	S7
71	20	26	S1	394	128	134	S3	798	262	267	S7
72	21	27	S1	395	120	132	S3	01	01	04	S11
88	25	31	S1	396	132	135	S3	02	02	04	S11
89	26	32	S1	436	133	139	S4	03	02	05	S11
90	27	33	S1	437	139	148	S4	04	03	05	S11
106	31	37	S1	438	134	143	S4	05	03	06	S11
107	32	38	S1	439	143	149	S4	06	01	06	S11
108	33	39	S1	440	135	147	S4	07	04	05	S11
124	37	43	S1	441	147	150	S4	08	05	06	S11
125	38	44	S1	481	148	154	S4	09	04	06	S11
126	39	45	S1	482	154	163	S4	10	04	07	S11
142	43	49	S1	483	149	158	S4	11	04	08	S11
143	44	50	S1	484	158	164	S4	12	05	08	S11
144	45	51	S1	485	150	162	S4	13	05	09	S11
160	49	55	S2	486	162	165	S4	14	06	09	S11
161	50	56	S2	526	163	169	S5	15	06	07	S11
162	51	57	S2	527	169	178	S5	19	07	10	S11
178	55	61	S2	528	164	173	S5	20	08	10	S11
179	56	62	S2	529	173	179	S5	21	08	11	S11
180	57	63	S2	530	165	177	S5	22	09	11	S11
196	61	67	S2	531	177	180	S5	23	09	12	S11
197	62	68	S2	571	178	184	S5	24	07	12	S11
198	63	69	S2	572	184	193	S5	25	10	11	S11
214	67	73	S2	573	179	188	S5	26	11	12	S11
215	68	74	S2	574	188	194	S5	27	10	12	S11
216	69	75	S2	575	180	192	S5	28	10	13	S11
232	73	79	S2	576	192	195	S5	29	10	14	S11
233	74	80	S2	616	193	199	S6	30	11	14	S11
234	75	81	S2	617	199	208	S6	31	11	15	S11
250	79	85	S3	618	194	203	S6	32	12	15	S11
251	80	86	S3	619	203	209	S6	33	12	13	S11
252	81	87	S3	620	195	207	S6	37	13	16	S11
268	85	91	S3	621	207	210	S6	38	14	16	S11
269	86	92	S3	661	208	214	S6	39	14	17	S11
270	87	93	S3	662	214	223	S6	40	15	17	S11
286	91	97	S3	663	209	218	S6	41	15	18	S11
287	92	98	S3	664	218	224	S6	42	13	18	S11
288	93	99	S3	665	210	222	S6	43	16	17	S11
304	97	103	S3	666	222	225	S6	44	17	18	S11
305	98	104	S3	787	223	238	S7	45	16	18	S11

Tabela B.4 – Lista dos elementos (continuação).

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
46	16	19	S11	105	36	37	S11	260	89	90	S11
47	16	20	S11	109	37	40	S11	261	88	90	S11
48	17	20	S11	110	38	40	S11	277	94	95	S11
49	17	21	S11	111	38	41	S11	278	95	96	S11
50	18	21	S11	112	39	41	S11	279	94	96	S11
51	18	19	S11	113	39	42	S11	295	100	101	S11
55	19	22	S11	114	37	42	S11	296	101	102	S11
56	20	22	S11	115	40	41	S11	297	100	102	S11
57	20	23	S11	116	41	42	S11	313	106	107	S11
58	21	23	S11	117	40	42	S11	314	107	108	S11
59	21	24	S11	118	40	43	S11	315	106	108	S11
60	19	24	S11	119	40	44	S11	316	106	111	S11
61	22	23	S11	120	41	44	S11	317	107	112	S11
62	23	24	S11	121	41	45	S11	318	108	116	S11
63	22	24	S11	122	42	45	S11	421	139	140	S11
64	22	25	S11	123	42	43	S11	422	140	141	S11
65	22	26	S11	127	43	46	S11	423	139	141	S11
66	23	26	S11	128	44	46	S11	424	142	143	S11
67	23	27	S11	129	44	47	S11	425	143	144	S11
68	24	27	S11	130	45	47	S11	426	142	144	S11
69	24	25	S11	131	45	48	S11	427	145	146	S11
73	25	28	S11	132	43	48	S11	428	146	147	S11
74	26	28	S11	133	46	47	S11	429	145	147	S11
75	26	29	S11	134	47	48	S11	430	133	140	S11
76	27	29	S11	135	46	48	S11	431	133	141	S11
77	27	30	S11	136	46	49	S11	432	134	142	S11
78	25	30	S11	137	46	50	S11	433	134	144	S11
79	28	29	S11	138	47	50	S11	434	135	146	S11
80	29	30	S11	139	47	51	S11	435	135	145	S11
81	28	30	S11	140	48	51	S11	466	154	155	S11
82	28	31	S11	141	48	49	S11	467	155	156	S11
83	28	32	S11	151	52	53	S11	468	154	156	S11
84	29	32	S11	152	53	54	S11	469	157	158	S11
85	29	33	S11	153	52	54	S11	470	158	159	S11
86	30	33	S11	169	58	59	S11	471	157	159	S11
87	30	31	S11	170	59	60	S11	472	160	161	S11
91	31	34	S11	171	58	60	S11	473	161	162	S11
92	32	34	S11	187	64	65	S11	474	160	162	S11
93	32	35	S11	188	65	66	S11	475	148	155	S11
94	33	35	S11	189	64	66	S11	476	148	156	S11
95	33	36	S11	205	70	71	S11	477	149	157	S11
96	31	36	S11	206	71	72	S11	478	149	159	S11
97	34	35	S11	207	70	72	S11	479	150	161	S11
98	35	36	S11	223	76	77	S11	480	150	160	S11
99	34	36	S11	224	77	78	S11	511	169	170	S11
100	34	37	S11	225	76	78	S11	512	170	171	S11
101	34	38	S11	241	82	83	S11	513	169	171	S11
102	35	38	S11	242	83	84	S11	514	172	173	S11
103	35	39	S11	243	82	84	S11	515	173	174	S11
104	36	39	S11	259	88	89	S11	516	172	174	S11

Tabela B.4 – Lista dos elementos (continuação).

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
517	175	176	S11	408	138	146	S11	719	253	255	S11
518	176	177	S11	448	151	152	S11	720	254	255	S11
519	175	177	S11	449	152	153	S11	721	226	238	S11
520	163	170	S11	450	151	153	S11	722	229	238	S11
521	163	171	S11	451	151	156	S11	723	228	241	S11
522	164	172	S11	452	152	157	S11	724	232	241	S11
523	164	174	S11	453	153	161	S11	725	236	244	S11
524	165	176	S11	493	166	167	S11	726	237	244	S11
525	165	175	S11	494	167	168	S11	727	238	248	S11
556	184	185	S11	495	166	168	S11	728	238	249	S11
557	185	186	S11	496	166	171	S11	729	241	251	S11
558	184	186	S11	497	167	172	S11	730	241	252	S11
559	187	188	S11	498	168	176	S11	731	244	254	S11
560	188	189	S11	538	181	182	S11	732	244	255	S11
561	187	189	S11	539	182	183	S11	772	230	240	S11
562	190	191	S11	540	181	183	S11	773	230	239	S11
563	191	192	S11	541	181	186	S11	774	240	226	S11
564	190	192	S11	542	182	187	S11	775	239	249	S11
565	178	185	S11	543	183	191	S11	776	248	258	S11
566	178	186	S11	646	214	215	S11	777	231	243	S11
567	179	187	S11	647	215	216	S11	778	231	242	S11
568	179	189	S11	648	214	216	S11	779	243	232	S11
569	180	191	S11	649	217	218	S11	780	242	252	S11
570	180	190	S11	650	218	219	S11	781	251	261	S11
601	199	200	S11	651	217	219	S11	782	234	246	S11
602	200	201	S11	652	220	221	S11	783	234	245	S11
603	199	201	S11	653	221	222	S11	784	246	236	S11
604	202	203	S11	654	220	222	S11	785	245	255	S11
605	203	204	S11	655	208	215	S11	786	254	264	S11
606	202	204	S11	656	208	216	S11	145	49	52	S12
607	205	206	S11	657	209	217	S11	146	50	52	S12
608	206	207	S11	658	209	219	S11	147	50	53	S12
609	205	207	S11	659	210	221	S11	148	51	53	S12
610	193	200	S11	660	210	220	S11	149	51	54	S12
611	193	201	S11	703	238	239	S11	150	49	54	S12
612	194	202	S11	704	238	240	S11	163	55	58	S12
613	194	204	S11	705	239	240	S11	164	56	58	S12
614	195	206	S11	706	241	242	S11	165	56	59	S12
615	195	205	S11	707	241	243	S11	166	57	59	S12
358	121	122	S11	708	242	243	S11	167	57	60	S12
359	122	123	S11	709	244	245	S11	168	55	60	S12
360	121	123	S11	710	244	246	S11	181	61	64	S12
361	121	126	S11	711	245	246	S11	182	62	64	S12
362	122	127	S11	712	247	248	S11	183	62	65	S12
363	123	131	S11	713	247	249	S11	184	63	65	S12
403	136	137	S11	714	248	249	S11	185	63	66	S12
404	137	138	S11	715	250	251	S11	186	61	66	S12
405	136	138	S11	716	250	252	S11	199	67	70	S12
406	136	141	S11	717	251	252	S11	200	68	70	S12
407	137	142	S11	718	253	254	S11	201	68	71	S12

Tabela B.4 – Lista dos elementos (continuação).

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
202	69	71	S12	633	213	221	S12	344	105	116	S13
203	69	72	S12	352	118	121	S12	345	105	115	S13
204	67	72	S12	353	119	121	S12	376	124	125	S13
217	73	76	S12	354	119	122	S12	377	125	126	S13
218	74	76	S12	355	120	122	S12	378	124	126	S13
219	74	77	S12	356	120	123	S12	379	127	128	S13
220	75	77	S12	357	118	123	S12	380	128	129	S13
221	75	78	S12	154	52	55	S13	381	127	129	S13
222	73	78	S12	155	52	56	S13	382	130	131	S13
235	79	82	S12	156	53	56	S13	383	131	132	S13
236	80	82	S12	157	53	57	S13	384	130	132	S13
237	80	83	S12	158	54	57	S13	385	118	125	S13
238	81	83	S12	159	54	55	S13	386	118	126	S13
239	81	84	S12	172	58	61	S13	387	119	127	S13
240	79	84	S12	173	58	62	S13	388	119	129	S13
253	85	88	S12	174	59	62	S13	389	120	131	S13
254	86	88	S12	175	59	63	S13	390	120	130	S13
255	86	89	S12	176	60	63	S13	733	256	257	S13
256	87	89	S12	177	60	61	S13	734	256	258	S13
257	87	90	S12	190	64	67	S13	735	257	258	S13
258	85	90	S12	191	64	68	S13	736	259	260	S13
271	91	94	S12	192	65	68	S13	737	259	261	S13
272	92	94	S12	193	65	69	S13	738	260	261	S13
273	92	95	S12	194	66	69	S13	739	262	263	S13
274	93	95	S12	195	66	67	S13	740	262	264	S13
275	93	96	S12	208	70	73	S13	741	263	264	S13
276	91	96	S12	209	70	74	S13	742	239	226	S13
289	97	100	S12	210	71	74	S13	743	243	228	S13
290	98	100	S12	211	71	75	S13	744	257	247	S13
291	98	101	S12	212	72	75	S13	745	261	250	S13
292	99	101	S12	213	72	73	S13	746	240	229	S13
293	99	102	S12	226	76	79	S13	747	245	236	S13
294	97	102	S12	227	76	80	S13	748	258	247	S13
307	103	106	S12	228	77	80	S13	749	263	253	S13
308	104	106	S12	229	77	81	S13	750	246	237	S13
309	104	107	S12	230	78	81	S13	751	242	232	S13
310	105	107	S12	231	78	79	S13	752	264	253	S13
311	105	108	S12	331	109	110	S13	753	260	250	S13
312	103	108	S12	332	110	111	S13	754	226	229	S13
583	196	197	S12	333	109	111	S13	755	226	230	S13
584	197	198	S12	334	112	113	S13	756	227	230	S13
585	196	198	S12	335	113	114	S13	757	227	231	S13
586	196	201	S12	336	112	114	S13	758	228	231	S13
587	197	202	S12	337	115	116	S13	759	228	232	S13
588	198	206	S12	338	116	117	S13	760	229	230	S13
628	211	212	S12	339	115	117	S13	761	230	233	S13
629	212	213	S12	340	103	110	S13	762	230	234	S13
630	211	213	S12	341	103	111	S13	763	230	231	S13
631	211	216	S12	342	104	112	S13	764	231	234	S13
632	212	217	S12	343	104	114	S13	765	231	235	S13

Tabela B.4 – Lista dos elementos (continuação).

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
766	231	232	S13	372	123	130	S14	509	168	171	S15
767	233	234	S13	373	130	135	S14	510	171	178	S15
768	234	236	S13	374	123	126	S14	544	181	185	S15
769	234	237	S13	375	126	133	S14	545	185	193	S15
770	234	235	S13	397	133	136	S14	546	181	187	S15
771	236	237	S13	398	134	136	S14	547	187	194	S15
244	82	85	S14	399	134	137	S14	548	182	189	S15
245	82	86	S14	400	135	137	S14	549	189	194	S15
246	83	86	S14	401	135	138	S14	550	182	191	S15
247	83	87	S14	402	133	138	S14	551	191	195	S15
248	84	87	S14	442	148	151	S14	552	183	190	S15
249	84	85	S14	443	149	151	S14	553	190	195	S15
262	88	91	S14	444	149	152	S14	554	183	186	S15
263	88	92	S14	445	150	152	S14	555	186	193	S15
264	89	92	S14	446	150	153	S14	589	196	200	S15
265	89	93	S14	447	148	153	S14	590	200	208	S15
266	90	93	S14	409	136	140	S15	591	196	202	S15
267	90	91	S14	410	140	148	S15	592	202	209	S15
280	94	97	S14	411	136	142	S15	593	197	204	S15
281	94	98	S14	412	142	149	S15	594	204	209	S15
282	95	98	S14	413	137	144	S15	595	197	206	S15
283	95	99	S14	414	144	149	S15	596	206	210	S15
284	96	99	S14	415	137	146	S15	597	198	205	S15
285	96	97	S14	416	146	150	S15	598	205	210	S15
298	100	103	S14	417	138	145	S15	599	198	201	S15
299	100	104	S14	418	145	150	S15	600	201	208	S15
300	101	104	S14	419	138	141	S15	634	211	215	S15
301	101	105	S14	420	141	148	S15	635	215	223	S15
302	102	105	S14	454	151	155	S15	636	211	217	S15
303	102	103	S14	455	155	163	S15	637	217	224	S15
319	106	110	S14	456	151	157	S15	638	212	219	S15
320	110	118	S14	457	157	164	S15	639	219	224	S15
321	106	112	S14	458	152	159	S15	640	212	221	S15
322	112	119	S14	459	159	164	S15	641	221	225	S15
323	107	114	S14	460	152	161	S15	642	213	220	S15
324	114	119	S14	461	161	165	S15	643	220	225	S15
325	107	116	S14	462	153	160	S15	644	213	216	S15
326	116	120	S14	463	160	165	S15	645	216	223	S15
327	108	115	S14	464	153	156	S15	487	163	166	S15
328	115	120	S14	465	156	163	S15	488	164	166	S15
329	108	111	S14	499	166	170	S15	489	164	167	S15
330	111	118	S14	500	170	178	S15	490	165	167	S15
364	121	125	S14	501	166	172	S15	491	165	168	S15
365	125	133	S14	502	172	179	S15	492	163	168	S15
366	121	127	S14	503	167	174	S15	532	178	181	S15
367	127	134	S14	504	174	179	S15	533	179	181	S15
368	122	129	S14	505	167	176	S15	534	179	182	S15
369	129	134	S14	506	176	180	S15	535	180	182	S15
370	122	131	S14	507	168	175	S15	536	180	183	S15
371	131	135	S14	508	175	180	S15	537	178	183	S15

Tabela B.4 – Lista dos elementos (continuação).

<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>	<i>#Elem</i>	<i>Nó I</i>	<i>Nó F</i>	<i>Sec</i>
577	193	196	S15	671	227	239	S15	687	233	245	S15
578	194	196	S15	672	239	248	S15	688	245	254	S15
579	194	197	S15	673	248	257	S15	689	254	263	S15
580	195	197	S15	674	257	265	S15	690	263	267	S15
581	195	198	S15	675	227	243	S15	691	223	226	S16
582	193	198	S15	676	243	252	S15	692	226	227	S16
622	208	211	S15	677	252	261	S15	693	227	228	S16
623	209	211	S15	678	261	266	S15	694	224	228	S16
624	209	212	S15	679	235	242	S15	695	224	232	S16
625	210	212	S15	680	242	251	S15	696	232	235	S16
626	210	213	S15	681	251	260	S15	697	235	237	S16
627	208	213	S15	682	260	266	S15	698	225	237	S16
667	233	240	S15	683	235	246	S15	699	225	236	S16
668	240	249	S15	684	246	255	S15	700	233	236	S16
669	249	258	S15	685	255	264	S15	701	229	233	S16
670	258	265	S15	686	264	267	S15	702	223	229	S16

APÊNDICE C – Estatísticas da velocidade máxima do vento

As estatísticas da velocidade máxima anual do vento foram determinadas pelo programa Wolfram Mathematica®, das Companhias de Pesquisa Wolfram (2015), com base nos dados de vento capturados por uma boia localizada na Baía Norte de Florianópolis-SC (Estação SBFL, 27.58 S 48.56 W) entre 1973 e 2015. A distribuição que melhor ajustou-se às observações foi a de Valores Extremos Tipo I (Gumbel), com média de 25.86 m/s e coeficiente de variação de 25.58%.

A partir de tais estatísticas, utilizou-se a Teoria de Valores Extremos com a finalidade de estimar os parâmetros das distribuições das velocidades máximas de vento para diferentes períodos de interesse. Além da velocidade máxima anual, foram adotados intervalos de recorrência de 2, 10, 25 e 50 anos para representar o domínio de intensidades do vento. A seguir, exemplifica-se o procedimento de cálculo das estatísticas da velocidade máxima do vento para um tempo médio recorrência de 50 anos e, logo em seguida, exibem-se as curvas resultantes para este e os demais casos.

C.1 Cálculo das estatísticas de V_{50}

Os momentos da distribuição da velocidade máxima do vento para um intervalo de recorrência de 50 anos (V_{50}) resultam da aplicação da CDF da formulação da Teoria de Valores Extremos (equação (5.8)) à distribuição da velocidade máxima anual (V_1). A expressão da função de distribuição cumulativa de probabilidades é reexibida abaixo:

$$F_{Y_n}(y) = [F_X(y)]^n \quad (\text{C.1})$$

Dado que a velocidade máxima anual ajusta-se a uma distribuição de Gumbel, a velocidade V_{50} também apresentará o mesmo tipo de distribuição, cuja CDF e PDF são dadas por:

$$F_X(x) = \exp\{-\exp[-\omega(x - u_n)]\} \quad (\text{C.2})$$

$$f_X(x) = \omega \cdot \exp\{-\omega(x - u_n) - \exp[-\omega(x - u_n)]\}, \quad (\text{C.3})$$

onde $\omega = \pi / (\sigma\sqrt{6})$ representa o parâmetro de forma e u_n o máximo característico (ambos da distribuição inicial X), definido como o valor particular de X tal que:

$$P[\{X > u_n\}] = 1 - F_{V_1}(u_n) = 1/n \quad (\text{C.4})$$

A partir do valor médio e do desvio padrão da distribuição de velocidades máximas anuais, determina-se inicialmente o valor máximo característico u_1 :

$$u_1 = \mu - \frac{\gamma}{\omega} = 25.86 - \frac{\gamma}{0.194} = 22.88, \quad (\text{C.5})$$

tal que $\gamma = 0.577213$ simboliza a constante de Euler. Para o caso de V_{50} , o máximo característico será igual ao valor particular de $F_{V_1}(u_{50})$ com probabilidade de 0.98. Igualando então as equações (C.4) e (C.2),

$$F_{V_1}(u_{50}) = \exp \{ -\exp [-\omega (u_{50} - u_n)] \} = (1 - 1/50),$$

e manipulando a expressão resultante algebricamente, chega-se a uma relação para u_{50} :

$$u_{50} = u_1 - \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{50} \right) \right] \cdot \frac{1}{\omega} \quad (\text{C.6})$$

A partir do valor máximo característico e do parâmetro de forma ω (constante para todas as distribuições derivadas a partir de V_1), obtêm-se os parâmetros da distribuição da velocidade máxima do vento para um período médio de 50 anos:

$$\begin{aligned} \omega_{50} &= \omega_1 = 0.194 & \sigma_{50} &= \sigma_1 = 6.613 \\ \mu_{50} &= u_{50} + \frac{\gamma}{\omega_{50}} = 42.998 + \frac{\gamma}{0.194} = 45.975 \end{aligned}$$

com base nos quais é possível construir a PDF da distribuição de extremos de 50 anos.

Alternativamente, é possível aplicar diretamente a relação (C.1) sobre a equação (C.3) de modo a obter:

$$\begin{aligned} F_{V_{50}}(y) &= [\exp \{ -\exp [-\omega (y - u_1)] \}]^{50} \\ &= \exp \{ -50 \exp [-\omega (y - u_n)] \} \end{aligned} \quad (\text{C.7})$$

As expressões obtidas por cada uma das formas anteriormente retratadas possuem pequenas diferenças entre si para valores de n razoavelmente grandes ($n \geq 25$). Contudo, à medida que a probabilidade $P[\{X > u_n\}]$ aumenta, a equação (C.7) não apresenta resultados satisfatórios, desviando-se do comportamento esperado. A Figura (C.1) ilustra o problema discutido para o caso em que $n = 2$, no qual pode-se perceber que a distribuição obtida pela potenciação da CDF original gera uma translação das probabilidades para a direita das abcissas, fazendo com que u_2 não mais represente sua moda (valor mais provável).

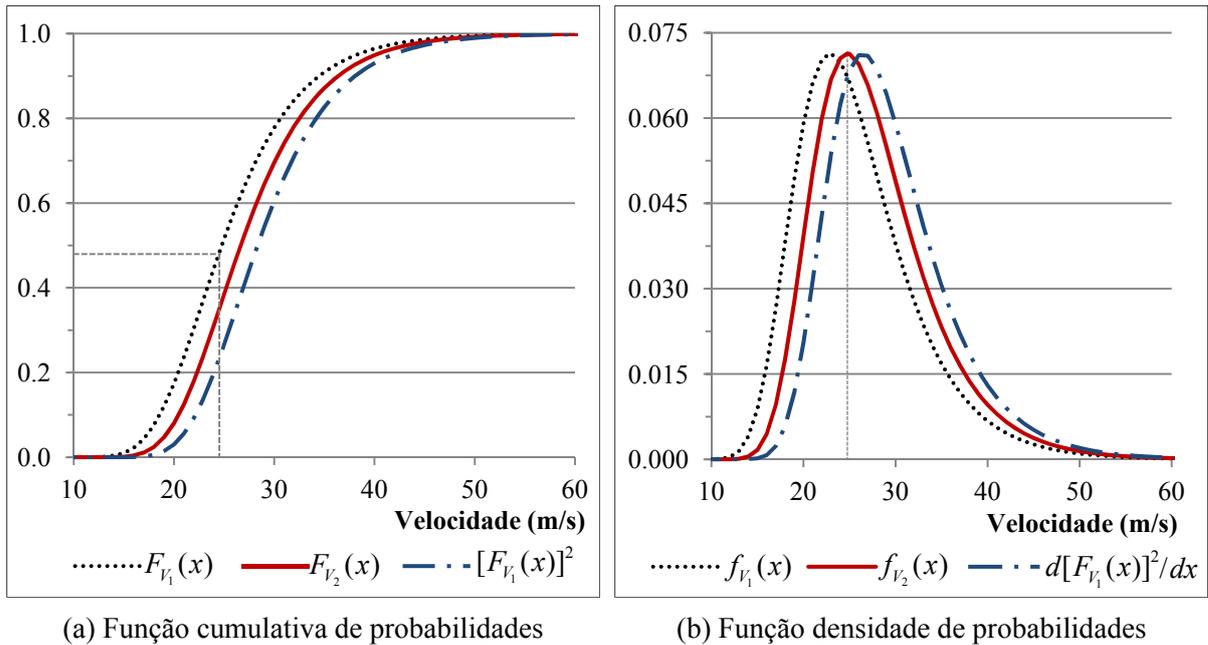


Figura C.1 – Comparação da distribuição de probabilidades para valores máximos de vento bianuais.

C.2 Resumo dos parâmetros estatísticos

Os dados estatísticos das distribuições da velocidade máxima do vento para os períodos de recorrência de 2, 10 e 25 anos foram estimados de modo análogo ao apresentado para a velocidade V_{50} . A Tabela C.1 abaixo contém um resumo dos parâmetros das distribuições utilizadas na aplicação numérica do Capítulo 8, cujos gráficos estão representados nas Figuras (C.2) e (C.3).

Tabela C.1 – Combinação das simulações numéricas realizadas.

	V_1	V_2	V_{10}	V_{25}	V_{50}
u_n	22.880	24.769	34.483	39.372	42.999
Média	25.856	27.746	37.459	42.348	45.975
CV	25.58%	23.83%	17.65%	15.62%	14.38%

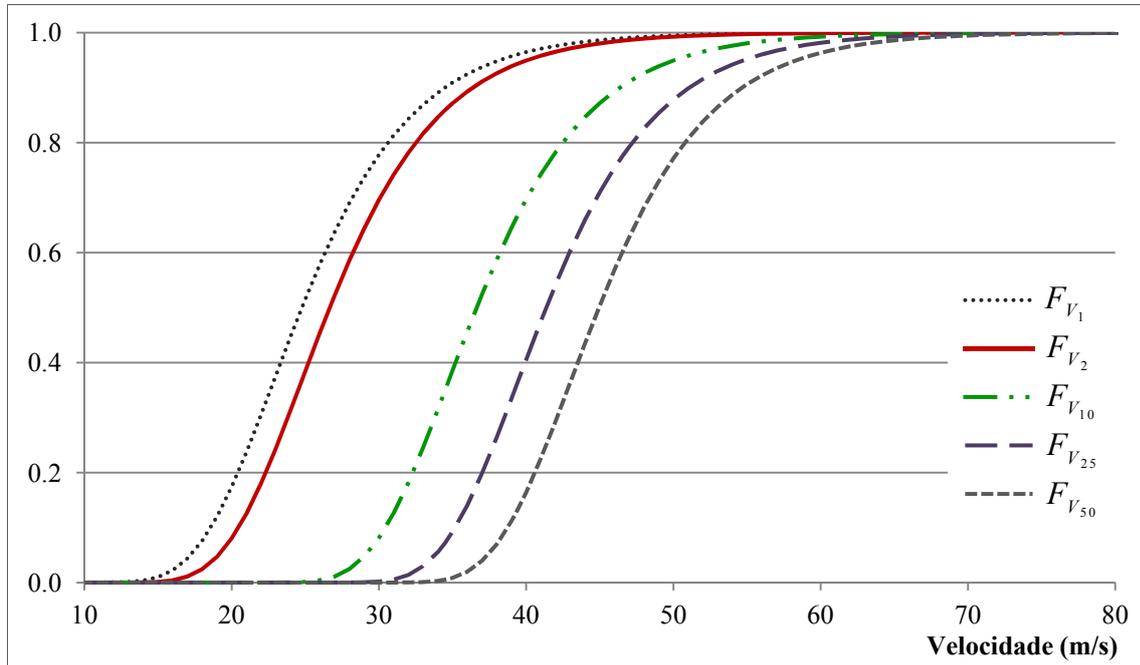


Figura C.2 – Funções cumulativas de probabilidades da velocidade máxima de vento.

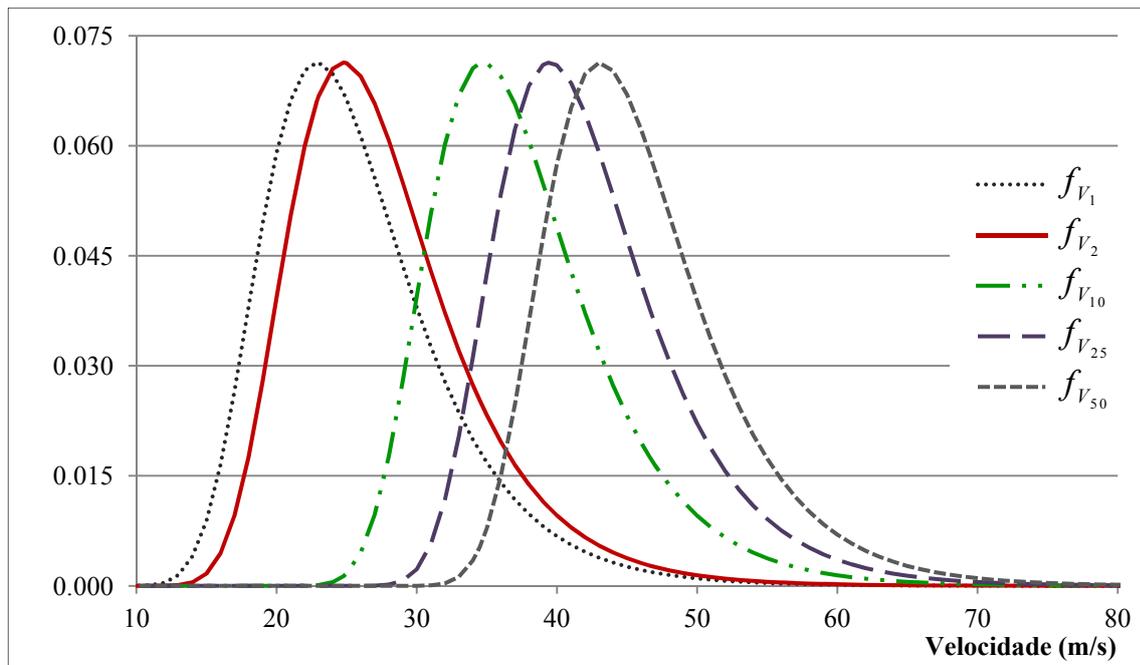


Figura C.3 – Funções densidade de probabilidades da velocidade máxima de vento para diferentes intervalos de recorrência.

APÊNDICE D – Momentos estatísticos do fator exponencial

Conforme explicitado no Capítulo 5, dentre os diversos modelos matemáticos existentes para a representação do perfil de velocidade média do vento dentro da camada limite atmosférica, os mais usuais são a lei logarítmica e a lei de potência.

A lei logarítmica descreve a variação da velocidade média do vento em função de diversos parâmetros, dentre eles a rugosidade do terreno. Contudo, na lei de potência esta dependência não é evidente. Em realidade, ela ocorre por meio do expoente α , responsável por prover equivalência entre ambas as leis. Isto faz com que as estatísticas definidas para o fator de rugosidade (que multiplica o comprimento de rugosidade), devam ser recalculadas para serem aplicadas diretamente ao expoente α .

A fim de obter tais estatísticas, inicialmente assume-se o fator de rugosidade C_r como sendo uma variável aleatória, cuja distribuição e momentos estatísticos são conhecidos a priori. Em seguida, utiliza-se a relação matemática entre α e o comprimento de rugosidade para estimar os momentos estatísticos da nova variável, C_e , denominada fator exponencial.

Do modo como foi definido, o fator exponencial é uma função de uma variável aleatória. A partir da equação (5.4), é possível expressá-lo como sendo:

$$C_e \alpha = \left[\frac{1}{\ln(z_{ref}/(C_r z_0))} \right] \quad (D.1)$$

Determinar a distribuição de probabilidades de uma função de uma variável aleatória não é uma tarefa simples e, por vezes, nem mesmo possível. Ainda assim, é de grande utilidade o conhecimento dos momentos de tal distribuição. Para contornar este problema é possível fazer uso de alguns artifícios da Teoria de Probabilidades.

Seja a função $Y = h(X)$, tal que a média e a variância de X sejam conhecidos, é possível determinar seus momentos a partir de sua expansão em série de Taylor em torno do ponto médio μ_X , ou seja:

$$h(X) = h(\mu_X) + h'(\mu_X)(X - \mu_X) + \frac{1}{2!}h''(\mu_X)(X - \mu_X)^2 + \dots \quad (D.2)$$

Mantendo apenas o termo de primeira ordem e aplicando o operador valor esperado $E[\cdot]$, obtém-se:

$$\begin{aligned} E[Y] &\approx E[h(\mu_X)] + h'(\mu_X)E[(X - \mu_X)] \\ &\approx \int_{-\infty}^{\infty} h(\mu_X) f_X(x) dx + h'(\mu_X) \int_{-\infty}^{\infty} (X - \mu_X) f_X(x) dx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E[Y] &\approx h(\mu_X) \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx + h'(\mu_X) \left(\int_{-\infty}^{\infty} X f_X(x) dx - \int_{-\infty}^{\infty} \mu_X f_X(x) dx \right) \\
&\approx h(\mu_X) + h'(\mu_X) \left(\mu_X - \mu_X \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx \right) \\
&\approx h(\mu_X)
\end{aligned} \tag{D.3}$$

E aplicando o operador variância, é possível provar que (BECK, 2014):

$$\begin{aligned}
Var[Y] &= E[h(X)^2] - E^2[h(X)] \\
Var[Y] &\approx E\left[\left(h(\mu_X) + h'(\mu_X)(X - \mu_X)\right)^2\right] - h(\mu_X)^2 \\
&\approx Var[X] \cdot \left(\left.\frac{dh(x)}{dx}\right|_{x=\mu_X}\right)^2
\end{aligned} \tag{D.4}$$

Particularizando então a equação (D.3) para o caso do fator exponencial, com o auxílio da expressão (D.1) é possível calcular o momento de primeira ordem da variável C_e como sendo:

$$E[C_e] = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{1}{\ln(z_{ref}/(\mu_{C_r} z_0))} \right], \tag{D.5}$$

de modo que ao aplicar as estatísticas de $C_r \sim N(1; 0.15)$ retoma-se o valor original de α para a parcela entre colchetes, resultando em uma média unitária para C_e .

Da forma análoga, calcula-se a variância do fator exponencial através da relação (D.4):

$$Var[C_e] = Var[C_r] \cdot \left(\left.\frac{1}{\alpha} \left[\frac{1}{C_r \ln^2(z_{ref}/(C_r z_0))} \right] \right|_{C_r=\mu_{C_r}} \right)^2, \tag{D.6}$$

que, substituindo a média de C_r , resulta em:

$$Var[C_e] = Var[C_r] \cdot \left(\frac{1}{\alpha} \alpha^2 \right)^2 = Var[C_r] \alpha^2 \tag{D.7}$$

O desvio padrão de C_e corresponde à raiz quadrada da variância, cujo valor é:

$$\sigma[C_e] = \sigma[C_r] \alpha = 0.15 \alpha \tag{D.8}$$

No presente trabalho, admitiu-se terreno de categoria IV ($z_0 = 1.0$) e uma altura limite como sendo a metade da altura total da torre analisada ($z_{ref} = 25$ m). Assim, os momentos resultantes para o fator exponencial são: $C_e \sim N(1.0; 0.0466)$.

APÊNDICE E – Resultados das simulações numéricas

Tabela E.1 – Resultados das simulações numéricas realizadas, para cada uma das combinações de modelo de carga, velocidade máxima e direção de incidência.

MODELO ESTÁTICO, $V_1 = 25.856$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	3.586	—	2.549	—	2.926	—	—
MCB	3.540	22.4%	2.562	4.4%	2.987	8.4%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	3.586	3.2%	2.588	0.7%	3.015	1.2%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.605	—	2.595	—	3.687	—	—
MCB	3.507	17.2%	2.600	3.8%	3.578	19.6%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.619	3.2%	2.600	0.9%	3.708	3.6%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.586	—	2.549	—	3.009	—	—
MCB	3.507	17.2%	2.563	3.6%	3.044	7.6%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.611	3.4%	2.553	1.3%	3.025	1.4%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.583	—	2.581	—	2.807	—	—
MCB	3.624	18.6%	2.585	3.2%	2.821	4.6%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	3.606	3.2%	2.587	0.9%	2.817	1.4%	$3.0 \cdot 10^4$

MODELO ESTÁTICO, $V_2 = 27.746$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	3.490	—	2.421	—	2.812	—	—
MCB	3.450	18.9%	2.431	3.6%	2.881	7.1%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	3.491	3.0%	2.456	1.1%	2.903	1.2%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.509	—	2.469	—	3.594	—	—
MCB	3.484	16.4%	2.475	3.2%	3.507	17.2%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.523	3.2%	2.474	0.8%	3.614	3.5%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.490	—	2.422	—	2.897	—	—
MCB	3.463	15.8%	2.420	2.9%	2.902	6.0%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.503	6.4%	2.425	1.1%	2.909	1.6%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.487	—	2.455	—	2.689	—	—
MCB	3.509	14.9%	2.463	2.7%	2.690	3.7%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	3.510	3.2%	2.452	2.5%	2.701	1.0%	$3.0 \cdot 10^4$

Tabela E.1 – Resultados das simulações numéricas realizadas, para cada uma das combinações de modelo de carga, velocidade máxima e direção de incidência (continuação).

MODELO ESTÁTICO, $V_{10} = 37.459$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	2.958	—	1.678	—	2.164	—	—
MCB	2.936	7.8%	1.711	1.5%	2.245	2.8%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.963	3.0%	1.707	1.1%	2.260	1.5%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.980	—	1.737	—	3.076	—	—
MCB	2.992	6.9%	1.737	1.3%	3.102	8.3%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	2.970	4.2%	1.731	0.8%	3.073	5.3%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.958	—	1.678	—	2.263	—	—
MCB	2.968	6.7%	1.677	1.2%	2.258	2.4%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	2.973	4.1%	1.673	0.8%	2.271	1.3%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.954	—	1.720	—	2.010	—	—
MCB	2.935	7.7%	1.716	1.5%	2.000	2.1%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	2.962	2.8%	1.719	0.7%	2.009	0.9%	$3.0 \cdot 10^4$

MODELO ESTÁTICO, $V_{25} = 42.348$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	2.660	—	1.236	—	1.789	—	—
MCB	2.662	7.2%	1.264	1.3%	1.910	2.6%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.662	3.9%	1.272	1.0%	1.880	1.6%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.684	—	1.303	—	2.788	—	—
MCB	2.650	5.0%	1.300	1.0%	2.750	5.8%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.692	3.5%	1.299	0.9%	2.789	4.0%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.660	—	1.237	—	1.895	—	—
MCB	2.626	4.8%	1.231	0.9%	1.887	1.8%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.663	3.5%	1.232	0.9%	1.886	1.5%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.656	—	1.284	—	1.612	—	—
MCB	2.621	4.8%	1.280	1.0%	1.605	1.3%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.666	3.6%	1.275	0.9%	1.598	1.1%	$2.0 \cdot 10^4$

Tabela E.1 – Resultados das simulações numéricas realizadas, para cada uma das combinações de modelo de carga, velocidade máxima e direção de incidência (continuação).

MODELO ESTÁTICO, $V_{50} = 45.975$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	2.422	—	0.878	—	1.488	—	—
MCB	2.422	5.1%	0.906	1.0%	1.600	1.9%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.426	5.1%	0.895	1.3%	1.599	1.3%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.448	—	0.951	—	2.559	—	—
MCB	2.418	3.6%	0.934	0.7%	2.524	4.1%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.446	3.3%	0.939	0.9%	2.551	3.7%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.423	—	0.878	—	1.597	—	—
MCB	2.398	3.5%	0.860	0.6%	1.587	1.3%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.419	3.3%	0.864	0.8%	1.579	1.4%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.418	—	0.929	—	1.288	—	—
MCB	2.400	3.5%	0.913	0.7%	1.273	0.9%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.430	3.5%	0.921	0.8%	1.278	1.1%	$2.0 \cdot 10^4$

MODELO DINÂMICO, $V_1 = 25.856$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	3.723	—	2.592	—	2.998	—	—
MCB	3.695	30.2%	2.611	4.7%	3.099	10.2%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	3.719	3.2%	2.612	0.6%	3.080	1.1%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.744	—	2.630	—	3.803	—	—
MCB	3.736	26.7%	2.620	3.9%	3.775	28.9%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.733	3.5%	2.622	0.7%	3.793	3.8%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.723	—	2.593	—	3.092	—	—
MCB	3.719	25.8%	2.584	3.7%	3.082	8.1%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.717	3.6%	2.585	0.6%	3.088	1.3%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.720	—	2.615	—	2.876	—	—
MCB	3.707	21.8%	2.612	3.3%	2.871	4.9%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	3.717	3.8%	2.609	0.6%	2.871	0.9%	$3.0 \cdot 10^4$

Tabela E.1 – Resultados das simulações numéricas realizadas, para cada uma das combinações de modelo de carga, velocidade máxima e direção de incidência (continuação).

MODELO DINÂMICO, $V_2 = 27.746$ m/s

$\alpha_w = \text{V.A.}$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	3.630	—	2.464	—	2.885	—	—
MCB	3.621	21.3%	2.485	3.2%	2.958	6.6%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	3.622	4.9%	2.486	0.9%	2.962	1.7%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.651	—	2.503	—	3.711	—	—
MCB	3.633	21.8%	2.495	3.2%	3.703	25.0%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.640	3.5%	2.494	0.8%	3.701	3.8%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.630	—	2.464	—	2.982	—	—
MCB	3.588	22.4%	2.459	3.4%	2.991	7.7%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.624	3.6%	2.457	0.6%	2.978	1.3%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.627	—	2.488	—	2.758	—	—
MCB	3.621	21.3%	2.480	3.2%	2.742	4.7%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	3.624	3.8%	2.481	0.6%	2.753	0.9%	$3.0 \cdot 10^4$

MODELO DINÂMICO, $V_{10} = 37.459$ m/s

$\alpha_w = \text{V.A.}$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	3.112	—	1.706	—	2.238	—	—
MCB	3.102	8.3%	1.734	1.2%	2.339	2.6%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	3.055	13.1%	1.732	0.9%	2.323	2.2%	$5.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.136	—	1.756	—	3.204	—	—
MCB	3.152	11.1%	1.748	1.5%	3.239	12.9%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.119	3.4%	1.743	0.7%	3.189	3.8%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.112	—	1.706	—	2.352	—	—
MCB	3.100	8.3%	1.700	1.2%	2.346	2.6%	$1.5 \cdot 10^5$
MCI	3.101	3.6%	1.694	0.6%	2.345	1.3%	$3.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	3.108	—	1.737	—	2.078	—	—
MCB	3.098	8.3%	1.728	1.2%	2.066	1.8%	$2.0 \cdot 10^5$
MCI	3.104	3.8%	1.726	0.6%	2.069	0.9%	$3.0 \cdot 10^4$

Tabela E.1 – Resultados das simulações numéricas realizadas, para cada uma das combinações de modelo de carga, velocidade máxima e direção de incidência (continuação).

MODELO DINÂMICO, $V_{25} = 42.348$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	2.821	—	1.233	—	1.855	—	—
MCB	2.808	6.3%	1.262	0.9%	1.958	2.0%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.805	4.8%	1.265	0.9%	1.953	1.7%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.847	—	1.292	—	2.922	—	—
MCB	2.839	6.6%	1.279	1.0%	2.911	7.5%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.835	4.1%	1.285	0.9%	2.899	4.5%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.821	—	1.234	—	1.980	—	—
MCB	2.801	6.3%	1.220	0.9%	1.972	2.0%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.790	4.1%	1.224	0.8%	1.972	1.5%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.817	—	1.270	—	1.668	—	—
MCB	2.797	6.2%	1.257	0.9%	1.658	1.4%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.797	4.9%	1.252	0.9%	1.651	1.7%	$2.0 \cdot 10^4$

MODELO DINÂMICO, $V_{50} = 45.975$ m/s

$\alpha_w = V.A.$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
	β	CV	β	CV	β	CV	
FORM	2.588	—	0.823	—	1.538	—	—
MCB	2.603	6.6%	0.856	0.9%	1.657	2.0%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.589	6.7%	0.849	1.2%	1.661	2.4%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 30^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.617	—	0.891	—	2.696	—	—
MCB	2.604	4.7%	0.872	0.7%	2.679	5.2%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.598	4.0%	0.882	0.8%	2.665	4.4%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 60^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.589	—	0.823	—	1.671	—	—
MCB	2.577	4.5%	0.807	0.6%	1.663	1.4%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.550	4.0%	0.812	0.7%	1.662	1.5%	$2.0 \cdot 10^4$
$\alpha_w = 90^\circ$	<i>ELS-1</i>		<i>ELS-2</i>		<i>ELS3</i>		<i>Simulações</i>
FORM	2.585	—	0.865	—	1.321	—	—
MCB	2.570	4.4%	0.846	0.6%	1.307	1.0%	$1.0 \cdot 10^5$
MCI	2.569	4.4%	0.848	0.7%	1.309	1.1%	$2.0 \cdot 10^4$

Tabela E.2 – Índices de sensibilidade das simulações numéricas realizadas.

MODELO ESTÁTICO, $\alpha_w = V.A.$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.6%	-0.01%	-0.07%	-11.7%	1.57%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-86.0%	0.02%	-0.07%	-12.3%	1.52%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-83.9%	-2.87%	-0.07%	-11.7%	1.52%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.0%	-0.02%	-0.07%	-12.3%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-84.9%	0.02%	-0.08%	-13.4%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-82.7%	-3.15%	-0.07%	-12.4%	1.63%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-81.5%	-0.02%	-0.10%	-16.3%	2.16%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-75.7%	0.03%	-0.13%	-21.6%	2.57%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-74.3%	-4.92%	-0.11%	-18.3%	2.35%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-78.0%	-0.02%	-0.11%	-19.3%	2.54%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-67.9%	0.05%	-0.16%	-28.6%	3.29%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-67.6%	-6.37%	-0.13%	-23.0%	2.88%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-74.8%	-0.03%	-0.13%	-22.2%	2.89%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-60.6%	0.06%	-0.20%	-35.2%	3.89%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-61.1%	-8.12%	-0.15%	-27.3%	3.34%	0.00%	0.00%

MODELO DINÂMICO, $\alpha_w = V.A.$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-98.0%	-0.02%	-0.13%	0.00%	1.84%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.1%	0.02%	-0.13%	0.00%	1.72%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-95.2%	-2.95%	-0.12%	0.00%	1.74%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.9%	-0.02%	-0.13%	0.00%	1.93%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.0%	0.02%	-0.14%	0.00%	1.87%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-94.7%	-3.36%	-0.13%	0.00%	1.85%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.3%	-0.02%	-0.18%	0.00%	2.51%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-96.6%	0.04%	-0.24%	0.00%	3.09%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-91.9%	-5.16%	-0.20%	0.00%	2.74%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.8%	-0.03%	-0.21%	0.00%	2.95%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-95.3%	0.06%	-0.34%	0.00%	4.32%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-89.3%	-7.00%	-0.25%	0.00%	3.49%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	α_w	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.3%	-0.03%	-0.24%	0.00%	3.39%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-93.7%	0.09%	-0.45%	0.00%	5.73%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-86.0%	-9.43%	-0.31%	0.00%	4.26%	0.00%	-0.01%

Tabela E.2 – Índices de sensibilidade das simulações numéricas realizadas (continuação).

MODELO ESTÁTICO, $\alpha_w = 30^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.7%	-0.07%	-11.70%	1.57%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-86.1%	-0.08%	-12.29%	1.52%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-86.7%	-0.08%	-11.60%	1.60%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.0%	-0.07%	-12.28%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-85.0%	-0.08%	-13.28%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-86.1%	-0.08%	-12.14%	1.67%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-81.5%	-0.10%	-16.24%	2.15%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-76.0%	-0.13%	-21.30%	2.55%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-81.7%	-0.10%	-16.00%	2.17%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-78.2%	-0.11%	-19.20%	2.53%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-68.6%	-0.16%	-28.02%	3.25%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-78.5%	-0.12%	-18.80%	2.54%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-75.0%	-0.13%	-22.03%	2.88%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-61.5%	-0.19%	-34.47%	3.85%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-75.5%	-0.14%	-21.44%	2.88%	0.00%	0.00%

MODELO DINÂMICO, $\alpha_w = 30^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-98.0%	-0.13%	0.00%	1.84%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.1%	-0.13%	0.00%	1.72%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-98.0%	-0.14%	0.00%	1.89%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.9%	-0.14%	0.00%	1.93%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.0%	-0.14%	0.00%	1.87%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-97.9%	-0.15%	0.00%	1.97%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.3%	-0.18%	0.00%	2.51%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-96.7%	-0.24%	0.00%	3.06%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-97.3%	-0.19%	0.00%	2.54%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.8%	-0.21%	0.00%	2.95%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-95.4%	-0.33%	0.00%	4.24%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-96.8%	-0.22%	0.00%	2.96%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.4%	-0.24%	0.00%	3.38%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-93.9%	-0.44%	0.00%	5.61%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-96.4%	-0.25%	0.00%	3.38%	0.00%	0.00%

Tabela E.2 – Índices de sensibilidade das simulações numéricas realizadas (continuação).

MODELO ESTÁTICO, $\alpha_w = 60^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.7%	-0.07%	-11.71%	1.57%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-86.1%	-0.07%	-12.35%	1.52%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-86.4%	-0.07%	-11.91%	1.57%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.0%	-0.07%	-12.29%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-84.9%	-0.08%	-13.37%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-85.6%	-0.08%	-12.69%	1.67%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-81.5%	-0.10%	-16.27%	2.16%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-75.6%	-0.13%	-21.66%	2.57%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-78.9%	-0.11%	-18.56%	2.39%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-78.1%	-0.11%	-19.29%	2.54%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-67.9%	-0.16%	-28.61%	3.29%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-73.5%	-0.14%	-23.38%	2.98%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-74.8%	-0.13%	-22.17%	2.89%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-60.7%	-0.20%	-35.25%	3.89%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-68.2%	-0.16%	-28.14%	3.50%	0.00%	0.00%

MODELO DINÂMICO, $\alpha_w = 60^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-98.0%	-0.13%	0.00%	1.84%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.1%	-0.13%	0.00%	1.72%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-98.1%	-0.13%	0.00%	1.80%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.9%	-0.13%	0.00%	1.93%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.0%	-0.14%	0.00%	1.87%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-97.9%	-0.14%	0.00%	1.92%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.3%	-0.18%	0.00%	2.51%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-96.7%	-0.24%	0.00%	3.09%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-97.0%	-0.20%	0.00%	2.80%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.8%	-0.21%	0.00%	2.95%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-95.3%	-0.34%	0.00%	4.32%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-96.2%	-0.26%	0.00%	3.55%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.4%	-0.24%	0.00%	3.39%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-93.8%	-0.45%	0.00%	5.73%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-95.3%	-0.32%	0.00%	4.40%	0.00%	-0.01%

Tabela E.2 – Índices de sensibilidade das simulações numéricas realizadas (continuação).

MODELO ESTÁTICO, $\alpha_w = 90^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.7%	-0.07%	-11.71%	1.57%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-86.1%	-0.07%	-12.31%	1.52%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-86.3%	-0.07%	-12.06%	1.57%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-86.0%	-0.07%	-12.28%	1.64%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-85.0%	-0.08%	-13.31%	1.63%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-85.3%	-0.08%	-12.93%	1.67%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-81.5%	-0.10%	-16.29%	2.16%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-75.9%	-0.13%	-21.41%	2.55%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-77.6%	-0.12%	-19.74%	2.50%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-78.0%	-0.11%	-19.31%	2.54%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-68.4%	-0.16%	-28.19%	3.26%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-71.3%	-0.15%	-25.45%	3.13%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-74.8%	-0.13%	-22.19%	2.90%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-61.2%	-0.19%	-34.70%	3.86%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-65.1%	-0.17%	-31.00%	3.73%	0.00%	0.00%

MODELO DINÂMICO, $\alpha_w = 90^\circ$

$V_1 = 25.856$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-98.0%	-0.13%	0.00%	1.84%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.1%	-0.13%	0.00%	1.72%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-98.1%	-0.13%	0.00%	1.79%	0.00%	0.00%
$V_2 = 27.746$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.9%	-0.14%	0.00%	1.93%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-98.0%	-0.14%	0.00%	1.87%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-97.9%	-0.14%	0.00%	1.91%	0.00%	0.00%
$V_{10} = 37.459$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-97.3%	-0.18%	0.00%	2.51%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-96.7%	-0.24%	0.00%	3.07%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-96.9%	-0.21%	0.00%	2.93%	0.00%	0.00%
$V_{25} = 42.348$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.8%	-0.21%	0.00%	2.96%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-95.4%	-0.33%	0.00%	4.27%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-95.8%	-0.28%	0.00%	3.87%	0.00%	0.00%
$V_{50} = 45.975$ m/s	V_0	C_e	C_r	E	F_y	D
<i>ELS-1</i>	-96.4%	-0.24%	0.00%	3.39%	0.00%	0.00%
<i>ELS-2</i>	-94.0%	-0.44%	0.00%	5.61%	0.00%	0.00%
<i>ELU</i>	-94.7%	-0.36%	0.00%	4.90%	0.00%	-0.01%