



UFG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**Vibrações não lineares e controle de torres eólicas
com seção variável e fundação elástica**

MANUS SAINTILMA

D0309E25
GOIÂNIA
2025



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO (TECA) PARA DISPONIBILIZAR VERSÕES ELETRÔNICAS DE TESES

E DISSERTAÇÕES NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a [Lei 9.610/98](#), o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

O conteúdo das Teses e Dissertações disponibilizado na BDTD/UFG é de responsabilidade exclusiva do autor. Ao encaminhar o produto final, o autor(a) e o(a) orientador(a) firmam o compromisso de que o trabalho não contém nenhuma violação de quaisquer direitos autorais ou outro direito de terceiros.

1. Identificação do material bibliográfico

Dissertação Tese Outro*: _____

*No caso de mestrado/doutorado profissional, indique o formato do Trabalho de Conclusão de Curso, permitido no documento de área, correspondente ao programa de pós-graduação, orientado pela legislação vigente da CAPES.

Exemplos: Estudo de caso ou Revisão sistemática ou outros formatos.

2. Nome completo do autor

Manus Saintilma

3. Título do trabalho

Vibrações não lineares e controle de torres eólicas com seção variável e fundação elástica

4. Informações de acesso ao documento (este campo deve ser preenchido pelo orientador)

Concorda com a liberação total do documento SIM NÃO¹

[1] Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. Após esse período, a possível disponibilização ocorrerá apenas mediante:

a) consulta ao(a) autor(a) e ao(a) orientador(a);

b) novo Termo de Ciência e de Autorização (TECA) assinado e inserido no arquivo da tese ou dissertação. O documento não será disponibilizado durante o período de embargo.

Casos de embargo:

- Solicitação de registro de patente;
- Submissão de artigo em revista científica;
- Publicação como capítulo de livro;
- Publicação da dissertação/tese em livro.

Obs. Este termo deverá ser assinado no SEI pelo orientador e pelo autor.



Documento assinado eletronicamente por **Zenon Jose Guzman Del Prado, Professor do Magistério Superior**, em 29/08/2025, às 14:26, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Manus Saintilma, Discente**, em 29/08/2025, às 14:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **5615457** e o código CRC **262671BB**.

Referência: Processo nº 23070.026347/2025-11

SEI nº 5615457

MANUS SAINTILMA

Vibrações não lineares e controle de torres eólicas com seção variável e fundação elástica

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás (UFG), como requisito para obtenção do título de Mestre em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Zenón José Guzmán Núñez del Prado

D0309E25
GOIÂNIA
2025

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UFG.

SAINTILMA, MANUS SAINTILMA

Vibrações não lineares e controle de torres eólicas com seção variável e fundação elástica [manuscrito] / MANUS SAINTILMA SAINTILMA. - 2025.

102 f.

Orientador: Prof. Dr. Zenón José Guzmán Núñez del Prado Guzmán Núñez del Prado.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Goiânia, 2025.

Bibliografia.

Inclui siglas, abreviaturas, símbolos, tabelas, lista de figuras, lista de tabelas.

1. Torres eólicas. 2. Instabilidade dinâmica. 3. Absorvedor de coluna líquida sintonizada (TLCD). 4. Vibrações. I. Guzmán Núñez del Prado, Zenón José Guzmán Núñez del Prado, orient. II. Título.

CDU 624



UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO

Ata nº **309** da sessão de Defesa de Dissertação de **Manus Saintilma**, que confere o título de Mestre(a) em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, na área de concentração em **Estruturas**.

Aos **vinte e quatro dias do mês de junho de dois mil e vinte e cinco**, a partir das **quatorze horas**, por meio de **videoconferência** (<https://meet.google.com/bwd-ajcp-mrm>), realizou-se a sessão pública de Defesa de Dissertação intitulada "**Vibrações não lineares e controle de torres eólicas com seção variável e fundação elástica**".

Os trabalhos foram instalados pelo Orientador, **Professor Doutor Zenon Jose Guzman del Prado (PPGECON/UFG)**, com a participação dos demais membros da Banca Examinadora: **Professor Doutor Arthur Álax de Araújo Albuquerque (PPGECON/UFG)**, membro titular interno e **Professora Doutora Suzana Moreira Ávila (FGA/UnB)**, membro titular externo. Durante a arguição, os membros da banca **não fizeram** sugestão de alteração do título do trabalho. A Banca Examinadora reuniu-se em sessão secreta a fim de concluir o julgamento da Dissertação, tendo sido o candidato **aprovado** pelos seus membros. Proclamados os resultados pelo **Professor Doutor Zenon Jose Guzman Nunez del Prado**, Presidente da Banca Examinadora, foram encerrados os trabalhos e, para constar, lavrou-se a presente ata que é assinada pelos Membros da Banca Examinadora, aos **vinte e quatro dias do mês de junho de dois mil e vinte e cinco**.

TÍTULO SUGERIDO PELA BANCA



Documento assinado eletronicamente por **Manus Saintilma, Discente**, em 01/09/2025, às 09:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **SUZANA MOREIRA AVILA, Usuário Externo**, em 03/09/2025, às 11:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Arthur Alax De Araujo Albuquerque, Professor do Magistério Superior**, em 03/09/2025, às 13:20, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Zenon Jose Guzman Del Prado, Professor do Magistério Superior**, em 03/09/2025, às 16:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site

https://sei.ufg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0,
informando o código verificador **5617322** e o código CRC **5A69DB78**.

Referência: Processo nº 23070.026347/2025-11

SEI nº 5617322

À minha própria resiliência, que tem sido um apoio constante, permitindo que eu supere esse desafio, apesar dos momentos de desamparo. À cada pessoa que sempre me disse "vai dá certo" quando eu quis desistir.

AGRADECIMENTOS

Para este trabalho, quero agradecer a Deus eterno e onipotente, fonte de inteligência e sabedoria, que me deu resiliência e determinação para empreender a redação desta dissertação, de importância crucial para minha carreira profissional. Meus mais sinceros agradecimentos vão para o professor Zenón José Guzmán Nuñez Del Prado, que fez enormes sacrifícios para me assistir como orientador ao longo desta tese. Sua paciência e dedicação incansáveis foram de grande ajuda, e sou profundamente grato por seus conselhos sábios e seu apoio constante.

Da mesma forma, quero agradecer a todos os professores do PPGGECON que contribuíram para o sucesso do meu diploma. Sem pretensão de uma lista exaustiva, gostaria de citar os professores Frederico Martins Alves da Silva, Arthur Álex de Araújo Albuquerque, Renata Machado Soares, Sylvia R. M. de Almeida, Daniel de Lima Araújo e Marcus André Siqueira Campos.

Também desejo expressar minha gratidão à Educana por ter me escolhido para o estágio intercâmbio no âmbito do programa Future Leaders das Américas (PFLA) e ao professor Chen Xuande, que me auxiliou durante este estágio na Universidade de Quebec na Rimouski (UQAR). Esta oportunidade foi determinante para minha trajetória acadêmica e profissional.

Seria negligente da minha parte não agradecer especialmente aos meus pais, que são os verdadeiros artífices desta jornada. Também quero expressar toda a minha gratidão à minha esposa, que sempre esteve ao meu lado nos momentos difíceis, sempre que estive prestes a desistir, lembrando-me o quanto acreditava em minhas capacidades. Seu apoio inabalável foi uma fonte essencial de motivação para mim.

Agradeço meus colegas da minha turma (2023.1), vocês são pessoas incríveis.

Por fim, meus sinceros agradecimentos ao CAPES pelo financiamento deste estudo, bem como a todos que me apoiaram de alguma forma ao longo deste percurso.

RESUMO

Esta dissertação se dedica ao estudo aprofundado do controle de vibração de torres eólicas quando submetidas à ação de vento ou deslocamento de base. A ênfase é dada à análise do sistema torre-pás, considerando a rotação das pás e as interações com as forças externas. Uma modelagem rigorosa é implementada, baseada na teoria não linear de vigas de Euler-Bernoulli, considerando a não linearidade geométrica. O método de Rayleigh-Ritz e o princípio de Hamilton são aplicados para derivar as equações diferenciais ordinárias que descrevem o movimento da estrutura. O estudo leva em consideração uma variedade de fatores determinantes como, a variação da seção transversal da torre, uma base elástica, um deslocamento de base e uma carga sísmica real (sismo North ridge) para avaliar a resposta da estrutura. As equações diferenciais são transformadas em equações algébricas e resolvidas numericamente com o auxílio de softwares especializados, como Maple e C++. O estudo da instabilidade dinâmica destaca o fenômeno de "veering", resultante da variação da velocidade de rotação das pás, que pode levar a mudanças abruptas nas direções das frequências naturais. Este estudo investigou o controle de vibração de um sistema acoplado torre-pá de aerogeradores, considerando torres de seção constante e variável sob cargas laterais, deslocamentos na base e rotação das pás. A inclusão de uma base elástica reduziu significativamente as amplitudes de vibração livre. O controle de vibração é realizado por meio de um amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD). O uso de TLCD demonstrou eficácia de até 60% na redução das vibrações, mesmo em regimes não lineares. A torre de seção variável apresentou menor rigidez. Em análises sísmicas, o TLCD manteve sua eficácia, com reduções de até 24% nas amplitudes de vibrações, destacando-se também a influência da rotação das pás na atenuação de vibrações durante eventos sísmicos.

Palavras-chave: Torres eólicas. Instabilidade dinâmica. Absorvedor de coluna líquida sintonizada (TLCD). Vibrações.

ABSTRACT

This dissertation is devoted to an in-depth study of vibration control in wind turbine towers subjected to wind action or base displacement. The emphasis is placed on the analysis of the tower-blade system, considering the rotation of the blade and interactions with external forces. A rigorous modeling approach is implemented, based on the non-linear geometrical theory of Euler-Bernoulli beams, in both its linear and non-linear forms. The Rayleigh-Ritz method and the Hamilton principle are applied to derive the ordinary differential equations that describe the motion of the structure. The study takes into account a variety of determining factors, such as variation in the tower's cross-sectional area, an elastic foundation, base displacement, and a real seismic load (Norridge earthquake), in order to evaluate the structural response. The differential equations are transformed into algebraic equations and solved numerically with the aid of specialized software such as Maple and C++. The study of dynamic instability highlights a "veering" phenomenon resulting from variations in the rotational speed of the blades, which can lead to abrupt changes in the direction of the natural frequencies. This work investigated the vibration control of a coupled tower-blade wind turbine system, considering towers with constant and variable cross sections under lateral loads, base displacements, and blade rotation. The inclusion of an elastic foundation significantly reduced the amplitudes of free vibration. Vibration control is achieved by means of a tuned liquid column damper (TLCD). The use of a TLCD demonstrated an effective efficiency of up to 60% in the reduction of vibrations, even in non-linear regimes. The variable-section tower was observed to exhibit lower stiffness. In seismic analyzes, the TLCD maintained its effectiveness, with reductions of up to 24% in vibration amplitudes, also highlighting the influence of blade rotation on attenuating vibrations during seismic events.

Keywords: Wind towers. dynamic instability. Tuned Liquid Column Absorber (TLCD). Vibrations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Crescimento das instalações de energia eólica de 2020 a 2025	21
Figura 1.2	Nova capacidade instalada em 2024 por região e principais mercados . . .	22
Figura 1.3	Nova capacidade onshore e offshore instalada em 2024	22
Figura 1.4	Total capacidade onshore e offshore no mundo em 2025 e principais mercados	22
Figura 1.5	Torre eólica onshore	24
Figura 2.1	Torre eólica de seção variável	39
Figura 2.2	Deslocamento transversal e mudança na curvatura de uma viga apoiada . .	41
Figura 2.3	Elemento infinitesimal da linha neutra	41
Figura 2.4	Representação dos raios interno e externo da torre	43
Figura 2.5	Sistema acoplado Torre-Pá-TLCD	48
Figura 2.6	Vista frontal e lateral do TLCDC	48
Figura 3.1	Frequências naturais de torre seção constante sem base elástica ($k_b = 0$) .	59
Figura 3.2	Frequências naturais de sistema desacoplado ($k_b = 0$)	59
Figura 3.3	Frequência natural para o sistema acoplado com base elástica ($K_b = 50 \times 10^4$ N/m)	61
Figura 3.4	Frequência natural de torre seção variável sem base elástica ($k_b = 0$) . . .	62
Figura 3.5	Frequência natural de torre seção variável com base elástica ($K_b = 50 \times 10^4$ N/m)	64
Figura 3.6	Modos de vibrações da torre seção constante e variável	66
Figura 4.1	Curvas de ressonâncias de torre seção constante para $\Omega = 12$ rpm	70
Figura 4.2	Curvas de ressonâncias torre seção constante com e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)	72
Figura 4.3	Curvas de ressonâncias torre seção variável com e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)	74

Figura 4.4	Comparação das curvas de ressonância de torre seção variável sem e com base elástica	75
Figura 4.5	Curvas de ressonância de torre seção variável ($\Omega = 12$ rpm)	76
Figura 4.6	Planos de fase e seções de Poincaré ($\Omega = 12$ rpm, $F_L = 10$ KN e $y_0 = 0, 10$)	77
Figura 4.7	Sistema acoplado torre- pá-TLCD	78
Figura 4.8	Comparação curvas frequência-amplitude com e sem TLCD ($\Omega = 0,0$ rpm)	81
Figura 4.9	Curva de frequência-amplitude considerando a rotação da pá ($\Omega = 12$ rpm))	83
Figura 4.10	Variação da amplitude máxima de vibração em função da rotação da pá. .	83
Figura 4.11	Sistema acoplado Torre-Pá-TLCD (seção variável)	84
Figura 4.12	Curvas de frequência-amplitude de torre seção variável (com e sem TLCD)	85
Figura 4.13	Curva frequência-amplitude de torre com seção variável com e sem TLCD ($\Omega = 8$ rpm)	86
Figura 4.14	Dados registrados do terremoto de Northridge.	88
Figura 4.15	Deslocamento no tempo sem controle (análise linear)	90
Figura 4.16	Deslocamento no tempo com controle (análise linear)	91
Figura 4.17	Deslocamento no tempo com a aplicação de carga sísmica (análise não linear)	94
Figura 4.18	Deslocamento no tempo de torre seção variável com a aplicação de carga sísmica (análise linear)	96
Figura 4.19	Deslocamento no tempo de torre seção variável com a aplicação de carga sísmica (análise não linear)	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Propriedades dos componentes da torre eólica.	57
Tabela 3.2	Frequências naturais (caso $\Omega = 0$).	58
Tabela 3.3	Em amarelo mostra os pontos em que aconteceu o veering	60
Tabela 3.4	Comparação das frequências naturais de torre com e sem base elástica (seção constante)	61
Tabela 3.5	Comparação das frequências naturais de torre seção constante e variável ($k_b = 0$)	63
Tabela 3.6	As frequências para as torres de seção transversal variável são menores . .	64
Tabela 4.1	Valores numéricos de TLCD	80
Tabela 4.2	Valores numéricos de TLCD (considerando as rotações das pás)	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACLS	Absorvedor por Coluna de Líquido Sintonizado
AMAS	Amortecedor de Massa Sintonizado Ativo
AOS	Amortecedor de Oscilação Sintonizado
AV	Amortecedor Viscoso
BME	Elemento de Lâmina Momentum
FAD	Fator de Amplitude Dinâmica
GWEC	Conselho Global de Energia Eólica
ISE	Interação Solo-Estrutura
MAS	Amortecedor de Massa Sintonizado
NREL	Laboratório Nacional de Energia Renovável
PPGGECON	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil
TLCD	Tuned Liquid Column Damper

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos romanos:

a_j, b_j	Coefficientes da amplitude do deslocamento no tempo
\bar{a}_j, \bar{b}_j	Coefficientes da amplitude do deslocamento
A_g	Aceleração de solo
A	Vetor de deslocamentos
A_P	Área da seção transversal da pá
A_T	Área da seção transversal da torre
c_P	Coefficiente de amortecimento de pá
c_T	Coefficiente de amortecimento de torre
E_P	Módulo de elasticidade de pá
E_T	Módulo de elasticidade de torre
F_L	Amplitude da força de excitação no topo de torre
F_{ac}	Força de acoplamento entre a torre e a pá
F_c	Força centrífuga devido à rotação da pá
F_{ncP}	Força não conservativa da pá
F_{ncT}	Força não conservativa de torre
F_{ncTLCD}	Força não conservativa de TLCD
$F_v(t)$	Força transversal de excitação
H	Altura da torre
I_P	Momento de inércia da seção transversal da pá
I_T	Momento de inércia da seção transversal da torre
K	Matriz de rigidez
k_b	Rigidez da mola
L	Comprimento da pá
L_b	Comprimento da mola
L_{agB}	Lagrangiano da base elástica

L_{agP}	Lagrangiano da pá
L_{agT}	Lagrangiano da torre
L_{ag}	Lagrangiano de sistema não linear
L_{agsc}	Lagrangiano de torre seção constante
L_{agsv}	Lagrangiano de torre seção variável
m_{eq}	Massa equivalente
M	Matriz de massa
M_0	Massa de nacelle
n	Número de modos
R_0	Raio de curvatura da estrutura indeformada
R_f	Raio de curvatura da estrutura deformada
t	Tempo
T_P	Energia cinética da pá
T_T	Energia cinética da torre
T_{TLCD}	Energia cinética de TLCD
u	Deslocamento transversal da pá
u_v	Deslocamento axial de uma viga
U	Energia interna de deformação
U_f	Energia de flexão
U_m	Energia de membrana
U_P	Energia interna de deformação da pá
U_T	Energia interna de deformação da torre
U_{TLCD}	Energia interna de deformação de TLCD
U_{Tsc}	Energia de deformação de torre seção constante
U_{Tsv}	Energia de deformação de torre seção variável
v	Deslocamento transversal da torre
W_{ac}	Trabalho da força de acoplamento
W_c	Trabalho da força centrífuga
W_T	Trabalho da força sobre a torre
x	Coordenada axial da pá
z	Coordenada axial da torre

Símbolos gregos:

Δ	Deslocamento axial
ϵ	Deformação específica da linha neutra
ζ	Taxa de amortecimento
Π	Energia potencial
ρ_P	Densidade da pá
ρ_T	Densidade da torre
$\varphi_j(x)$	Função aproximação da pá
χ	Mudança de curvatura
$\psi_j(z)$	Função aproximação da torre
ω	Frequência natural
Ω_f	Frequência da força de excitação no topo de torre
Ω_L	Frequência de deslocamento de base
Ω	Velocidade de rotação da pá

SUMÁRIO

1	Introdução	20
1.1	Revisão bibliográfica	25
1.2	Justificativa de trabalho de dissertação	36
1.3	Objetivo de trabalho	37
1.4	Organização de trabalho	37
2	Formulação matemática	38
2.1	Funcional não linear de energia de sistema	39
2.1.1	Energia de deformação	40
2.1.2	Trabalho das forças externas	44
2.1.3	Energia cinética	46
2.1.4	Formulação não linear do funcional de energia do sistema acoplado	46
2.1.5	Amortecedor de coluna líquida sintoniza (TLCD)	47
3	Vibração livre	52
3.1	Solução modal	52
3.1.1	Condições de contornos da torre e da pá	53
3.2	Frequências naturais e modos de vibração	53
3.2.1	Frequências naturais para a torre de seção constante	56
3.2.2	Influência da base elástica nas frequências naturais	60
3.2.3	Frequências naturais de torre com seção variável	61
3.2.4	Influência da base elástica nas frequências naturais	63
4	Comportamento dinâmico não linear	67
4.1	Curvas de ressonância para o caso $\Omega = 12$ rpm	67
4.1.1	Curvas de ressonância de torre seção constante sem base elástica	68
4.1.2	Comparação das Curvas de ressonâncias de torre seção constante com base e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)	71

4.1.3	Curvas de ressonâncias de torre à seção variável sem base elástica	73
4.1.4	Comparação das Curvas de ressonâncias de torre seção variável com base e sem elástica para $\Omega = 12$ rpm	74
4.1.5	Planos fases e seções de Poincaré para a torre de seção variável	76
4.2	Solução de sistema acoplado torre- pá-TLCD	77
4.2.1	Parâmetros otimizados de TLCD e curvas frequência – amplitude	79
4.2.2	Curvas frequência -amplitude da torre com seção constante	80
4.2.3	Curvas frequência -amplitude de torre com seção variável	83
4.3	Impacto de carga sísmica real na base de torre	86
4.3.1	Aceleração de carga sísmica na base da torre seção constante (análise linear)	88
4.3.2	Aceleração de carga sísmica na base da torre seção constante (análise não linear)	92
4.3.3	Carga sísmica na torre de seção variável (análise linear)	94
4.3.4	Carga sísmica na torre de seção variável (análise não linear)	96
5	Conclusões	99
	Referências	102

CAPÍTULO 1

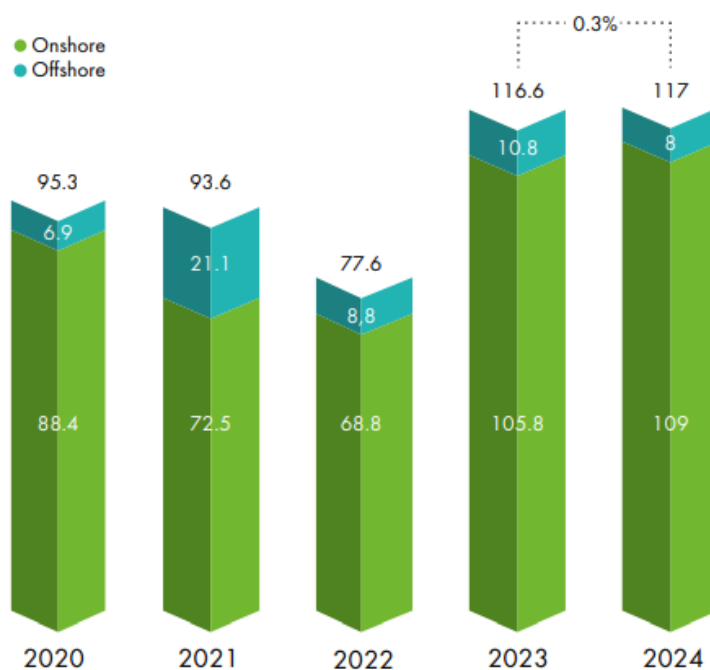
INTRODUÇÃO

A energia eólica tem se destacado como uma das principais alternativas para atender às demandas energéticas do século XXI, consolidando-se como um pilar essencial da transição energética global. Essa fonte renovável aproveita a força dos ventos para gerar eletricidade por meio de aerogeradores, apresentando benefícios significativos como a redução de emissões de gases de efeito estufa e o baixo impacto ambiental. Além de ser uma solução limpa e sustentável, a energia eólica contribui para a diversificação das matrizes energéticas, aumentando a segurança energética dos países e reduzindo a dependência de combustíveis fósseis. Sua versatilidade permite instalações tanto em terra quanto no mar, com baixos custos operacionais após a implantação, tornando-a uma opção economicamente viável e ecologicamente responsável. Ademais, o setor eólico promove o desenvolvimento econômico e social, gerando empregos diretos e indiretos, especialmente nas regiões onde os parques são instalados. Com avanços tecnológicos contínuos, essa forma de energia renovável não apenas reforça os compromissos globais com a sustentabilidade, mas também representa uma oportunidade estratégica para mitigar os efeitos das mudanças climáticas e construir um futuro mais resiliente.

O Global Wind Report 2025, publicado pelo Global Wind Energy Council (GWEC), fornece uma análise importante do desempenho do setor eólico global em 2024 e define um roteiro detalhado para o crescimento acelerado necessário entre anos 2025 e 2030. Nas instalações de sistemas de energias eólicas através do mundo, o relatório destaca que 2024 foi outro ano recorde, com 117 GW instalada, elevando o total global para 1.136 GW como pode-se observar nas Figura 1.1 onde apresenta o crescimento das instalações de energia eólica de 2020 a 2025, Figura 1.2 que mostra a capacidade instalada em 2024 por região e principais mercados, a Figura 1.3 que mostra a capacidade onshore e offshore instalada em 2024 e por fim a Figura 1.4 que mostra a atual capacidade onshore e offshore no mundo em 2025. Apesar desse progresso, o crescimento continua concentrado em alguns poucos mercados - China, EUA, Alemanha, Índia

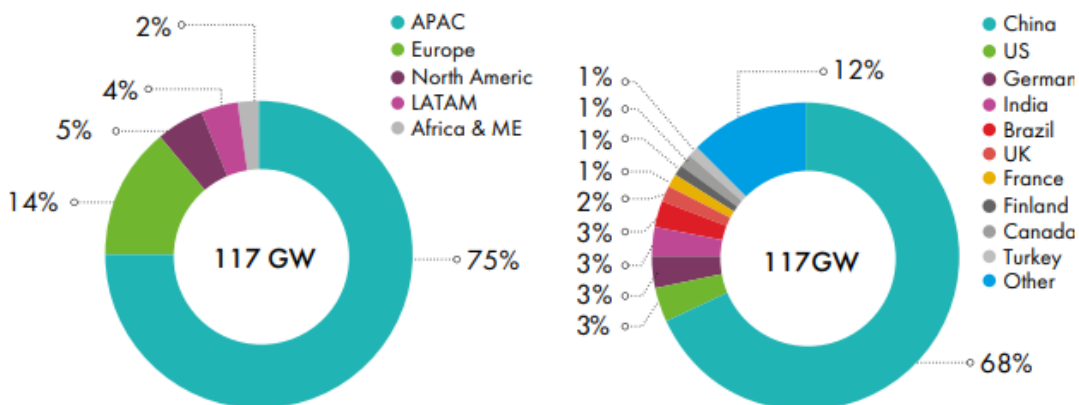
e Brasil foram responsáveis pela maioria das novas instalações - sendo que a China sozinha foi responsável por cerca de 70% do total. O documento ressalta que, embora o setor tenha demonstrado resiliência diante dos desafios macroeconômicos, como inflação, aumento dos custos de investimento, gargalos na cadeia de suprimentos e barreiras comerciais, o ritmo atual de expansão continua insuficiente para cumprir a meta da COP28 de triplicar a capacidade renovável até 2030. O relatório também destaca o surgimento de novos polos de crescimento, particularmente nos mercados emergentes da Ásia-Pacífico, África, Oriente Médio e América Latina, com países como Uzbequistão, Egito e Arábia Saudita, bem como o fortalecimento do Brasil como o quinto maior mercado do mundo em termos de capacidade instalada. No contexto brasileiro, o relatório destaca que o país é um protagonista regional, com potencial significativo em energia eólica onshore e offshore. O Brasil se beneficia de condições naturais excepcionais que lhe dão a capacidade de realizar a instalação de projetos offshore, totalizando mais de 180 GW, e de um ambiente industrial cada vez mais comprometido com a transição energética. Portanto, o Relatório Global sobre Energia Eólica de 2025 confirma que a energia eólica já é um pilar indispensável da transição energética global, mas que as reformas precisam ser aceleradas, os investimentos aumentados e a cooperação internacional fortalecida para que o setor atinja todo o seu potencial e contribua de forma decisiva para o combate às mudanças climáticas e para a segurança energética global.

Figura 1.1 – Crescimento das instalações de energia eólica de 2020 a 2025



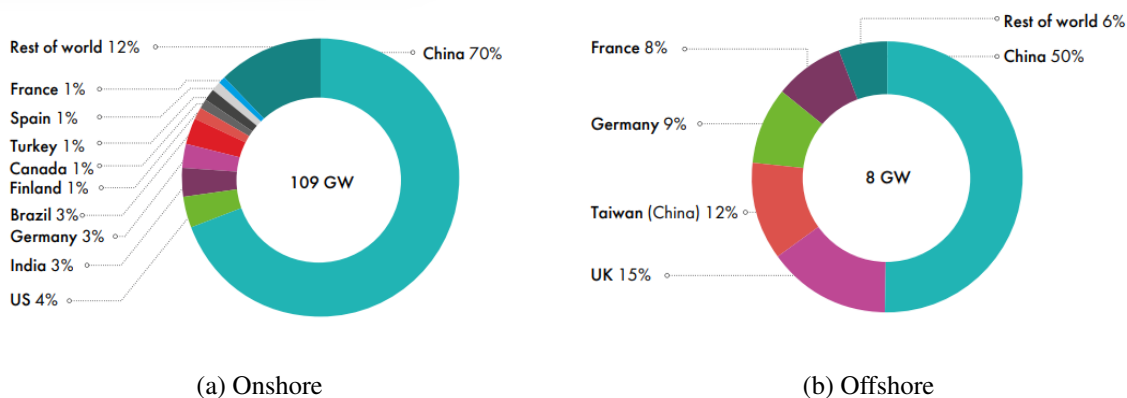
Fonte: GLOBAL WIND REPORT 2025¹

Figura 1.2 – Nova capacidade instalada em 2024 por região e principais mercados



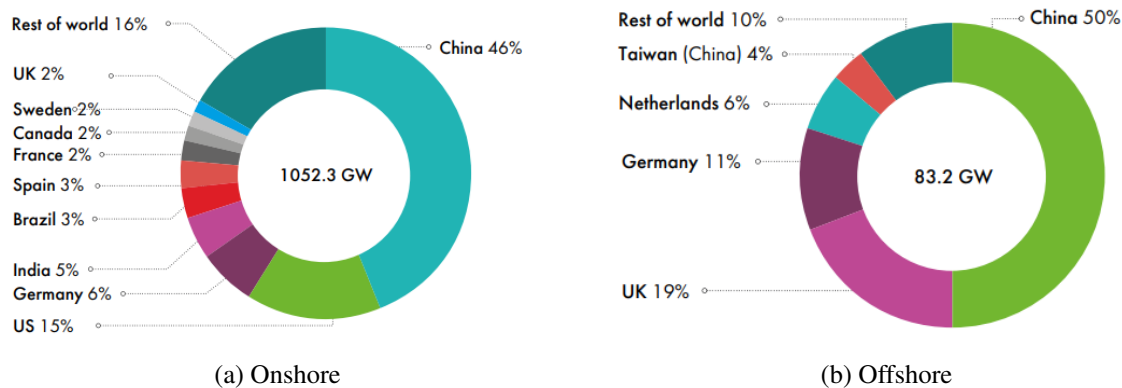
Fonte: GLOBAL WIND REPORT 2025²

Figura 1.3 – Nova capacidade onshore e offshore instalada em 2024



Fonte: GLOBAL WIND REPORT 2025³

Figura 1.4 – Total capacidade onshore e offshore no mundo em 2025 e principais mercados



Fonte: GLOBAL WIND REPORT 2025⁴

Uma torre eólica é uma estrutura projetada para suportar turbinas eólicas, que geram energia a partir do vento (Paloma, 2020). Elas podem ser feitas de aço ou concreto, dependendo das condições locais, dos requisitos de carga e de outras considerações técnicas. Em termos de tipos de instalação, há dois tipos principais de turbina eólica: as torres onshore, que são turbinas eólicas instaladas em terra, geralmente em locais onde os ventos são constantes e adequados, e as torres offshore, que são turbinas eólicas instaladas no mar, geralmente em plataformas fixas no fundo do oceano ou em plataformas flutuantes (Dias, 2009). No mundo moderno, as torres eólicas são constituídas por um rotor equipado com pás que giram sob o efeito do vento. Esse movimento é então convertido em eletricidade por um gerador. As pás podem ser dispostas vertical ou horizontalmente, sendo que a maioria das turbinas eólicas é disposta horizontalmente. As turbinas eólicas geralmente são compostas por duas ou três pás conectadas a uma nacela no topo da torre, onde está localizado o gerador. Os materiais testados para as pás são diversos, mas a fibra de vidro é atualmente o mais popular devido à sua excelente relação resistência/preço, enquanto as torres são geralmente feitas de aço, um material comum para grandes estruturas. No entanto, a eficiência de uma turbina eólica depende tanto da altura da torre, devido ao fato de a velocidade do vento aumentar com a altitude, quanto do tamanho das pás, porque a área da superfície do círculo de rotação que elas formam é proporcional à energia capturada do vento. Para maximizar essa captação de energia, o rotor deve estar sempre perpendicular ao vento, o que é garantido por um sistema de controle automático (Hansen, 2008)). A Figura 1.5 mostra uma torre onshore com os três componentes (Torre, pás e Nacela).

As turbinas eólicas funcionam em uma faixa restrita de velocidades do rotor, geralmente entre 10 e 50 rotações por minuto. Isso garante a eficiência e a segurança da estrutura, protegendo-a de ventos fortes. Entretanto, a velocidade do rotor influencia os modos de vibração da estrutura, o que pode levar à instabilidade. As turbinas eólicas podem sofrer diferentes tipos de instabilidade, como a ressonância e a instabilidade aeroelástica (Hansen, 2008). A ressonância ocorre quando a frequência de uma força externa se aproxima da frequência natural do sistema, amplificando suas oscilações. No caso das turbinas eólicas, isso significa que as frequências e os modos de vibração devem ser avaliados para evitar o movimento excessivo da torre ou das pás (Cavalcanti, 2018). A velocidade de rotação das pás também afeta a frequência natural da estrutura, modificando a rigidez das pás. Portanto, é essencial projetar torres eólicas de modo a evitar frequências ressonantes, o que pode ser garantido por meio de um controle estrutural adequado.

Figura 1.5 – Torre eólica onshore



Fonte: Iberdrola 2021⁵

A aeroelasticidade, conforme definida por (Collar, 1946), envolve a complexa interação entre forças aerodinâmicas, elásticas e inerciais. Holierhook (2008) amplia essa definição para incluir forças de controle, que são particularmente relevantes no contexto das torres de turbinas eólicas. As forças aerodinâmicas resultam da velocidade relativa do ar através da estrutura, as forças elásticas geram deformações, também influenciando a aerodinâmica, enquanto as forças inerciais estão relacionadas às acelerações estruturais. Esses fenômenos levam a instabilidades aeroelásticas, que são comuns em aviões, helicópteros e turbinas eólicas, sendo que as últimas compartilham semelhanças com os aviões, pois suas pás giram em torno de um eixo central.

A força de gravidade tem uma influência maior sobre as turbinas eólicas devido à orientação vertical de suas pás, expondo-as a fenômenos aeroelásticos como a vibração. Além disso, as interações entre a torre e as pás exacerbam essas instabilidades. Ao gerenciar esses fenômenos, a forma da estrutura, deformada ou não, é fundamental. Para controlar essas instabilidades, a introdução de dispositivos de controle é importante, especialmente para evitar a ressonância. O controle estrutural, conforme apresentado por (Soong, 1990), envolve a introdução de dispositivos ou forças externas para modificar as propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura.

Há várias categorias de controle, incluindo passivo, ativo, híbrido e semiativo, cada uma com suas vantagens e limitações em termos de consumo de energia e eficiência.

Este trabalho se concentra especificamente no controle passivo, com ênfase nos amortecedores de massa sintonizada (AMS), como os absorvedores por coluna de líquido sintonizado (TLCD) usados neste estudo. Uma revisão do estado da arte sobre o assunto de torres de turbinas eólicas e controle estrutural é apresentada para aprofundar a compreensão desses conceitos e suas aplicações.

1.1 Revisão bibliográfica

A análise dinâmica de torres eólicas é um aspecto muito importante do projeto estrutural da produção de energia eólica. A principal preocupação é garantir que a torre seja capaz de resistir às cargas dinâmicas geradas pelo vento e pela atividade sísmica, além das cargas estáticas. Nesta parte da dissertação, apresentam-se alguns dos trabalhos mais relevantes que foram realizados no estudo do comportamento dinâmico de torres de turbinas eólicas.

Xu, Samali e Kwok (1992) estudaram a eficácia dos amortecedores de coluna líquida sintonizada (TLCDs) na redução das vibrações induzidas pelo vento em torres eólicas. Os autores simplificam a equação não linear do TLCD para analisar a resposta estocástica das torres à turbulência do vento. Usando análises paramétricas, eles determinam os parâmetros ideais que maximizam a redução da aceleração e do deslocamento para diferentes tipos de torres. Os resultados indicam que, para torres de interesse prático, é possível obter uma redução significativa na aceleração ajustando a taxa de abertura do orifício no TLCD. A mesma proporção também maximiza a redução do deslocamento. A taxa de abertura ideal está entre 0,5 e 1,0, sendo que valores mais baixos (próximos a 0,5) são mais eficazes para torres mais baixas.

Yalla e Kareem (2000) avaliaram a operação do dispositivo TLCD semiativo. Realizaram-se experimentos para analisar as características dinâmicas de um sistema que combina uma estrutura e um TLCD. A configuração experimental consistiu em um protótipo de TLCD acoplado a um modelo de uma estrutura de um grau de liberdade montada em uma mesa vibratória. O TLCD foi equipado com uma válvula eletropneumática para otimizar o amortecimento em uma ampla

faixa de amplitudes de movimento da estrutura. Os parâmetros adequados, como a relação de sintonia e a relação de amortecimento, foram determinados experimentalmente e comparados com os resultados analíticos anteriores dos autores. Uma estratégia de controle validada experimentalmente com base na programação de ganhos foi usada para manter o amortecimento ideal. Constatou-se que o sistema semiativo oferece uma redução adicional de 15 a 25% na resposta em comparação com um sistema passivo. Por fim, um exemplo de projeto demonstrou a aplicação do TLCD semiativo em edifícios altos sujeitos a cargas de vento, mostrando que o TLCD semiativo reduziu a aceleração no topo do edifício em 45% em todas as velocidades de vento.

Balendra, Wang e Yan (2001) abordam o uso de amortecedores de coluna líquida com ajuste ativo para controlar a excitação do vento em torres. Esses amortecedores são dimensionados para absorver a energia vibracional das estruturas, reduzindo os efeitos negativos das forças do vento. A abordagem ativa permite ajustes dinâmicos para otimizar o desempenho dos amortecedores, melhorando assim a estabilidade e a segurança das torres em condições de vento excessivo.

Gerges e Vickery (2003) analisaram o comportamento de uma torre esbelta equipada com um amortecedor de massa não linear em resposta a ventos laterais. Realizado em um túnel de vento, o estudo examina como esse sistema pode reduzir as oscilações da torre causadas pelo vento. Os resultados fornecem informações sobre a eficácia do amortecedor não linear em comparação com os sistemas lineares tradicionais, oferecendo uma abordagem inovadora para atenuar as cargas de vento em estruturas altas.

Ghosh e Basu (2004) estudaram o uso de amortecedores de coluna líquida (TLCDs) como dispositivos passivos para o controle de vibrações em estruturas de período curto sujeitas a cargas sísmicas. Os TLCDs consistem em colunas em forma de "U" preenchidas com líquido e equipadas com orifícios que dissipam a energia por meio da perda de carga do fluido. A pesquisa destaca as vantagens dos TLCDs, como a facilidade de ajuste da frequência natural e a capacidade de adaptação ao projeto da estrutura. Os experimentos em uma estrutura de aço de quatro andares mostraram que os TLCDs reduzem significativamente as respostas de vibração, principalmente em frequências próximas à ressonância, com melhorias de mais de 85% em alguns casos.

Wright e Balas (2004) apresentam métodos avançados de controle para turbinas eólicas com o objetivo de maximizar a extração de energia e reduzir as cargas dinâmicas que causam fadiga estrutural. Usando técnicas modernas de controle de espaço de estado, os autores desenvolvem sistemas que regulam a velocidade da turbina eólica na região 3 (acima da velocidade nominal do vento) e adicionam amortecimento ativo em modos flexíveis de baixo amortecimento, como os modos de torção do trem de força e os modos de flexão da torre. O controle é implementado por meio de dois loops separados: um para o torque do gerador, que reduz as cargas de torção, e outro para o passo coletivo da pá, que regula a velocidade do gerador e reduz as cargas da torre. Esses sistemas se mostraram eficazes em simulações e testes de campo, melhorando a estabilidade estrutural das turbinas

De Souza et al. (2006) estudaram a dinâmica de sistemas vibratórios, com foco especial na integração de amortecedores de coluna líquida sintonizada (TLCDs) e nos desafios impostos por uma fonte de alimentação limitada. No entanto, sua eficácia depende de vários fatores, incluindo as características do sistema vibratório e a disponibilidade de recursos energéticos. Este estudo examina a interação entre os TLCDs e o comportamento vibratório das estruturas, destacando a importância dos parâmetros de ajuste para um desempenho adequado. Os autores explicam como os TLCDs interagem com as frequências naturais dos sistemas vibratórios, destacando a importância do ajuste preciso para obter a supressão da ressonância. Além disso, o estudo aborda as restrições práticas impostas por uma fonte de alimentação limitada, que pode ter um impacto sobre a operação dos TLCDs. Os autores discutem estratégias para otimizar o desempenho dos TLCDs nessas condições, como o uso de algoritmos de controle de baixo consumo de energia e a integração de fontes de energia adicionais. Os principais resultados referentes à dinâmica de sistemas vibratórios com um TLCD e uma fonte de alimentação limitada são apresentados, oferecendo uma visão das complexas interações envolvidas. Como resultado, a pesquisa destaca a dinâmica complexa envolvida nos sistemas vibratórios equipados com TLCD, ressaltando a necessidade de considerar com atenção os parâmetros de ajuste e as restrições de energia para obter um controle eficaz da vibração.

Kallesøe (2006) Apresenta um modelo matemático de baixa ordem para analisar a dinâmica da pá e as estratégias de controle para a redução da carga da pá em turbinas eólicas. O modelo combina uma seção típica de asa com um modelo de velocidade do rotor, resultando em quatro graus estruturais de liberdade: oscilações da pá nas direções de flap, borda, torção e velocidade

do rotor. A aerodinâmica é descrita por um modelo aerodinâmico instável. As equações de movimento são derivadas de forma não linear e linear, sendo as equações lineares usadas para análise de estabilidade e projeto de controle, enquanto as equações não lineares são usadas para simulações de tempo para avaliar o desempenho do controle. O modelo é capaz de prever fenômenos como a vibração clássica e a vibração induzida por estol, e é usado para comparar o desempenho de diferentes controladores.

To e Chen (2007) concentram-se na otimização do controle de vibrações aleatórias em estruturas de placas e cascas usando componentes piezoelétricos distribuídos. A pesquisa explora como esses componentes podem ser usados para reduzir vibrações indesejadas em estruturas sujeitas a cargas aleatórias. O controle ideal é obtido pela aplicação de sinais elétricos apropriados aos componentes piezoelétricos, que geram forças que se opõem às vibrações.

Prowell et al. (2009) apresentam um estudo experimental e numérico do comportamento sísmico de turbinas eólicas. Um teste preliminar de mesa de vibração foi realizado em uma turbina eólica de 65 kW, que forneceu dados sobre frequências naturais, modos de vibração e respostas dinâmicas. Com base nesses dados, modelos numéricos foram calibrados para simular as interações entre o solo e a estrutura e prever o desempenho em condições sísmicas. Além disso, o estudo destaca que as condições operacionais e a orientação da vibração têm uma influência significativa na resposta da turbina e são fatores essenciais no projeto sísmico de turbinas eólicas modernas.

Eason et al. (2013) estudaram a eficácia da combinação de um amortecedor de massa não linear e um amortecedor de massa semiativo em série para reduzir as vibrações em um oscilador linear. Os autores demonstram que essa configuração híbrida supera o desempenho dos amortecedores de massa sintonizados tradicionais, especialmente em cenários de excitação de banda larga e frequência variável, graças à combinação entre a adaptabilidade do amortecedor de massa sintonizado semiativo e a solidez do amortecedor de massa sintonizado não linear. Por meio de análises numéricas e experimentais, o estudo mostra reduções significativas na amplitude da vibração.

Min, Kim e Lee (2014) estudaram um método de concepção de amortecedores líquidos bidirecionais para reduzir os deslocamentos provocados pelo vento em edifícios altos. Os autores salientam que estes dispositivos são eficazes na atenuação das oscilações estruturais causadas

por cargas dinâmicas, como o vento, sem comprometer o espaço útil do edifício. A investigação mostra que os amortecedores líquidos podem ser uma solução para a estabilidade estrutural de edifícios altos expostos a condições meteorológicas adversas.

Valamanesh e Myers (2014) analisaram a influência do amortecimento aerodinâmico na resposta sísmica de torres de turbinas eólicas de eixo horizontal. Utilizando simulações numéricas acopladas, o estudo analisa a interação entre as cargas sísmicas e aerodinâmicas, demonstrando que o amortecimento aerodinâmico pode reduzir os deslocamentos máximos da torre ao dissipar a energia da excitação sísmica. Todavia, as interrupções de emergência causadas por sismos intensos podem gerar instabilidade temporária e aumentar a resposta dinâmica da torre. Além disso, quando a turbina está em repouso, os deslocamentos e as acelerações no topo da torre aumentam linearmente com a aceleração do solo.

Caterino (2015) apresenta uma abordagem inovadora ao controle das vibrações em turbinas eólicas utilizando amortecedores magnetoreológicos (MR). O estudo propõe um sistema de controle semi-ativo que utiliza amortecedores magnetoreológicos para atenuar as vibrações indesejadas na estrutura da turbina eólica, em particular na torre e nas pás. Os amortecedores magnetoreológicos são dispositivos que podem alterar rapidamente as suas propriedades de amortecimento em resposta a um campo magnético aplicado, permitindo uma adaptação em tempo real às condições de carga variáveis experimentadas pela turbina eólica. Os resultados da pesquisa indicam que esta técnica de controle semi-ativo é eficaz na redução das vibrações estruturais, melhorando assim a estabilidade da turbina eólica.

Sapountzakis et al. (2015) introduziram uma análise dinâmica não linear de torres de turbinas eólicas, tendo em conta a interação solo-estrutura. A abordagem utiliza o método dos elementos de contorno para modelar torres de secção variável baseadas em sistemas de superfície ou monopilares. A estrutura está sujeita a cargas transversais de vento e a excitações sísmicas, bem como a cargas axiais devidas ao seu próprio peso e ao peso das peças mecânicas. O estudo utiliza a teoria dos momentos de elementos de pá para gerar o historial de cargas de vento e a análise unidimensional de ondas de cisalhamento para obter a resposta sísmica do local. Os resultados mostram a forte influência dos efeitos não lineares na resposta dinâmica das torres de turbinas eólicas, validando o método proposto através da comparação com software comercial de elementos finitos.

Rahman et al. (2015) apresentaram uma revisão detalhada das técnicas de controlo das vibrações em turbinas eólicas, com o objetivo de melhorar a sua eficiência e prolongar a vida útil das estruturas. Explora estratégias de controlo passivo, ativo e semi-ativo, bem como dispositivos de amortecimento, como o amortecedor de massa sintonizada (TMD), que são amplamente utilizados para atenuar as vibrações em turbinas eólicas. O estudo focaliza-se em modelos simplificados de turbinas eólicas e analisa os efeitos das forças centrífugas, da aceleração lateral e de outros factores estruturais utilizando a teoria de Euler-Bernoulli.

Kang et al. (2016) analisam a estabilidade dinâmica de um sistema complexo presente nas turbinas eólicas, constituído por uma torre, pás flexíveis e uma nacela rígida. Quando estes componentes interagem, podem ocorrer instabilidades, o que pode comprometer o funcionamento correto da turbina eólica. Para analisar este fenómeno, são derivadas equações de movimento para descrever as interações entre a torre, as pás e a nacela. Estas equações têm em conta a aceleração lateral da nacela na ponta da torre, onde está fixada a pá flexível. Em seguida, utilizando o método de Galerkin em coordenadas espaciais, os valores próprios do sistema acoplado torre-pás são calculados para diferentes velocidades de rotação das pás e densidades do material da torre. Os resultados desta análise mostram que o sistema se torna instável quando certos modos de vibração da torre e das pás se sobrepõem. Para validar estes resultados, foi efetuada uma experiência numa turbina eólica modelo utilizando um sistema de telemetria sem fios. As vibrações das pás rotativas foram medidas e comparadas com as previsões do estudo analítico. Os resultados experimentais confirmam que as instabilidades observadas correspondem às previsões teóricas, reforçando assim a validade da abordagem analítica.

Santangelo et al. (2016) exploram métodos de análise desacoplados no domínio do tempo para avaliar a resposta sísmica de turbinas eólicas em terra. Considerando a crescente instalação destas estruturas em regiões sísmicas, o estudo procura prever com exatidão os efeitos combinados das cargas aerodinâmicas e sísmicas em turbinas eólicas de grande altura, que são sensíveis a forças laterais. São efetuadas comparações entre métodos acoplados e não acoplados, considerando deslocamentos, acelerações, forças de corte e momentos flectores na torre. A investigação revela que os modos superiores da estrutura podem ser fortemente excitados por sismos específicos, reforçando a importância de levar em conta as interações complexas entre o vento e os sismos para um projeto seguro e eficiente.

Zuo, Bi e Hao (2017) examinaram a estratégia de controle de vibrações para turbinas eólicas offshore sujeitas a múltiplos riscos, como ventos fortes e ondas. Os autores investigam a utilização de múltiplos amortecedores de massa sintonizada (TMD) para diminuir estas vibrações. A pesquisa apresenta uma abordagem inovadora para melhorar a estabilidade e a segurança dessas estruturas, que são frequentemente expostas a condições ambientais adversas. O estudo explica em detalhes como os amortecedores de massa sintonizados podem ser otimizados para lidar com diferentes tipos de cargas, contribuindo assim para a eficiência e a durabilidade das turbinas eólicas offshore.

Espinoza, Carrillo e Suazo (2018) analisaram o comportamento de um amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD) no controle de estruturas não lineares sujeitas a excitações sísmicas aleatórias. A investigação investiga a forma como o TLCD pode atenuar as respostas dinâmicas destas estruturas, explorando a influência do conteúdo de frequência das excitações na eficácia do dispositivo. Os resultados indicam que o TLCD é mais eficaz em estruturas sujeitas a processos de banda larga, enquanto que em processos de banda estreita o desempenho máximo ocorre quando o período linear equivalente do sistema TLCD-estrutura é igualado ao período do TLCD e a frequência da estrutura coincide com a frequência predominante do movimento de entrada.

Park et al. (2018) Analisaram o comportamento de um amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD) com objetivo para controlar as vibrações não-lineares nas estruturas sujeitas a excitações sísmicas aleatórias. A estrutura é modelada como um sistema de um grau de liberdade com uma incursão no regime não-linear, utilizando o modelo hysterético de Bouc-Wen para representar este comportamento. Efetuada uma análise estocástica estacionária no domínio da frequência, utilizando uma linearização estatística equivalente para o sistema principal e o TLCD. Os parâmetros do TLCD considerados no processo de otimização são a frequência e o coeficiente de perda de carga, com duas funções objetivo: redução do deslocamento do sistema principal e redução da energia hysterética. Os processos de banda larga e banda estreita são considerados como excitação sísmica aleatória. Os resultados indicam que, para um processo de banda larga, o TLCD tende a sintonizar-se com a frequência linear equivalente do sistema sem TLCD, enquanto que para o processo de banda estreita, sintoniza-se com a frequência dominante da entrada. De acordo com o trabalho dos autores, o TLCD torna-se dessincronizado da frequência da estrutura à medida que esta se torna mais não linear. Concluíram também que,

no caso de estruturas flexíveis, o coeficiente ótimo de redução de carga tende a ser menor e aumenta em função da frequência da estrutura.

Rezaee e Aly (2018) desenvolvem estratégias para controlar as vibrações nas turbinas eólicas, a fim de melhorar o desempenho estrutural e energético em condições adversas. A investigação centra-se nos efeitos da vibração excessiva, que pode encurtar a vida das turbinas eólicas e reduzir a sua eficiência. São analisadas várias técnicas de controle, tais como amortecedores controlados por massa, sistemas ativos e passivos e métodos híbridos, para atenuar os efeitos das cargas externas e dos riscos múltiplos. O estudo utiliza simulações numéricas e modelação matemática para avaliar a eficácia destas abordagens, salientando que soluções como o controlo cúbico negativo da velocidade (CNVC) combinado com o controlo linear negativo da aceleração (LNAC) oferecem resultados promissores em termos de custo-eficácia.

Sarkar e Chakraborty (2018) propõem um amortecedor semiativo de coluna líquida com ajuste magnetoreológico (MR-TLCD) para controle de vibração em torres de turbinas eólicas horizontais sujeitas a cargas de vento. Os pesquisadores otimizaram os parâmetros do dispositivo usando algoritmos, levando em conta a interação entre o solo e a estrutura e as cargas estocásticas de vento e ondas usando modelos espectrais. A análise mostrou uma importante redução no deslocamento no topo da torre, com a eficiência do amortecimento dependendo do espectro de força e da função de transferência da turbina eólica.

Ghassempour, Failla e Arena (2019) investigaram a capacidade dos amortecedores de coluna líquida sintonizada (TLCDs) de dissipar a vibração e reduzir a fragilidade de turbinas eólicas offshore sujeitas a cargas ambientais extremas, como ventos fortes e ondas. Os autores desenvolvem um modelo numérico acoplado que integra a dinâmica da turbina eólica com o TLCD, demonstrando que esse sistema é capaz de reduzir significativamente as respostas estruturais, como deslocamentos e acelerações, sob condições críticas. A análise de fragilidade mostra que o uso do TLCD reduz a probabilidade de danos estruturais, aumentando assim a durabilidade e a confiabilidade das turbinas eólicas offshore.

Hemmati, Oterkus e Barltrop (2019) examinaram o uso de amortecedores de coluna líquida sintonizados (TLCDs) para reduzir fragilidades estruturais em turbinas eólicas offshore. Esses dispositivos são projetados para mitigar vibrações e cargas dinâmicas causadas por condições ambientais adversas, melhorando a estabilidade e a eficiência do sistema. O estudo destaca

que, quando integrados ao projeto geral das turbinas, os TLCDs podem oferecer soluções eficazes para reduzir movimentos e cargas, especialmente em plataformas flutuantes como semi-submersíveis e tipo barça. Além disso, o artigo enfatiza a necessidade de otimização conjunta dos TLCDs com outros subsistemas, como controladores de passo das lâminas, para maximizar os benefícios e evitar impactos negativos na performance geral da turbina.

Zhang e Høeg (2020) exploram o uso de amortecedores de coluna líquida sintonizados (TLCDs) para mitigar as respostas dinâmicas indesejadas em turbinas eólicas flutuantes do tipo Spar. A pesquisa combina análises numéricas e experimentais para avaliar a eficácia dos TLCDs na redução de movimentos oscilatórios e cargas estruturais, que são desafios críticos para turbinas offshore devido às condições marítimas severas. Os resultados mostram que os TLCDs podem melhorar significativamente a estabilidade da plataforma, reduzindo movimentos como arfagem e balanço, enquanto mantêm a eficiência operacional da turbina. A integração desses dispositivos demonstra potencial para aumentar a viabilidade econômica e estrutural das turbinas flutuantes em águas profundas, contribuindo para o avanço da energia eólica offshore sustentável.

Esfeh e Kaynia (2020) abordaram a resposta sísmica de fundações de monopiles e caixões utilizadas em turbinas eólicas offshore instaladas em solos liquefáveis. Esses tipos de fundações são comuns em projetos offshore. Os autores destacam a importância do dimensionamento adequado e da análise estrutural para garantir a estabilidade e segurança das estruturas em condições adversas, como terremotos. Eles indicam que a liquefação do solo pode comprometer a estabilidade das fundações, tornando crucial a avaliação da resposta sísmica dessas estruturas.

Chen et al. (2022) investigaram a dinâmica e o controle de turbinas eólicas offshore flutuantes do tipo spar, utilizando amortecedores sintonizados de coluna líquida (TLCDs) para mitigar as vibrações induzidas por cargas ambientais, como ondas e vento. Os autores desenvolvem um modelo acoplado que integra a estrutura da turbina, o sistema de flutuação e os TLCDs, realizando análises numéricas e simulações para avaliar a eficácia desses amortecedores na redução das oscilações. Os resultados demonstram que os TLCDs podem melhorar significativamente a estabilidade e o desempenho das turbinas, reduzindo as respostas dinâmicas e aumentando a vida útil da estrutura.

Mendes et al. (2023) estudaram como otimizar o uso de um Amortecedor de Coluna Líquida

Sintonizado (TLCD) para reduzir as vibrações em uma turbina eólica offshore de 5 MW. A otimização é feita considerando as forças aleatórias do vento e das ondas, além das interações entre a estrutura e o ambiente marinho. Utilizando um algoritmo genético, os parâmetros do TLCD são ajustados para minimizar os deslocamentos no topo da torre. Os resultados mostram uma redução significativa nas vibrações quando o TLCD é usado, especialmente em comparação com métodos tradicionais de otimização. Além disso, o estudo destaca a importância de considerar o espectro de forças e a resposta da turbina para obter os melhores parâmetros do amortecedor.

Han et al. (2023) investigaram a modelagem dinâmica e o controle de vibrações em turbinas eólicas offshore montadas em balsas flutuantes, utilizando um Amortecedor de Coluna de Líquido Sintonizado (TLCD). Os autores desenvolvem um modelo numérico para analisar a resposta estrutural do sistema sob cargas ambientais, como ondas e ventos, e avaliam a eficácia do TLCD na redução de vibrações indesejadas. Os resultados demonstram que o TLCD é uma solução viável para melhorar a estabilidade e o desempenho operacional das turbinas eólicas flutuantes, contribuindo para a segurança e durabilidade dessas estruturas em ambientes marinhos desafiadores.

Del Prado et al. (2024) estudaram a vibração não linear e o controle de um sistema composto por uma torre eólica, nacela e pás, sujeito a uma força harmônica externa colocada na extremidade superior da torre. Usando a teoria não linear de Euler-Bernoulli para as vigas, bem como o método Rayleigh-Ritz e o princípio de Hamilton, os autores derivaram um conjunto de equações não lineares de movimento, resolvidas usando o método Runge-Kutta. Um dispositivo TLCD, localizado no topo da torre, foi usado para controlar as vibrações. O estudo analisou o efeito da rotação da pá sobre as frequências naturais do sistema e obteve curvas de ressonância para avaliar o impacto da rotação da pá e da frequência da força externa sobre as vibrações não lineares da torre, bem como para examinar a eficácia do TLCD no controle dessas vibrações. Os resultados fornecem informações importantes sobre a dinâmica das turbinas eólicas offshore, o que contribui para o desenvolvimento de sistemas de energia eólica mais resistentes e adaptáveis.

Jiang et al. (2024) investigaram uma estratégia inovadora para redução semi-ativa de vibrações em turbinas eólicas offshore, combinando a teoria das correntes parasitas (que aproveita campos magnéticos para gerar amortecimento não intrusivo) com amortecedores de massa sintonizados

(TMDs). O método proposto visa melhorar a estabilidade estrutural dessas turbinas, expostas a cargas dinâmicas complexas (como ventos e ondas), ao ajustar dinamicamente a resposta do sistema conforme as condições ambientais. A integração das correntes parasitas permite um controle mais eficiente e adaptável do amortecimento, reduzindo desgastes mecânicos e aumentando a vida útil das estruturas, enquanto os TMDs otimizam a absorção de energia vibratória. Resultados indicam que essa abordagem híbrida oferece maior flexibilidade e desempenho comparada a métodos passivos tradicionais, sendo promissora para aplicações em ambientes marítimos críticos.

Lu et al. (2024) estudaram experimentalmente o uso de dispositivos de controle de vibração, como amortecedores de coluna líquida sintonizados (TLCD), para mitigar os efeitos dinâmicos em estruturas de suporte de turbinas eólicas offshore. Por meio de testes em mesa vibratória com um modelo reduzido, os autores avaliam a eficácia desses dispositivos em reduzir deslocamentos, acelerações e tensões estruturais sob cargas sísmicas e equivalentes de vento e ondas. Os resultados indicam que os TLCDs proporcionam significativa redução na resposta dinâmica, contribuindo para aumentar a vida útil das turbinas.

Duan et al. (2024) investigaram o comportamento dinâmico de torres de turbinas eólicas offshore com fundação monopile e estrutura CFDST (Concrete-Filled Double-Skin Tube) sob a ação combinada de cargas de vento, ondas e sísmicas. Embora, os autores indicam que tais análises são cruciais para avaliar a estabilidade e segurança das turbinas eólicas offshore em condições extremas. O estudo utiliza métodos numéricos avançados para modelar as interações complexas entre a estrutura da turbina, a fundação monopile e o solo circundante, considerando os efeitos combinados das cargas ambientais e sísmicas na resposta dinâmica do sistema.

A análise dinâmica das turbinas eólicas, como demonstram os trabalhos consultados, é fundamental para garantir a integridade estrutural e a eficiência operacional das turbinas eólicas, especialmente diante da crescente demanda por energia limpa em meios cada vez mais adversos.

Os estudos mostram que as torres eólicas estão sujeitas a múltiplas origens de excitação dinâmica, como vento, ondas e terremotos, o que requer abordagens de controle estrutural para atenuar vibrações e cargas indesejáveis. Nesse contexto, os amortecedores de coluna líquida sintonizada (TLCD) e os amortecedores de massa sintonizada (TMD) se destacam, pois foram amplamente estudados e aplicados em configurações passivas, bem como em sistemas ativos e

semiativos. Os TLCs têm se mostrado muito eficazes na redução de deslocamentos e acelerações, contribuindo significativamente para aumentar a vida útil e a confiabilidade das estruturas, inclusive em ambientes offshore, onde as condições ambientais são mais severas. A otimização dos parâmetros desses dispositivos, como frequência de sintonia e taxa de amortecimento, é considerada essencial para maximizar seu desempenho. Além dos dispositivos passivos, soluções híbridas e semi-ativas, como o uso de amortecedores magnetoreológicos, melhoraram a capacidade de adaptação das torres eólicas a condições dinâmicas variáveis e aumentaram a resistência estrutural. Outro ponto importante no trabalho é a necessidade de uma modelagem que leve em consideração as interações solo-estrutura e os efeitos não lineares, especialmente em torres altas e turbinas offshore. Métodos numéricos avançados e experimentos em pequena escala foram usados para validar os modelos e as estratégias de controle, destacando a importância das abordagens multidisciplinares para o desenvolvimento de soluções eficazes.

1.2 Justificativa de trabalho de dissertação

Analisar a resposta dinâmica e o controle de torres eólicas sujeitas a forças externas como o vento e as ondas sísmicas é necessário para melhorar a eficiência e a segurança dessas estruturas, que são essenciais para a produção de energia renovável. Isso nos permitirá não apenas entender a resposta dinâmica, mas também avaliar como as torres eólicas interagem com as forças do vento e as oscilações resultantes da atividade sísmica. A complexa interação entre as forças do vento e os eventos sísmicos pode criar desafios significativos para o projeto e a operação dessas torres. Portanto, um estudo aprofundado é importante para entender como esses fatores influenciam as respostas estruturais das torres eólicas, garantindo assim, a integridade e a durabilidade dessas instalações estruturais. Além disso, o estudo das estratégias de controle passivo pode fornecer informações valiosas para o desenvolvimento de sistemas que minimizam a vibração indesejada e maximizam a eficiência das torres eólicas. Compreender e otimizar a resposta dinâmica e o controle dessas torres contribui, não apenas para a segurança estrutural, mas também para a viabilidade econômica e a sustentabilidade da energia eólica como fonte de energia limpa.

1.3 Objetivo de trabalho

O objetivo geral deste trabalho de dissertação é analisar o comportamento dinâmico de um sistema de torre eólica acoplado composto por torre, nacelle e pá em resposta a cargas dinâmicas como o vento e ondas sísmicas. A estratégia é usar um amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD) e analisar como a variação geométrica, a fundação e as características do sistema afetam o comportamento geral da vibração.

1.4 Organização de trabalho

Este trabalho de dissertação é composto por seis (6) capítulos:

- No Capítulo 1 é apresentada uma introdução, seguida de uma revisão bibliográfica sobre um conjunto de trabalhos já realizados por outros autores sobre torres eólicas e controle vibratório. Esses trabalhos podem ser dissertações ou artigos, e as fontes consultadas incluem Google Scholar, Periódicos Capes, Scopus, Web of Science, entre outras;
- No Capítulo 2 desenvolve-se a formulação matemática, considerando diversos parâmetros, como a variação da seção transversal, o deslocamento na base da torre, o controle vibratório, a carga sísmica real e a base elástica;
- O Capítulo 3 descreve-se a solução modal, determinando as frequências naturais e os modos de vibração, além de analisar as modificações ocorridas após a consideração da base elástica e da variação da seção transversal;
- No Capítulo 4 aborda-se a análise da resposta temporal não linear;
- No Capítulo 5 apresenta-se uma conclusão de trabalho, com foco nos resultados e a projeção para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

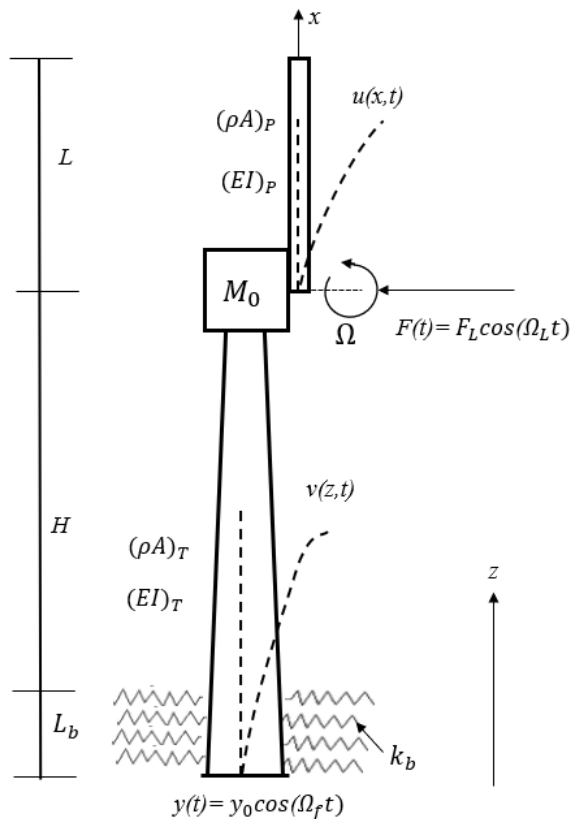
FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

Neste capítulo, é apresentada a formulação matemática usada para a modelagem do sistema composto pela torre, nacela e pás, incluindo também o deslocamento de base, da base elástica e do amortecedor de líquido sintonizado. O desenvolvimento da formulação é feito a partir de um funcional de energia, considerando grandes deslocamentos e rotações moderadas, refletindo de forma mais realista o comportamento dinâmico do sistema.

Adota-se como referência a geometria ilustrada na Figura 2.1, que representa o modelo estrutural de uma torre eólica de seção variável. A torre possui altura igual a H , densidade do material ρ_T , a área da seção transversal A_T , módulo de elasticidade E_T e momento de inércia I_T . A variável z indica a coordenada espacial ao longo do eixo da torre, e o deslocamento transversal em função do tempo é representado por $v(z, t)$. No topo da torre está localizada a nacela, cuja massa é indicada por M_0 . Uma força harmônica transversal variável no tempo, representada por $F(t)$, atua nesse ponto, sendo F_L sua amplitude máxima. As pás apresentam comprimento L e são caracterizadas por densidade ρ_P , área A_P , módulo de elasticidade E_P , momento de inércia I_P e velocidade angular constante Ω . A coordenada espacial ao longo da pá é denotada por x , e o deslocamento transversal das pás ao longo do tempo é indicado por $u(x, t)$. A base da torre é considerada elástica, com rigidez representada por K_b e comprimento característico L_b . O deslocamento da base é descrito pela função $y(t)$, cuja amplitude é dada por y_0 .

Tanto a torre quanto as pás são modeladas com base na teoria não linear de vigas de Euler-Bernoulli. A escolha dessa teoria se justifica pelo fato de que, para essas estruturas esbeltas, o comprimento é significativamente maior do que as outras dimensões (largura e espessura), tornando desprezíveis as deformações longitudinais ao longo do eixo da estrutura.

Figura 2.1 – Torre eólica de seção variável



Fonte: Autor 2025¹

2.1 Funcional não linear de energia de sistema

O funcional de energia associado ao sistema é constituído por três componentes principais: a energia de deformação, que está relacionada à resposta elástica do material; a energia cinética, que representa os efeitos dinâmicos devido ao movimento; e a energia de trabalho, associada às forças externas atuantes na torre. A formulação adotada neste estudo foi desenvolvida com base nos fundamentos apresentados nos trabalhos anteriores de dissertação desenvolvidos por Martins (2021), Martins et al. (2022) e Del Prado et al. (2024), os quais serviram como principal referência para descrever o modelo teórico.

2.1.1 Energia de deformação

Considere um elemento de viga em que a energia de deformação U é a soma da energia da membrana (U_m) e da energia de flexão (U_f), de acordo com a Equação (2.1):

$$U = U_m + U_f = \int_0^L \frac{1}{2} EA \epsilon^2 dx + \int_0^L \frac{1}{2} EI \chi^2 dx \quad (2.1)$$

Onde, E é o módulo de elasticidade, A é a área da seção transversal; I é o momento de inércia, ϵ é a deformação específica e χ é a mudança de curvatura.

Na avaliação estrutural da torre, as deformações ao longo de seu comprimento são consideradas não significativas. Portanto, a análise se concentra principalmente nos modos de flexão, que são os principais a revelar o comportamento da estrutura diante das cargas aplicadas. Essa abordagem nos permite entender como a torre se deforma lateralmente sob diferentes condições de carga. Entretanto, para obter uma descrição mais precisa e detalhada do comportamento estrutural da torre, é essencial levar em conta a análise geométrica linear e não linear. A análise linear pressupõe que as deformações são pequenas e que a relação entre força e deslocamento permanece proporcional. A análise geométrica não linear, por outro lado, leva em conta grandes deformações, permitindo a captura de efeitos que não são representados em modelos lineares, o que a torna essencial em alguns casos para garantir a precisão dos resultados.

A figura 2.2 ilustra uma viga sujeita a forças ao longo do eixo longitudinal e do eixo de flexão, caracterizando uma situação de flexão biaxial onde u_v é o deslocamento na direção horizontal (longitudinal) da viga, w o deslocamento vertical da viga, dx o incremento infinitesimal na direção x , dw o incremento infinitesimal na deflexão vertical, du_v o incremento infinitesimal no deslocamento horizontal, ds incremento infinitesimal ao longo do comprimento deformado da viga (linha curva real da viga deformada), Δ o deslocamento axial na extremidade da torre, φ representa o ângulo de rotação da viga naquele ponto, ou seja, a inclinação da linha neutra da viga com relação à horizontal e L o comprimento total da viga. De acordo com a representação na figura 2.3, há um segmento curvo da viga que, para simplificar a análise, pode ser aproximado geometricamente por um triângulo retângulo. O uso dessa aproximação facilita a determinação da mudança de curvatura da viga, simbolizada pela variável χ . Essas representações gráficas

foram adaptadas e se baseiam no trabalho de dissertação desenvolvido por Martins (2021), servindo como suporte visual e conceitual para a formulação do modelo estrutural.

Figura 2.2 – Deslocamento transversal e mudança na curvatura de uma viga apoiada

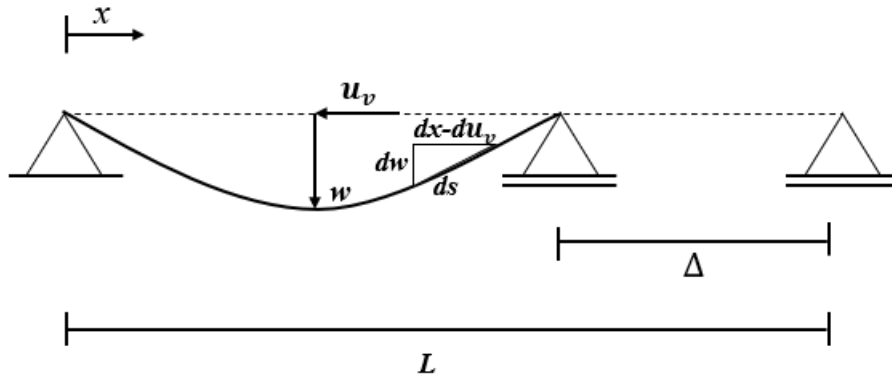
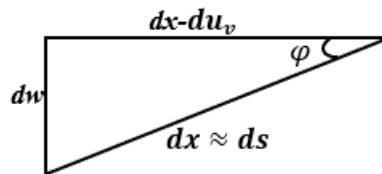


Figura 2.3 – Elemento infinitesimal da linha neutra



Quando uma estrutura é submetida a cargas, sua forma original pode ser alterada, e essas alterações causadas pela aplicação de cargas podem ser prejudiciais à estrutura. No caso de estruturas muito esbeltas, como torres, a curvatura ocorre como no caso de vigas ou lajes. Essa curvatura observada após a aplicação de uma carga pode ser definida como a medida do desvio de uma linha ou superfície em relação a uma linha reta. Diferentes tipos de carga podem causar curvatura em estruturas, como o peso da própria estrutura, cargas horizontais, como vento e cargas sísmicas. A mudança da curvatura é dada pela Equação (2.2):

$$\chi = \frac{1}{R_f} - \frac{1}{R_0} \quad (2.2)$$

Onde R_f é o raio da estrutura deformada, R_0 é o raio de curvatura da estrutura não deformada. Inicialmente, não há deformação, portanto, a viga permanece reta no início. Isso significa que R_0 é infinito e a segunda parcela da expressão do lado direito da Equação (2.2) é nula. Então, obtém-se:

$$\chi = \frac{1}{R_f} = \frac{d\varphi}{dx} = \varphi_{,x} \quad (2.3)$$

Utilizando a relação trigonométrica no triângulo da Figura 2.3, pode-se escrever:

$$\sin(\varphi) = \frac{dw}{dx} = \frac{dw}{ds} \quad (2.4)$$

Derivando a Equação (2.4) em relação a x , obtém-se:

$$\frac{d}{dx}(\sin(\varphi)) = \frac{d}{dx} \left(\frac{dw}{dx} \right) \quad (2.5)$$

Fazendo as substituições adequadas na Equação (2.5), obtém-se:

$$\cos(\varphi) \frac{d\varphi}{dx} = \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.6)$$

Dividindo ambos os lados da Equação (2.6) por $\cos(\varphi)$, obtém-se:

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{1}{\cos(\varphi)} \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.7)$$

Com base na Equação (2.2), obtém-se:

$$\chi = \frac{d\varphi}{dx} = \frac{1}{\cos(\varphi)} \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.8)$$

Considerando a formulação trigonométrica onde: $\cos^2(\varphi) + \sin^2(\varphi) = 1$, chega-se a:

$$\chi = \frac{1}{\sqrt{1 - \sin^2(\varphi)}} \frac{d^2w}{dx^2} \quad (2.9)$$

$$\chi = \frac{d^2w}{dx^2} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{dw}{dx}\right)^2}} \quad (2.10)$$

Considerando as aproximações em séries de Taylor para a equação (2.10) até a segunda ordem, obtém-se:

$$\chi^2 = \left(\frac{d^2w}{dx^2} \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 \right] \right)^2 \quad (2.11)$$

$$\chi^2 = \frac{d^2w}{dx^2} \frac{d^2w}{dx^2} + \frac{d^2w}{dx^2} \frac{d^2w}{dx^2} \left(\frac{dw}{dx} \right)^2 + \frac{1}{4} \frac{d^2w}{dx^2} \frac{d^2w}{dx^2} \left(\frac{dw}{dx} \right)^4 \quad (2.12)$$

$$\chi^2 = w_{,xx}^2 + w_{,xx}^2 w_{,x}^2 + \frac{1}{4} w_{,xx}^2 w_{,x}^4 \quad (2.13)$$

Portanto, ao substituir a mudança de curvatura por sua expressão na Equação (2.1), a energia de deformação não linear de uma viga pode ser descrita da seguinte forma:

$$U = \int_0^L \frac{1}{2} EI \left[\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^4 \right] dx \quad (2.14)$$

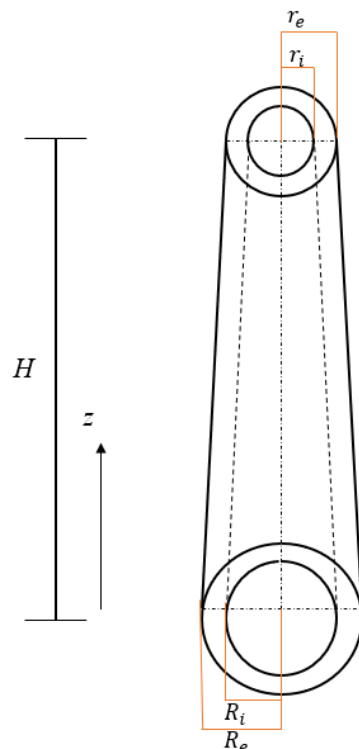
Para determinar a expressão da energia de deformação da torre e da pá, basta substituir o deslocamento w da viga para o deslocamento v da torre em relação a z e u da pá em relação a x na Equação (2.14). Assim, obtém-se a energia de deformação da torre e da pá respectivamente pela (2.15).

$$U_T = \int_0^H \frac{1}{2} E_T I_T(z) \left(\left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z, t)}{\partial z} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z, t)}{\partial z} \right)^4 dz + \int_0^{L_b} \frac{1}{2} k_b v(z, t)^2 dz \quad (2.15)$$

$$U_P = \int_0^L \frac{1}{2} E_P I_P \left(\left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^4 dx \quad (2.16)$$

Considera-se a Figura 2.4 a seguir que descreve uma torre de seção variável mostrando-se a base circular na base e no topo. Essa figura tem como objetivo mostrar os raios internos e externos na base e no topo de torre para determinar o momento inércia e área em torno de eixo z da torre.

Figura 2.4 – Representação dos raios interno e externo da torre



Portanto, R_i é o raio interno na base da torre, R_e o raio externo na base, r_i o raio interno no topo de torre e por fim r_e o raio externo ao topo. Como a torre tem uma seção variável em torno de sua altura, a inércia e a seção transversal variam de acordo com a altura. Por tanto, o momento inércia e a seção de torre estão determinados em função de eixo z e são apresentadas pelas Equações (2.17) e (2.18) a seguir, respectivamente.

$$I(z) = \frac{1}{4}\pi \left[\left(Re + \frac{(re - Re)z}{H} \right)^4 - \left(Ri + \frac{(ri - Ri)z}{H} \right)^4 \right] \quad (2.17)$$

$$A(z) = \pi \left[\left(Re + \frac{(re - Re)z}{H} \right)^2 - \left(Ri + \frac{(ri - Ri)z}{H} \right)^2 \right] \quad (2.18)$$

2.1.2 Trabalho das forças externas

A torre eólica está sujeita a forças transversais que induzem a flexão na estrutura. A principal força externa que afeta o sistema é causada pela ação do vento. Para representar corretamente essa influência, considera-se uma força pontual harmônica, descrita pela Equação (2.19), com amplitude F_L aplicada ao topo da torre. Consequentemente, o trabalho resultante das forças externas pode ser expresso por meio da Equação (2.20).

$$F(t) = F_L \sin(\Omega_L t) \quad (2.19)$$

$$W_T = -F_L \sin(\Omega_L t) v(z, t) \Big|_{z=H} \quad (2.20)$$

Onde $F(t)$ é a força do vento no tempo; F_L é a amplitude; Ω_L é a frequência da força; t é o tempo, W_T é o trabalho da força; z é a coordenada espacial da torre ao longo de seu comprimento; H é a altura da torre e $v(z, t)$ é o deslocamento transversal da torre. Em virtude de sua rotação, a pá é sujeita a uma força centrífuga que se manifesta ao longo de seu comprimento. Conforme descrito por Meirovitch (2000), a expressão que descreve tal força centrífuga é dada pela Equação (2.21).

$$F_c(x) = \rho_P A_P \Omega^2 (L - x) \quad (2.21)$$

Onde, F_c representa a força centrífuga, ρ_P denota a densidade volumétrica da pá, A_P é a área da pá, L é seu comprimento, e Ω representa a velocidade angular da pá. Portanto, o trabalho da força centrífuga W_C é determinado pela Equação (2.22).

$$W_C = -F_c(x) \Delta \quad (2.22)$$

O parâmetro Δ representa o deslocamento axial na extremidade da torre, conforme ilustrado na viga apresentada na Figura 2.2. A Equação (2.23) descreve o parâmetro Δ .

$$\Delta = \int_0^L \frac{du_v}{dx} dx \quad (2.23)$$

Considera-se o triângulo retângulo representado na Figura 2.3. É possível escrever a Equação (2.24) e, dividindo ambos os membros por $(dx)^2$, obtêm-se as Equações (2.25) e (2.26).

$$(ds)^2 = (dw)^2 + (dx - du_v)^2 \quad (2.24)$$

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)^2 = \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dx - du_v}{dx}\right)^2 \quad (2.25)$$

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)^2 = \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + \left(1 - \frac{du_v}{dx}\right)^2 \quad (2.26)$$

É importante observar que, caso a linha neutra da estrutura seja considerada inextensível, a variação do deslocamento ao longo da linha neutra (ds) é igual à variação do deslocamento horizontal (dx). Então, a Equação (2.26) se torna:

$$1 = \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + \left(1 - \frac{du_v}{dx}\right)^2 \quad (2.27)$$

$$1 - \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 = \left(1 - \frac{du_v}{dx}\right)^2 \quad (2.28)$$

$$\frac{du_v}{dx} = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{dw}{dx}\right)^2} \quad (2.29)$$

Integrando os dois membros da Equação (2.29) ao longo do comprimento da pá, obtêm-se:

$$\int_0^L \frac{du_v}{dx} dx = \int_0^L \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{dw}{dx}\right)^2}\right) dx \quad (2.30)$$

Assim, ao substituir a Equação (2.23) na Equação (2.30), obtêm-se a expressão para o parâmetro Δ , conforme descrito na Equação (2.31).

$$\Delta = \int_0^L \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{dw}{dx}\right)^2}\right) dx \quad (2.31)$$

Considerando as aproximações em séries de Taylor para a Equação (2.31) até a segunda ordem, obtêm-se a Equação (2.32):

$$\Delta = \int_0^L \left(\frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{dw}{dx}\right)^4\right) dx \quad (2.32)$$

Assim, ao substituir a expressão de Δ na Equação (2.22), consegue-se expressar o trabalho da força centrífuga que atua na torre:

$$W_C = - \int_0^L F_c(x) \left(\frac{1}{2} \left(\frac{du}{dx} \right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{du}{dx} \right)^4 \right) dx \quad (2.33)$$

2.1.3 Energia cinética

A energia cinética é a forma de energia associada ao movimento de um corpo, dependendo de sua massa e velocidade. No contexto da análise transversal da torre eólica, a energia cinética total da estrutura, representada por T_T , é composta pela contribuição da massa distribuída da torre ao longo de sua altura e da massa concentrada da nacelle no topo. Essa energia é influenciada pelo deslocamento dinâmico da base, indicado por $y(t)$, que se transmite ao longo da torre. A Equação (2.34) expressa essa contribuição, considerando tanto o movimento da base quanto o deslocamento relativo ao longo da altura da torre. A energia cinética da pá, por sua vez, é tratada separadamente, conforme mostrado na Equação (2.35).

$$T_T = \int_0^H \frac{1}{2} \rho_T A_T(z) \left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right)^2 dz + \frac{1}{2} M_0 \left[\left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right)^2 \right] \quad (2.34)$$

$$T_P = \int_0^L \left(\frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \right)^2 + \rho_p A_p \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} + \frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right)^2 \Big|_{z=H} \right) dx \quad (2.35)$$

2.1.4 Formulação não linear do funcional de energia do sistema acoplado

Usando as energias cinética e de deformação, juntamente com o trabalho das forças externas aplicadas à torre e à pá, é possível determinar o Lagrangiano do sistema composto por esses elementos, incluindo a base elástica. A formulação do Lagrangiano é uma parte fundamental da mecânica Lagrangiana, que é uma reformulação da mecânica clássica introduzida por Joseph-Louis Lagrange (1788). O funcional Lagrangeano permite obter as equações de movimento do

sistema através das equações de Euler-Lagrange. O Lagrangeano é considerado um funcional que descreve o estado dinâmico de um sistema físico em termos de suas coordenadas generalizadas e suas velocidades. Para um sistema clássico, o Lagrangeano é geralmente definido como a diferença entre a energia cinética T e a energia potencial Π do sistema, sendo esta última a diferença entre a energia de deformação (U) e o trabalho (W). As Equações (2.36) e (2.37) descrevem o Lagrangiano de sistema para uma torre de seção variável.

$$L_{ag} = T_T + T_P - U_T - U_P + W_T + W_c \quad (2.36)$$

$$\begin{aligned} L_{ags} = & \int_0^H \frac{1}{2} \rho_T A_T(z) \left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z, t)}{\partial t} \right)^2 dz + \frac{1}{2} M_0 \left[\left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z, t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right)^2 \right] \\ & + \int_0^L \left(\frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial t} \right)^2 + \rho_p A_p \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} \frac{\partial v(z, t)}{\partial t} \Big|_{z=H} + \frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial v(z, t)}{\partial t} \right)^2 \Big|_{z=H} \right) dx \\ & - \int_0^H \frac{1}{2} E_T I_T(z) \left[\left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z, t)}{\partial z} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 v(z, t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z, t)}{\partial z} \right)^4 \right] dz \\ & \quad - \int_0^{L_b} \frac{1}{2} k_b v(z, t)^2 dz \\ & - \int_0^L \frac{1}{2} E_P I_P \left[\left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^4 \right] dx \\ & - F_L \sin(\Omega_L t) v(z, t) \Big|_{z=H} - \int_0^L F_c(x) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right)^4 \right] dx \quad (2.37) \end{aligned}$$

2.1.5 Amortecedor de coluna líquida sintoniza (TLCD)

Uma compreensão detalhada do comportamento dinâmico possibilita propor soluções eficazes para atenuar os deslocamentos excessivos e garantir a estabilidade estrutural. Nesse contexto, o amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD), um dispositivo passivo que usa a oscilação de uma coluna líquida para dissipar a energia de vibração, geralmente é instalado no topo da torre. O TLCD funciona controlando a vibração estrutural, reduzindo o risco de falha e prolongando a vida útil da torre eólica. Os resultados detalhados das análises não lineares, incluindo o impacto do TLCD na redução das amplitudes de vibração e das frequências críticas, serão apresentados no próximo capítulo, com foco nas instabilidades relacionadas à ressonância e nas implicações práticas para o projeto e a operação de torres de turbinas eólicas. A Figura 2.5 mostra a configuração típica do TLCD instalado no topo da torre, mostrando sua integração ao

sistema estrutural da turbina eólica.

Figura 2.5 – Sistema acoplado Torre-Pá-TLCD

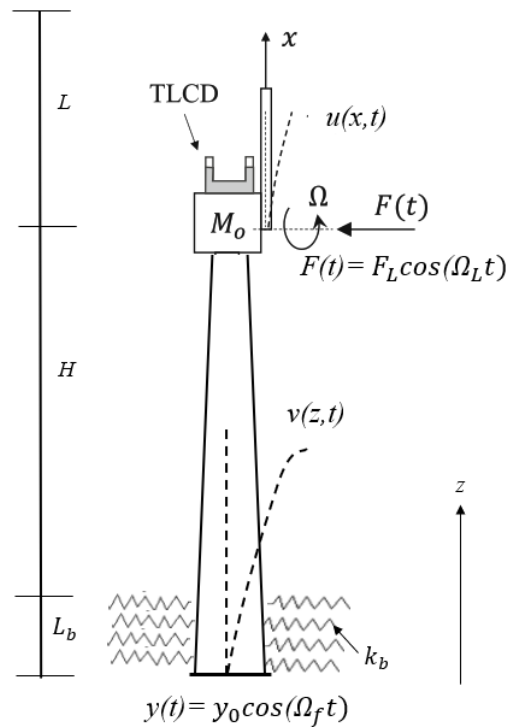
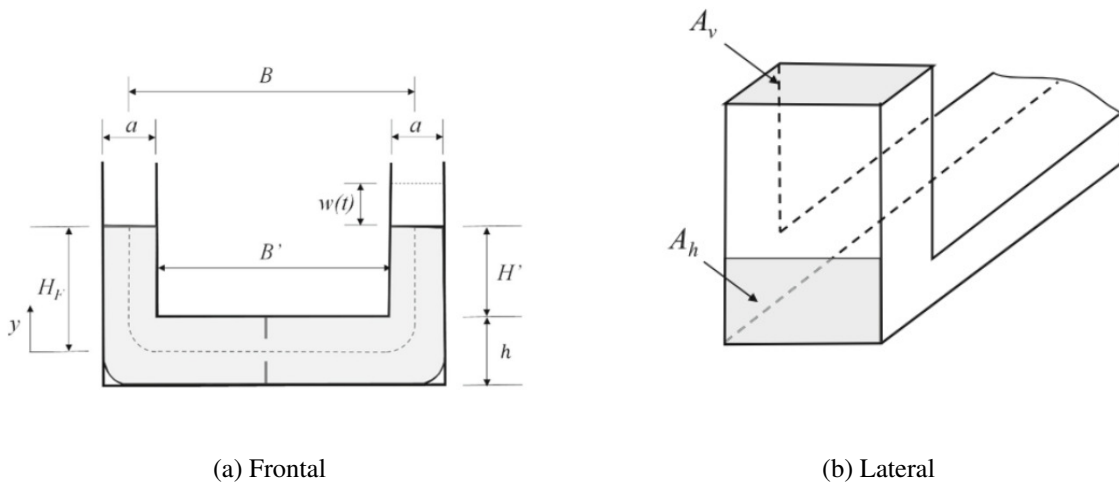


Figura 2.6 – Vista frontal e lateral do TLCD



Fonte: Del Prado 2024²

O principal objetivo do TLCD é controlar as vibrações não lineares do sistema acoplado torre-pá-nacela, para reduzir os deslocamentos na estrutura. Para uma melhor visualização do TLCD e seus componentes geométricos, as Figura 2.6(a) e Figura 2.6(b) baseado no trabalho de Del Prado et al. (2024) mostram as vistas frontal e lateral do dispositivo.

Portanto, com base nos diferentes elementos geométricos do TLCD, como aparece nas Figura 2.6(a) e Figura 2.6(b), pode-se visualizar um líquido (água) dentro das colunas com uma densidade ρ_F . A altura do segmento horizontal do TLCD é designada por h . H_F representa a distância entre a superfície livre de água e o eixo central do segmento horizontal, enquanto H' designa a distância entre a superfície livre do líquido e o topo do segmento horizontal, definida por $H' = H_F - h/2$. O comprimento transversal das colunas de líquido é denotado por a , e a distância horizontal entre os eixos das colunas é B . B' é a distância entre as colunas de líquido, definida por $B' = B + a$. A_v e A_h representam, respectivamente, as áreas verticais e horizontais das colunas de líquido. Sob o efeito da aceleração da torre, o líquido dentro das colunas se move verticalmente com um deslocamento denotado por $w(t)$ e a velocidade desse deslocamento é $\dot{w}(t)$. A velocidade horizontal do fluido é expressa por $r\dot{w}(t)$, onde r é a razão entre as áreas horizontais e verticais das colunas, determinada por $r = A_h/A_v$. As Equações (2.38) e (2.39) descrevem a energia cinética e a energia de deformação do TLCD, respectivamente.

$$T_{TLCD} = \frac{1}{2}\rho_F A_v H_F \left(\left(\frac{\partial w(t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right)^2 \Big|_{z=H} \right) + \frac{1}{2}\rho_F A_h B r \left(\frac{\partial w(t)}{\partial t} \cdot \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right) \quad (2.38)$$

$$U_{TLCD} = \frac{1}{2}\rho_F g A_v (H_F^2 + w(t)^2) \quad (2.39)$$

$$F_{ncTLCD} = \frac{1}{2}\rho_F A_h r^2 \zeta \left| \frac{\partial w(t)}{\partial t} \right| \frac{\partial w(t)}{\partial t} \quad (2.40)$$

As Equações (2.41) e (2.42) apresentaram-se o funcional de energia de sistema leva em conta o TLCD.

$$L_{ag} = T_T + T_P + T_{TLCD} - U_{TLCD} - U_T - U_P - U_b + W_T + W_c \quad (2.41)$$

$$\begin{aligned}
 L_{\text{agsv}} = & \int_0^H \frac{1}{2} \rho_T A_T(z) \left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right)^2 dz + \frac{1}{2} M_0 \left(\frac{\partial y(t)}{\partial t} + \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right)^2 \\
 & + \int_0^L \left[\frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \right)^2 + \rho_p A_p \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} + \frac{1}{2} \rho_p A_p \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right)^2 \right] dx \\
 & + \frac{1}{2} \rho_F A_v H_F \left[\left(\frac{\partial w(t)}{\partial t} \right)^2 + \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right] + \frac{1}{2} \rho_F A_h B_r \left(\frac{\partial w(t)}{\partial t} \cdot \frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \Big|_{z=H} \right) \\
 & \quad - \frac{1}{2} \rho_F g A_v (H_F^2 + w(t)^2) \\
 & - \int_0^H \frac{1}{2} E_T I_T(z) \left[\left(\frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial z} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 v(z,t)}{\partial z^2} \right)^2 \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial z} \right)^4 \right] dz \\
 & \quad - \int_0^{L_b} \frac{1}{2} k_b v(z,t)^2 dz \\
 & - \int_0^L \frac{1}{2} E_P I_P \left[\left(\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right)^2 + \left(\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{4} \left(\frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right)^2 \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right)^4 \right] dx \\
 & \quad - F_L \sin(\Omega_L t) v(z,t) \Big|_{z=H} - \int_0^L F_c(x) \left[\frac{1}{2} \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right)^4 \right] dx \quad (2.42)
 \end{aligned}$$

Essa Equação (2.42) apresenta o funcional de energia para o sistema acoplado torre - pá - TLCD da torre seção variável levando em consideração o deslocamento da base. Portanto, ao determinar a equação de funcional de energia, é possível determinar o sistema de equações e resolvê-lo. Dessa forma, várias análises podem ser realizadas para tirar conclusões sobre o objetivo deste trabalho de pesquisa. Deve-se lembrar, conforme descrito na seção anterior, que foram feitas várias suposições e considerações, como levar em conta ou não o deslocamento da base, e que cada uma delas será examinada no próximo capítulo.

No caso de uma torre eólica, cargas dinâmicas como o vento, os efeitos giroscópicos das pás e os movimentos do solo induzem comportamentos complexos. Uma análise não linear da estrutura deve incluir forças não conservadoras, pois elas representam perdas de energia mecânica devido a resistência do ar que atua sobre a torre e as pás, e essa consideração permite estimar melhor as amplitudes de vibração e os fenômenos de ressonância. Assim, as Equações (2.43), (2.44) e (2.45) a seguir representam as forças não conservativas para a torre, as pás e o TLCD.

$$F_{ncT} = \int_0^H \frac{1}{2} c_T \left(\frac{\partial v(z,t)}{\partial t} \right)^2 dz \quad (2.43)$$

$$F_{ncP} = \int_0^L \frac{1}{2} c_P \left(\frac{\partial u(x,t)}{\partial t} \right)^2 dx \quad (2.44)$$

$$F_{ncTLCD} = \frac{1}{2} \rho_F A_h r^2 \zeta \left| \frac{\partial w(t)}{\partial t} \right| \frac{\partial w(t)}{\partial t} \quad (2.45)$$

Portanto, c_T e c_P são os fatores de amortecimento da torre e da pá, respectivamente, e são descritos pelas Equações (2.46) e (2.47):

$$c_T = 2m_{T,i} \omega_{T,i} \xi_{T,i}, \quad i = 1, \dots, n \quad (2.46)$$

$$c_P = 2m_{P,j} \omega_{P,j} \xi_{P,j}, \quad j = 1, \dots, m \quad (2.47)$$

Onde $m_{T,i}$ é a i -ésima massa modal da torre, $m_{P,j}$ é a j -ésima massa modal da pá, $\omega_{T,i}$ é a i -ésima frequência circular natural da torre, $\omega_{P,j}$ é a j -ésima frequência circular natural da pá, $\xi_{T,i}$ é o i -ésimo coeficiente de amortecimento da torre e $\xi_{P,j}$ é o j -ésimo coeficiente de amortecimento da pá. A abordagem da análise não linear nos próximos capítulos é fundamental para entender o comportamento dinâmico da estrutura sob diferentes condições de carga e a interação entre seus componentes. Ao resolver o sistema de equações diferenciais não lineares que descreve o acoplamento entre a torre e a pá, o objetivo é obter uma compreensão profunda das respostas dinâmicas do sistema, com ênfase na identificação de quaisquer instabilidades estruturais. Essas instabilidades podem comprometer a integridade e a segurança do sistema e, portanto, são essenciais para avaliar a confiabilidade da estrutura e desenvolver estratégias de controle adequadas. Os resultados obtidos com essa análise fornecerão informações importantes para as próximas etapas deste trabalho, nas quais as implicações físicas e estruturais do comportamento observado serão discutidas em mais detalhes.

CAPÍTULO 3

VIBRAÇÃO LIVRE

A análise do comportamento dinâmico de uma estrutura exige a avaliação das frequências naturais e dos modos de vibração associados. Com base nos modelos matemático descrito no capítulo anterior, é possível determinar essas frequências naturais de forma analítica, usando o método Rayleigh-Ritz. Essa abordagem nos permite formular o sistema de equações de movimento da estrutura e, ao resolver essas equações, obtém-se os autovalores e autovetores próprios do sistema. Eles representam as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura, respectivamente. O próximo capítulo detalhará a aplicação dessa solução analítica por meio de dois modelos de torres eólicas onde, uma está de seção constante e a outra de seção variável com e sem base elástica.

3.1 Solução modal

Neste trabalho, emprega-se o método de Rayleigh-Ritz, que se fundamenta na utilização de funções de aproximação para a obtenção de soluções analíticas de problemas derivados do funcional de energia. Para isso, adotam-se as funções aproximadas $u(x, t)$ e $v(z, t)$, representando, respectivamente, os deslocamentos transversais da pá e da torre. Assim, torna-se necessário definir essas funções de aproximação conforme expresso nas Equações (3.1) e (3.2) a seguir.

$$u(x, t) = \sum_{j=0}^n b_j(t) \left(1 - \cos \left[\frac{(2j-1)\pi x}{2L} \right] \right) \quad (3.1)$$

$$v(z, t) = \sum_{i=0}^m a_i(t) \left(1 - \cos \left[\frac{(2i-1)\pi z}{2H} \right] \right) \quad (3.2)$$

Nas Equações (3.1) e (3.2), os coeficientes a_i e b_j são considerados como coeficientes de amplificação de deslocamentos que variam com o tempo. Os parâmetros n e m representam o número de modos a serem considerados para a torre e a pá.

3.1.1 Condições de contornos da torre e da pá

As condições de contorno são restrições impostas aos deslocamentos e rotações de um elemento estrutural em seus apoios. No caso onde a torre e a pá são consideradas como vigas engastadas no início e livres no final, essas condições de contorno impõem que os deslocamentos e as rotações sejam nulos no início. As Equações (3.2) e (3.1) verificaram essas condições de contornos.

Para $z = 0$:

$$v(z, t) = 0; \quad \frac{\partial v(z, t)}{\partial z} = 0 \quad (3.3)$$

Para $x = 0$:

$$u(x, t) = 0; \quad \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} = 0 \quad (3.4)$$

De acordo com a representação gráfica da torre e da pá, as duas funções de forma acima satisfazem as condições de contorno. Assim, pode-se afirmar que, nos pontos em que x ou z for igual a zero, as funções de deslocamento u e v assumirão o valor zero, respectivamente, o que satisfaz a condição de deslocamento nulo na base ou na extremidade engastada. Considerando que as derivadas das Equações (3.1) e (3.2) em relação a z e x , respectivamente, como descrito nas Equações (3.3) e (3.4), representam a rotação na torre e na pá, avaliando essas derivadas em x ou z igual a zero, respectivamente, os valores das rotações são nulos, confirmando assim nossa hipótese. As equações de movimento devem ser deduzidas com base no princípio de Hamilton, conforme descrito abaixo:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L_{ag}}{\partial \dot{a}_j} \right) - \frac{\partial L_{ag}}{\partial a_j} = \frac{\partial F_{ncT}}{\partial \dot{a}_j} \quad (3.5)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L_{ag}}{\partial \dot{b}_i} \right) - \frac{\partial L_{ag}}{\partial b_i} = \frac{\partial F_{ncP}}{\partial \dot{b}_i} \quad (3.6)$$

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L_{ag}}{\partial \dot{w}} \right) - \frac{\partial L_{ag}}{\partial w} = \frac{\partial F_{ncTLCD}}{\partial \dot{w}} \quad (3.7)$$

3.2 Frequências naturais e modos de vibração

A análise da vibração livre de um sistema é de grande importância em vários campos científicos e de engenharia, pois permite a determinação das frequências naturais e dos modos de vibração do sistema em estudo. Para isso, para fazer uma análise de vibração livre neste trabalho, o método de Rayleigh-Ritz e o princípio de Hamilton são aplicados, respectivamente, para a

torre com seção constante e a torre com seção variável, sem levar em conta o deslocamento de base e o controle vibratório. Como essa análise é realizada para o caso de vibração livre, o amortecimento não é levado em consideração. Neste trabalho, são considerados cinco (5) modos para a torre e cinco (5) modos para a pá, totalizando dez (10) modos. A aplicação do método de Rayleigh-Ritz, combinado com o princípio de Hamilton, fornece a formulação de um sistema linear de equações diferenciais de segunda ordem para a torre de seção constante sem deslocamento de base, como descrito pelo sistema de Equação (3.8a) até (3.8j). Para o caso de torre com seção variável, o mesmo procedimento é realizado.

$$\begin{aligned}
& 0.2267\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 0.57558\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.22605\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 0.4543\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.2926\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
& + 0.2926\rho_P A_P L (\ddot{a}_1 + \ddot{a}_2 + \ddot{a}_3 + \ddot{a}_4 + \ddot{a}_5) + \left(0.286\rho_P A_P L \Omega^2 + \frac{3.044E_P I_P}{L^3}\right) b_1 \\
& + 0.4687\rho_P A_P L \Omega^2 b_2 + 0.1519\rho_P A_P L \Omega^2 b_4 - 0.2257\rho_P A_P L b_3 - 0.1153\rho_P A_P L \Omega^2 b_5 = 0
\end{aligned} \tag{3.8a}$$

$$\begin{aligned}
& 0.5755\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.922\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 1.0848\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.3031\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 1.1415\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
& + 1.2122\rho_P A_P L (\ddot{a}_1 + \ddot{a}_2 + \ddot{a}_3 + \ddot{a}_4 + \ddot{a}_5) + \left(3.576\rho_P A_P L \Omega^2 + \frac{246.567E_P I_P}{L^3}\right) b_2 \\
& + 0.4687\rho_P A_P L \Omega^2 b_1 + 1.9922\rho_P A_P L \Omega^2 b_3 - 0.76125\rho_P A_P L \Omega^2 b_4 + 0.4687\rho_P A_P L \Omega^2 b_5 = 0
\end{aligned} \tag{3.8b}$$

$$\begin{aligned}
& 0.2361\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.0848\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 1.243\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 0.9636\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.8019\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
& + 0.8727\rho_P A_P L (\ddot{a}_1 + \ddot{a}_2 + \ddot{a}_3 + \ddot{a}_4 + \ddot{a}_5) + \left(10.1558\rho_P A_P L \Omega^2 + \frac{1902.52E_P I_P}{L^3}\right) b_3 \\
& - 0.2257\rho_P A_P L \Omega^2 b_1 + 1.9922\rho_P A_P L \Omega^2 b_2 + 4.4965\rho_P A_P L \Omega^2 b_4 - 1.5210\rho_P A_P L \Omega^2 b_5 = 0
\end{aligned} \tag{3.8c}$$

$$\begin{aligned}
& 0.4543\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.3032\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.9636\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.6819\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 1.0202\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
& + 1.0909\rho_P A_P L (\ddot{a}_1 + \ddot{a}_2 + \ddot{a}_3 + \ddot{a}_4 + \ddot{a}_5) + \left(20.0254\rho_P A_P L \Omega^2 + \frac{7308.73E_P I_P}{L^3}\right) b_4 \\
& + 0.1519\rho_P A_P L \Omega^2 b_1 - 0.6712\rho_P A_P L \Omega^2 b_2 + 4.4965\rho_P A_P L \Omega^2 b_3 + 7.9980\rho_P A_P L \Omega^2 b_5 = 0
\end{aligned} \tag{3.8d}$$

$$\tag{3.8}$$

$$\begin{aligned}
 &0.2926\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.1414\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8019\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0202\rho_P A_A L \ddot{b}_4 + 1.3585\rho_P A_A L \ddot{b}_5 \\
 &+ 0.9292\rho_P A_P L (\ddot{a}_1 + \ddot{a}_2 + \ddot{a}_3 + \ddot{a}_4 + \ddot{a}_5) + \left(33.1849\rho_P A_P L \Omega^2 + \frac{19971.7 E_P I_P}{L^3}\right) b_5 \\
 &- 0.1153\rho_P A_P L \Omega^2 b_1 + 0.4687\rho_P A_P L \Omega^2 b_2 - 1.5210\rho_P A_P L \Omega^2 b_3 + 7.9980\rho_P A_P L \Omega^2 b_4 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8e}$$

$$\begin{aligned}
 &0.3633\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.2122\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8726\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0909\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.9292\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
 &+ (M_0 + 0.2267\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_1 + (M_0 + \rho_P A_P L + 0.5755\rho_T A_T H) \ddot{a}_2 \\
 &+ (M_0 + 0.2360\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_3 + (M_0 + 0.4543\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_4 \\
 &+ (M_0 + 0.2926\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_5 + \frac{3.0440 E_T I_T}{H_t^3} a_1 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8f}$$

$$\begin{aligned}
 &0.3633\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.2122\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8726\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0909\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.9292\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
 &+ (M_0 + 0.5755\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_1 + (M_0 + A_P L + 1.9244\rho_T A_T H) \ddot{a}_2 \\
 &+ (M_0 + 1.0848\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_3 + (M_0 + 1.3031\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_4 \\
 &+ (M_0 + 1.1414\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_5 + \frac{246.5667 E_T I_T}{H_t^3} a_2 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8g}$$

$$\begin{aligned}
 &0.3633\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.2122\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8726\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0909\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.9292\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
 &+ (M_0 + 0.2360\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_1 + (M_0 + \rho_P A_P L + 1.0848\rho_T A_T H) \ddot{a}_2 \\
 &+ (M_0 + 1.2453\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_3 + (M_0 + 0.9636\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_4 \\
 &+ (M_0 + 0.8019\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_5 + \frac{1902.5213 E_T I_T}{H_t^3} a_3 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8h}$$

$$\begin{aligned}
 &0.3633\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.2122\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8726\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0909\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.9292\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
 &+ (M_0 + 0.4543\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_1 + (M_0 + \rho_P A_P L + 1.3031\rho_T A_T H) \ddot{a}_2 \\
 &+ (M_0 + 0.9636\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_3 + (M_0 + 1.6818\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_4 \\
 &+ (M_0 + 1.0202\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_5 + \frac{7308.7258 E_T I_T}{H_t^3} a_4 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8i}$$

$$\begin{aligned}
 &0.3633\rho_P A_P L \ddot{b}_1 + 1.2122\rho_P A_P L \ddot{b}_2 + 0.8726\rho_P A_P L \ddot{b}_3 + 1.0909\rho_P A_P L \ddot{b}_4 + 0.9292\rho_P A_P L \ddot{b}_5 \\
 &+ (M_0 + 0.2926\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_1 + (M_0 + \rho_P A_P L + 1.1414\rho_T A_T H) \ddot{a}_2 \\
 &+ (M_0 + 0.8019\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_3 + (M_0 + 1.0202\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_4 \\
 &+ (M_0 + 1.3585\rho_T A_T H + \rho_P A_P L) \ddot{a}_5 + \frac{19971.90 E_T I_T}{H_t^3} a_5 = 0
 \end{aligned} \tag{3.8j}$$

Onde H_t é soma entre a altura H de torre e o comprimento L_b da base elástica. Para solucionar esse sistema de equação, é necessário transformá-lo em um sistema de equações algébricas. Nesse contexto, os coeficientes a_j e b_j são determinados a partir das formulações das Equações (3.9) e (3.10).

$$a_j(t) = \bar{a}_j e^{i\omega t} \quad (3.9)$$

$$b_j(t) = \bar{b}_j e^{i\omega t} \quad (3.10)$$

De fato, ao substituir as Equações (3.9) e (3.10) no sistema linear de equações diferenciais de segunda ordem, obtém-se um sistema de equação algébrica. Esse sistema algébrico é representado na seguinte forma de matriz na Equação (3.11), em que \mathbf{M} é a matriz de massa, \mathbf{K} é a matriz de rigidez, \mathbf{A} é o vetor que contém as amplitudes \bar{a}_j e \bar{b}_j e ω é a frequência natural. Com essa formulação, pode-se determinar as amplitudes e as frequências naturais do sistema resultante da torre e da pá. As frequências naturais são obtidas resolvendo a expressão entre parênteses na Equação (3.11) igual a zero, ou seja, $(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0$. Essa operação resulta em um problema de autovalores e autovetores. Assim, os autovalores, representados por ω^2 , descrevem as frequências naturais, enquanto os autovetores descrevem os modos de vibração.

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \mathbf{A} = 0 \quad (3.11)$$

3.2.1 Frequências naturais para a torre de seção constante

Para determinar as frequências naturais, usamos os dados da tabela 3.1, que representa uma torre real anteriormente analisada por Del Prado et al. (2024). Nessa tabela, são apresentadas as propriedades dos componentes da torre de seção constante e, com base na formulação matemática descrita no capítulo anterior, é possível calcular as frequências naturais e determinar os modos de vibração associados para a torre de seção constante e a torre de seção variável. Esses modos de vibração fornecem informações importantes sobre o comportamento dinâmico da estrutura e são fundamentais para o projeto de dispositivos de controle de vibração, como amortecedores sintonizados. A análise inicial considera que a torre tenha uma seção transversal constante, o que facilita a modelagem matemática e permite que os resultados sejam validados com base nos dados disponíveis na literatura. Em seguida, é introduzida a variação da área da seção transversal ao longo da altura da torre, com o objetivo de aproximar o modelo da realidade

estrutural das torres eólicas modernas, cuja geometria geralmente varia por motivos de otimização estrutural e aerodinâmica. Essa consideração permite avaliar como a distribuição da rigidez e da massa influencia a resposta dinâmica da estrutura, especialmente nas frequências naturais mais baixas. Além disso, a pesquisa visa a uma análise mais aprofundada, considerando a influência da flexibilidade na base da torre, que é modelada por uma fundação elástica. A rigidez da base, representada por k_b , desempenha um papel importante na modificação dos modos de vibração e das frequências naturais. Quando a base elástica não é levada em consideração, um valor zero é atribuído à rigidez k_b , o que nos permite presumir que a base é perfeitamente rígida. Essa simplificação é útil para uma análise preliminar, mas é importante compará-la com o modelo que inclui a base elástica.

Tabela 3.1 – Propriedades dos componentes da torre eólica.

Elemento	Propriedade	Valor
Torre	Altura (H)	107 m
	Diâmetro interno	2,910 m
	Diâmetro externo	2,940 m
	Densidade (ρ_T)	8500 Kg/m ³
	Módulo de elasticidade (E_T)	210 GPa
Pá	Comprimento (L)	60 m
	Largura	1,40 m
	Espessura	0,60 m
	Densidade (ρ_P)	1500 Kg/m ³
	Módulo de elasticidade (E_P)	69 GPa
Nacele	Massa (M_0)	40×10^3 Kg

Na Tabela 3.2, são listadas as seis primeiras frequências naturais correspondentes ao caso em que Ω , a velocidade de rotação da pá, é igual a zero. Os resultados são apresentados em função do número de modos adotados na análise, sendo considerados cinco modos vibratórios tanto para a torre quanto para a pá. Observa-se que, a partir do oitavo até o décimo modo, os valores das frequências tornam-se praticamente constantes, apresentando variações desprezíveis com o acréscimo de modos. Em particular, nota-se que a diferença entre os resultados obtidos com 2 e 10 modos é de aproximadamente 3,84%, evidenciando a convergência da solução.

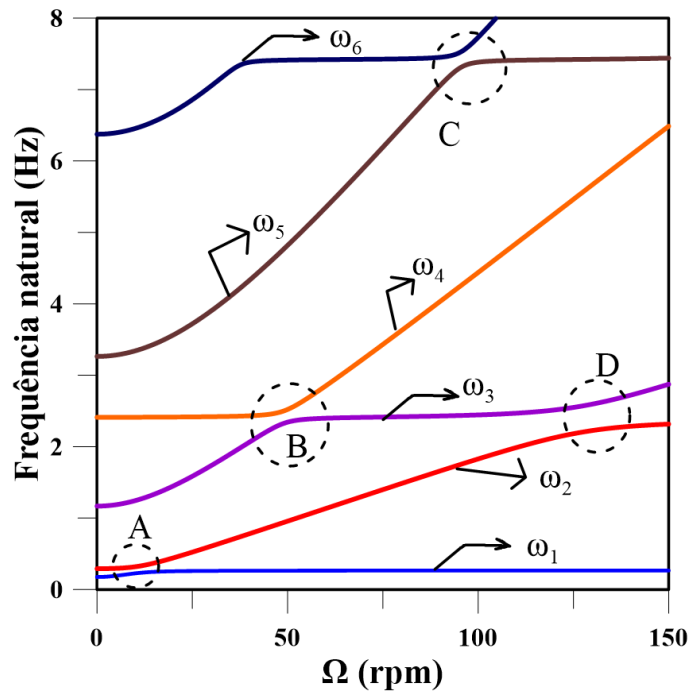
Tabela 3.2 – Frequências naturais (caso $\Omega = 0$).

Modos	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	ω_3 (Hz)	ω_4 (Hz)	ω_5 (Hz)	ω_6 (Hz)
2	0,182	0,296	-	-	-	-
4	0,175	0,292	1,264	2,490	-	-
6	0,175	0,292	1,174	2,430	3,516	7,611
8	0,175	0,292	1,172	2,420	3,267	6,831
10	0,175	0,292	1,168	2,415	3,264	6,375

A representação gráfica mostrada na Figura 3.1 ilustra as seis primeiras frequências naturais do modelo de torre seção constante sem base elástica e sem controle. Esses resultados foram obtidos pela determinação de cinco modos distintos nas expressões da função de forma, conforme definido nas equações (3.1) e (3.2).

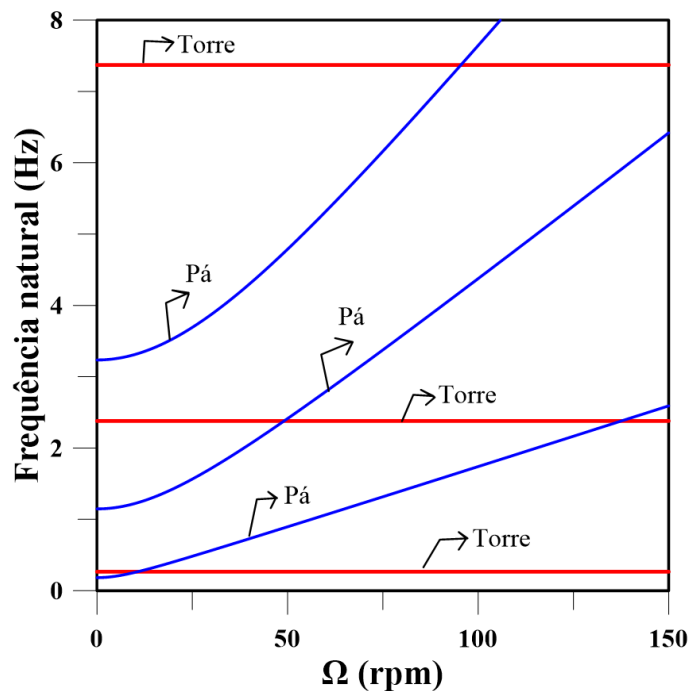
A Figura 3.1 mostra que existe uma relação proporcional entre a frequência e a velocidade de rotação da pá. A observação realizada nesse gráfico mostra que a frequência aumenta com a velocidade da pá (Ω). Isso é uma indicação de que a configuração mais flexível ocorre quando a pá está em repouso. O gráfico também mostra valores específicos de Ω em que as frequências de dois modos diferentes se aproximam, causando um fenômeno conhecido como "veering". Esses pontos são considerados pontos de instabilidade, onde as curvas se aproximam e mudam de direção abruptamente. O *veering* produz-se quando dois modos se aproximam e, de súbito, se distanciam, trocando suas respectivas trajetórias. Geralmente, esse fenômeno é observado quando a frequência natural depende de um parâmetro específico. No caso das turbinas eólicas, esse parâmetro é a velocidade de rotação da pá. Portanto, os pontos A, B, C e D são as regiões onde o "veering" está sendo observado no caso de uma análise de sistema acoplado.

Figura 3.1 – Frequências naturais de torre seção constante sem base elástica ($k_b = 0$)



A Figura 3.2 apresenta as frequências para o sistema desacoplado. Nessa figura, observa-se que há intercessão entre as frequências de torre e as frequências da pá. Isso acontece porque quando se leva em conta uma análise do sistema desacoplado, apenas as frequências para as pás variam.

Figura 3.2 – Frequências naturais de sistema desacoplado ($k_b = 0$)



Na Tabela 3.3, apresenta-se as frequências naturais nos pontos em que o fenômeno de "veering" é observado para o sistema acoplado e identifica-se pares de modos próximos. Esses pontos representam valores de velocidade da pá de 12 rpm, 50 rpm, 100 rpm e 135 rpm, respectivamente. Na região A, os dois modos mais próximos são o primeiro modo da torre e o primeiro modo da pá, e que eles são os mais críticos devido as suas baixas frequências. As regiões C e D são de menor interesse neste estudo porque está fora do funcionamento normal de uma turbina eólica, que opera essencialmente com velocidades de pá entre 10 e 50 rpm.

Tabela 3.3 – Em amarelo mostra os pontos em que aconteceu o veering

Ω (rpm)	ω_1 (Hz)	ω_2 (Hz)	ω_3 (Hz)	ω_4 (Hz)	ω_5 (Hz)	ω_6 (Hz)
12	0,237	0,236	0,277	2,416	3,375	6,496
50	0,264	0,960	2,348	2,527	4,829	7,426
100	0,265	1,830	2,448	4,442	7,8395	7,738
135	0,656	2,140	2,524	5,304	7,432	9,001

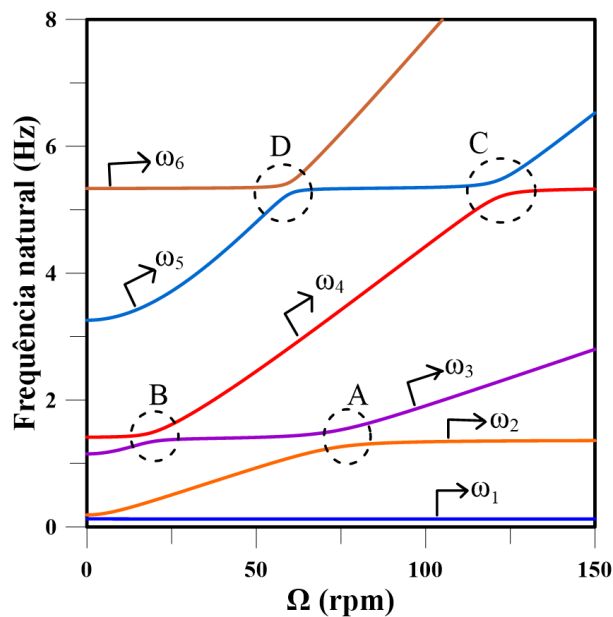
3.2.2 Influência da base elástica nas frequências naturais

Levando em conta a base elástica, as frequências naturais de vibração da torre são determinadas considerando um valor utilizado por (Silva, 2020) para a rigidez ($K_b = 50 \times 10^4$ N/m) e comprimento ($L_b = 5$ m). A Tabela 3.4 mostra uma comparação entre as frequências da torre em seção constante com e sem base elástica. Ao aplicar uma fundação elástica à torre, observa-se uma redução nas frequências modais do sistema em comparação com um modelo de fundação rígida. Essa redução é um fenômeno previsto pela teoria da vibração e pode ser atribuída a uma redução na rigidez geral do sistema. A flexibilidade da fundação introduz graus de liberdade adicionais, conseqüentemente, modificar as frequências naturais. A Figura 3.3 mostra as frequências da torre com base elástica.

Tabela 3.4 – Comparação das frequências naturais de torre com e sem base elástica (seção constante)

Modos	Frequência natural (Hz)		Diferença (%)
	Sem base elástica	Com base elástica	
ω_1	0,175	0,126	28,00
ω_2	0,292	0,188	35,62
ω_3	1,168	1,150	5,82
ω_4	2,415	1,414	45,54
ω_5	3,264	3,258	3,24
ω_6	6,375	5,335	16,31

Figura 3.3 – Frequência natural para o sistema acoplado com base elástica ($K_b = 50 \times 10^4$ N/m)



3.2.3 Frequências naturais de torre com seção variável

Nesta seção, é considerada uma torre com seção transversal variável para o caso em que $k_b = 0$. Os mesmos parâmetros apresentados na Tabela 3.2 foram utilizados como base para as análises numéricas, sendo necessário apenas ajustar os raios da torre originalmente com seção constante, a fim de configurar a nova geometria com seção variável. Na configuração proposta, os raios da torre variam ao longo de seu comprimento: o raio externo na base é de 2,770 m, enquanto o raio interno é de 2,740 m. Já no topo da torre, o raio externo reduz-se para 0,585 m e o raio interno para 0,555 m.

As frequências naturais da torre com seção variável foram obtidas empregando o mesmo procedimento utilizado para a torre com seção constante. O modelo numérico foi mantido com os

mesmos parâmetros, exceto pela geometria dos raios, garantindo a conservação da massa total da estrutura em ambas as configurações. Foram considerados 10 modos de vibração no total cinco associados à torre e cinco às pás, tal como no modelo com seção constante.

A Figura 3.4 apresenta a variação das frequências pela rotação das pás, e a Tabela 3.5 apresenta uma comparação entre as frequências obtidas para os dois modelos (seção constante e seção variável). Pode-se notar uma redução considerável nas frequências naturais quando a seção transversal da torre varia ao longo de seu comprimento. Essa variação geométrica afeta diretamente a distribuição de rigidez da estrutura, resultando em valores menores das frequências naturais e contribuindo para uma maior instabilidade dinâmica do sistema. Isso ocorre porque a rigidez efetiva da torre com seção variável é inferior a de uma torre com seção constante, que apresenta uma distribuição uniforme de massa e rigidez ao longo de sua altura. A maior estabilidade dinâmica observada na torre de seção variável pode ser atribuída à redistribuição das forças internas e à redução das amplitudes vibratórias em frequências mais baixas. Devido a variação de rigidez, a estrutura é capaz de dissipar energia de maneira mais eficaz, favorecendo o desempenho dinâmico do sistema (Chopra, 2017b; Thomson; Dahleh, 1997).

Figura 3.4 – Frequência natural de torre seção variável sem base elástica ($k_b = 0$)

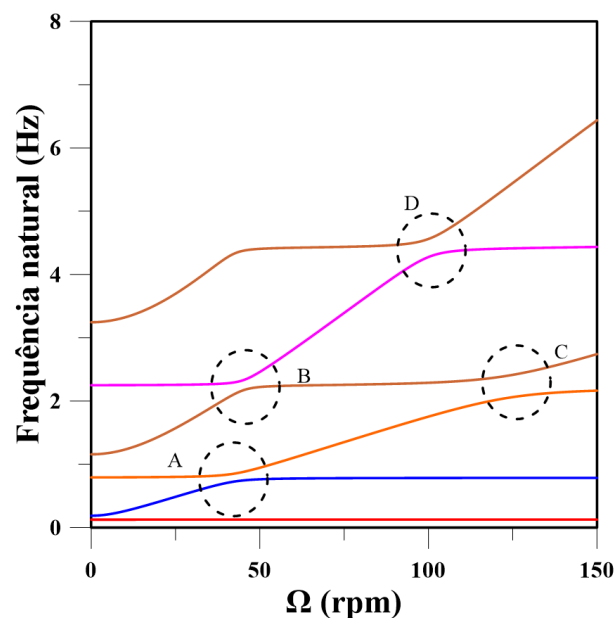


Tabela 3.5 – Comparação das frequências naturais de torre seção constante e variável ($k_b = 0$)

Modos	Frequência natural (Hz)		Diferença (%)
	Seção constante	Seção variável	
ω_1	0,175	0,153	12,5714
ω_2	0,292	0,167	42,808
ω_3	1,168	0,885	24,229
ω_4	2,415	1,279	47,039
ω_5	3,264	2,403	26,378
ω_6	6,375	3,373	47,090

3.2.4 Influência da base elástica nas frequências naturais

Neste estudo, realiza-se uma investigação detalhada do comportamento dinâmico de uma torre eólica com seção transversal variável, levando-se em consideração a presença de uma base elástica como fator influente. O propósito central desta análise consiste em avaliar de forma quantitativa o impacto que a flexibilidade da fundação, modelada como base elástica, exerce sobre as frequências naturais da estrutura.

Para isso, procede-se a comparação entre dois modelos distintos de torre: um considerando a fundação como perfeitamente rígida e outro admitindo uma base elástica. A comparação tem como finalidade mensurar a relevância da deformabilidade da fundação na resposta dinâmica global da torre eólica, sobretudo em termos de suas frequências naturais de vibração.

Os parâmetros adotados para caracterizar a base elástica seguem os valores empregados por (Silva, 2020), sendo eles: rigidez igual a $K_b = 50 \times 10^4$ N/m e comprimento $L_b = 5$ m. O valor empregado pelo o autor, é amplamente utilizado em análises estruturais para representar ligações rígidas e permitindo uma modelagem mais realista das estruturas de aço. Tais parâmetros são utilizados para representar a interação solo-estrutura de forma simplificada e padronizada. A Figura 3.5 ilustra as frequências naturais obtidas para o modelo da torre com consideração da base elástica, enquanto a Tabela 3.6 fornece uma comparação direta entre os valores das frequências naturais para dois casos distintos: o modelo com base elástica e o modelo sem essa consideração. Observa-se, com base nos resultados obtidos, que a introdução da base elástica no modelo estrutural ocasiona uma redução nas frequências naturais da torre. Esse decréscimo evidencia a influência significativa da flexibilidade da fundação sobre o comportamento dinâmico.

mico da estrutura. Mais especificamente, nota-se que essa influência é mais pronunciada na primeira frequência natural, sendo as demais menos afetadas pela presença da base elástica. Esse resultado ressalta a importância de se considerar adequadamente a interação com o solo em análises de estruturas esbeltas como torres eólicas de seção variável.

Figura 3.5 – Frequência natural de torre seção variável com base elástica ($K_b = 50 \times 10^4$ N/m)

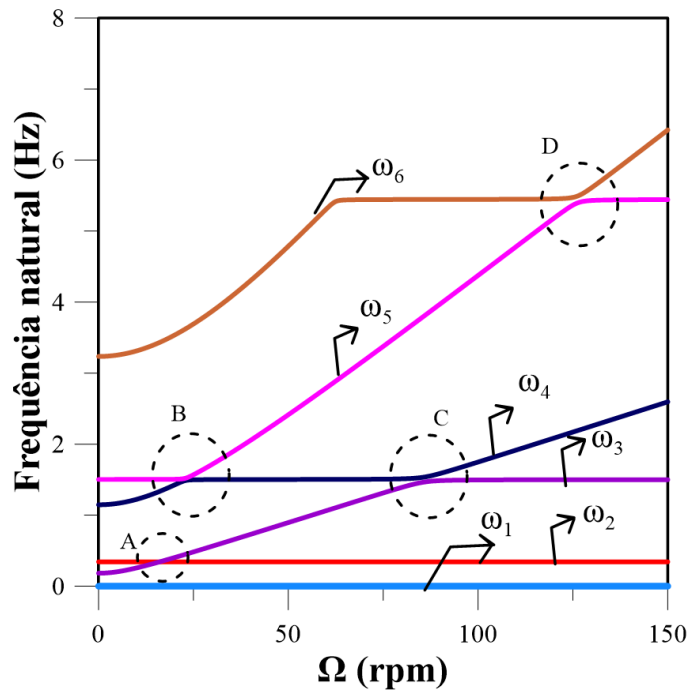


Tabela 3.6 – As frequências para as torres de seção transversal variável são menores

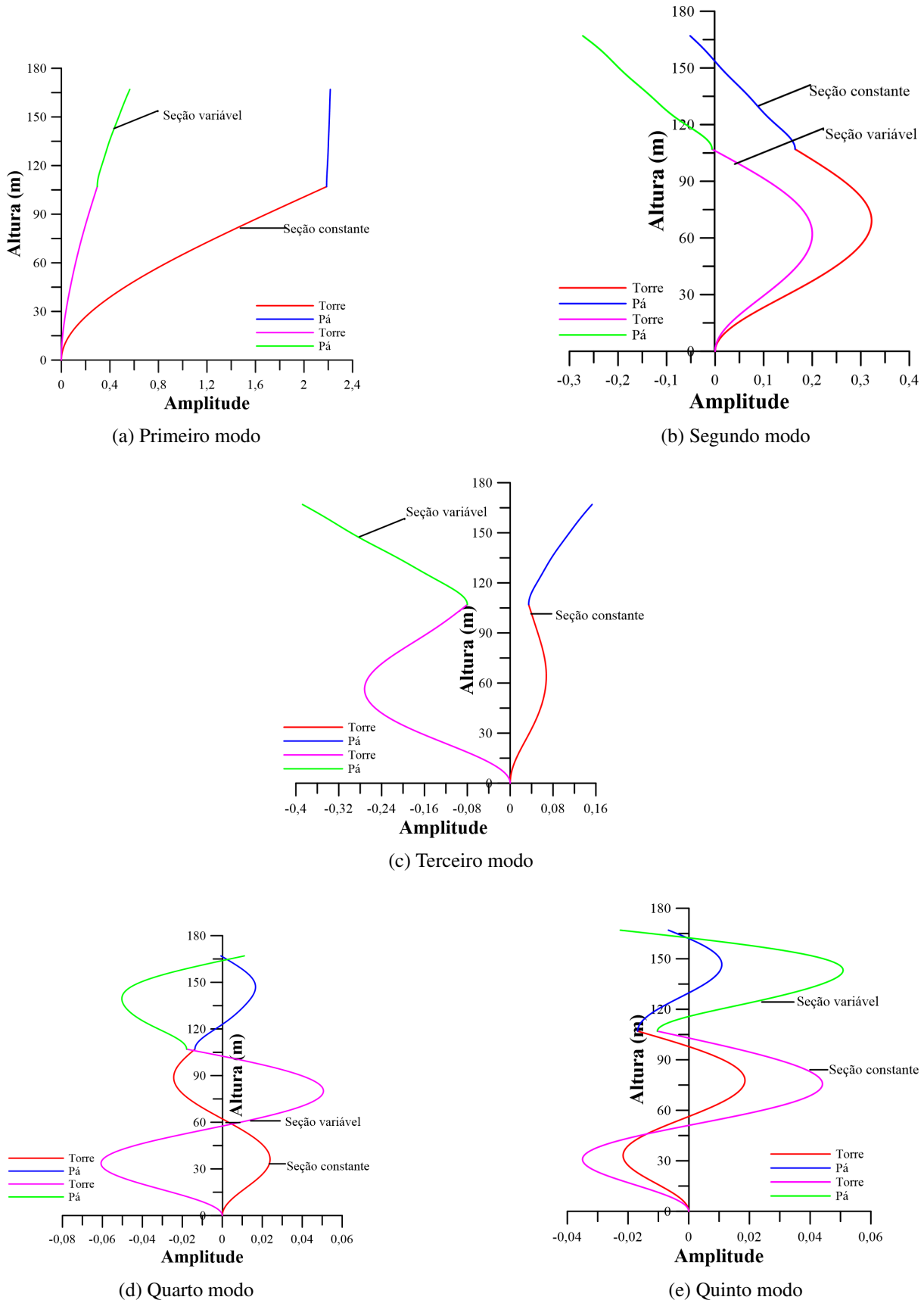
Número frequência	Frequência natural (Hz)		Diferença (%)
	sem base elástica	com base elástica	
ω_1	0,153	0,015	90,196
ω_2	0,176	0,134	23,863
ω_3	0,885	0,325	63,276
ω_4	1,279	1,215	5,004
ω_5	2,403	1,526	47,732
ω_6	3,373	3,232	4,180

As Figuras 3.6 ilustram os cinco primeiros modos de vibração obtidos para os modelos numéricos da torre de seção constante e da torre de seção variável, ambas consideradas sem a presença da base elástica. A análise modal foi realizada com o objetivo de comparar o comportamento dinâmico das duas configurações estruturais sob as mesmas condições de contorno.

Ao comparar os gráficos apresentados nas duas figuras, pode-se observar que as formas modais - ou seja, os perfis espaciais das deformações associadas a cada frequência natural - permanecem praticamente inalteradas entre os dois modelos. Essa semelhança indica que a distribuição da massa e da rigidez ao longo da altura da torre, embora diferente entre os casos de seção constante e variável, não modifica significativamente as formas modais da estrutura.

No entanto, é possível observar que há uma diferença nas amplitudes relativas das vibrações ao longo da altura da torre. Essas variações de amplitude são atribuídas a diferenças na distribuição da rigidez de flexão e da massa ao longo da estrutura, influenciadas pela geometria da seção transversal. Assim, embora os modos de vibração tenham formas semelhantes, o efeito da geometria da torre sobre a intensidade da vibração é evidente e é um fator relevante a ser levado em conta na análise do desempenho dinâmico e do projeto estrutural.

Figura 3.6 – Modos de vibrações da torre seção constante e variável



CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO DINÂMICO NÃO LINEAR

Este capítulo apresenta a formulação e a análise das respostas no domínio do tempo de sistemas dinâmicos não lineares, com foco no comportamento de torres eólicas submetidas a excitações externas. A investigação concentra-se na interação dinâmica resultante de uma força aplicada no topo da torre e de uma carga harmônica na base, considerando os efeitos da não linearidade geométrica. Para a resolução do sistema de equações diferenciais não lineares que descrevem a resposta da estrutura, empregaram-se os ambientes computacionais Maple e C++. As curvas de resposta foram obtidas utilizando o método de força bruta, aliado à integração numérica pelo método Runge-Kutta de quarta ordem, possibilitando uma aproximação precisa do comportamento temporal da estrutura. O objetivo desta etapa do estudo é contribuir para o desenvolvimento de estratégias de controle mais eficientes, com vistas à mitigação das vibrações e ao aprimoramento da estabilidade e do desempenho das torres de turbinas eólicas.

4.1 Curvas de ressonância para o caso $\Omega = 12$ rpm

As curvas de ressonância foram estabelecidas para a torre com seção constante sem e com base elástica e a torre com seção variável sem e com base elástica. Nessa análise, vários parâmetros são considerados, como o deslocamento de base e a força harmônica aplicada à extremidade superior da torre. A amplitude de força F_L aplicada no topo da torre foi considerada para dois casos em que os respectivos valores são da ordem de 10 KN e 60 KN. Para a amplitude do deslocamento da base, foram considerados os valores 0,0 m; 0,05 m e 0,1 m. Um deslocamento inicial de 1 mm e de rotação nulo foram considerados para a torre e a pá. A velocidade de rotação da pá foi definida em 12 rpm, o que corresponde à primeira frequência de instabilidade do sistema acoplado torre-pá-nacele. O método da força bruta e a integração numérica pelo método Runge-Kutta de quarta ordem foram utilizados para determinar o deslocamento máximo

da torre levando em conta a variação das frequências angulares Ω_L e Ω_F de força no topo da torre e o deslocamento de base, respectivamente. O método da força bruta refere-se à abordagem em que se busca determinar o deslocamento máximo da torre através da avaliação direta de todas as possíveis combinações de esforços e cargas atuantes. Isso normalmente envolve a realização de simulações considerando as maiores solicitações para encontrar rapidamente a solução ou seja, testando todas as hipóteses até encontrar o pior caso de deslocamento [Fonseca Rothier \(2017\)](#).

4.1.1 Curvas de ressonância de torre seção constante sem base elástica

A curva de ressonância ilustra o comportamento dinâmico da torre sob diferentes condições de excitação. Ela nos diz quão grande será o deslocamento da torre para uma dada frequência de excitação. Os pontos mais importantes da curva de ressonância são os picos. Esses picos indicam as frequências naturais do sistema acoplado (torre e pá). Quando a frequência da excitação se aproxima de uma frequência natural, o sistema entra em ressonância, e o deslocamento resposta atinge seu valor máximo.

A Figura 4.1(a) ilustra a relação entre o deslocamento da torre e a frequência de excitação externa, seja por força aplicada ou por movimento da base. Mais precisamente, apresenta a variação do deslocamento da torre em função das frequências angulares Ω_L e Ω_F , correspondentes, respectivamente, à carga harmônica no topo da torre e ao deslocamento da base. As curvas representam as regiões de ressonância de uma torre com seção transversal constante, submetida a uma carga harmônica de amplitude $F_L = 10$ kN, além do deslocamento na base. A escala logarítmica utilizada permite a visualização tanto de pequenas quanto de grandes oscilações.

Observa-se que o deslocamento da torre cresce progressivamente com o aumento das frequências Ω_L e Ω_F , apresentando dois picos máximos que representam as duas primeiras frequências naturais críticas do sistema acoplado: o primeiro associado à estrutura da torre, e o segundo às pás. Esses picos ocorrem aproximadamente para as frequências de 1,5 rad/s e 2,1 rad/s. Além disso, as curvas permitem analisar o efeito da amplitude do deslocamento de base sobre o comportamento dinâmico da estrutura. Constatou-se que, com o aumento dessa amplitude, o deslocamento da torre também se intensifica, e surgem descontinuidades na resposta conhecidas como pontos de instabilidade dinâmica. Tais descontinuidades tornam-se mais pronunciadas

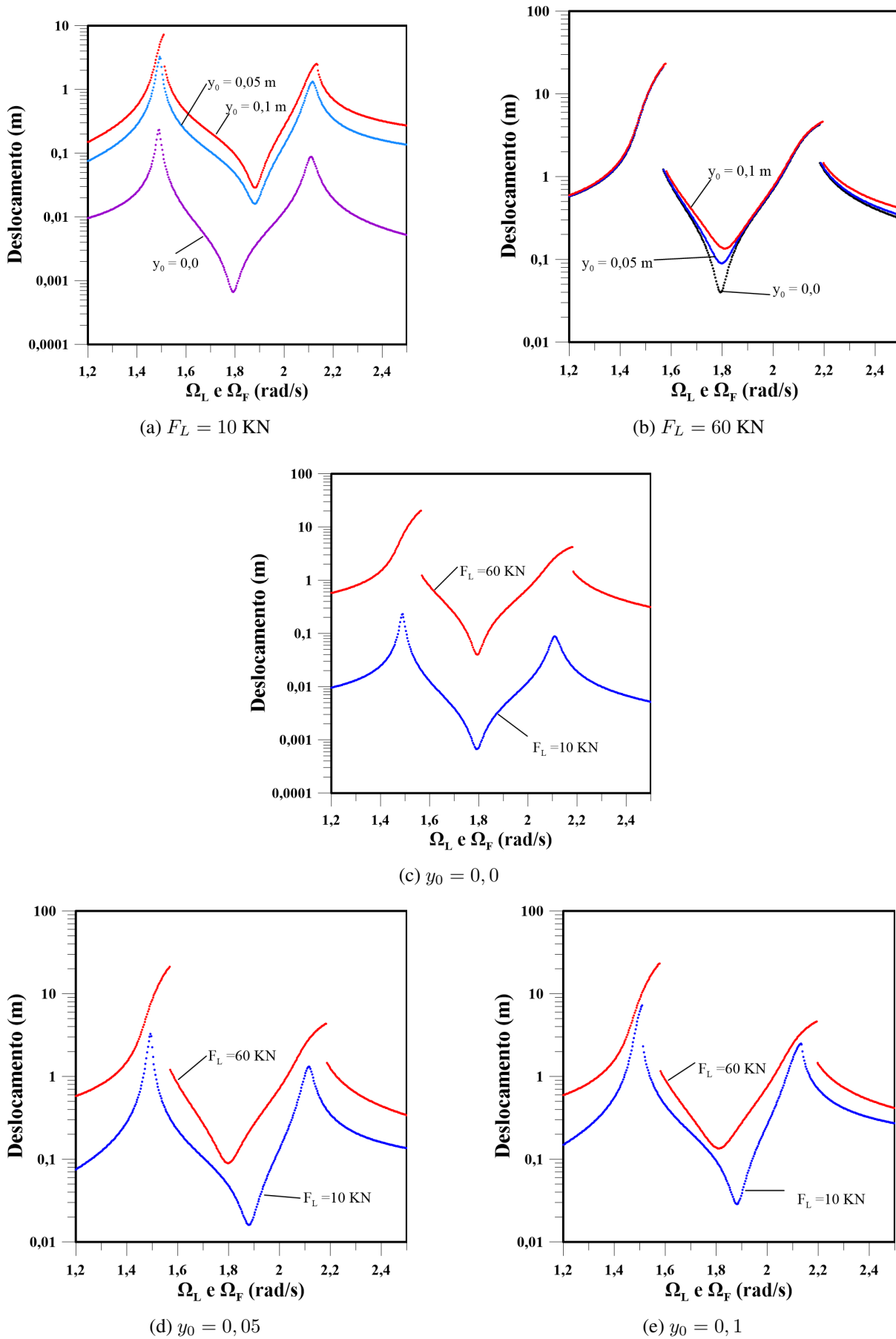
com o aumento da amplitude e são caracterizadas como instabilidades dinâmicas não lineares.

Quando uma carga F_L muito maior é considerada (60 KN), como no caso da Figura 4.1(b) e com as mesmas condições de amplitudes de deslocamento de base da Figura 4.1(a), as curvas ficam mais próximas e as áreas de instabilidade dinâmica tornam-se mais visíveis, mostrando um comportamento típico do ganho de rigidez ou *hardening* e acompanhadas por um aumento no deslocamento da torre à medida que as frequências aumentam. Esta segunda figura reforça a existência de frequências críticas de ressonância em torno de 1,55 rad/s e 2,15 rad/s, onde ocorrem as maiores oscilações. No entanto, ela introduz um ponto de mínimo de deslocamento significativo em aproximadamente 1,8 rad/s, sugerindo um comportamento atenuação de vibrações nessa frequência.

A Figura 4.1(c) mostra um cenário em que o deslocamento da base é desconsiderado, ou seja, $y_0 = 0, 0$, o que torna Ω_F zero. O único parâmetro que varia é Ω_L . Dois casos são considerados para a amplitude de força F_L (10 KN e 60 KN). Em ambos os casos, percebe-se que o deslocamento da torre aumenta com o aumento de Ω_L . Para uma carga de 60 KN, os deslocamentos nos picos de ressonância atingem valores acima de 10 m, enquanto para 10 KN, os deslocamentos máximos estão na ordem de 0,2 m a 0,3 m. Isso demonstra que um aumento de seis vezes na carga resulta em um aumento muito maior no deslocamento, especialmente nas ressonâncias. Instabilidades dinâmicas não lineares aparecem em cada caso, mais evidentes quando a amplitude F_L se torna maior, acompanhadas de um ganho de rigidez ou do fenômeno de *hardening*.

As Figuras 4.1(d) e 4.1(e) apresentam os resultados obtidos ao se variar a amplitude do deslocamento da base, mantendo-se constantes os mesmos valores possíveis para a amplitude F_L . Observa-se que, à medida que essa amplitude aumenta, as curvas tornam-se significativamente mais próximas entre si. A ocorrência de instabilidade dinâmica não linear é evidente em todos os casos analisados, sendo mais acentuada nas situações com maiores amplitudes de deslocamento da base e maior carga no topo de torre. Em particular, quando $y_0 = 0,1$, verifica-se um comportamento característico de *hardening*. Para todas as simulações, os parâmetros Ω_L e Ω_F variam no intervalo de 1,20 a 2,50.

Figura 4.1 – Curvas de ressonâncias de torre seção constante para $\Omega = 12$ rpm



4.1.2 Comparação das Curvas de ressonâncias de torre seção constante com base e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)

As Figuras 4.2(a), 4.2(b), 4.2(c) e 4.2(d) foram obtidas sob as mesmas condições iniciais consideradas nas figuras apresentadas anteriormente. Estas novas figuras apresentam as curvas de ressonância de uma torre eólica com seção transversal constante, porém, desta vez, levando-se em consideração a presença da base elástica. O objetivo principal desta análise é investigar os efeitos da flexibilidade da base nos comportamentos dinâmicos da estrutura.

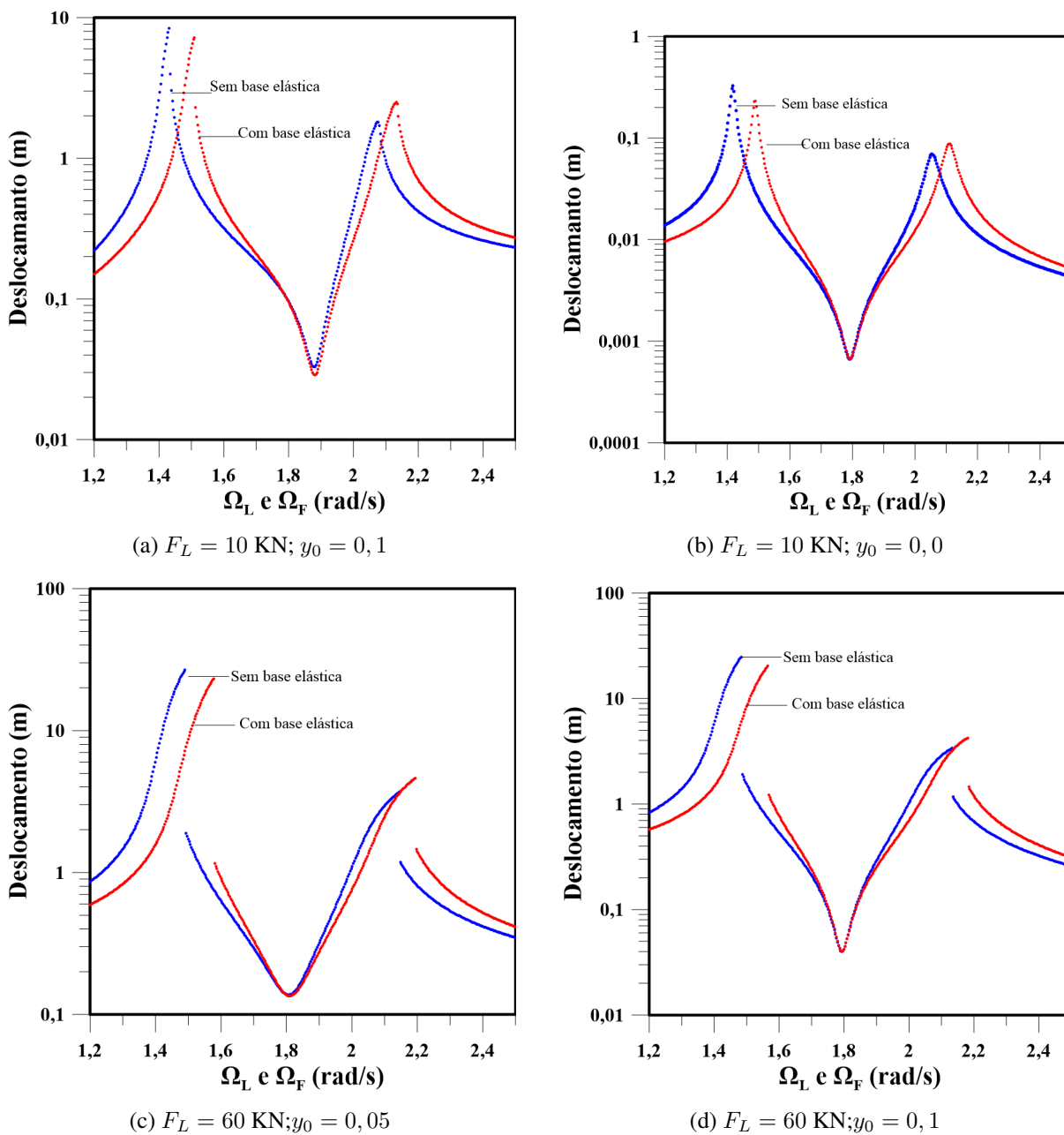
A Figura 4.2(a) ilustra as curvas de ressonância para a torre eólica de seção constante submetida a uma força harmônica de amplitude fixa igual a 10 kN aplicada no topo da estrutura e um deslocamento de base de amplitude igual a 0,1. São apresentadas, de forma comparativa, as respostas do sistema com e sem a consideração da base elástica. Observa-se que, à medida que os parâmetros adimensionais Ω_L e Ω_F aumentam, o deslocamento da torre também cresce, sendo possível identificar dois picos de ressonância associados às duas primeiras frequências naturais do sistema acoplado. Além disso, nota-se a presença de instabilidades dinâmicas não lineares, caracterizadas por descontinuidades nas curvas de resposta.

Na Figura 4.2(b), é apresentada uma simulação com uma torre idêntica àquela representada na Figura 4.2(a), porém com a amplitude do deslocamento da base anulada (isto é, $y_0 = 0$), mantendo-se a força F_L em 10 kN. Essa configuração permite isolar o efeito da base elástica sobre a resposta da torre. Em todos os casos analisados, a rigidez da fundação elástica foi fixada em 50×10^4 N/m e o comprimento da torre considerado é de 5 m. Os resultados obtidos confirmam a presença de padrões similares aos observados nas figuras das curvas de ressonâncias da torre seção constante anteriores, especialmente no que diz respeito às regiões de instabilidade. Contudo, nota-se um deslocamento dessas regiões, indicando a influência da base elástica na modificação das frequências naturais e das zonas de resposta instável. As Figuras 4.2(c) e 4.2(d) exploram os efeitos do aumento da força excitadora F_L , que é elevada para 60 kN. Nestas simulações, os efeitos das não linearidades tornam-se mais visíveis, revelando instabilidades dinâmicas mais expressivas e a ocorrência de "saltos" típicos do comportamento denominado *hardening* (enrijecimento), no qual a frequência de ressonância se desloca para valores mais elevados conforme aumenta a amplitude da excitação. Em ambos os casos, a base

elástica continua influenciando significativamente a posição dos picos de ressonância.

De maneira geral, os resultados apresentados nas Figuras 4.2(a) a 4.2(d) destacam a relevância da modelagem de base elástica na análise da resposta dinâmica de torres eólicas. Tal modelagem não apenas altera as frequências naturais do sistema, mas também modifica as características das regiões de instabilidade.

Figura 4.2 – Curvas de ressonâncias torre seção constante com e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)



4.1.3 Curvas de ressonâncias de torre à seção variável sem base elástica

Com o intuito de compreender o comportamento não linear de uma torre com seção transversal variável ao longo de sua altura, adota-se a hipótese de que os mesmos valores são aplicados tanto para o deslocamento na base quanto para a carga concentrada no topo da estrutura. As Figuras 4.6(a) e 4.6(b) apresentam as curvas de frequência em função da amplitude de deslocamento, considerando-se uma torre com seção variável, analisada sob diferentes amplitudes de deslocamento na base e distintos valores de força aplicada no topo. De modo análogo ao verificado no caso da torre com seção constante, adotaram-se os valores de 60kN e 10kN para a amplitude da força no topo da torre (F_L), a fim de permitir comparações consistentes entre os diferentes cenários de excitação.

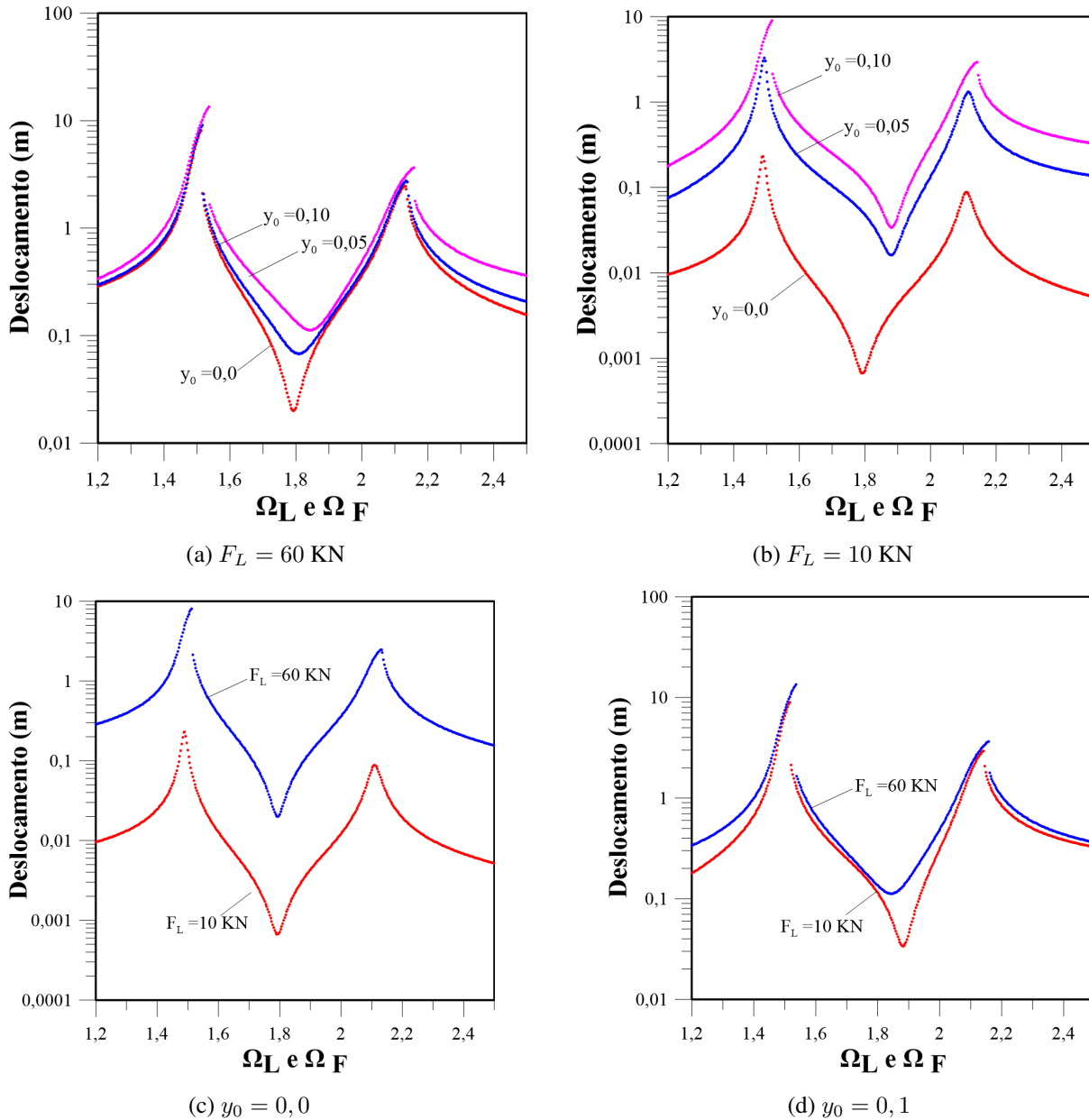
A análise das curvas permite observar que o deslocamento da torre aumenta progressivamente à medida que as frequências forçadas Ω_L e Ω_F se elevam dentro do intervalo de 1,20 a 2,50, o qual foi estabelecido como referência neste estudo. Quando a força aplicada no topo da torre é de 60kN, a curva de ressonância apresenta uma região com instabilidade dinâmica não linear mais pronunciada, evidenciada no primeiro pico de resposta. Tal comportamento caracteriza-se como típico do fenômeno de endurecimento estrutural, também conhecido como *hardening*, o qual se refere ao aumento da rigidez efetiva da estrutura em função da amplitude de excitação.

Adicionalmente, observa-se que, quando as curvas correspondentes às diferentes intensidades de força são comparadas, estas se apresentam mais próximas entre si no caso da força de 60kN. No entanto, ao reduzir-se o valor da força para 10kN, mantendo-se constantes as condições relativas ao deslocamento de base, as curvas tornam-se mais espaçadas. Nota-se ainda que, para qualquer valor de deslocamento imposto na base, ocorre um pico de resposta, sendo que o salto característico dessa não linearidade torna-se mais evidente nas situações em que a amplitude de deslocamento na base é maior.

As Figuras 4.6(c) e 4.6(d) ilustram os resultados obtidos com a variação da amplitude de deslocamento da base, adotando-se os valores de 0,0 e 0,1, e com as duas intensidades da força F_L previamente mencionadas 60 KN e 10 KN. Quando a amplitude da força é nula, verifica-se que as curvas obtidas para os diferentes valores de carga apresentam maior distanciamento entre si. No entanto, à medida que a amplitude de deslocamento da base aumenta até 0,1, observa-se

uma tendência de aproximação dessas curvas, indicando a influência significativa da excitação na base sobre o comportamento dinâmico da estrutura com seção variável.

Figura 4.3 – Curvas de ressonâncias torre seção variável com e sem base elástica ($\Omega = 12$ rpm)



4.1.4 Comparação das Curvas de ressonâncias de torre seção variável com base e sem elástica para $\Omega = 12$ rpm

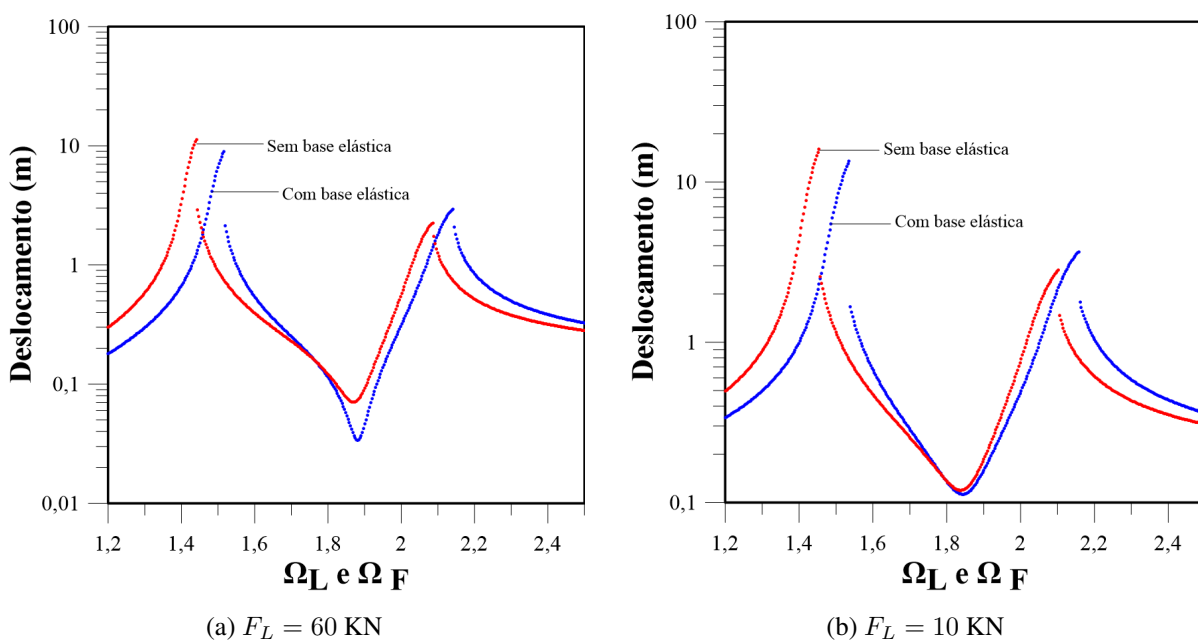
Uma base elástica, caracterizada por uma rigidez de 50×10^4 N/m e um comprimento de 5 metros, foi incorporada ao modelo de torre com seção transversal variável. A influência dessa

base foi investigada por meio de uma análise dinâmica não linear, a fim de compreender seu efeito sobre o comportamento vibratório da estrutura. Como resultado dessa análise, foram obtidas e apresentadas curvas de ressonância para dois cenários distintos: um em que a torre está acoplada à base elástica e outro em que essa base está ausente. A comparação gráfica entre esses dois casos pode ser visualizada na Figura 4.4.

As Figuras 4.4(a) e 4.4(b) apresentam uma comparação detalhada das curvas de ressonância obtidas para a torre com e sem a presença da base elástica, considerando condições iniciais idênticas. Inicialmente, aplica-se uma força harmônica de 10 kN na extremidade superior da torre. Observa-se, a partir dos resultados, que a introdução da base elástica provoca um deslocamento no pico da curva de resposta frequência-amplitude, indicando uma modificação significativa na frequência natural da estrutura.

Posteriormente, ao se aumentar a amplitude da força aplicada para 60 kN, conforme ilustrado na Figura 4.4(b), nota-se uma nova alteração nas posições dos picos das curvas. Nesse cenário de maior excitação, as curvas tendem a se aproximar consideravelmente em suas porções inferiores, mantendo praticamente a mesma posição nessa região. Entretanto, observa-se uma maior divergência entre as curvas no caso ilustrado na Figura 4.4(a), sugerindo que o efeito da base elástica é mais pronunciado sob determinadas faixas de amplitude e frequência.

Figura 4.4 – Comparação das curvas de ressonância de torre seção variável sem e com base elástica

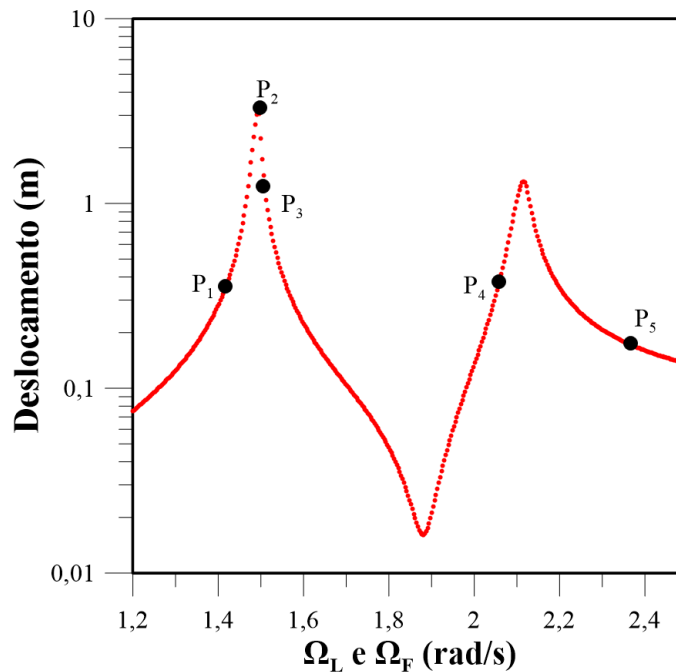


4.1.5 Planos fases e seções de Poincaré para a torre de seção variável

Na Figura 4.5, é ilustrada a curva de ressonância correspondente ao modelo da torre com seção variável, desconsiderando-se a base elástica. Neste caso específico, considera-se que a amplitude da força aplicada no topo da torre é de 10 kN, enquanto a amplitude do deslocamento imposto na base é fixada em 0,10.

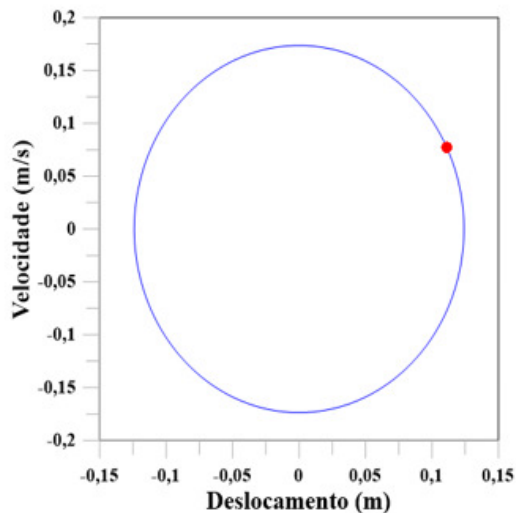
Os pontos destacados na figura, nomeados: P_1 , P_2 , P_3 , P_4 e P_5 , representam distintas frequências de excitação associadas, tanto à força externa aplicada na extremidade superior da estrutura, quanto ao movimento oscilatório na base. Tais frequências foram selecionadas estrategicamente para a análise do comportamento dinâmico da torre, sendo empregadas na construção dos respectivos planos de fase e das seções de Poincaré, ferramentas fundamentais para a compreensão da resposta não linear do sistema.

Figura 4.5 – Curvas de ressonância de torre seção variável ($\Omega = 12$ rpm)

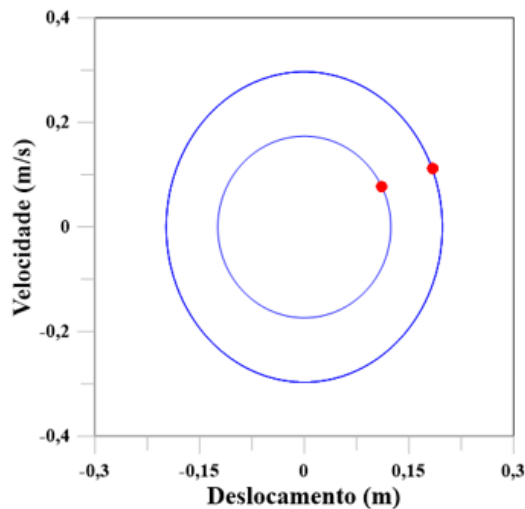


As Figuras 4.6 apresentam os planos de fase correspondentes a cada um dos pontos destacados na curva de ressonância. A análise dessas representações permite identificar que, nas regiões associadas à estabilidade da resposta dinâmica, os planos de fase exibem trajetórias periódicas bem definidas, caracterizadas por oscilações regulares que se repetem em um único período ($1T$). Esse comportamento evidencia a presença de uma dinâmica previsível e harmônica, típica de sistemas submetidos a excitações dentro de uma faixa de estabilidade.

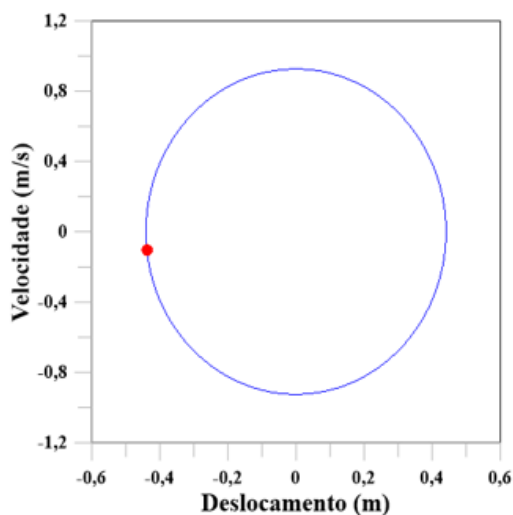
Figura 4.6 – Planos de fase e seções de Poincaré ($\Omega = 12$ rpm, $F_L = 10$ KN e $y_0 = 0, 10$)



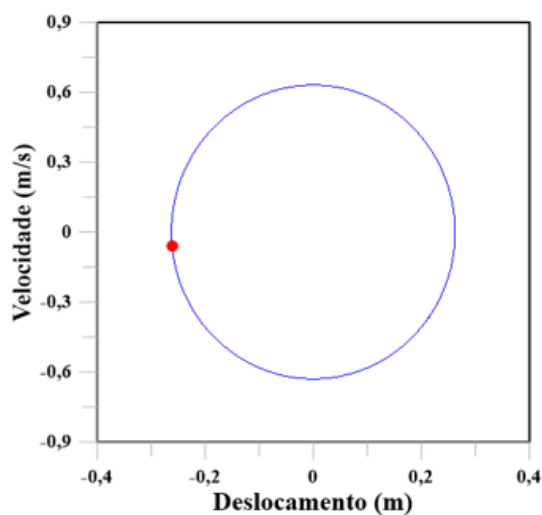
(a) $P_1 = 1, 40$ rad/s



(b) $P_2 = P_3 = 1, 50$ rad/s



(c) $P_4 = 2, 10$ rad/s



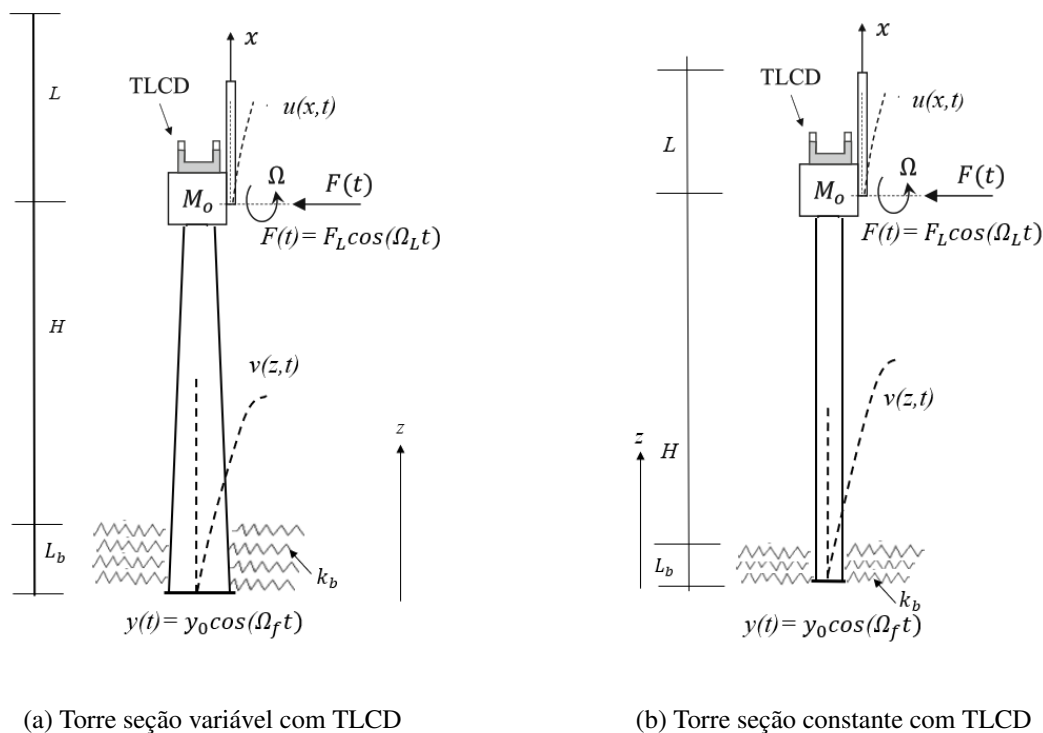
(d) $P_5 = 2, 40$ rad/s

4.2 Solução de sistema acoplado torre- pá-TLCD

Como primeira etapa, conduzimos uma análise detalhada do comportamento dinâmico da estrutura da turbina eólica sem a presença de um dispositivo de controle de vibração. Essa fase inicial nos permitiu identificar os modos naturais de vibração da estrutura e suas respectivas frequências. O objetivo principal desse estudo é a implementação de um dispositivo passivo de controle de vibração para mitigar as oscilações na torre. Para isso, utilizamos um Tuned Liquid Column Damper (TLCD), que consiste em um reservatório em formato de "U" contendo água.

Quando a torre é submetida a uma força externa, o líquido dentro do TLCD oscila em resposta ao movimento da estrutura. O TLCD é calibrado de forma que a frequência de oscilação do líquido coincida com a frequência dominante de vibração da torre. Dessa forma, quando a torre vibra, o líquido no TLCD move-se em sentido oposto, absorvendo parte da energia vibracional e convertendo-a em energia cinética, enquanto outra parte é dissipada como calor devido à resistência viscosa do fluido. Esse processo reduz a energia das vibrações, limitando a amplitude das oscilações da torre e, conseqüentemente, diminuindo os deslocamentos causados por forças externas. Para avaliar o impacto do TLCD na resposta dinâmica da estrutura da turbina eólica. Realizamos análises numéricas que compararam as curvas de frequência-amplitude com e sem o dispositivo. Além disso, as respostas temporais nos permitiram observar a evolução dos deslocamentos em diferentes pontos da torre, tanto em seções constantes quanto variáveis. As Figuras 4.7 ilustram as torres de seção constante e variável equipadas com o TLCD.

Figura 4.7 – Sistema acoplado torre- pá-TLCD



4.2.1 Parâmetros otimizados de TLCD e curvas frequência – amplitude

Com base no modo de funcionamento do TLCD, a pesquisa se foca na otimização dos principais parâmetros de concepção do TLCD. O estudo utiliza métodos analíticos e numéricos para determinar a altura ideal da coluna de líquido, a área da seção transversal e o coeficiente de amortecimento, levando em conta a frequência de vibração da estrutura, melhorando assim a capacidade do sistema de lidar com oscilações causadas por forças externas, como vento ou terremotos. Essa otimização aumenta consideravelmente a durabilidade e a segurança das estruturas sujeitas a cargas dinâmicas. Baseado no trabalho de [Del Prado et al. \(2024\)](#), determina-se os parâmetros ideais do TLCD de acordo com as Equações (4.1) até (4.5).

$$\alpha = \frac{B}{L_{TLCD}} \quad (4.1)$$

$$L_{TLCD} = 2H_F + B \quad (4.2)$$

$$\gamma = \frac{\omega_{TLCD}}{\omega_T} \quad (4.3)$$

$$A_{TLCD} = \frac{m_{TLCD}}{\rho_F L_{TLCD}} \quad (4.4)$$

$$\mu = \frac{m_{TLCD}}{m_T} \quad (4.5)$$

Onde μ é a razão entre a massa do TLCD e a massa do sistema m_T , α é a razão entre o comprimento B e o comprimento total do TLCD, γ é a razão entre as frequências naturais do TLCD e do sistema e A_{TLCD} é a seção transversal do TLCD.

Essa solução possibilita a determinação dos valores ideais dos parâmetros de frequência natural (γ_{opt}) e amortecimento (ξ_{opt}) do TLCD. O objetivo dessa otimização é reduzir ao máximo a variação do deslocamento do sistema massa-mola. As fórmulas para esses valores ideais são apresentadas a seguir nas Equações (4.6) e (4.7).

$$\gamma_{opt} = \sqrt{\frac{1 + \mu(1 - \frac{\alpha^2}{2})}{1 + \mu}} \quad (4.6)$$

$$\xi_{opt} = \frac{\alpha}{2} \sqrt{\frac{2\mu(\frac{\alpha^2\mu}{4} - \mu - 1)}{\alpha^2\mu^2 + \alpha^2\mu - 4\mu - 2\mu^2 - 2}} \quad (4.7)$$

Os parâmetros μ e α são definidos como $\mu = 0,01$ e $\alpha = 0,5$ e ao aplicar esses valores numéricos nas Equações (4.6) e (4.7), obtém-se os valores na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores numéricos de TLCD

Parâmetros	Valores
μ	0,01
α	0,5
m_T	$8,19911 \times 10^5$ kg
ω_T	1,6573 rad/s
γ_{opt}	0,997
ξ_{opt}	0,02488
ω_{TLCD}	1,6492 rad/s
m_{TLCD}	$8,19911 \times 10^5$ kg
L	5,938 m
B	2,97 m
H	1,484 m
A_{TLCD}	1,381 m ²

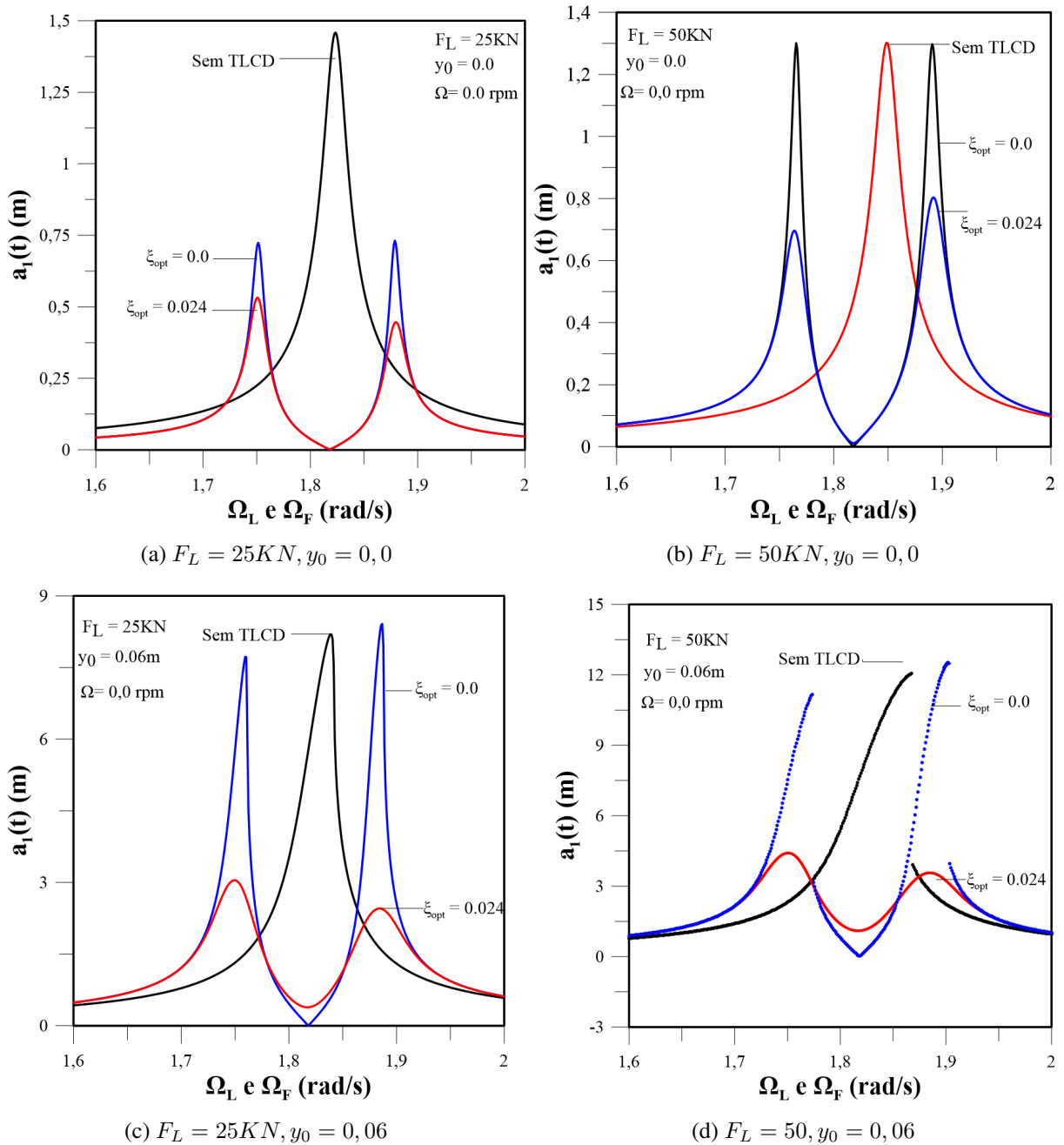
Com a aplicação do dispositivo de controle passivo de vibração, o TLCD, curvas de frequência-amplitude foram determinadas para diferentes amplitudes de excitação F_L , com e sem levar em conta a rotação das pás. As amplitudes de excitação F_L consideradas são 25 KN e 50 KN, e o valor da amplitude do deslocamento da base y_0 é considerado igual a 0,0 e 0,06 m. Essa análise leva em conta a torre seção constante e a torre seção variável.

4.2.2 Curvas frequência -amplitude da torre com seção constante

As Figuras 4.8(a) e 4.8(b) mostram, respectivamente, as curvas frequência-amplitude da torre com e sem controle de vibração para excitações F_L iguais a 25 KN e 50 KN e sem rotação da pá ($\Omega = 0, 0$). Observar-se que, quando o coeficiente de amortecimento é ótimo, os picos são menores e se tornam mais baixos, reduzindo as amplitudes de vibração. Quando a amplitude da força F_L é menor, o TLCD sem amortecimento só reduz a resposta da estrutura de forma eficiente para excitações pequenas, nesse caso específico. Quando a força aumenta, só o TLCD com amortecimento consegue segurar o aumento das amplitudes. Quando o deslocamento da base é considerado nas Figuras 4.8(c) e 4.8(d), sob as mesmas condições apresentadas nas Figuras 4.8(a) e 4.8(b), observa-se que, com uma força de 25 KN, o amortecedor de valor zero ($\xi_{opt} = 0, 0$) não consegue controlar a vibração através da alteração de um parâmetro na estrutura. No entanto, ao aumentar a amplitude da força para 50 KN e levando em conta o deslocamento da base, o TLCD consegue eliminar o salto nas curvas de frequência-amplitude,

considerada como instabilidade dinâmica não linear, e reduz as frequências de vibração, com dois picos aparecendo, correspondentes às duas primeiras frequências naturais da estrutura.

Figura 4.8 – Comparação curvas frequência-amplitude com e sem TLCD ($\Omega = 0,0$ rpm)



Para a obtenção das curvas de frequência versus amplitude levando-se em consideração a rotação das pás da turbina eólica, adotou-se como referência a primeira frequência de instabilidade associada à rotação, cujo valor é de 12 rotações por minuto (rpm). Nessa condição específica, representada na Figura 4.9(a), verifica-se que o dispositivo de Coluna de Líquido Sintonizado (TLCD — Tuned Liquid Column Damper) originalmente projetado não é capaz de controlar de forma eficiente as vibrações induzidas na estrutura da torre eólica. A Figura 4.9(a) foi gerada considerando uma amplitude de força dinâmica F_L igual a 50 kN, e uma amplitude de deslocamento de base y_0 de 0,06 m. Com a introdução do efeito da rotação das pás, a frequência natural predominante da estrutura, inicialmente de 1,6573 rad/s, sofre um deslocamento para 1,837 rad/s. Essa variação altera o regime dinâmico do sistema e, conseqüentemente, compromete a eficiência do TLCD previamente dimensionado para condições sem rotação das pás. Tal desvio evidencia a necessidade de ajustes nos parâmetros do dispositivo, para que o mesmo, opere de forma otimizada na nova condição dinâmica imposta. As dimensões determinadas e otimizadas do TLCD a partir de novo valor da frequência de torre são detalhadas na Tabela 4.2 e permitir-se apresentar a Figura 4.9(b) de curva frequência - amplitude leva em conta a rotação da pá.

Tabela 4.2 – Valores numéricos de TLCD (considerando as rotações das pás)

Parâmetros	Valores
μ	0,01
α	0,5
ω_1	1,837 rad/sec
ζ_1	0,997
γ_1	0,02488
ω_2	1,818 rad/sec
L	4,987 m
B	2,485 m
H	1,242 m
ρ	1,649

A Figura 4.10 apresenta a relação entre a amplitude máxima de vibração da torre com o sistema de controle e a variação da rotação da pá, considerando uma força de excitação com amplitude de 25 KN e uma frequência da torre de 1,837 rad/s. Inicialmente, à medida que a rotação da pá aumenta, observa-se uma redução progressiva da amplitude máxima de vibração controlada, indicando uma melhora na atenuação dos deslocamento. No entanto, essa tendência de redução persiste apenas até um ponto crítico de vibração da torre eólica e torna-se a aumentar.

Figura 4.9 – Curva de frequência-amplitude considerando a rotação da pá ($\Omega = 12$ rpm)

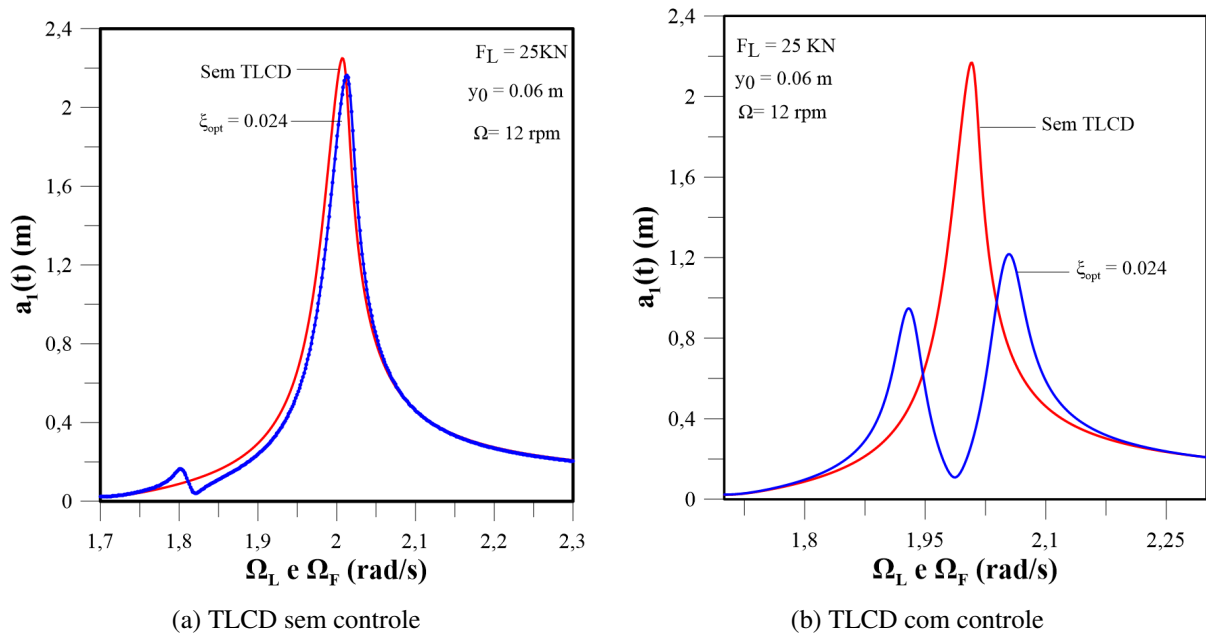
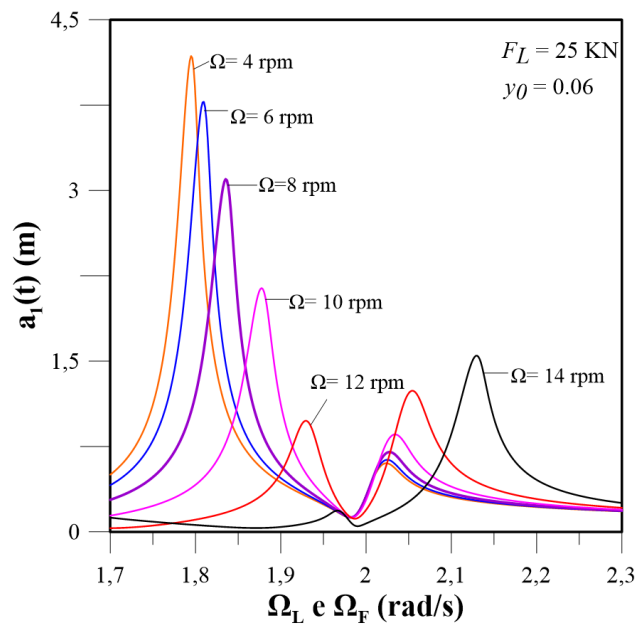


Figura 4.10 – Variação da amplitude máxima de vibração em função da rotação da pá.

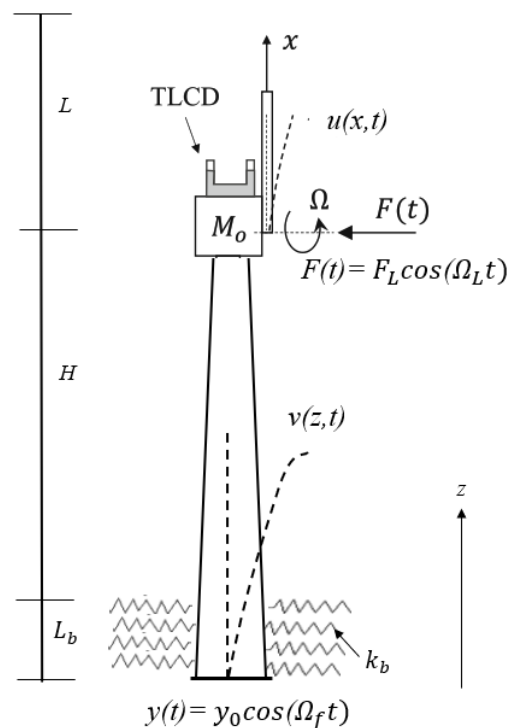


4.2.3 Curvas frequência -amplitude de torre com seção variável

Considera-se uma torre eólica de seção transversal variável, como observar na Figura 4.11, projetada de maneira que suas dimensões permitam manter a mesma massa que a torre de seção transversal constante estudada anteriormente. O mesmo amortecedor TLCD é usado para ambas as estruturas, sem modificar seus parâmetros. Sob as mesmas condições da torre de seção

constante, é avaliada a capacidade do TLCD no controle das frequências de vibrações da torre de seção variável. A força harmônica aplicada no topo da torre considerada como a força de vento é manter-se, e vários casos são analisados, considerando ou não o deslocamento de base da estrutura. As amplitudes da força são definidas em 25 e 50 KN como no caso anterior da torre com seção constante. Enquanto a amplitude do deslocamento da base é de 0,0 e 0,06.

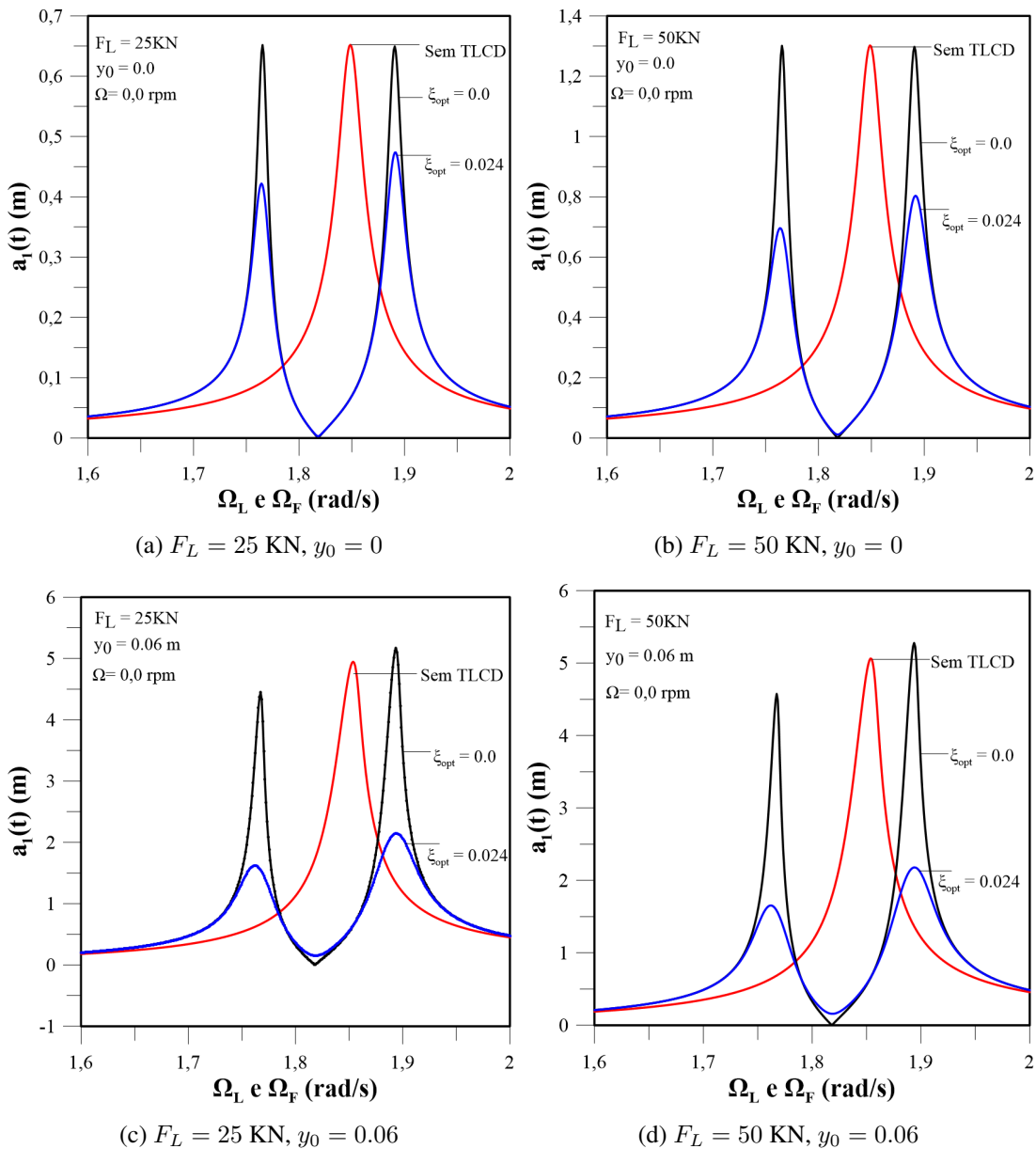
Figura 4.11 – Sistema acoplado Torre-Pá-TLCD (seção variável)



Conforme mostrado na Figura 4.12(a), onde a amplitude de força F_L é 25KN e y_0 é 0,0, a curva frequência-amplitude com o TLCD mostra dois picos correspondentes às duas primeiras frequências do sistema. A primeira para torre e a segunda para a pá. Quando o valor de amortecimento do TLCD é igual ao seu valor ideal de acordo com os cálculos, pode-se observar uma diminuição significativa na amplitude dos picos em comparação com as curvas obtidas com o amortecimento nulo e a curva sem TLCD. A considera-se um valor maior para a amplitude da força, 50KN, tem-se de verificar sem modificar o TLCD, se ele conseguiria ser eficaz. De acordo com a Figura 4.12(b), o TLCD é capaz de controlar as vibrações na torre. Nas Figuras 4.12(c) e 4.12(d), leva-se em conta o deslocamento de base com uma amplitude de valor 0.06. As amplitudes da força no topo da torre são consideradas como no caso 4.12(a) e 4.12(b). Essa semelhança é feita para ver se, ao modificar algum parâmetro, qual será o comportamento do

TLCD, se ele será capaz de ser eficiente no controle de vibração. De fato, como pode ser observado nas Figuras 4.12(c) e 4.12(d), o TLCD continua sendo eficiente sem nenhuma modificação dos parâmetros μ e α que são definidos como $\mu = 0,01$ e $\alpha = 0,5$. Ele reduz a amplitude da vibração.

Figura 4.12 – Curvas de frequência-amplitude de torre seção variável (com e sem TLCD)

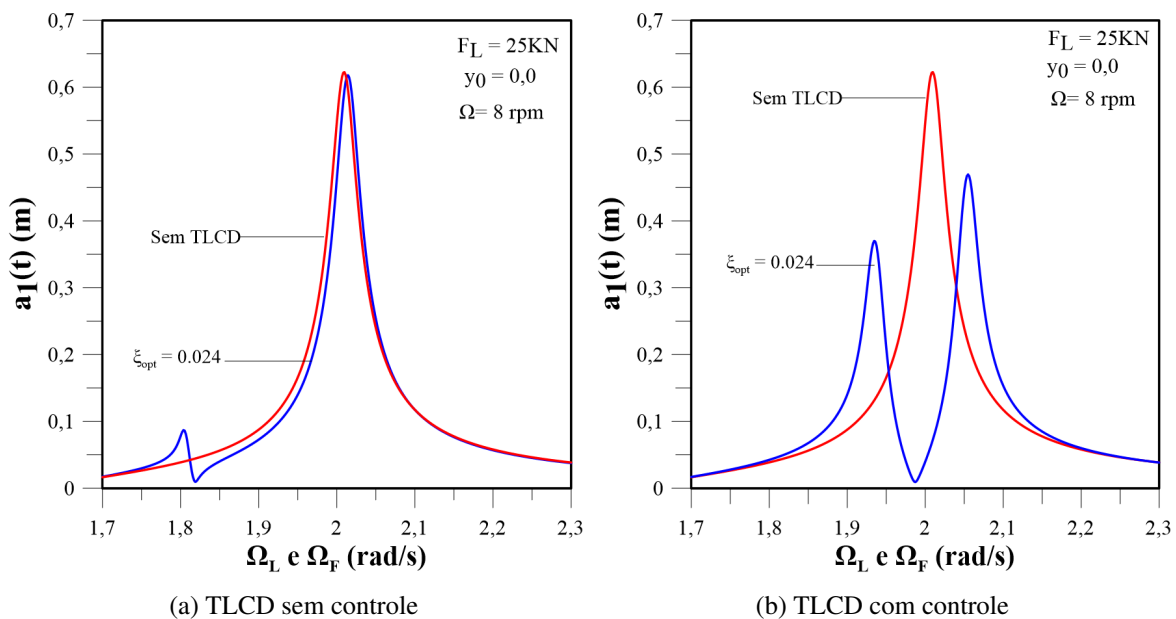


Considera-se a rotação das pás no caso de torre a seção variável para determinar a resposta de TLCD no controle da frequência de vibração na torre com a consideração desse parâmetro. Considere-se uma amplitude F_L de 25 KN para a força aplicada no topo da torre e sem deslocamento de base. Ao considerar esse caso, as curvas de frequências-amplitude são determinadas

para ver se o TLCD conseguirá controlar as vibrações para a torre de seção variável. Observa-se que, para a torre com seção transversal constante, considerando os efeitos da rotação das pás, o TLCD não apresentou desempenho satisfatório no controle das vibrações estruturais. A análise foi conduzida para a torre de seção variável mantendo-se inalterados os parâmetros fixados em $\mu = 0,01$ e $\alpha = 0,5$.

Por tanto, no caso de torre variável, pode-se observar a Figura 4.13(a) a seguir, o TLCD não funciona corretamente, como no caso anterior. Isso aconteceu porque quando as pás giram, a frequência da torre aumenta. No entanto, como o TLCD não é capaz de controlar as vibrações quando a rotação da pá é considerada, é necessário determinar outros valores para os parâmetros do TLCD como no caso de torre seção constante. Com esses novos valores dos parâmetros TLCD, as curvas de frequência-amplitude são apresentadas nas Figuras 4.13(b). Pode-se observar que com os novos valores, o TLCD conseguiu controlar as vibrações.

Figura 4.13 – Curva frequência-amplitude de torre com seção variável com e sem TLCD ($\Omega = 8$ rpm)



4.3 Impacto de carga sísmica real na base de torre

Entretanto, conforme descrito no Capítulo 2, onde o modelo é desenvolvido matematicamente, um estudo dinâmico é realizado substituindo o deslocamento da base, $y(t)$, pela aceleração

sísmica do terremoto de Northridge. O objetivo é entender a resposta dinâmica da torre e a influência de alguns parâmetros na resposta, tais como a rotação da pá e o uso do TLCD para controlar as vibrações.

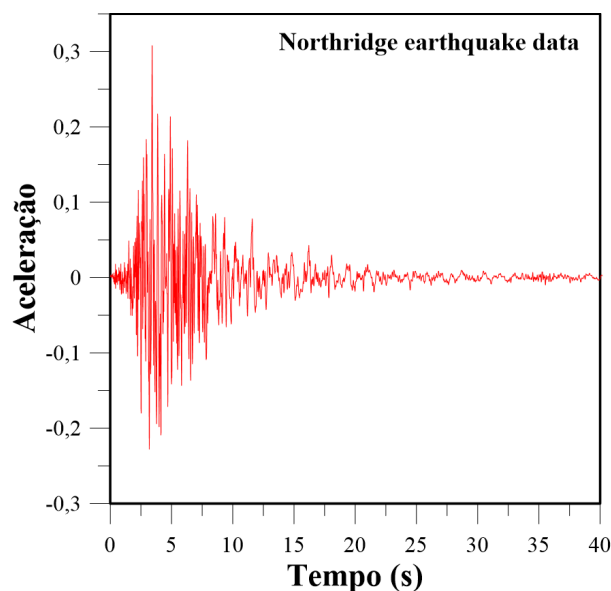
O terremoto aconteceu em 17 de janeiro de 1994, entre 4:30 e 4:31, no sudeste do Vale de San Fernando, em Los Angeles, Califórnia. A magnitude do terremoto foi de 6,7 Mw e o hipocentro estava localizado a uma profundidade de 18,2 quilômetros. O terremoto, que durou entre 10 e 20 segundos, produziu acelerações do solo de até 1,82 vezes de aceleração da gravidade, as mais altas já registradas por instrumentos em áreas urbanas da América do Norte. Ele foi um terremoto com as características típicas de um evento de banda larga. Assim, seu sinal sísmico continha uma variedade ampla de frequências, com energia significativa tanto nas frequências baixas quanto nas altas. As consequências foram as seguintes: 57 mortos, mais de 9.000 feridos, dezenas de milhares de pessoas evacuadas, danos materiais que variaram de 13 a 50 bilhões de dólares, tornando-o um dos desastres naturais mais caros da história dos Estados Unidos, de acordo com as estatísticas fornecidas pelo Department of Emergency Management (2024). O terremoto derrubou vários edifícios em toda a cidade, incluindo casas de vários andares, estacionamentos, instalações médicas, complexos residenciais e edifícios comerciais. Também causou grandes danos à infraestrutura essencial, como sistemas de abastecimento de água, gás e eletricidade.

Eventos dessa magnitude, portanto, tornam necessárias a integração da ação sísmica no projeto de estruturas localizadas em regiões sísmicamente ativas. O estudo apresentado aqui se concentra na análise do comportamento de torres eólicas sob ação sísmica e, mais especificamente, no controle das vibrações excessivas geradas nessas estruturas sob tal ação. Para isso, o histórico de aceleração durante o terremoto de Northridge, ilustrado nas Figuras 4.14, é usado como base para simulações dinâmicas e o impacto dos parâmetros geométricos na resposta estrutural à demanda extrema é avaliado.

Na integração temporal das equações de movimento, foi adotado um passo de tempo de 0,0134 segundos. Esse valor foi definido com base nas frequências naturais das torres analisadas e nas características espectrais do terremoto de Northridge. Esse passo corresponde à razão entre o período da força excitadora ($T_f = 2\pi/W_f$) e o número de divisões adotado ($Div = 800$), resultando em um intervalo suficientemente pequeno para capturar adequadamente os efeitos

dinâmicos. Com essa escolha, é possível representar frequências de até aproximadamente 37,3 Hz. Esse limite está de acordo com o critério de Nyquist, que afirma que, para representar um sinal corretamente sem distorções, a frequência de amostragem deve ser pelo menos duas vezes a frequência mais alta presente no sinal. Portanto, ao utilizar um passo de tempo de 0,0134 s, a frequência de amostragem é de aproximadamente 74,6 Hz, permitindo capturar sinais com frequências de até 37,3 Hz. Essa faixa abrange facilmente todos os principais componentes da excitação sísmica e as frequências de vibração natural das torres, que geralmente estão abaixo de 10 Hz. No entanto, essa escolha garante estabilidade numérica e cálculos eficientes ao integrar usando o método Runge-Kutta de quarta ordem.

Figura 4.14 – Dados registrados do terremoto de Northridge.



Fonte:DEM (2024)¹

4.3.1 Aceleração de carga sísmica na base da torre seção constante (análise linear)

Ao realizar a aplicação da excitação sísmica sobre a torre com seção transversal constante, diversos cenários de análise foram considerados, tanto na ausência quanto na presença de dispositivo de controle de vibrações, o amortecedor de coluna líquida sintonizada (TLCD - Tuned Liquid Column Damper). Para o desenvolvimento computacional das análises, adotou-se uma formulação baseada no Lagrangiano, na qual o deslocamento da base da torre foi substituído pela aceleração correspondente ao sinal sísmico considerado. Essa substituição foi implemen-

tada por meio do software Maple, responsável por gerar o sistema de equações diferenciais do movimento. Posteriormente, essas equações foram resolvidas utilizando a linguagem de programação C++, garantindo maior precisão e controle sobre os métodos numéricos aplicados.

Com o objetivo de compreender de maneira mais aprofundada o comportamento dinâmico da torre sob ações sísmicas, foram utilizados quatro modos de vibração no caso sem controle: dois modos associados à estrutura da torre e dois modos referentes à pá. Quando o sistema TLCD foi incluído no modelo estrutural, a análise passou a considerar um total de cinco modos: os dois modos da torre, os dois modos da pá, além de um modo adicional correspondente ao TLCD.

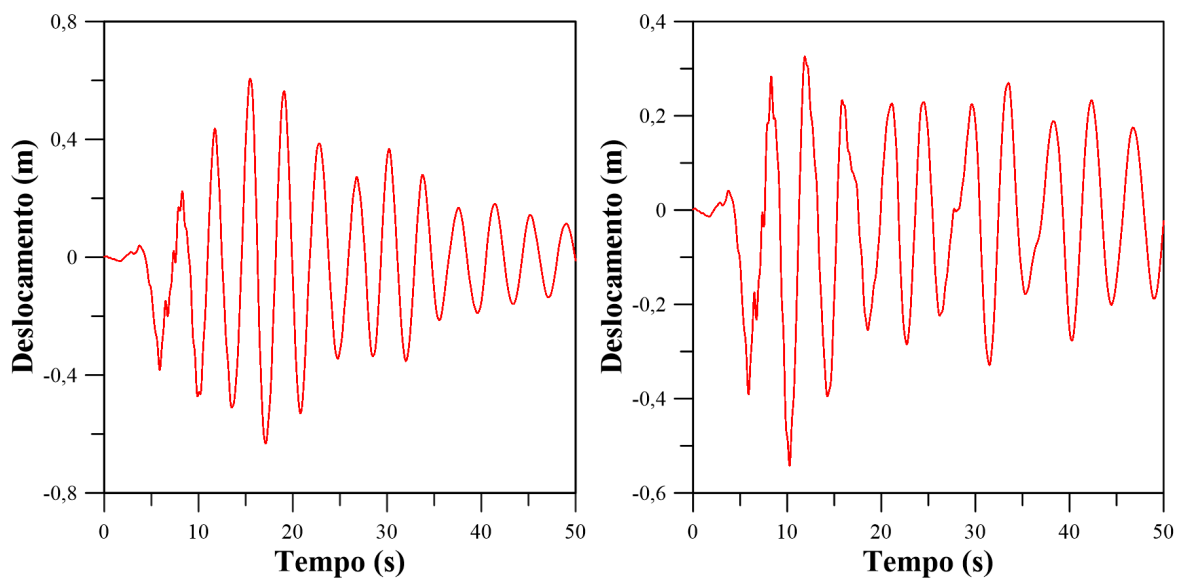
As análises foram organizadas de forma incremental. Inicialmente, aplicou-se unicamente a excitação sísmica à torre, tanto sem quanto com o TLCD acoplado. Em um segundo momento, incorporou-se a rotação das pás (com velocidade constante de 12 rpm) nas simulações, novamente avaliando os casos com e sem o dispositivo de controle. Por fim, considerou-se também a presença de uma força externa, representada por uma carga harmônica aplicada no topo da torre combinada à excitação sísmica. Para cada uma dessas condições, foram gerados gráficos representativos que evidenciam o comportamento temporal do deslocamento da torre.

As Figuras 4.15(a), 4.13(b) e 4.15(c) ilustram, respectivamente, o deslocamento da torre ao longo do tempo em três diferentes configurações: (i) apenas sob a ação da carga sísmica, sem o uso do TLCD; (ii) sob a ação combinada do sismo e da rotação das pás a 12 rpm, também sem controle; e (iii) sob a ação simultânea da excitação sísmica e da carga harmônica aplicada no topo da torre, ainda sem controle. Ao comparar os resultados apresentados nas Figuras 4.15(a) e 4.13(b), nota-se uma redução considerável na amplitude das vibrações quando a rotação das pás é incluída. Segundo o estudo de Esfeh e Kaynia (2020), tal efeito pode ser explicado pela ação giroscópica induzida pela rotação das pás, que atua como um mecanismo de estabilização da estrutura. Especificamente, as forças giroscópicas geradas criam momentos de inércia adicionais que se opõem ao movimento transversal da torre, atuando assim como um amortecedor natural.

Além disso, a Figura 4.15(c) mostra que, no caso da torre de seção constante, a presença de uma carga harmônica no topo, quando combinada à excitação sísmica, pode interagir benéficamente com os efeitos estabilizadores já fornecidos pelas pás em rotação. Observa-se, portanto, uma atenuação adicional nas amplitudes de vibração, especialmente quando comparada à situação

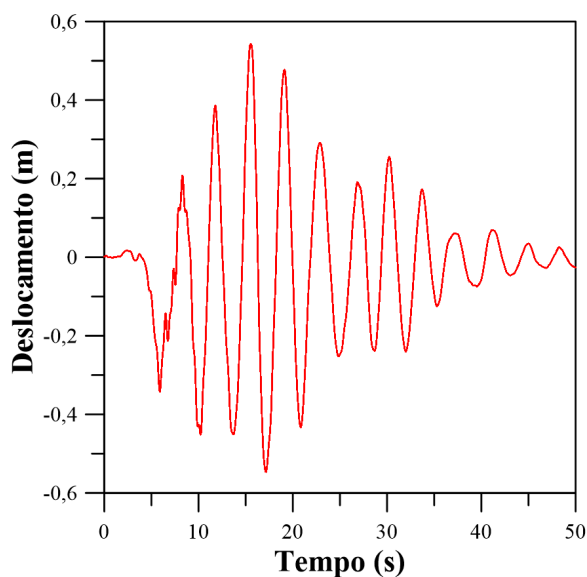
da Figura 4.15(a), em que apenas a excitação sísmica foi considerada. Esse comportamento reforça a importância de compreender os efeitos combinados de múltiplas fontes dinâmicas e a sinergia entre mecanismos passivos e naturais de controle vibratório.

Figura 4.15 – Deslocamento no tempo sem controle (análise linear)



(a) carga sísmica sem TLCD

(b) carga sísmica e rotação da pá sem TLCD

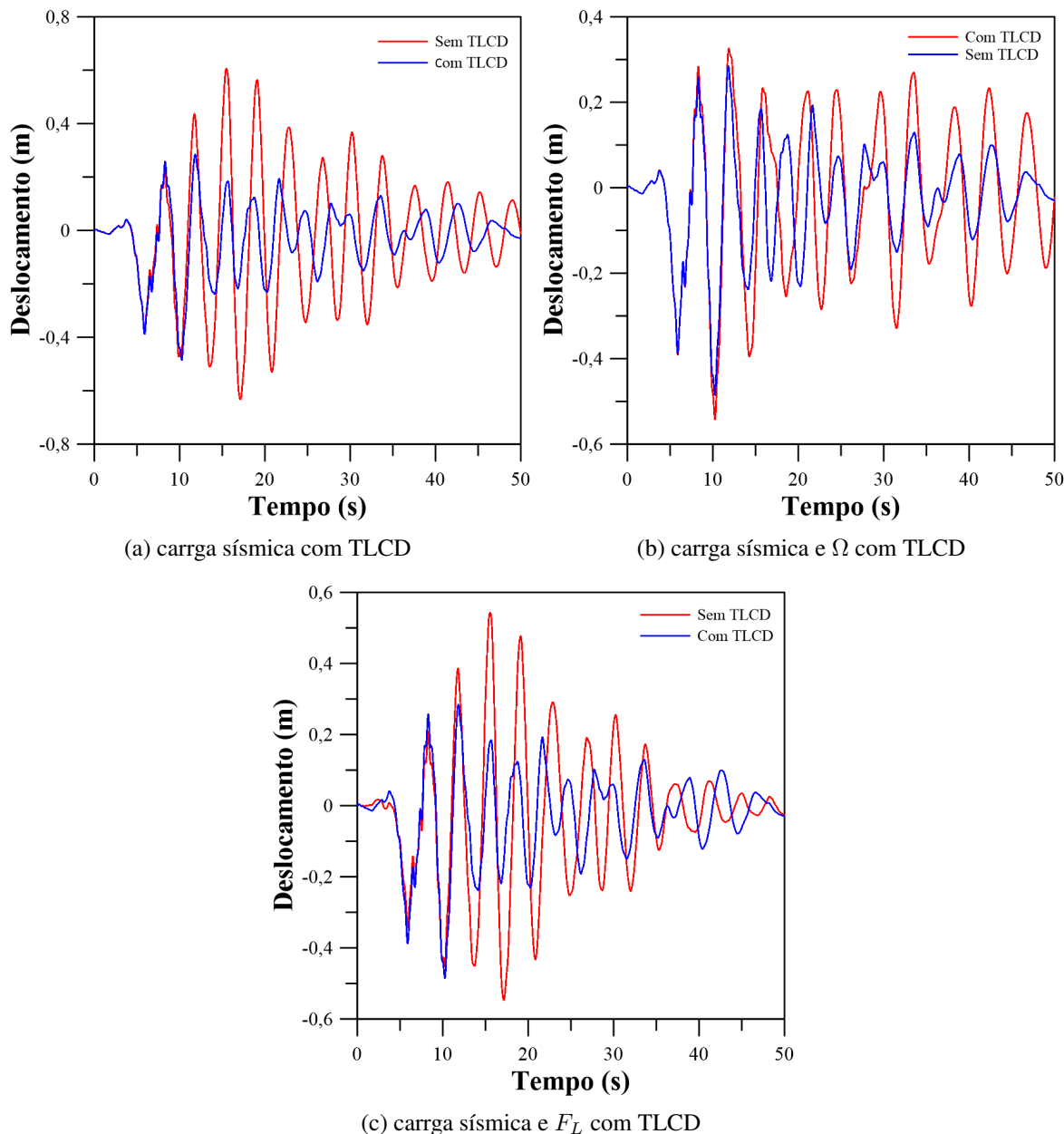


(c) carga sísmica e F_L sem TLCD

A análise detalhada dos resultados apresentados nas Figuras 4.16(a), 4.16(b) e 4.16(c) permite compreender, de maneira aprofundada, os efeitos benéficos da implementação do sistema TLCD (Tuned Liquid Column Damper) na resposta dinâmica estrutural frente a excitações externas. Observa-se que a presença do TLCD resulta em uma significativa atenuação tanto das amplitudes máximas de deslocamento quanto da persistência das oscilações ao longo do tempo.

Nos casos em que o sistema não conta com o dispositivo, os gráficos revelam deslocamentos máximos variando aproximadamente entre 0,4 m e 0,8 m, com oscilações mais intensas e duradouras após a excitação inicial. Em contrapartida, a inclusão do TLCD proporciona uma redução considerável desses valores, restringindo as amplitudes típicas para a faixa de 0,2 m a 0,4 m, a depender das condições analisadas.

Figura 4.16 – Deslocamento no tempo com controle (análise linear)



Adicionalmente, é possível perceber que o sistema equipado com TLCD apresenta um perfil de dissipação de energia mais eficiente, pois retorna ao estado de equilíbrio de forma mais rápida e com menor número de ciclos vibratórios expressivos. Esse comportamento indica que

o TLCD age de maneira eficiente na absorção seletiva de energia em determinadas frequências críticas, modificando, assim, o espectro das frequências predominantes e reduzindo a probabilidade de ressonância estrutural. Outro aspecto relevante, visível nos gráficos, é o impacto da tecnologia TLCD tanto na magnitude quanto na frequência dominante das vibrações. Nota-se que, enquanto os sistemas sem TLCD tendem a manter vibrações persistentes com amplitudes elevadas mesmo após dezenas de segundos, o sistema controlado evidencia rápida mitigação e estabilidade. Essa eficiência na dissipação de energia se reflete também na postergação de eventuais falhas por fadiga, pois há uma clara diminuição do potencial de concentração de tensões cíclicas. A utilização do TLCD se mostra uma estratégia notadamente efetiva na ampliação da vida útil dos componentes estruturais, uma vez que reduz não apenas a amplitude dos deslocamentos, mas também a duração de estados vibratórios críticos.

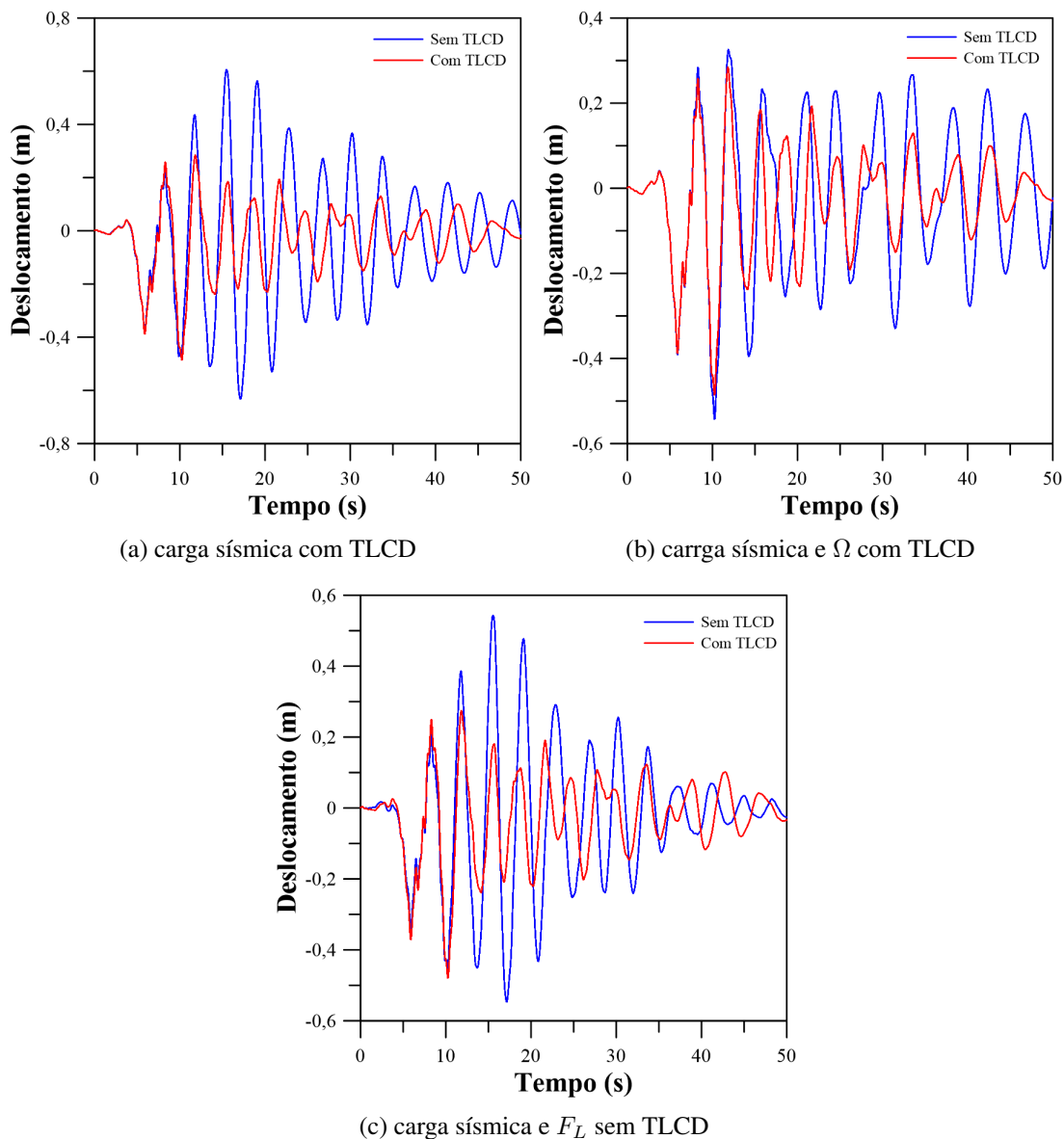
4.3.2 Aceleração de carga sísmica na base da torre seção constante (análise não linear)

Com o intuito de aprofundar a compreensão sobre o comportamento dinâmico da torre frente à ação de excitações sísmicas, foi realizada uma análise estrutural não linear. Essa abordagem permite incorporar, de maneira mais eficiente, os efeitos de segunda ordem e variações geométricas significativas que podem se manifestar em situações de carregamento extremo. O emprego dessa metodologia é especialmente relevante quando se deseja avaliar a eficácia de dispositivos de controle passivo, como o TLCD (Tuned Liquid Column Damper), no amortecimento das vibrações estruturais. As Figuras 4.17(a), 4.17(b) e 4.17(c) apresentam, de forma sequencial, os resultados da análise temporal do deslocamento da torre: inicialmente sob a ação isolada do carregamento sísmico, comparando os cenários com e sem o TLCD; em seguida, sob o efeito combinado do carregamento sísmico e da rotação das pás, também com e sem o amortecedor; e, por fim, considerando a ação conjunta do sismo com um carregamento lateral aplicado na extremidade superior da torre, novamente analisando a influência da presença ou ausência do TLCD.

A avaliação dos resultados obtidos, tanto para a análise linear quanto para a análise não linear (com consideração da não linearidade geométrica), mostra que as respostas dinâmicas da estrutura foram praticamente coincidentes para os diferentes casos examinados. Como pode ser

observado nas Figuras 4.17(a), 4.17(b) e 4.17(c), as diferenças entre os deslocamentos máximos são, muitas vezes, praticamente indistinguíveis visualmente, independentemente do uso da formulação geométrica linear ou não linear. Este comportamento mostra que, para os níveis de carregamento e as condições de contorno adotados neste estudo para a torre de seção constante, o regime de resposta estrutural permaneceu predominantemente elástico. Assim, conforme destacado na literatura por (Chopra, 2017a), em situações onde as solicitações não induzem grandes deformações, a consideração da não linearidade geométrica não gera acréscimos significativos na precisão dos resultados, sendo que a modelagem linear pode ser suficiente para as estimativas de desempenho da estrutura. Dessa forma, conclui-se que, no contexto deste trabalho, a análise não linear não proporcionou ganhos relevantes na previsão do comportamento estrutural com a aplicação de carga sísmica sobre a torre.

Figura 4.17 – Deslocamento no tempo com a aplicação de carga sísmica (análise não linear)



4.3.3 Carga sísmica na torre de seção variável (análise linear)

Uma investigação numérica baseada em análise dinâmica linear foi conduzida para a torre com seção transversal variável, considerando como excitação a carga sísmica oriunda do terremoto de Northridge. A simulação abrangeu três cenários distintos com o intuito de avaliar diferentes combinações de ações dinâmicas sobre a estrutura. No primeiro cenário, considerou-se exclusivamente a aplicação da carga sísmica sobre a torre. No segundo, além da ação sísmica, incorporou-se a rotação das pás, buscando observar os efeitos dinâmicos adicionais introduzidos pelo movimento relativo das mesmas. O terceiro cenário, por sua vez, consistiu na combinação

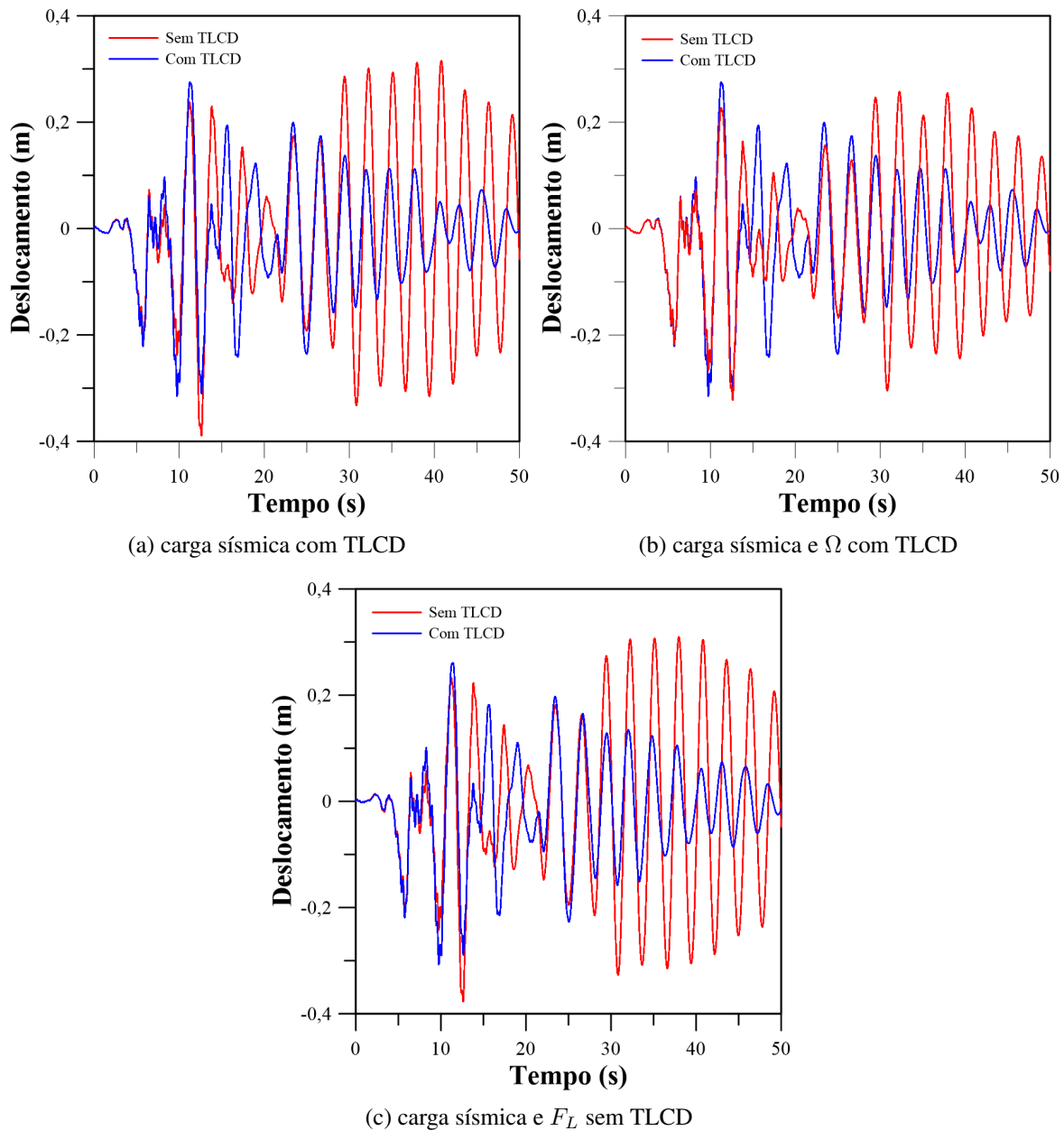
da carga sísmica com uma força harmônica aplicada no topo da torre, simulando a interação simultânea de excitações externas distintas.

Nos casos em que o sistema de controle de vibração ainda não é introduzido, foram levados em consideração quatro modos principais de vibração: dois associados ao comportamento dinâmico da própria torre e outros dois referentes às pás. Com a inclusão de um sistema de controle vibratório por meio de um amortecedor do tipo TLCD (Tuned Liquid Column Damper), um modo vibratório adicional é incorporado à análise. Assim, o total de modos considerados na modelagem aumenta para cinco (5).

A resposta dinâmica obtida para o primeiro caso, carga sísmica isolada, está representada na Figura 4.18(a), a qual ilustra o deslocamento máximo da torre sob a excitação sísmica. Quando se leva em consideração a rotação das pás, observa-se, na Figura 4.18(b), uma redução significativa nas amplitudes de vibração da estrutura, quando comparadas com aquelas do cenário anterior. Este comportamento evidencia o efeito atenuador da rotação das pás sobre a resposta dinâmica do sistema. Por outro lado, a Figura 4.18(c), correspondente à combinação da carga harmônica com a carga sísmica, não apresenta uma diferença relevante nas amplitudes de deslocamento, o que indica que, para a torre com seção variável, a ação do vento modelada como uma carga harmônica adicional não altera substancialmente a resposta estrutural quando comparada ao caso em que se considera apenas a excitação sísmica.

Portanto, pode-se concluir que, no contexto da torre com seção variável, a influência da carga de vento, quando combinada com a carga sísmica, é desprezível em termos de amplificação das vibrações, sendo a resposta praticamente dominada pela ação sísmica isolada.

Figura 4.18 – Deslocamento no tempo de torre seção variável com a aplicação de carga sísmica (análise linear)



4.3.4 Carga sísmica na torre de seção variável (análise não linear)

A Figura 4.19 evidencia que os deslocamentos obtidos por meio da análise não linear apresentam amplitudes um pouco maiores em comparação aos resultados da análise linear, ressaltando a importância de considerar os efeitos das não linearidades geométricas no comportamento dinâmico da estrutura. Tal constatação reforça a relevância de abordagens mais realistas para a modelagem de sistemas estruturais complexos.

Por sua vez, a Figura 4.19(a) demonstra que a adoção de um dispositivo de controle vibratório é capaz de atenuar as vibrações induzidas por excitações sísmicas em até 20%, o que evidencia a efetividade dessa estratégia de controle passivo. Na sequência, a Figura 4.19(b) mostra que, quando se considera a rotação das pás, a eficácia do controle vibratório é ampliada, alcançando uma redução de até 24% nas amplitudes de oscilação. Esse comportamento indica que o movimento rotacional das pás contribui positivamente para a estabilização da estrutura, funcionando como um mecanismo de amortecimento adicional natural. Por outro lado, a Figura 4.19(c) revela que a aplicação de uma força harmônica no topo da torre não promove alterações significativas na resposta dinâmica global da estrutura, sugerindo que esse tipo de excitação tem menor influência no comportamento vibratório analisado.

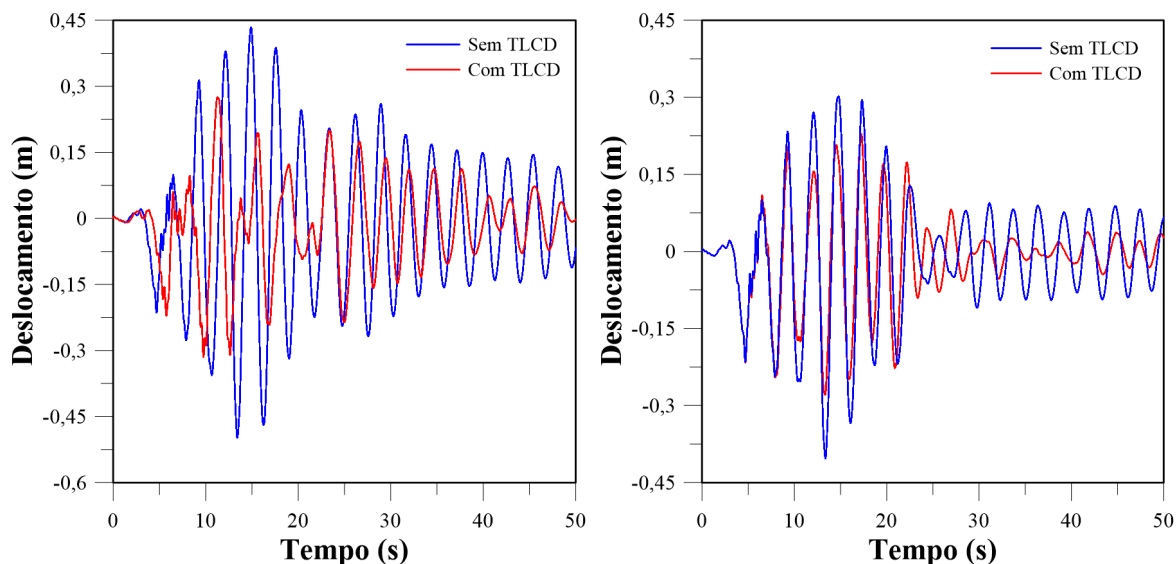
Os resultados obtidos permitem destacar a importância da análise não linear na avaliação da resposta estrutural, sobretudo em condições de carregamento dinâmico, e demonstram a eficácia dos dispositivos de controle vibratório na mitigação de oscilações indesejadas.

Ao se realizar uma comparação entre os resultados obtidos pelas análises linear e não linear aplicadas a torres com seção transversal constante, observa-se que ambas as abordagens conduzem a respostas bastante semelhantes. Essa proximidade nos resultados indica que, para esse tipo específico de geometria estrutural, a influência das não linearidades é relativamente reduzida, tornando a análise linear uma aproximação aceitável (Rahem, 2001). Contudo, essa conclusão não se mantém válida quando se analisam torres com seção variável. Nesses casos, são identificadas discrepâncias mais acentuadas entre os dois modelos de análise, o que evidencia a necessidade de se adotar modelos não lineares para a obtenção de resultados mais precisos e representativos da realidade estrutural. Isso se deve à complexidade geométrica e ao comportamento dinâmico mais sensível desse tipo de estrutura.

Outro aspecto relevante observado nas simulações envolvendo eventos sísmicos, diz respeito à influência da rotação das pás no desempenho dinâmico da torre. Verificou-se que o movimento conjunto das pás atua como um mecanismo dissipativo natural, contribuindo para a redução das amplitudes de vibração durante a ação de um terremoto, o que reforça a ideia de que esse grau de liberdade adicional pode ser explorado como uma estratégia complementar de controle (Fortes, 2019). Em contrapartida, quando se analisam os efeitos provocados pelo carregamento eólico, constata-se que sua contribuição para a excitação vibratória da estrutura é significativamente

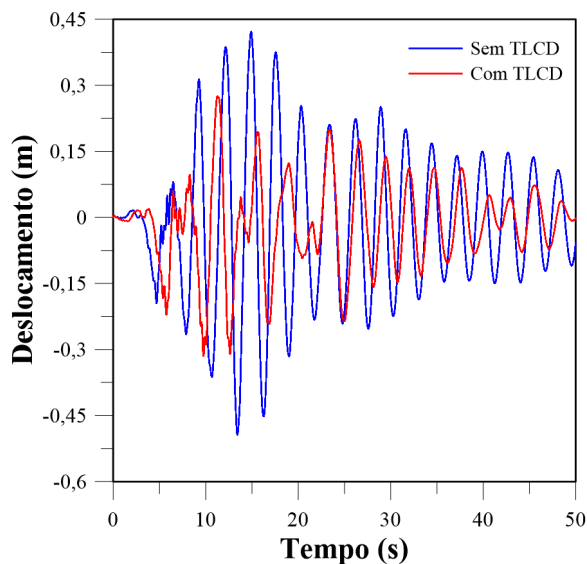
menor do que aquela induzida por ações sísmicas. Essa diferença de magnitude entre os dois tipos de carregamento indica que, para estruturas esbeltas como as torres eólicas, os efeitos dos terremotos representam uma ameaça mais crítica do ponto de vista dinâmico (Berthelon, 2020).

Figura 4.19 – Deslocamento no tempo de torre seção variável com a aplicação de carga sísmica (análise não linear)



(a) Carga sísmica com TLCD

(b) Carga sísmica e Ω com TLCD



(c) Carga sísmica e F_L com TLCD

Por fim, o uso de dispositivos chamados TLCD (Tuned Liquid Column Damper), que funcionam como amortecedores baseados em colunas de líquido, foi capaz de reduzir significativamente as vibrações da torre. Em alguns casos, essa redução chegou a 24%, o que comprova que esse tipo de sistema é uma solução eficiente para melhorar o desempenho da torre diante de cargas dinâmicas.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Na presente dissertação, analisou-se o controle de vibrações em um sistema acoplado torre-pá, submetido a cargas laterais externas, ao deslocamento da base da torre e à rotação das pás, considerando-se ainda a presença de uma base com rigidez elástica. O estudo contemplou duas configurações estruturais: uma torre com seção transversal constante e outra com seção variável. Como mecanismo de controle vibratório, empregou-se um amortecedor de coluna líquida sintonizada (Tuned Liquid Column Damper – TLCD).

Inicialmente, foi investigado o comportamento do sistema em vibração livre, sendo identificado o fenômeno de desvio modal denominado *veering*, característico de estruturas com acoplamento entre as frequências naturais da torre e as frequências de rotação das pás. A comparação entre os modelos com e sem base elástica evidenciou que a inclusão da base com rigidez elástica reduz significativamente as amplitudes das vibrações livres. Adicionalmente, a análise comparativa das frequências de vibração entre as duas torres demonstrou que a torre com seção variável apresenta frequências naturais sensivelmente inferiores àquelas da torre com seção constante.

Destaca-se que o conhecimento das frequências naturais e dos modos de vibração é fundamental para estruturas eólicas, tendo em vista que suas características dinâmicas sofrem variações em função da rotação das pás. Com base nos resultados obtidos neste estudo, foram feitas as seguintes observações:

- A ressonância identificada em ambas as estruturas, tanto com seção constante quanto com seção variável, manifesta-se de forma significativa apenas em faixas de baixas frequências, especialmente abaixo de 1 Hz;
- A torre com seção constante demonstrou comportamento estrutural mais rígido em comparação à torre com seção variável;

- Isso é uma indicação de que a configuração mais flexível ocorre quando a pá está em repouso. Observou-se que a rigidez das torres aumenta à medida que a rotação das pás se intensifica. Dessa forma, torna-se fundamental restringir a velocidade de rotação a um intervalo bem definido para garantir o funcionamento adequado da estrutura. Recomenda-se que essa limitação ocorra após a ocorrência do fenômeno de *veering* entre os dois primeiros modos de vibração, pois, nesse intervalo, as frequências naturais tendem a se afastar, reduzindo o risco de acoplamento dinâmico;
- O fenômeno de *veering* pode provocar instabilidades nas estruturas com variação de seção transversal, enquanto na seção constante, uma vez que está associado a mudanças abruptas nas características modais. Assim como a ressonância, trata-se de um efeito mais relevante em baixas faixas de frequência.

Com o objetivo de controlar as vibrações nas torres, foi utilizado o mecanismo de controle vibratório do tipo TLCD. Os ótimos valores foram obtidos utilizando a formulação de [Yalla e Kareem \(2000\)](#) e de [Del Prado et al. \(2024\)](#). Como resultado, o uso do TLCD mostrou-se altamente eficaz para o controle vibratório em estruturas eólicas, proporcionando uma redução de até 60% nas amplitudes de vibração. Na análise da formulação geométrica não linear para cada uma das torres, observou-se que as curvas de ressonância do sistema, obtidas para valores incrementais da frequência da carga harmônica no topo da torre e do deslocamento na base da torre sem considerar o TLCD, apresentam picos correspondentes à frequência da torre e das pás, com um aumento na rigidez, saltos dinâmicos e, em alguns casos, vibrações quase periódicas. Por outro lado, nas curvas de ressonância obtidas considerando o dispositivo de controle vibratório, percebe-se a forte influência do TLCD, pois há uma redução completa das amplitudes de vibração de até aproximadamente 60%, sem ganho de rigidez ou saltos dinâmicos. Isso valida a eficácia do TLCD, que, embora tenha sido projetado para um regime linear, também influencia o regime de vibração não linear.

Ao substituir o deslocamento da base por uma carga sísmica real (Terremoto de Northridge), no caso da torre de seção constante, a análise linear e não linear não apresentou grandes diferenças nos resultados, mas o TLCD continuou sendo eficaz ao reduzir as amplitudes de vibração. Diferente da torre de seção constante, a aplicação da carga sísmica na torre de seção variável revelou diferenças significativas entre a análise linear e a análise não linear, mas o TLCD manteve

sua capacidade de controle das vibrações. Vale ressaltar que, para ambas as torres, ao considerar a rotação das pás juntamente com o terremoto, observa-se uma redução nas amplitudes de vibração em comparação ao caso em que apenas o terremoto é considerado, e as pás estão em repouso. Essa comparação entre os resultados das análises lineares e não lineares permitiu identificar apenas a diferença nos deslocamentos no domínio temporal, o que não é suficiente para identificar com precisão as situações de carregamento que podem gerar instabilidades, como demonstrado nas curvas de ressonância. A aplicação do TLCD durante o terremoto analisado resultou em uma redução das amplitudes de vibração de até 24%.

Portanto, este trabalho não é totalmente conclusivo, e estudos mais aprofundados podem ser realizados para avaliar estruturas eólicas em situações mais complexas. Por isso, sugerimos que, no futuro, sejam abordados os seguintes aspectos:

- A aplicação de outro terremoto de maior magnitude para verificar a eficácia do TLCD nesse contexto;
- Um estudo comparativo entre um dispositivo de controle passivo e um ativo;
- A análise de torres com massas idênticas utilizando o mesmo dispositivo de controle e a comparação dos resultados obtidos;
- A realização de experimentos com torres eólicas utilizando o TLCD seria de grande interesse.

REFERÊNCIAS

BALENDRA, T.; WANG, C.; YAN, N. Control of wind-excited towers by active tuned liquid column damper. **Engineering Structures**, v. 23, n. 9, p. 1054–1067, set. 2001. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/S0141-0296\(01\)00015-3](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00015-3).

BERTHELON, T. Influência do Vento e Terremotos em Vibrações Estruturais. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier, Amsterdam, Holanda, 2020.

CATERINO, N. Semi-active control of a wind turbine via magnetorheological dampers. **Journal of Sound and Vibration**, v. 345, p. 1–17, jun. 2015. ISSN 0022460X. DOI: [10.1016/j.jsv.2015.01.022](https://doi.org/10.1016/j.jsv.2015.01.022).

CAVALCANTI, P. H. Análise de Vibrações em Turbinas Eólicas. **Revista Brasileira de Engenharia Mecânica**, ABCM, Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

CHEN, B.; ZHANG, Z.; HUA, X.; BASU, B. Optimal calibration of a tuned liquid column damper (TLCD) for rotating wind turbine blades. **Journal of Sound and Vibration**, v. 521, p. 116565, mar. 2022. ISSN 0022460X.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. Upper Saddle River, NJ, EUA: Pearson Education, 2017.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. 5th. [S. l.]: Pearson Education, 2017. ISBN 9780134555121.

COLLAR, A. R. The Effects of Compressibility on the Flutter of aerofoils. **Journal of the Royal Aeronautical Society**, Royal Aeronautical Society, Londres, Reino Unido, 1946.

DE SOUZA, S.; CALDAS, I.; VIANA, R.; BALTHAZAR, J.; BRASIL, R. Dynamics of vibrating systems with tuned liquid column dampers and limited power supply. **Journal of Sound and Vibration**, v. 289, n. 4, p. 987–998, fev. 2006. ISSN 0022460X. DOI: [10.1016/j.jsv.2005.03.001](https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.03.001).

DEL PRADO, Z. J. G.; MORAIS, M. V. G.; MARTINS, Y. L. D.; AVILA, S. M. Nonlinear analysis of a wind turbine tower with a tuned liquid column damper (TLCD). **Archive of**

Applied Mechanics, v. 94, n. 9, p. 2417–2430, set. 2024. ISSN 0939-1533, 1432-0681. DOI: [10.1007/s00419-024-02645-y](https://doi.org/10.1007/s00419-024-02645-y).

DIAS, J. C. Tecnologia de Turbinas Eólicas Offshore. **Revista Brasileira de Energia**, ABE, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

DUAN, L.-X.; WANG, W.-D.; ZHENG, L.; SHI, Y.-L. Dynamic response analysis of monopile CFDST wind turbine tower system under wind-wave-seismic coupling action. **Thin-Walled Structures**, v. 202, p. 112089, set. 2024. ISSN 02638231. DOI: [10.1016/j.tws.2024.112089](https://doi.org/10.1016/j.tws.2024.112089).

EASON, R.; SUN, C.; DICK, A.; NAGARAJAIAH, S. Attenuation of a linear oscillator using a nonlinear and a semi-active tuned mass damper in series. **Journal of Sound and Vibration**, v. 332, n. 1, p. 154–166, jan. 2013. ISSN 0022460X. DOI: [10.1016/j.jsv.2012.07.048](https://doi.org/10.1016/j.jsv.2012.07.048).

ESFEH, P. K.; KAYNIA, A. M. Earthquake response of monopiles and caissons for Offshore Wind Turbines founded in liquefiable soil. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 136, p. 106213, set. 2020. ISSN 02677261. DOI: [10.1016/j.soildyn.2020.106213](https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106213).

ESPINOZA, G.; CARRILLO, C.; SUAZO, A. Analysis of a tuned liquid column damper in non-linear structures subjected to seismic excitations. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 15, n. 7, 19 jul. 2018. ISSN 1679-7825, 1679-7817. DOI: [10.1590/1679-78254845](https://doi.org/10.1590/1679-78254845).

FONSECA ROTHIER, R. G. da. **Análise e Dimensionamento de uma Torre de Aço de Telecomunicações**. [S. l.: s. n.], 2017. Monografia de Graduação, Escola Politécnica/UFRJ. Disponível em: <http://repositorio.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10022173.pdf>.

FORTES, M. M. Simulação de Terremotos em Torres Eólicas. **Revista Brasileira de Engenharia Estrutural**, ABMEC, Rio de Janeiro, Brasil, 2019.

GERGES, R. R.; VICKERY, B. J. Wind tunnel study of the across-wind response of a slender tower with a nonlinear tuned mass damper. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 91, n. 8, p. 1069–1092, ago. 2003. ISSN 01676105. DOI: [10.1016/S0167-6105\(03\)00053-9](https://doi.org/10.1016/S0167-6105(03)00053-9).

GHASSEMPOUR, M.; FAILLA, G.; ARENA, F. Vibration mitigation in offshore wind turbines via tuned mass damper. **Engineering Structures**, v. 183, p. 610–636, mar. 2019. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2018.12.092](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.12.092).

GHOSH, A.; BASU, B. Seismic vibration control of short period structures using the liquid column damper. **Engineering Structures**, v. 26, n. 13, p. 1905–1913, nov. 2004. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2004.07.001](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.07.001).

HAN, D.; LI, X.; WANG, W.; SU, X. Dynamic modeling and vibration control of barge offshore wind turbine using tuned liquid column damper in floating platform. **Ocean Engineering**, v. 276, p. 114299, maio 2023. ISSN 00298018.

HANSEN, M. O. L. Aerodynamics of Wind Turbines. Earthscan, Londres, Reino Unido, 2008.

HEMMATI, A.; OTERKUS, E.; BARLTROP, N. Fragility reduction of offshore wind turbines using tuned liquid column dampers. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 125, p. 105705, out. 2019. ISSN 02677261.

HOLIERHOOCK, J. G. Aeroelasticity in Wind Turbines. **Wind Energy**, Wiley, Chichester, Reino Unido, 2008.

JIANG, J.; DONG, X.; LIAN, J.; JIA, Y. Research on semi-active vibration reduction of offshore wind turbine structure combined eddy current theory with tuned mass dampers. **Renewable Energy**, v. 234, p. 121185, nov. 2024. ISSN 09601481.

KALLESØE, B. S. A low-order model for analysing effects of blade fatigue load control. **Wind Energy**, v. 9, n. 5, p. 421–436, set. 2006. ISSN 1095-4244, 1099-1824. DOI: [10.1002/we.195](https://doi.org/10.1002/we.195).

KANG, N.; CHUL PARK, S.; PARK, J.; ATLURI, S. N. Dynamics of flexible tower-blade and rigid nacelle system: dynamic instability due to their interactions in wind turbine. **Journal of Vibration and Control**, v. 22, n. 3, p. 826–836, fev. 2016. ISSN 1077-5463, 1741-2986. DOI: [10.1177/1077546314532119](https://doi.org/10.1177/1077546314532119).

LU, Y.; XIE, W.; HE, Y.; LIANG, H.; ZHANG, Z.; CHEN, X.; YUAN, J.; TIAN, H. Shaking table test of TLD/TLCD vibration control for offshore wind turbine support structure. **Applied Ocean Research**, v. 153, p. 104207, dez. 2024. ISSN 01411187. DOI: [10.1016/j.apor.2024.104207](https://doi.org/10.1016/j.apor.2024.104207).

MARTINS, Y. L. D.; PRADO, Z. J. G. D.; ÁVILA, S. M.; MORAIS, M. V. G. de. Vibration Control of Coupled Wind Tower–Nacelle–Blade System. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 22, n. 16, p. 2250194, 2022. DOI: [10.1142/S0219455422501942](https://doi.org/10.1142/S0219455422501942).

MENDES, M. V.; COLHERINHAS, G. B.; GIRÃO DE MORAIS, M. V.; PEDROSO, L. J. Optimum TLCD for Mitigation of Offshore Wind Turbine Dynamic Response Considering Soil–Structure Interaction. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**,

v. 23, n. 19, p. 2350187, 15 dez. 2023. ISSN 0219-4554, 1793-6764. DOI:
[10.1142/S0219455423501870](https://doi.org/10.1142/S0219455423501870).

MIN, K.-W.; KIM, J.; LEE, H.-R. A design procedure of two-way liquid dampers for attenuation of wind-induced responses of tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 129, p. 22–30, jun. 2014. ISSN 01676105. DOI:
[10.1016/j.jweia.2014.03.003](https://doi.org/10.1016/j.jweia.2014.03.003).

PALOMA. Estruturas de Turbinas Eólicas. **Revista de Engenharia Civil**, Editora Universitária, São Paulo, Brasil, 2020.

PARK, B.; LEE, Y.; PARK, M.; JU, Y. K. Vibration control of a structure by a tuned liquid column damper with embossments. **Engineering Structures**, v. 168, p. 290–299, ago. 2018. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2018.04.074](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.074).

PROWELL, I.; VELETZOS, M.; ELGAMAL, A.; RESTREPO, J. Experimental and Numerical Seismic Response of a 65 kW Wind Turbine. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 13, n. 8, p. 1172–1190, 16 out. 2009. ISSN 1363-2469, 1559-808X. DOI: [10.1080/13632460902898324](https://doi.org/10.1080/13632460902898324).

RAHEM, A. Análise Estrutural de Torres de Seção Constante. **Revista de Engenharia Civil**, Editora Universitária, São Paulo, Brasil, 2001.

RAHMAN, M.; ONG, Z. C.; CHONG, W. T.; JULAI, S.; KHOO, S. Y. Performance enhancement of wind turbine systems with vibration control: A review. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 51, p. 43–54, nov. 2015. ISSN 13640321. DOI: [10.1016/j.rser.2015.05.078](https://doi.org/10.1016/j.rser.2015.05.078).

REZAEI, M.; ALY, A. M. Vibration control in wind turbines to achieve desired system-level performance under single and multiple hazard loadings. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 25, n. 12, e2261, dez. 2018. ISSN 15452255. DOI: [10.1002/stc.2261](https://doi.org/10.1002/stc.2261).

SANTANGELO, F.; FAILLA, G.; SANTINI, A.; ARENA, F. Time-domain uncoupled analyses for seismic assessment of land-based wind turbines. **Engineering Structures**, v. 123, p. 275–299, set. 2016. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2016.05.043](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.043).

SAPOUNTZAKIS, E. J.; DIKAROS, I. C.; KAMPITSIS, A. E.; KORONEOU, A. D. Nonlinear Response of Wind Turbines Under Wind and Seismic Excitations With Soil–Structure Interaction. **Journal of Computational and Nonlinear Dynamics**, v. 10, n. 4, p. 041007, 1 jul. 2015. ISSN 1555-1415, 1555-1423. DOI: [10.1115/1.4027697](https://doi.org/10.1115/1.4027697).

SARKAR, S.; CHAKRABORTY, A. Optimal design of semiactive MR-TLCD for along-wind vibration control of horizontal axis wind turbine tower. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 25, n. 2, e2083, fev. 2018. ISSN 15452255. DOI: [10.1002/stc.2083](https://doi.org/10.1002/stc.2083).

SILVA, J. Análise de Rigidez em Materiais. **Revista de Engenharia de Materiais**, Editora Universitária, São Paulo, Brasil, 2020.

SOONG, T. **Active Structural Control: Theory and Practice**. [S. l.]: Longman Scientific & Technical, 1990.

THOMSON, W. T.; DAHLEH, M. D. **Theory of Vibration with Applications**. 5th. [S. l.]: Prentice Hall, 1997. ISBN 9780136510685.

TO, C. W.; CHEN, T. Optimal control of random vibration in plate and shell structures with distributed piezoelectric components. **International Journal of Mechanical Sciences**, v. 49, n. 12, p. 1389–1398, dez. 2007. ISSN 00207403. DOI: [10.1016/j.ijmecsci.2007.03.015](https://doi.org/10.1016/j.ijmecsci.2007.03.015).

VALAMANESH, V.; MYERS, A. T. Aerodynamic Damping and Seismic Response of Horizontal Axis Wind Turbine Towers. **Journal of Structural Engineering**, v. 140, n. 11, p. 04014090, nov. 2014. ISSN 0733-9445, 1943-541X. DOI: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001018](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001018).

WRIGHT, A. D.; BALAS, M. J. Design of Controls to Attenuate Loads in the Controls Advanced Research Turbine. **Journal of Solar Energy Engineering**, v. 126, n. 4, p. 1083–1091, 1 nov. 2004. ISSN 0199-6231, 1528-8986. DOI: [10.1115/1.1792654](https://doi.org/10.1115/1.1792654).

XU, Y. L.; SAMALI, B.; KWOK, K. C. S. Control of Along-Wind Response of Structures by Mass and Liquid Dampers. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 118, n. 1, p. 20–39, jan. 1992. ISSN 0733-9399, 1943-7889. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1992\)118:1\(20\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1992)118:1(20)).

YALLA, S. K.; KAREEM, A. Optimum Absorber Parameters for Tuned Liquid Column Dampers. **Journal of Structural Engineering**, v. 126, n. 8, p. 906–915, ago. 2000. ISSN 0733-9445, 1943-541X. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2000\)126:8\(906\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:8(906)).

ZHANG, Z.; HØEG, C. Dynamics and control of spar-type floating offshore wind turbines with tuned liquid column dampers. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 27, n. 6, jun. 2020. ISSN 1545-2255, 1545-2263. DOI: [10.1002/stc.2532](https://doi.org/10.1002/stc.2532).

ZUO, H.; BI, K.; HAO, H. Using multiple tuned mass dampers to control offshore wind turbine vibrations under multiple hazards. **Engineering Structures**, v. 141, p. 303–315, jun. 2017. ISSN 01410296. DOI: [10.1016/j.engstruct.2017.03.006](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.006).