UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AUGUSTO CÉSAR ALBUQUERQUE FERREIRA

RESPOSTA SÍSMICA EM AEROGERADORES COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: modelos numéricos com efeito de absorção de ondas mecânicas e analíticos simplificados

Recife
2019

AUGUSTO CÉSAR ALBUQUERQUE FERREIRA

RESPOSTA SÍSMICA EM AEROGERADORES COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: modelos numéricos com efeito de absorção de ondas mecânicas e analíticos simplificados

Dissertação apresentada ao Mestrado em Engenharia Civil da UFPE como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador:Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.

Recife
2019

Catalogação na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

F383r Ferreira, Augusto César Albuquerque.
Resposta sísmica em aerogeradores com interação solo-estrutura: modelos numéricos com efeito de absorção de ondas mecânicas e analíticos simplificados / Augusto César Albuquerque Ferreira. – 2019.
95 folhas, il., gráfs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019.
Inclui Referências e Apêndices.

1. Engenharia Civil. 2. Turbinas eólicas. 3. Solo-estrutura. 4. Resposta sísmica. 5. Elementos finitos. 6. Método da colocação. 7. Dinâmica estrutural. I. Ribeiro, Paulo Marcelo Vieira. (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.) BCTG/2019-371

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

RESPOSTA SÍSMICA EM AEROGERADORES COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA: MODELOS NUMÉRICOS COM EFEITO DE ABSORÇÃO DE ONDAS MECÂNICAS E ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS

defendida por

Augusto César Albuquerque Ferreira

Considera o candidato APROVADO

Recife, 06 de setembro de 2019

Banca Examinadora:

_____
Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro - UFPE
(orientador)

_____
Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura– UFC
(examinador externo)

_____
Prof. Dr. Ézio da Rocha Araújo – UFPE
(examinador externo)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelo auxílio nos momentos difíceis.

Aos meus pais que sempre me ajudaram financeiramente e emocionalmente até a etapa final da dissertação.

Ao professor Paulo Marcelo pela orientação.

A CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) pelo incentivo financeiro fornecido por este trabalho.

A todos do grupo de pesquisa MAMNE (Matemática Aplicada e Métodos Numéricos em Engenharia) que de alguma forma tornaram este trabalho mais qualificado.

RESUMO

Números crescentes de turbinas vêm sendo construídas em lugares mais suscetíveis aos abalos sísmicos, assim é natural que cresça a necessidade de investigações adicionais focadas neste sentido. O comportamento estrutural das turbinas eólicas modernas atingiu uma complexidade muito alta e muitos fatores estão envolvidos: esbeltez da estrutura, ambiente com variadas excitações e controles operacionais. Além disso, se um projeto estiver localizado em local com risco sísmico relevante, a turbina deve ser projetada considerando uma probabilidade razoável de ocorrência de terremotos durante o estado operacional ou em um desligamento de emergência. A influência do solo na resposta sísmica de uma turbina eólica pode ser crucial durante a fase do projeto sísmico e precisa ser apropriadamente incluída no modelo computacional. No entanto, as condições de contorno referentes a propagação de ondas mecânicas no solo devido ao abalo sísmico, normalmente, são grosseiramente aproximadas por diversos autores que consideram a ISE (Interação solo-estrutura). A dissipação de ondas em meios infinitos, ao que se chama de condições de radiação de energia no infinito, é algo inexplorado no cenário sísmico em turbinas eólicas. Por isso, o presente trabalho busca obter um modelo numérico por meio de elementos finitos que consiga obter com precisão a resposta dinâmica causada por tremores num aerogerador de grande porte. O modelo inclui a ISE e a consideração do solo como um meio infinito com a utilização de elementos infinitos nas condições de contorno do solo (*quiet boundary*). Devido ao alto custo computacional neste tipo de abordagem, é extremamente desejável que estruturas deste tipo possam ser analisadas por meio de expressões simplificadas, capazes de fornecer estimativas com relativa acurácia da resposta sísmica. Assim, também é proposto um modelo analítico simplificado, com a consideração da ISE, por meio de um modelo chamado de método da coordenadas generalizadas (MCG). A precisão de tal estratégia é altamente influenciada pela adoção de uma função de forma que retrate com boa aproximação as deformadas modais do aerogerador. Por isso, a novidade surge com o emprego do método da colocação na solução de tais deformadas, onde é considerado toda a complexidade geométrica da turbina, tais como: inércia variável da torre, inércia rotacional do RNA (*rotor-nacelle-assembly*) e ISE na base da estrutura. O procedimento é extremamente simples, uma vez que utiliza a resolução direta da equação diferencial que governa o problema físico e suas condições de contorno (forma forte). Os resultados indicam uma elevada diminuição na intensidade da resposta sísmica com o efeito de dissipação de onda no modelo numérico. O modelo simplificado proposto não é capaz de considerar tal efeito, porém, pode ter uma boa aproximação em solos com elevada rigidez onde o *quiet boundary* é desprezado no contorno do solo.

Palavras-chave: Turbinas eólicas. Solo-estrutura. Resposta sísmica. Elementos finitos. Método da colocação. Dinâmica estrutural.

ABSTRACT

An increasing number of turbines have been built in places more sensitive to earthquakes, thus it is natural that grows the need of additional investigations focused in this sense. The structural behavior of modern wind turbines has reached a very high complexity and many factors are involved: the slanderness of the structure, environment with varied excitations and operational controls. Besides that, if a project is located in a local with relevant seismic risk, the turbine should be designed considering a reasonable probability of earthquakes occurrence during the operational state or in an emergency shutdown. The influence of the soil on the seismic response of a wind turbine can be crucial during the seismic project phase and it needs to be appropriately included in the computational model. However, The boundary conditions related to the mechanical waves propagation in the soil due to the earthquake, are usually roughly approximated by several authors who consider the SSI. The dissipation of waves into infinite means is something little explored in the wind turbines scenario. Therefore, the present work seeks to have a robust numerical model via finite elements that can accurately obtain the dynamic response caused by tremors in a large wind turbine. The model includes the relation soil-structure and the consideration of the soil as an infinite mean with the use of infinite elements in the conditions of soil boundary (quiet boundary). Due to the expensive computational cost in this type of approach, it is extremely desirable that structures of this type can be analyzed using simplified expressions capable of providing accurate estimates of the seismic response. Thus, an simplified analytical model is also proposed with the SSI consideration, through a model called generalized coordinate method(GCM). The accuracy of such a strategy is highly influenced by the adoption of a shape function that accurately portrays the modals deformeds of the wind turbine. Therefore, the novelty arises with the use of the Point Collocation Method (PCM) in the solution of such deformed ones, where all the geometrical complexity of the turbine is considered, such as: tower variable inertia, RNA rotational inertia (hub-nacelle-assembly) and SSI in the structure base. The procedure is extremely simple, once it uses the strong shape in the solution of the differential equation. Results indicate a strong decrease in seismic response intensity with wave dissipation effect in a numerical model. The simplified model proposed is unable to consider such effect, however, it may have a good approximation in soils with high rigidity where the quiet boundary is scorned in the soil boundary.

Keywords: Wind turbine. Soil-structure. Seismic response. Finite element. Point collocation method. Generalized coordinates method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Evolução da altura das turbinas eólicas ao longo dos anos 18
Figura 2 – Distribuição dos parques eólicos no Brasil 19
Figura 3 – Características principais de cada capítulo 30
Figura 4 – Exemplo de solução exata vs solução por método da colocação 33
Figura 5 – Estrutura real do aerogerador *onshore* submetido a um sismo horizontal em (a) e modelo do aerogerador tratado apenas com um grau de liberdade em coordenadas generalizadas em (b). 34
Figura 6 – Ilustração de montagem da matriz por MCP (flexão) 38
Figura 7 – Efeito de superposição modal 38
Figura 8 – Modelo com os parâmetros generalizados (flexão) 39
Figura 9 – Força efetiva causada pelo terremoto em coordenadas generalizadas. 45
Figura 10 – Espectro de resposta do deslocamento para o sismo Loma Prieta ($\zeta = 0,01$) 46
Figura 11 – Estrutura real do aerogerador *onshore* submetido a um sismo vertical em (a) e modelo do aerogerador tratado apenas com um grau de liberdade em coordenadas generalizadas em (b). 48
Figura 12 – Ilustração de montagem da matriz por método da colocação (axial) 50
Figura 13 – Integração numérica usando o método da aceleração média. 53
Figura 14 – Fluxograma até a solução dos deslocamentos e acelerações via acoplamento método da colocação-MCG 55
Figura 15 – Fundação em sapata e pedestal 56
Figura 16 – Detalhe do acoplamento torre-fundação e fundação-solo 57
Figura 17 – Elemento tetraédrico de 10 nós (C3D10) 58
Figura 18 – Detalhe da malha na fundação com o solo explícito. 58
Figura 19 – Modelo da torre com a ISE em dois solos distintos 60
Figura 20 – Observações na implementação do elemento infinito 61
Figura 21 – Modelo com bordas do solo indo ao infinito em (a) e em (b) o detalhe da malha do solo com o elemento infinito 62
Figura 22 – Relação entre razão fator de amortecimento e frequência 64
Figura 23 – Acelelogramas 65
Figura 24 – Deformada modal do aerogerador NREL 69
Figura 25 – Três primeiros modos de flexão da barra com a ISE 70
Figura 26 – Deslocamento,aceleração, momento fletor e cortante no Histórico de tempo na base fixa. 72
Figura 27 – Histórico de tempo de deslocamento na direção x considerando a ISE 73
Figura 28 – Histórico de tempo de deslocamento e aceleração na direção x considerando apenas o efeito de rigidez do solo 74

Figura 29 – Histórico de tempo de aceleração considerando a ISE 74
Figura 30 – Exemplo de alguns modos do solo 75
Figura 31 – Pós processamento das acelerações da direção x de todo o modelo em um dado instante de tempo 75
Figura 32 – Deslocamento,aceleração e esforço normal no histórico de tempo com base fixa (ABAQUS) 76
Figura 33 – Deslocamento,aceleração e esforço normal no histórico de tempo com base fixa (ANSYS) 77
Figura 34 – Deslocamento e aceleração vertical no histórico de tempo com a ISE (base em rocha) 79
Figura 35 – Histórico de tempo de deslocamento e aceleração vertical considerando apenas o efeito de rigidez do solo 79
Figura 36 – Deslocamento e aceleração vertical no histórico de tempo com a ISE (base em areia) 80
Figura 37 – Pós processamento das acelerações verticais de todo o modelo em um dado instante de tempo 80
Figura 38 – Viga com elemento infinito na extremidade. 90
Figura 39 – Impulso de Ricker. 91
Figura 40 – histórico de tempo no ponto A. 93
Figura 41 – Modelo do aerogerador NREL 5MW (esquerda) e discretização em elementos finitos (direita). 95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões e dados do concreto da fundação escolhida para a turbina NREL. 57
Tabela 2 – Características dos solos usados 59
Tabela 3 – Nomenclatura dos modelos numéricos e analíticos 66
Tabela 4 – Propriedades da turbina eólica de 5MW 67
Tabela 5 – Resposta modal para o NREL na base fixa 68
Tabela 6 – Três primeiros modos de flexão em diferentes configurações de solo 70
Tabela 7 – Dois primeiros modos axiais em diferentes configurações de solo 70
Tabela 8 – Resposta símica máxima 71
Tabela 9 – Resposta símica máxima para sismo vertical na base fixa (ABAQUS) 76
Tabela 10 – Resposta símica máxima para sismo vertical na base fixa (ANSYS) 77
Tabela 11 – Propriedades dos materiais usados na turbina eólica de 5 MW 94
Tabela 12 – Análise modal usando o modelo 3D 95

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABEEólica	Associação Brasileira de Energia Eólica
ISE	Interação solo estrutura
LPM	*Lumped-Parameter Models*
IAG-USP	Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo
INCT-Clima	Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia para Mudanças Climáticas
MCG	Método da coordenada generalizada
MEC	Método dos elementos de contorno
MEF	Método dos elementos finitos
MPC	*General multi-point constraints*
PAM	*Point Added Mass*
PTV	Principio dos trabalhos virtuais
PGA	*Peak ground acceleration*
UBC	*Uniform Building Code*

LISTA DE SÍMBOLOS

υ	Deslocamento relativo na direção x
ψ	Função de forma na flexão
X	Deslocamento na direção x no topo da estrutura
E	Módulo de elasticidade longitudinal
I	Momento de inércia da da seção transversal da torre
Q	Carga da *nacelle* aplicada a torre
m	Massa por unidade comprimento
ω	Frequência natural do sistema para o movimento de flexão
M_t	Massa da *nacelle*
L	Comprimento da torre
N	Grau da função de interpolação pelo método da colocação
J	Inércia rotacional da *nacelle*
k_t	Mola translacional
k_{rt}	Mola cruzada
k_r	Mola rotacional
$\mathbf{P}$	Polinômio interpolador do movimento de flexão
$\mathbf{C}$	Coeficientes do polinômio interpolador do movimento de flexão
$\mathbf{S}$	Matriz dos coeficientes do sistema de equações lineares pelo método da colocação (flexão)
ρ	Densidade da torre
ρ_s	Densidade do solo
A	Área da seção transversal da torre
δW_E	Trabalho virtual externo
δW_I	Trabalho virtual interno

$\ddot{v}_g$	Aceleração na base do aerogerador devido a sismo horizontal
M	Momento fletor
ε	Deformação específica
e	Deslocamento relativo na direção z
m^*	Massa generalizada na flexão
c^*	Amortecimento generalizado na flexão
k^*	Rigidez a flexão generalizada
k_G^*	Rigidez geométrica generalizada
P_{eff}^*	Carga efetiva generalizada na flexão
c_k	Amortecimento pontual
m_k	Massa pontual
c_t	Amortecimento translacional na base
ψ_o	Valor da função de forma na base da turbina
ψ_L	Valor da função de forma no topo da turbina
Γ^*	Fator de resposta do terremoto
ζ^*	Fator de amortecimento
F_s	Força
V_b	Cortante na base
M_b	Momento na base
S_d	Deslocamento relativo espectral
T_n	n-ésimo período natural
v_{max}	Deslocamento máximo da estrutura
S_a	pseudoaceleração relativa espectral
S_v	pseudovelocidade relativa espectral
h_k	Altura qualquer
$Z(t)$	Deslocamento na direção z no topo da estrutura

u	Função de forma do movimento axial
$\tilde{\omega}$	Frequência natural do sistema para o movimento axial
k_v	Mola vertical
$\tilde{\mathbf{P}}$	Polinômio interpolador do movimento axial
$\tilde{\mathbf{C}}$	Coeficientes do polinômio interpolador do movimento axial
$\tilde{\mathbf{S}}$	Matriz dos coeficientes do sistema de equações lineares pelo método da colocação (axial)
N	Esforço normal ao ao longo da estrutura
N_b	Esforço normal na base
$\ddot{u}_g$	Aceleração na base do aerogerador devido a sismo vertical
e_o	Valor da função de forma na base
Δt	Tempo incremental
F	Força aplicada no método da aceleração média
τ	Aceleração intermediária no método da aceleração média
$\mathbf{C}$	Matriz de amortecimento
$\mathbf{K}$	Matriz de rigidez
ζ_n	Fator de amortecimento crítico no n-ésimo período
ω_n	N-ésima frequência natural do sistema
α	Amortecimento de Rayleigh proporcional em massa
β	Amortecimento de Rayleigh proporcional em rigidez
ω_r	Frequência correspondente ao primeiro modo significativo
ω_r	Frequência correspondente ao último modo significativo
V_s	Velocidade da onda de cisalhamento
V_p	Velocidade da onda de pressão
ν	Coeficiente de Poisson do solo
L_e	Comprimento do elemento na discretização por elementos finitos

G	Módulo de elasticidade transversal
σ	Tensão
R	Raio da fundação
c_t	Amortecimento translacional
λ	Comprimento de onda
ϕ	Espessura da fundação

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 17
1.1 Background 18
1.2 Revisão da Literatura 19
1.2.1 Aerogeradores de base fixa 20
1.2.2 Aerogeradores considerando a ISE 21
1.2.3 Limites de absorção 25
1.2.4 Abordagens simplificadas e o método da colocação 26
1.3 Objetivos da dissertação 27
1.4 Limitações do Trabalho 28
1.5 Estrutura do Trabalho 28
1.6 *softwares* usados 30

2 MODELOS EM COORDENADAS GENERALIZADAS 31
2.1 Aspectos básicos do método da colocação aplicado a equações diferenciais 31
2.2 Avaliação dos autovalores e autovetores em modos de flexão com o método da colocação 33
2.3 Parâmetros generalizados para vibrações laterais (flexão) 38
2.4 Avaliação de autovalores e autovetores em modos longitudinais com método da colocação 47
2.5 Parâmetros generalizados para vibrações longitudinais (axiais) . 50
2.6 Integração direta da equação de movimento 53
2.7 Resumo da solução analítica acoplada método da colocação-MCG 54

3 MODELO NUMÉRICO 56
3.1 Modelando o solo e a fundação 56
3.2 Definição dos elementos infinitos em meio sólido (ABAQUS) . . . 60
3.3 Parâmetros de amortecimento 63

4 ESTUDO DE CASOS 65
4.1 Resumos dos modelos e sismos de entrada 65
4.2 Análise modal no aerogerador NREL 5 MW 67
4.3 Resultados para sismo horizontal (direção frente-trás) 71
4.3.1 Base fixa 71
4.3.2 Interação solo-estrutura 71
4.4 Resultados para sismo de entrada vertical 75

4.4.1 Base fixa 75
4.4.2 Interação solo-estrutura 78

5 CONCLUSÕES 81

REFERÊNCIAS 84

APÊNDICE A – PROPAGAÇÃO DE ONDA EM MODELO SIMPLIFICADO 90

APÊNDICE B – ANÁLISE MODAL DO AEROGERADOR NREL 5MW 3D 94

1 INTRODUÇÃO

A condição climática favorável do território brasileiro favorece o investimento cada vez mais frequente de geração de energia por meio de aerogeradores *onshore*. Segundo a Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica), o potencial de geração de energia eólica no Brasil é estimado em cerca de 500 GW (Domingos Zaparolli, 2019). Energia suficiente para atender o triplo da demanda atual de energia do país. Tal potencial leva em conta um padrão de turbinas com 2 MW a 3 MW de potência de energia. Ocorre que a indústria iniciou um esforço para ampliar a potência em torno de 5 MW, com uma turbina duas vezes mais potente é possível dobrar a energia gerada em um espaço físico semelhante. Dados atuais (Abeeólica, 2019) mostram que a energia eólica é a segunda maior fonte da matriz elétrica brasileira com 15 MW instalada (mais de 7 mil aerogeradores em 601 parques eólicos). Sobretudo no Nordeste, a energia eólica tem fundamental importância, segundo o site Tribuna do norte (2018), a matriz eólica brasileira impediu pelo segundo ano consecutivo um colapso de energia na região nordestina.

Nas últimas décadas os sistemas de turbinas eólicas foram estabelecidos principalmente no norte da Europa, região essa pouco propensa a terremotos de elevada magnitude e, portanto, o impacto sísmico não foi considerado nas especificações inicias de tais turbinas (STAMATOPOULOS, 2013). Entretanto, um número crescente de turbinas vêm sendo construídas em lugares mais propicios aos abalos sísmicos, assim é natural que cresça a necessidade de investigações adicionais focadas neste sentido. Em relação ao Brasil, a ameaça sísmica brasileira é relativamente baixa em comparação a outros países da América do Sul, visto que o país está localizado em uma região estável, de terrenos muito antigos e no interior de placa tectônica. Porém, sismos de pequena ou média intensidade, como no Brasil, podem causar danos estruturais dependendo de sua localização. O Brasil possui uma norma técnica de projeto de estruturas resistentes a sismos: a ABNT (2006). Contudo, pesquisadores brasileiros (FERNANDEZ et al., 2019) apontam que a norma foi baseada em um mapa de ocorrências de sismos desatualizado.

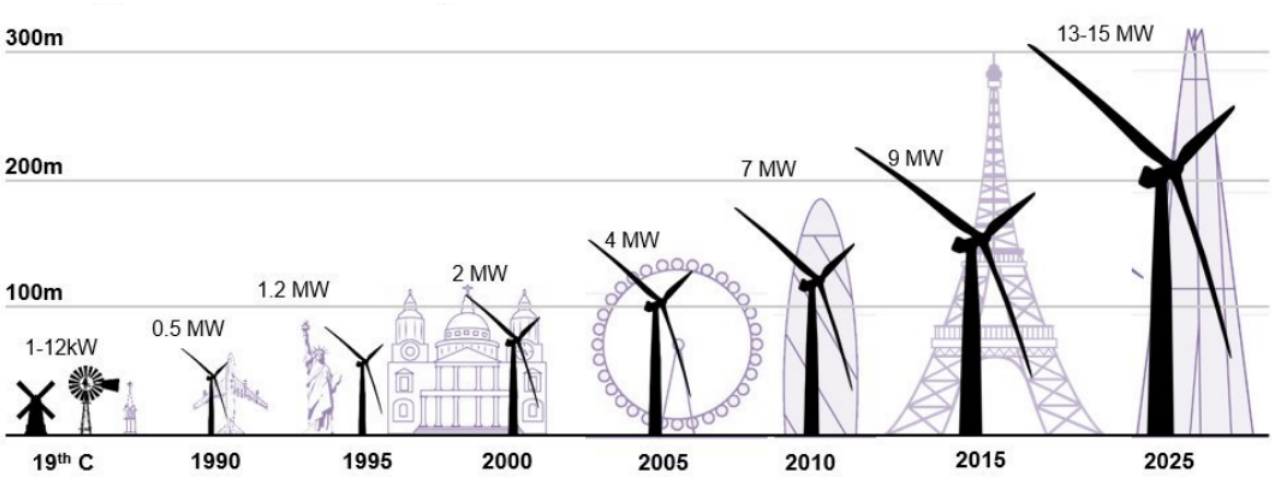
Levando em consideração o potencial eólico brasileiro, o aumento na magnitude da aceleração dos tremores, a exigência de modelos computacionais com maior precisão e a necessidade da obtenção de modelos simplificados que forneçam boas estimativas das respostas sísmicas, o presente trabalho busca obter um modelo numérico em elementos finitos com a simplificação do aerogerador em elementos de barra e com a modelagem numérica 3D explicita da fundação e do solo na resposta dinâmica causada por tremores em uma turbina de grande porte. O modelo inclui a interação solo-estrutura e a consideração do solo como um meio infinito. Tal modelo com a consideração mais precisa do solo é algo escasso no cenário global de aerogeradores *onshore* ou *offshore*. Outra novidade surge com a utilização de um modelo em coordenadas generalizadas (MCG) em combinação com o método da colocação na resposta sísmica em aerogeradores que, dentro de certos aspectos, como será mostrado, possui ótima

precisão nos deslocamentos e esforços para sismos horizontais e verticais. A precisão de tal estratégia é muito influenciada pela adoção de uma função de forma que retrate com boa aproximação a deformada dos modos de frequência do aerogerador. O método da colocação surge na solução semi-analítica das frequências naturais e deformadas modais de uma barra com inércia variável, massa concentrada e inércia rotacional no topo e com a possibilidade da introdução da interação solo-estrutura na base do modelo. Sendo tais propriedades inerentes ao modelo de uma turbina eólica simplificada.

1.1 Background

Como mostrado na Figura 1, as turbinas estão aumentando de tamanho, o que torna essas estruturas mais vulneráveis às ações ambientais. Até recentemente, a possibilidade de ocorrência de sismos recebeu pouca atenção em comparação a outras tipos de cargas extremas para turbinas eólicas. A questão é ainda motivada pelo aumento em tamanho e massa das novas turbinas eólicas, onde a carga sísmica, não o vento ou fadiga, pode controlar o projeto da estrutura (ASAREH; SCHONBERG; VOLZ, 2016). A altura média das turbinas tem aumentado constantemente nos últimos 30 anos. Hoje, as novas turbinas terrestres estão tipicamente na faixa de 1,5-3,5 MW. Os maiores modelos de produção, projetados para uso *offshore*, podem gerar mais de 9,5 MW (Wind Power, 2018); espera-se que alguns modelos inovadores de turbinas em desenvolvimento gerem mais de 15 MW em projetos *offshore* nos próximos anos (Wind Power, 2017).

Figura 1 – Evolução da altura das turbinas eólicas ao longo dos anos

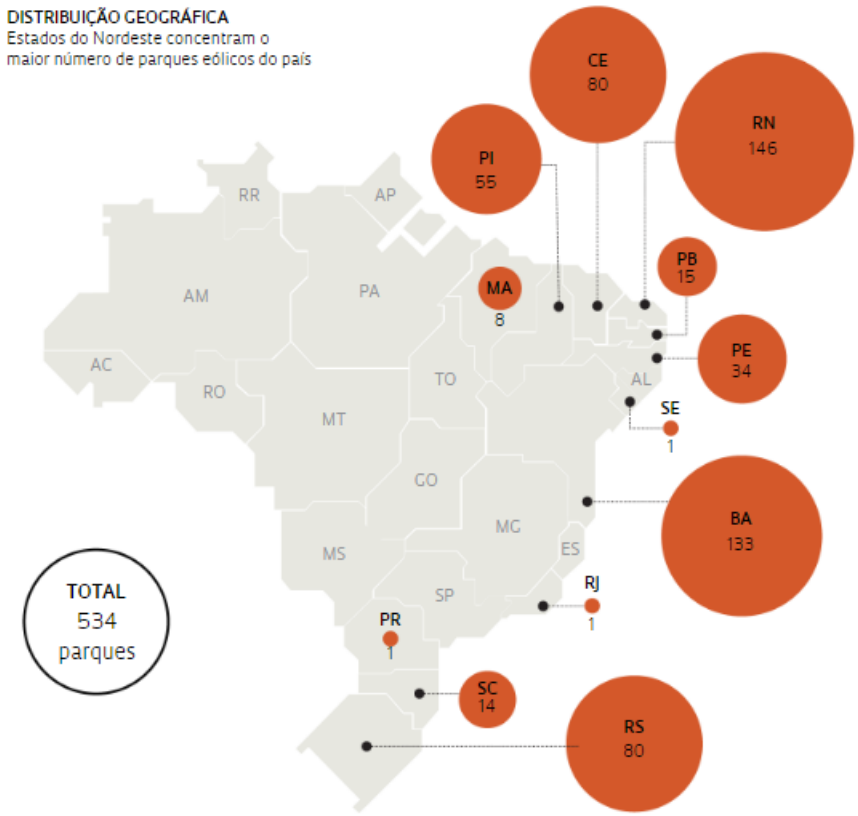


Fonte: *Bloomberg New Energy Finance*, 2017.

No Brasil, a grande maioria dos parques eólicos se concentra na região Nordeste (Figura 2). Recentemente, a fabricante dinamarquesa Vestas informou que irá produzir aerogeradores com capacidade de 4,2 MW no Ceará (Domingos Zaparolli, 2019). Apesar da não

predominância de terremotos com alta intensidade na região nordeste, frequentemente são registrados tremores de baixa ou média intensidade. No Ceará, por exemplo, tremores de até 3 graus na escala Richter foram detectados esse ano (LabSis/UFRN, 2019). Em João Câmara - RN um forte tremor com magnitude de 5,1 graus já devastou a cidade no final da década de 80 (LabSis/UFRN, 2016) e 51 tremores de terra foram registrados em 2018 em uma só noite no mesmo local (Gabriela Cavalcante, 2018).

Figura 2 – Distribuição dos parques eólicos no Brasil



Fonte: ABEEÓLICA, 2019.

A seguir é apresentado a revisão literária no que se refere ao movimento sísmico em turbinas.

1.2 Revisão da Literatura

A revisão foi subdividida em quatro partes. Inicialmente são tratados os aerogeradores de base fixa, apesar da simplificação da fundação, tais trabalhos trazem importantes contribuições, tais como: análise de aproximação dos fatores críticos de amortecimento da turbina, interação turbina-vento-sismo, diferentes métodos de análise dinâmica e a validação de normas específicas para aerogeradores. Posteriormente o foco é na consideração da ISE. O presente trabalho visa corroborar com algumas interpretações obtidas desta subseção, e sobretudo fornecer um modelo

ainda mais preciso em relação aos trabalhos anteriores. As duas últimas subseções não tem necessariamente relação direta com os aerogeradores, mas servirão da base na obtenção dos instrumentos necessários para os modelos que serão propostos nesta pesquisa.

1.2.1 Aerogeradores de base fixa

Em 2002, o *Risø National Laboratory of Denmark* (DNV/RISØ, 2002) analisou a carga sísmica usando apenas a frequência natural fundamental de vibração. Um ano depois, Bazeos et al. (2002) melhorou o modelo estabelecido pelos seus predecessores, onde são propostos dois modelos para análise dinâmica: 3D refinado em elementos finitos com solução pelo procedimento de superposição modal padrão e um modelo simplificado em elementos finitos com 18 massas concentradas. A resposta sísmica para ambos produz resultados essencialmente idênticos, mostrando o domínio do primeiro modo de vibração da estrutura. Mais tarde, Murtagh, Basu e Broderick (2005) consideram a transferência de esforços cisalhantes, por meio do modelo em elementos finitos, entre as pás e a torre com um mecanismo de acoplamento entre tais estruturas, no entanto, o efeito da interação solo-estrutura é desconsiderado. Tal efeito também é desconsiderado por Witcher (2005), porém este faz uma importante análise entre os métodos de domínio de frequência e tempo: No primeiro método, a abordagem se utiliza do espectro de resposta, já o segundo refere-se ao histórico de tempo da resposta. Os resultados de simulação apenas com sismo dão um alto grau de confiança ao método UBC (*Uniform Building Code*), baseado no domínio de frequência. Também constata-se que uma turbina que não está em operação experimenta uma redução aerodinâmica do amortecimento. A maioria dos códigos de construção não fornece um método para corrigir o nível de amortecimento usando a abordagem do domínio da frequência. Ocorrendo um alto grau de amortecimento implícito no método. Na última década modelos mais sofisticados foram introduzidos por outros autores e são mostrados a seguir.

O modelo proposto por Díaz e Suárez (2014) considera a atuação simultânea das forças devido ao vento e o sismo. O modelo leva em consideração apenas a flexibilidade das lâminas na direção flapping. A flexibilidade da torre em flexão e torção é considerada, os efeitos giroscópicos e de amortecimento aerodinâmico e estrutural também estão incluídos. Já as pás foram modeladas com elementos de barra. A turbina é submetida a três componentes de fortes movimentos terrestres de terremoto. Os resultados obtidos para a turbina eólica Vestas-V82 confirmam que esta turbina é estável em sua velocidade de funcionamento do rotor. A aplicação da teoria Floquet revela que os modos de vibração associados aos movimentos das pás grandes são altamente amortecidos. Por outro lado, os modos associados ao movimento lateral da turbina são mais suscetíveis a deslocamentos maiores, já que o amortecimento aerodinâmico é insignificante nessa direção.

A edição atual da *International Electrotechnical Commission*, IEC (2005), recomenda que o amortecimento estrutural para turbinas eólicas deva ser 1% do amortecimento crítico, mas

não faz recomendação para considerar o amortecimento aerodinâmico. O trabalho de Valamanesh e Myers (2014) apresenta um estudo com uma solução fechada baseada na teoria do momento do elemento da pá (GLAUERT, 1963) para estimar a magnitude do amortecimento aerodinâmico de uma torre. A turbina considerada foi submetida a sete movimentos terrestres com efeitos aerodinâmicos simultâneos. Para uma turbina considerada de 1.5MW, um valor constante de 5% no amortecimento total fornece uma estimativa da resposta sísmica para condições operacionais na direção frente-trás (direção paralela ao *hub*), enquanto que o valor constante de 1% de amortecimento total fornece uma estimativa razoável da resposta sísmica na condição parada em todas as direções. Estas estimativas alinham-se com as recomendações da *American Society of Civil Engineers* e da *American Wind Energy Association* (ASCE,AWEA, 2011).

Através de um modelo 3D com elementos de casca e sólido, Jerath e Austin (2013) fazem um estudo sobre a influência que as diferentes proporções de amortecimento exercem em torres submetidas a carregamento sísmicos. As duas principais conclusões são: verifica-se que os picos de acelerações são pouco sensíveis as mudanças nos valores de amortecimentos quando a frequência fundamental em determinada direção está distante da frequência de excitação do sismo na mesma direção, e tão importante quanto o PGA (*peak ground acceleration*) do sismo, é o efeito causado por sua frequência de excitação.

Asareh, Schonberg e Volz (2016) fazem uma análise de falha - período de decaimento do deslocamento com o acréscimo do momento fletor - na turbina NREL 5MW considerando a interação vento-sismo usando o MEF e 21 sismos são avaliados com diferentes intensidades. Os terremotos foram submetidos a fatores de amplificação e verificou-se que quando alguma região da turbina atinge a fase plástica do gráfico momento vs deslocamento, não ocorrem variações consideráveis do momento com o incremento da amplificação, mostrando assim o dado instante de falha da estrutura. Se a frequência do carregamento dinâmico aplicado se aproximar da velocidade nominal do aerogerador (processo de ressonância), a torre pode falhar mesmo com intensidades menores de terremotos. Também se conclui que as cargas devido ao vento são menos significativas quando comparadas com as cargas sísmicas testadas.

1.2.2 Aerogeradores considerando a ISE

Prowell, Elgamal e Lu (2010) analisaram um sistema completo da estrutura com solo em um turbina eólica de 5MW com uma altura do *hub* de 90 m. Um modelo detalhado de elementos finitos da turbina foi criado, incluindo uma malha de solo tridimensional (3-D) para estudar a influência da interação solo-estrutura (ISE) nas propriedades dinâmicas. A turbina foi modelada com um perfil de solo de 15m de altura, rigidez variável e sujeito ao terremoto ocorrido em Northridge. A investigação revelou que, para essas condições, a influência da ISE sobre o primeiro e os segundo parâmetros modais de flexão foi baixa, simultaneamente, a ISE influenciou de forma significativa no momento máximo e na distribuição de esforços cisalhantes ao longo da altura da torre.

Hongwang (2012) analisou a resposta sísmica de dois modelos: 1,65 MW e 3 MW, incluindo os efeitos ISE e $P - \Delta$ (carga-deslocamento) sob componentes horizontais e verticais de seis terremotos. A ISE foi modelada conectando a turbina a um suporte rígido montado com mola translacional, rotacional e com presença de amortecedores. Os resultados mostraram que a ISE causou uma diminuição de 7% na primeira frequência natural, uma redução de 10% na aceleração horizontal no topo da torre, 10–12% de diminuição do momento-base da torre e de 5 a 6% no esforço cortante na base da torre. A ISE não teve efeito significativo na aceleração vertical e na força axial das torres, mas o efeito $P - \Delta$ aumentou o momento na base da torre ligeiramente. O autor conclui que: A ISE teve influências significativas na freqüência natural, na aceleração no topo da torre e no momento de base das turbinas eólicas de 1.65MW e 3MW. A ISE mostrou-se menos influente na resposta sísmica vertical. Já o efeito $P - \Delta$ tem um pouco de influência sobre o momento resultante na base da torre.

Taddei e Meskouris (2014) realizaram uma análise adotando as principais premissas: 1) constantes do solo independentes da freqüência e 2) desacoplamento entre os graus de liberdade translacional e rotacional. O solo investigado é modelado com um estrato mole sobre um semi-espaço mais rígido. Para este caso específico, a variação do solo pode ser considerada sem importância. Um modelo em elementos finitos com solo explicito e um mais simplificado com o acoplamento entre o MEF e o MEC (método dos elementos de contorno) é investigado. O modelo simplificado com mola (MEF-MEC) foi capaz de representar todas as propriedades dinâmicas mais importantes do sistema turbina-solo, porém, o autor sugere investigações adicionais.

Com um modelo 3D em elemento finitos, Kjørlaug e Kaynia (2015) consideram, a interação solo-estrutura através de um bloco maciço de solo modelado com elementos de sólido e uma fundação feita com monopilar. Além disso, é implementado um procedimento que permite a realização de análises da interação solo-estrutura acoplada, ajustando adequadamente o amortecimento na estrutura da torre. Os resultados das análises da turbina eólica de 5 MW mostraram que as magnitudes das acelerações verticais foram dobradas - tendo como referência a aceleração na base do modelo - ao chegar no topo da estrutura (*nacelle*). Essa aceleração pode ter comportamento significativo no projeto da torre e de sua conexão com a *nacelle*. Esta questão é amplamente negligenciada no projeto de turbinas eólicas. Nota-se também que estruturas com baixas frequências naturais podem ser propensas a respostas significativas de excitação na direção vertical.

Katsanos, Thöns e Georgakis (2016) apresentaram uma relevante pesquisa em análise sísmica, projeto e avaliação de turbinas eólicas. O uso de modelos em elementos finitos, incluindo a modelagem da *nacelle* e das pás do rotor, a torre de suporte, bem como o sistema de fundação do solo, juntamente com a análise do domínio do tempo, foi recomendado. Também foi mostrado que a conformidade do solo e a interação inercial induzida pelo terremoto entre a superestrutura e o sistema de fundação do solo pode modificar as características dinâmicas de uma turbina eólica e sua resposta sísmica. Verificou-se que os atuais sistemas de fundações em turbinas eólicas

com tamanhos gradualmente crescentes em áreas de alta sismicidade pode ser vulnerável. Foi sugerido que técnicas avançadas de modelagem sejam adotadas para examinar a fundação e sua interação com o solo.

Em Ghaemmaghami, Mercan e Kianoush (2017), a turbina eólica é discretizada usando o método de elementos finitos, enquanto, o solo subjacente é representado por funções complexas de rigidez dinâmica baseadas em modelos cônicos. Um estudo paramétrico composto por 24 terremotos e três perfis de solo é realizado, e diferentes quantidades de resposta na torre são calculadas e apresentadas no artigo. Os movimentos terrestres de campo livre são estimados com base em um abordagem linear usando o *software* SHAKE2000. Funções de transferência para obtenção da aceleração total do vento na torre são obtidas sob os perfis de solo considerados. É mostrado que as quantidades de respostas, tais como deslocamento, rotação, aceleração, cortante e momento na base são significativamente afetados pela ISE, embora o efeito da ISE nas freqüências fundamentais da torre sejam insignificantes. O momento e a distribuição da força de cisalhamento ao longo da altura da torre são influenciados pela diminuição da rigidez do solo. Harte, Basu e Nielsen (2012) estabelecem que a ISE é geralmente considerada como tendo um efeito positivo nas vibrações, pois adiciona um amortecimento ao sistema. No entanto, a ISE teve um efeito prejudicial sobre o deslocamento total da *nacelle*, especialmente para solos com baixa rigidez. Este efeito prejudicial é devido a natureza esbelta da estrutura da turbina eólica. O cisalhamento e o momento fletor na base da torre e na fundação foram computados. Nenhuma diferença significativa foi encontrada nestes domínios. Picos na frequência de resposta foram encontradas em múltiplos de 3P (três vezes a velocidade de rotação) para condições mais rígidas do solo. A ISE mostrou pouco efeito sobre o pico do momento fletor ou da força de cisalhamento na fundação. No entanto, o conteúdo na resposta de frequência foi significativamente afetado pela ISE. Isso poderia ter uma influência significativa na fadiga na fundação do sistema. A rotação da fundação aumentou significativamente com a diminuição da rigidez do solo, violando o limite prescrito da DNV/Risø (2002) para solos em condições de menor rigidez.

Recentemente Austin e Jerath (2017) realizaram um estudo extenso com interação solo-estrutura em torres com potênciais de 65KW, 1MW e 5MW. A fundação foi modelada a partir de dois métodos: o método explícito onde o próprio solo é modelado com elementos finitos; e o método implícito chamado K-model, cujo comportamento do solo é simulado por uma série de molas. A rigidez da mola é uma combinação da rigidez do solo e da estrutura, e foi determinado por tentativa e erro. No método explícito, o corpo do solo deve ser considerado suficientemente grande para ser preciso, portanto é mais custoso computacionalmente em comparação ao implícito. Para as torres especificamente estudadas, as frequências naturais obtidas são semelhantes nos dois modelos propostos, assim, as respostas sísmicas foram feitas com o K-model, já que requer menor tempo de análise. Concluiu-se que o efeito da interação solo-fundação-estrutura não gerou fortes alterações nas respostas sísmicas. Portanto, os autores recomendam a simplificação do problema com a fixação da base nas torres analisadas.

He e Li (2008) chegam as seguintes conclusões práticas: i) Não considerar uma possível ação do terremoto e assumir a carga de vento como o único carregamento dominante é insuficiente para um projeto de turbinas eólicas; ii) A ISE faz com que o deslocamento no topo da torre mude rapidamente. O deslocamento máximo no topo da torre sem a ISE gerou apenas 73,4% do deslocamento ao se considerar o efeito da ISE; iii) A influência dos movimentos do solo no sistema de turbinas eólicas não pode ser negligenciável e deve ter posição predominante no projeto de turbinas eólicas localizadas em zona sismicamente ativa.

Hongwang (2012) apresenta um modelo de resposta sísmica incluindo a ISE e efeitos $P-\Delta$ sob ações horizontais e verticais de terremoto. Com base no nível de risco sísmico considerado e na condição do local, o resultados da pesquisa revelaram que a ISE tem influências significativas na freqüência natural, aceleração no topo da torre e momento base da torre de turbinas eólicas de 1.65MW e 3MW. A ISE tem menor influência na resposta sísmica vertical de turbinas eólicas. Já os feitos $P-\Delta$ têm pouco influência sobre o momento na base da torre nas turbinas de referência de 1.65MW e 3.0MW em zona sísmica selecionada. De fato, os modos naturais de vibração e as freqüências de todo o solo desempenham um papel importante na análise de turbinas eólicas. Com base nessa análise, o trabalho de Olariu (2013) revela que interação solo-estrutura é um aspecto muito importante para evitar a entrada no segmento de ressonância. Ao considerar uma base rígida no caso de uma análise dinâmica de um sistema de turbina eólica - solo, os resultados podem ser enganosos e, portanto, fornecer um fator de segurança falso. Com a consideração da rigidez do solo, todo o sistema tem freqüências menores em comparação com a estrutura na base fixa. Este aspecto é refletido em uma faixa de menor limitação das freqüências da torre que pode implicar uma maior possibilidade da frequência de funcionamento coincidir com a frequência da torre. Portanto, deve-se ter cuidado ao escolher a solução da fundação com base no tipo de solo que pode ser encontrado na construção local.

A fim de simular esses cenários sísmicos, o modelo computacional deve levar em conta a aerodinâmica do rotor, a flexibilidade da torre e do solo, fases operacionais transitórias e, em primeiro lugar, a inter-relação de todos esses aspectos. Ao mesmo tempo, a complexidade do modelo deve ser reduzido para evitar enormes custos computacionais, especialmente quando a interação solo-estrutura é levada em conta. O estudo de Taddei, Schauer e Meinerzhagen (2017) apresenta um modelo prático para a análise dos efeitos da interação solo-estrutura no comportamento sísmico de turbinas eólicas: durante a produção de energia normal e no desligamento de emergência. O modelo apresentado é baseado no método LPM (*Lumped-Parameter Models*). O LPM é um bloco de molas, com amortecimentos e massas, capaz de reproduzir o comportamento dinâmico de um sistema solo-fundação. Seus coeficientes reais independentes da freqüência são encontrados aproximando a rigidez dinâmica, ou sua recíproca chamado de flexibilidade (ou conformidade), por uma razão de dois polinômios. Os coeficientes polinomiais ideais podem ser encontrados usando o método dos mínimos quadrados, que minimiza o erro entre as funções de aproximação. O método permite estudos paramétricos rápidos sobre eventos sísmicos, cargas aerodinâmicas e diferentes condições do solo. Porém, o

autor recomenda que outros parâmetros sejam investigados, tal como o efeito de não linearidade em grandes efeitos sísmicos.

Jin, Liu e Ju (2014) se utilizam da teoria dinâmica do sistema multi-corpo como base na análise da resposta dinâmica da torre sob ação de terremotos. A pá e a torre compreendem uma série continua (unidades discretas). Também é considerado o efeito solo-estrutura com a presença de mola e amortecedores. O método *time-history* é utilizado na análise e o modelo é feito a fim de estudar efeitos do sismo em condições de carga de vento durante a operação. Pode ser visto que a carga na base da torre sofre uma maior flutuação quanto mais próxima da fundação; a excitação sísmica atravessa a torre e, em seguida, atinge o topo da torre, de modo que a flutuação de carga reduz muito; quando atinge a pá a flutuação de carga reduz de forma mais significativa, já que a pá é a estrutura mais flexível da torre. Geralmente, o choque sísmico exerce o impacto mais significativo na base da torre, e um impacto menos significativo na parte superior, que é uma vantagem da estrutura flexível. Portanto, no projeto de turbinas eólicas em regiões propensas a terremotos, a flexibilização da estrutura pode ser pensada a fim aliviar as vibrações. A teoria multi-corpo novamente é usada por Zhao e Maisser (2006) com a divisão da turbina em vários corpos rígidos acoplados por elementos de força e juntas de restrição. A ISE é representada por uma frequência independente do modelo de parâmetro discreto. Em áreas ativas de terremoto, estruturas de turbinas eólicas serão sujeitas a muitos pequenos terremotos, alguns terremotos moderados, e raros grandes terremotos. Assim, segundo o autor, como terremotos severos são eventos raros, não é nem econômico nem prático projetar estruturas de turbinas eólicas a resistirem a tais ocorrências raras e severas, e sim, devem ser projetadas prevendo baixos ou moderados níveis de sismicidade.

1.2.3 Limites de absorção

Às vezes é necessário representar um domínio infinito dentro de um modelo de simulação analítica ou em elementos finitos quando um problema estrutural contém um domínio aberto infinito. Em uma análise analítica, é comum admitir o solo como meio semi-infinito. Essa abordagem foi empregada por Boussinesq, que estudou as tensões no solo devido a uma carga estática (KAROL, 1960). Como o domínio da maioria dos métodos numéricos deve ser finito em si, várias técnicas de truncamento têm sido propostas nas últimas décadas, tais como: (i) condições de contorno locais absorventes (Lysmer e Kuhlemeyer (1969); Lindman (1975); Engquist e Majda (1977)); (ii) O método dos elementos de contorno (BANERJEE; BUTTERFIELD, 1981); (iii) O método dos elementos infinitos (BETTESS, 1977); (iv) camadas absorventes, incluindo camadas perfeitamente combinadas (BERENGER, 1994) e o Método de Camadas Absorventes de Caughey (SEMBLAT; LENTI; GANDOMZADEH, 2011).

O método do elemento infinito está mais próximo da abordagem em elementos finitos tradicional. Consiste em modelar o interior do domínio com elementos finitos convencionais e, nos limites do modelo, introduzir elementos com funções de forma especial. Essas funções de

forma especial crescem sem limite à medida que a coordenada se aproxima do infinito, simulando um elemento infinito. O *software* comercial ABAQUS () possui um pacote com tais elementos, já usados com sucesso em problemas de acústica (NOVASCONE, 2004) e propagação de ondas em solos com Wang et al. (2013) e Shih, Thompson e Zervos (2016). Merece destaque o trabalho de Ma, Yang e Chen (2017) com o uso dos elementos infintos nos limites de um modelo de solo 3D a fim de investigar os efeitos de uma carga cíclica a longo prazo em uma turbina eólica *offshore* com fundação do tipo monopilar.

1.2.4 Abordagens simplificadas e o método da colocação

Na segunda metade do século 20 surgem estudos de modelos simplificados próximos ao problema específico de um aerogerador *onshore*, tais como Mabie e Rogers (1974), onde os autores reconhecem as dificuldades em obter uma solução fechada e geral para os modos naturais de flexão em vigas de inércia variável. Em continuidade ao trabalho anterior, To (1982) propõe um modelo de inércia uniforme, onde surgem considerações sobre a excentricidade da massa no topo e a consideração de inércia rotacional da mesma. Auciello (1996) aborda efetivamente uma combinação das contribuições anteriores, propondo soluções fechadas de uma viga com inércia variável, massa na ponta, apoios elásticos e excentricidade de massa por meio de uma representação em termos de funções de Bessel. Alternativas por meio de soluções da equação diferencial em séries de potências são propostas por Naguleswaran (1994). Regras de recorrência para os coeficientes da série são obtidas de forma extremamente simples, assim como suas derivadas. Valores de frequências naturais para múltiplas condições de contorno são apresentadas em tabelas.

É notável o desenvolvimento de trabalhos que exploram abordagens com algum nível de discretização do domínio, mimetizando as características de métodos numéricos e produzindo uma estratégia híbrida do tipo analítico-discreta. Esse é o caso de uma discretização por meio de elementos com solução exata proposta por Kai-Yuan, Xiao-hua e Zhen-yi (1992) e do *Point Added Mass* (PAM), empregado por Wu e Hsu (2006), onde massas concentradas são adicionadas ao longo da torre e um procedimento em coordenadas generalizadas é aplicado para construção da equação de frequências. Em uma estratégia distinta, Malaeke e Moeenfard (2016) resolvem o problema de modos de flexão em torres de inércia variável com discretização por diferenças finitas e posterior avaliação das frequências naturais com o determinante da matriz dos coeficientes. Também merecem destaque as contribuições de Naguleswaran (1994) e Abdelghany et al. (2015), que utilizam expansões em séries de potências para o estudo de vibrações livres de vigas de Euler-Bernoulli com seção transversal variável.

Darvishi-Alamouti, Bahaari e Moradi (2017) utilizam o método de Rayleigh, baseado na conservação de energia, para obter a frequência fundamental de flexão de um aerogerador *offshore*, de inércia constante, com fundação monopilar e molas de Winkler representando a interação do solo-estrutura. Esse retrospecto de mais de um século de trabalhos correlatos revela

que abordagens envolvendo teorias rigorosas, que abordam a avaliação de modos superiores para o conjunto torre-monopilar, são inexistentes na literatura em problemas de modos naturais (flexão, torção e axial). Modelos numéricos em elementos finitos, assim como o analisado por Wang et al. (2018) e Bouzid, Bakhti e Bhattacharya (2018), superam essas limitações e representam alternativas para a inclusão de características adicionais, tais como molas de Winkler do tipo p-y e massa adicional. Ainda assim, a possibilidade de uma solução analítica e ainda mais abrangente do que as disponíveis na literatura surge como algo extremamente atrativo para a estimativa inicial das frequências naturais e resposta sísmica das turbinas.

O método da colocação requer que a equação diferencial seja exatamente satisfeita nos pontos conhecidos como pontos de colocação, para que, com essa restrição os coeficientes da aproximação sejam determinados, da mesma forma como é feito na interpolação polinomial onde para a obtenção do polinômio de interpolação exige-se que o polinômio possua o valor da função aproximada em pontos específicos. Não à toa esse método é conhecido como método interpolatório. O método possui formulação simples e é versátil. Detalhes do seu desenvolvimento podem ser encontrados nos trabalhos de Finlayson (2013) e Prenter et al. (2008). Não há na literatura o uso do método da colocação na solução das frequências naturais do sistema em turbinas eólicas, tampouco na sua resposta sísmica.

1.3 Objetivos da dissertação

Objetivo global:

- Analisar a resposta sísmica em uma turbina eólica com e sem a ISE, prevendo as respostas com um modelo numérico com solo explícito e limites de absorção de ondas via elementos finitos e infinitos; Bem como um modelo analítico formado pela união de dois métodos: método da colocação e método das coordenadas generalizadas.

Objetivos específicos:

- Utilizar um modelo numérico com bordas artificiais no solo em questão reproduzindo a transmissão de ondas em um campo distante, a fim de evitar reflexões, ou pelo menos que possa gerar reflexo de onda de volta ao solo que pode possa ser ignorado. Para tal, o solo será envolvido por elementos infinitos que possuem esta característica de absorção de energia das ondas. Para o solo do modelo acoplado analítico (método da colocação-MCG) são introduzidos parâmetros relativos a interação ISE representados por rigidezes (molas) e amortecedores colocados na base do modelo;
- Propor uma solução semi-analítica da resposta sísmica unidirecional através do método das coordenadas generalizadas, tal método possui uma dependência considerável da função de forma de aproximação do campo de deslocamentos, assim, uma novidade surge com o

uso do método da colocação na solução da função de forma do sistema. Assim, ocorre o acoplamento entre dois métodos que se complementam na solução da resposta sísmica de cada modo em uma dada direção;

- Comparar os resultados de ambos os modelos no que se refere aos deslocamentos, acelerações e esforços, inicialmente com condição de contorno na base fixa e a posteriori com a ISE. Interpretações sobre as amplificações sísmicas das respostas no modelo numérico serão avaliadas;

- Fazer uma análise a fim de se obter até que ponto o modelo simplificado acoplado analítico pode aproximar modelos numéricos mais robustos de aerogeradores 3D. O primeiro não é capaz de absorver ondas em meio infinitos por não ter o solo explicito, porém, devido a seu desprezível custo computacional e maior simplificação matemática, o método torna-se atrativo na obtenção imediata de históricos de respostas de cada modo de vibração com relativa precisão considerando certos aspectos.

1.4 Limitações do Trabalho

As principais limitações deste trabalho são:

- Ausência do impacto da carga aerodinâmica quando comparado a análise da carga sísmica na resposta dinâmica;

- Consideração de modelo homogêneo, elástico e linear para a estrutura, elementos de fundação e solo adjacente;

- Ausência de algumas componentes que não são absorvidos pela base do modelo analítico e que estão presentes na realidade física da ISE, exemplo: efeito do amortecimento rotacional e cruzado; e a massa solo;

- As tensões ao longo do aerogerador não são analisadas;

- Não há incorporação da água nos modelos (aplicação *offshore*) ou consideração de solos não-saturados;

- Ausência de espectros não lineares.

1.5 Estrutura do Trabalho

O segundo capítulo é caracterizado por um formulação pelo principio dos trabalhos virtuais (PTV) na resposta sísmica de aerogeradores *onshore* em um modelo simplificado considerando o efeito de ISE, para tal, é apresentado o desenvolvimento do método da colocação na obtenção das funções de forma para cada modo de vibração de dois movimentos sísmicos

distintos (horizontal e vertical). Desta forma é possível considerar todos os modos de vibração pela superposição das respostas relativas devido a cada função de forma. Os parâmetros de rigidez e amortecimento devido a relação solo-estrutura são explicitados no modelo analítico. Também um breve resumo do método da aceleração média é mostrado na obtenção do histórico de tempo.

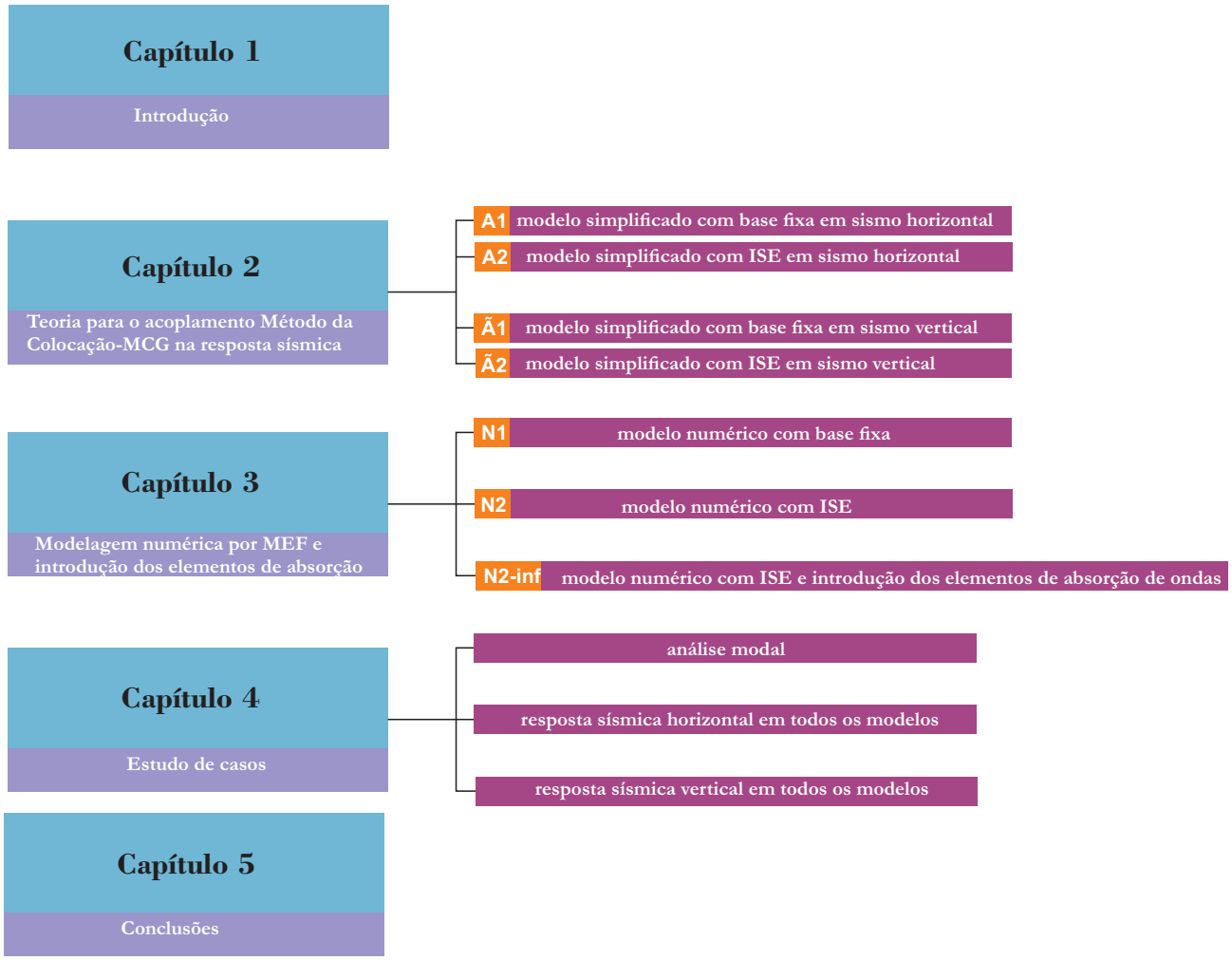
No terceiro capítulo é introduzido o modelo numérico da turbina via elementos de barra. Aqui ocorre a implementação e o detalhamento da fundação e do solo no modelo numérico: propriedades, discretização da malha, interação entre os componentes da estrutura e a introdução dos elementos infinitos nas bordas do solo.

No quarto capítulo a análise modal do modelo numérico e analítico são comparados com os disponíveis na literatura, a fim de validar a consistência de ambos os modelos com base fixa. Finalmente são mostrados os resultados de deslocamento, aceleração e forças devido a um abalo sísmico horizontal e vertical. Aqui destaca-se: avaliação do modelo analítico proposto quando comparado ao modelo numérico, alteração da resposta sísmica mediante a consideração da ISE e efeito de absorção das ondas sísmicas devido ao amortecimento de radiação do solo.

No quinto capítulo chega-se as devidas conclusões deste trabalho.

A Fig.3 mostra resumidamente as características principais de cada capítulo. Os modelos analíticos receberão a nomenclatura: A1 (base fixa com sismo horizontal), A2 (ISE com sismo horizontal), $\tilde{A}1$ (base fixa com sismo vertical) e $\tilde{A}2$ (ISE com sismo vertical). Já os modelos numéricos: N1 (base fixa), N2 (ISE) e N2-inf (ISE com elementos infinitos).

Figura 3 – Características principais de cada capítulo



Fonte: O Autor, 2019.

1.6 *softwares* usados

Foram usados os seguinte softwares neste trabalho:

- ANSYSMechanical 17.1 *Finite Element Analysis programme ANSYS, Inc.*
- MATLAB R2017a *Numeric computing environment MathWorks, Inc.*
- Maple 2015 *Symbolic and numeric computing environment*
- ABAQUS/Standard *User's Manual 6.9. Simulia, Providence, RI*

2 MODELOS EM COORDENADAS GENERALIZADAS

O intuído desde capítulo é apresentar os modelos pelo MCG para os movimento sísmicos horizontais e verticais, para tanto, inicialmente, são mostrados os conceitos básicos para a aplicação do método da colocação. Na seção 2.2 é explicado como a colocação foi aplicada no aerogerador para o movimento de flexão, e na seção 2.3 usa-se a função de forma obtida na seção anterior para se obter a equação do movimento. As seções 2.4 e 2.5 seguem a mesma lógica, solução da função de forma e equação do movimento respectivamente, entretanto, aplicado ao caso do movimento vertical. A seção 2.6 mostra a estratégia usada para a solução das equações diferencias de movimento.

2.1 Aspectos básicos do método da colocação aplicado a equações diferenciais

Para uma aplicação simples do método, um exemplo rápido é mostrado a seguir. Supondo a equação diferencial dada por:

$$\frac{d^2y}{dz^2} - y = x \tag{2.1}$$

Cuja condições de contorno são: $y(0) = 0$ e $y(1) = 0$. Os pontos de colocação escolhidos são $x = 0$, $x = 0,25$, $x = 0,5$ e $x = 1$. Um polinômio do terceiro grau é escolhido como solução (mais a frente ficará claro a justificativa dessa escolha):

$$y = c_0 + c_1x + c_2x^2 + c_3x^3 \tag{2.2}$$

Derivando a eq.(2.2):

$$\frac{d^2y}{dz^2} = 2c_2 + 6c_3x \tag{2.3}$$

Substituindo as eqs.(2.2) e (2.3) na (2.1):

$$2c_2 + 6c_3x - c_o - c_1x - c_2x^2 - c_3x^3 = x \tag{2.4}$$

Ou

$$-c_o - c_1x + \left(2 - x^2\right)c_2 + \left(6x - x^3\right)c_3 = x \tag{2.5}$$

Aplicando as duas condições de contorno:

$$c_o + c_1(0) + c_2\left(0^2\right) + c_3\left(0^3\right) = 0 \Longrightarrow c_o = 0 \tag{2.6a}$$
$$c_o + c_1(1) + c_2\left(1^2\right) + c_3\left(1^3\right) = 0 \Longrightarrow c_1 + c_2 + c_3 = 0 \tag{2.6b}$$

Utilizando os dois pontos de colocação ($x = 0,25$ e $0,5$) na eq.(2.5):

$$-0,25c_1 + 1,9375c_2 + 1,4844c_3 = 0,25 \tag{2.7a}$$
$$-0,5c_1 + 1,75c_2 + 2,875c_3 = 0,5 \tag{2.7b}$$

Com a união das eqs.(2.6) e (2.7) temos quatro equações com 4 incógnitas. A variável c_o é imediatamente conhecida. Assim, o sistema pode ser reduzido e dado na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ -0,25 & 1,9375 & 1,4844 \\ -0,5 & 1,75 & 2,875 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \\ c_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0,25 \\ 0,5 \end{bmatrix} \tag{2.8}$$

Realizando a solução:

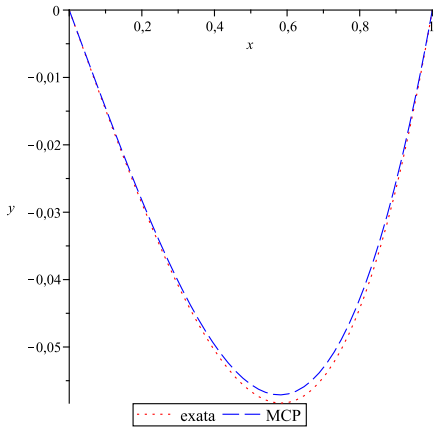
$$c_1 = -0,1459, c_2 = -0,006738, c_3 = 0,1526 \tag{2.9}$$

A solução do polinômio interpolador é dado por:

$$y = -0,1459x - 0,006738x^2 + 0,1526x^3 \tag{2.10}$$

A solução com apenas 4 pontos de colocação é colocada em comparação com a solução exata da equação diferencial de segunda ordem (2.2) na Figura 4. Os resultados mostram uma boa precisão do método da colocação com apenas 4 pontos usados.

Figura 4 – Exemplo de solução exata vs solução por método da colocação



Fonte: O Autor, 2019.

O passo a seguir explicam a aplicação do método da colocação no aerogerador.

2.2 Avaliação dos autovalores e autovetores em modos de flexão com o método da colocação

É possível obter um modelo idealizado do aerogerador (Figura 5a) com uma distribuição de massa e rigidez adequada. Tal modelo exige apenas um grau de liberdade, e é indicado na Figura 5b, sendo chamado também de coordenadas generalizadas. Neste modelo deve-se escolher uma função de forma que atenda as condições de contorno do problema (condição essencial) e que possua derivadas de ordem pelo menos igual a expressão de energia do sistema em questão. Representaremos a função de forma pelo termo $\psi(z)$ e a função relacionada ao tempo será $X(t)$, estas duas variáveis surgem devido a um movimento de flexão da estrutura. Todo o movimento pode ser descrito pela função:

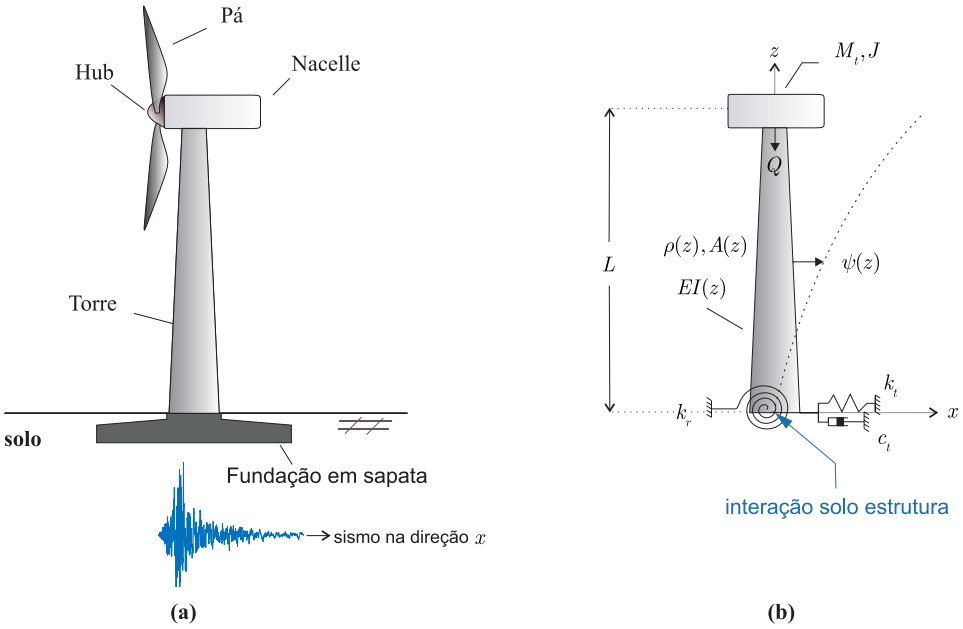
$$\upsilon(z,t) = \psi(z)X(t) \tag{2.11}$$

A acurácia do método está intimamente relacionada ao quão perto a função de forma representará o verdadeiro movimento da estrutura. Por isso, neste trabalho, optou-se pela utilização do método da colocação para uma determinação precisa do valor de $\psi(z)$.

Um modelo de viga de Euler-Bernoulli é usado para o caso indicado na Figura 5b. Assim:

$$\frac{d^2}{dz^2}\left(EI(z)\frac{d^2\psi(z)}{dz^2}\right) + Q\left(\frac{d^2\psi(z)}{dz^2}\right) - m(z)\omega^2\psi(z) = 0 \tag{2.12}$$

Figura 5 – Estrutura real do aerogerador *onshore* submetido a um sismo horizontal em (a) e modelo do aerogerador tratado apenas com um grau de liberdade em coordenadas generalizadas em (b).



Fonte: O Autor, 2019.

Sendo $E(z)$ o modulo de elasticidade longitudinal do material, $I(z)$ o momento de inércia da seção transversal da torre, Q a carga axial desenvolvido pela massa no topo, $m(z)$ a massa por unidade comprimento e ω a frequência natural do sistema.

Uma solução fechada para a eq.(2.12) é de difícil obtenção, em virtude de sua natureza complexa. Neste trabalho, a solução para esta equação é obtida através do método da colocação: metodologia de fácil implementação utilizada para resolver equações diferenciais. A ideia básica consiste em escolher como solução uma função (geralmente polinomial) e um conjunto de pontos de colocação, exigindo que estes satisfaçam a equação do problema nos pontos prescritos. Aproximando os deslocamentos por séries de Taylor:

$$\psi(z) \approx \hat{\psi}(z) = \left\{ \begin{array}{cccccc} 1 & z & z^2 & z^3 & \dots & z^N \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{cccccc} c_1 & c_2 & c_3 & c_4 & \dots \end{array} \right\}^T = \mathbf{PC} \qquad (2.13)$$

Sendo N o grau da função de interpolação da torre. A Equação 2.13 é a generalização de uma aproximação polinomial qualquer. Para a séries de potência dada em (2.13), supomos que converge no intervalo $|\psi| \leq r$ onde r é chamado raio de convergência, que está contido no intervalo $0 \leq r \leq \infty$. Se tal inequação é atendida, a função $\psi(z)$ é derivável no intervalo de convergência dado.

Desenvolvendo a eq.(2.12) com a regra do produto:

$$E\frac{d^2I(z)}{dz^2}\frac{d^2\psi(z)}{dz^2} + 2E\frac{dI(z)}{dz}\frac{d^3\psi(z)}{dz^3} + EI(z)\frac{d^4\psi(z)}{dz^4} + Q\frac{d^2\psi(z)}{dz^2} - m(z)\omega^2\psi(z) = 0 \quad (2.14)$$

Ou em notação mais compacta:

$$EI^{(2)}\psi^{(2)} + 2EI^{(1)}\psi^{(3)} + EI\psi^{(4)} + Q\psi^{(2)} - m\omega^2\psi = 0 \quad ; \quad 0 \leq \psi \leq L \tag{2.15}$$

Que representa uma equação diferencial linear de quarta ordem, com coeficientes variáveis, para vibrações livres não amortecidas na flexão. Notar que L é a altura da turbina. Algumas características notáveis do problema surgem com: (i) inércia variável e (ii) consideração de carga axial. O conjunto RNA (*rotor-nacellle-assembly*) é idealizado como uma massa concentrada no topo da estrutura. Assim, a carga axial é dada por:

$$Q = -M_t g \tag{2.16}$$

Além disso, o efeito de inércia rotacional produzido por tal conjunto, J ,também compõe as condições de contorno do problema. A base da torre pode ser representada através de um engaste, porém, essa idealização deixa o sistema mais rígido do que realmente é, pois ignora a interação solo-estrutura. Uma forma mais adequada de representação se dá através de molas, que flexibilizam a base da torre (ARANY et al., 2016). Utilizam-se molas translacional k_t, rotacional k_r e cruzada k_{rt} (que captura os efeitos cruzados, como por exemplo o deslocamento causado por uma rotação).

As condições de contorno do problema são dadas por:

$$EI\psi^{(2)} = k_r\psi^{(1)} + k_{rt}\psi \quad \text{em } z = 0 \tag{2.17a}$$

$$EI\psi^{(3)} + Q\psi^{(1)} = -k_t\psi - k_{rt}\psi^{(1)} \text{ em } z = 0 \tag{2.17b}$$

$$EI\psi^{(2)} = J\omega^2\psi^{(1)} \quad \text{em } z = L \tag{2.17c}$$

$$EI^{(1)}\psi^{(2)} + EI\psi^{(3)} = -M_t\omega^2\psi \quad \text{em } z = L \tag{2.17d}$$

Onde representam o momento fletor e esforço cortante na base e no topo da estrutura da turbina.

Substituindo a eq.(2.13) na eq.(2.15) :

$$\left(EI^{(2)}\mathbf{P}^{(2)} + 2EI^{(1)}\mathbf{P}^{(3)} + EI\mathbf{P}^{(4)} + Q\mathbf{P}^{(2)} - m\omega^2\mathbf{P}\right)\mathbf{C} = 0 \tag{2.18}$$

A ideia básica do método da colocação surge com o seguinte raciocínio: a eq.(2.18) permanece válida para qualquer ponto de colocação. Desta forma, é possível a construção de um

sistema de equações, onde cada ponto de colocação corresponde a uma linha do sistema. Assim:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{B} \\ \mathbf{T_1} \\ \mathbf{T_2} \end{bmatrix} \mathbf{C} = \mathbf{0} \quad ; \quad \mathbf{SC} = \mathbf{0} \tag{2.19}$$

Onde as linhas da submatriz $\mathbf{B}$ são definidas de acordo com a eq.(2.19). As submatrizes da 2ª e 3ª linha de (2.19) estão relacionadas as condições de contorno, e serão apresentadas posteriormente. A solução não trivial da eq.(2.19) é $|\mathbf{S}| = 0$, onde seu i-ésimo autovalor representa a i-ésima frequência natural ω_i do sistema correspondente. O objetivo central aqui é se utilizar dos valores os autovetores ω_i para a obtenção dos autovetores correspondentes.

Para definir uma aproximação qualquer de grau N são necessárias $N + 1$ equações. O problema apresenta quatro condições de contorno. Desta forma $N - 3$ é o total de pontos de colocação necessários para o domínio. É evidente que isso irá resultar em submatrizes retangulares em (2.18). Em linhas gerais:

$$B = (b_{ij}) \in \Re^{(N-3)\times(N+1)} \tag{2.20}$$

Em poucas linhas computacionais é possível construir a matriz formada pelos termos da eq.(2.20). O algoritmo é explicitado a seguir:

Algoritmo 1 - montagem de B

```
# Definir o grau de aproximação polinomial N
# Computar coordenadas, massa e inércia nos pontos de colocação
for i = 1 to N − 3
    for j = 1 to N + 1
        b_ij = EI_i^(2)(j − 1)(j − 2)z_i^(j−3) + 2EI_i^(1)(j − 2)(j − 2)z_i^(j−4)+...
        EI_i(j − 1)(j − 2)(j − 3)(j − 4)z_i^(j−5) + Q(j − 1)(j − 2)z_i^(j−3) − m_i ω^2 z_i^(j−1)
    end for
end for
```

Notar que $m = \rho A$, sendo A a área da seção transversal da torre e ρ a densidade da torre. As condições de contorno definem a 2ª e 3ª linha do sistema de equações em (2.19). Assim,

substituindo a eq.(2.13) na eq.(2.17):

$$\left(EI\boldsymbol{P}^{(2)} - k_r\boldsymbol{P}^{(1)} - k_{rt}\boldsymbol{P}\right)\boldsymbol{C} = 0 \quad \text{em } z = 0 \tag{2.21a}$$

$$\left(EI\boldsymbol{P}^{(3)} + Q\boldsymbol{P}^{(1)} + k_t\boldsymbol{P} + k_{rt}\boldsymbol{P}^{(1)}\right)\boldsymbol{C} = 0 \quad \text{em } z = 0 \tag{2.21b}$$

$$\left(EI\boldsymbol{P}^{(2)} - J\omega^2\boldsymbol{P}^{(1)}\right)\boldsymbol{C} = 0 \quad \text{em } z = L \tag{2.21c}$$

$$\left(EI^{(1)}\boldsymbol{P}^{(2)} + EI\boldsymbol{P}^{(3)} + M_t\omega^2\boldsymbol{P}\right)\boldsymbol{C} = 0 \quad \text{em } z = L \tag{2.21d}$$

Surgindo duas novas submatrizes da 2.21.

$$\mathbf{T}_1 = \left(t_{1_{ij}}\right) \tag{2.22}$$

$$\mathbf{T}_2 = \left(t_{2_{ij}}\right) \tag{2.23}$$

Em que $\mathbf{T}_1$ se refere ao sistema de equação formados pelas eqs.(2.21)a-(2.21)b. As linhas de $\mathbf{T}_1$ assumem uma forma simples, dada por:

$$\mathbf{T}_1 = \begin{bmatrix} -k_{rt} & -k_r & 2EI & 0 & \mathbf{0} \\ k_t & Q + k_{rt} & 0 & 6EI & \mathbf{0} \end{bmatrix} \tag{2.24}$$

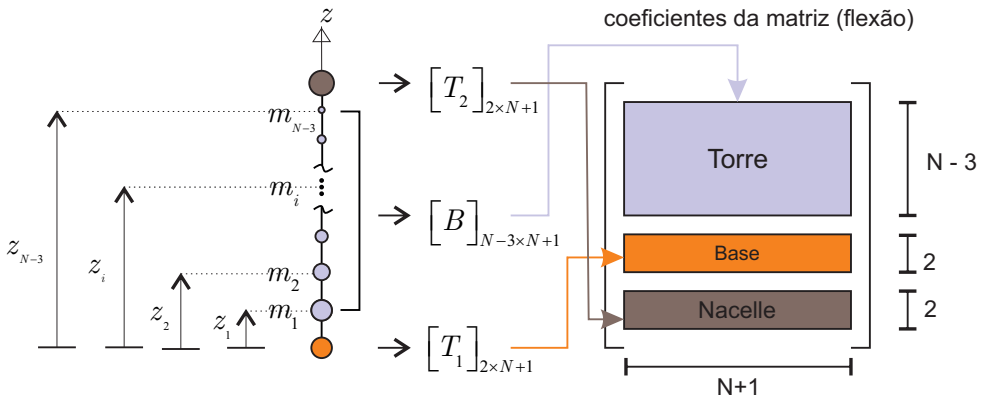
Já $\mathbf{T}_2$ se refere ao sistema de equação formados pelas eqs.(2.21)c-(2.21)d. O algoritmo a seguir mostra o procedimento para construção de suas linhas:

Algoritmo 2 - montagem de T_2

for j **= 1 to** $N + 1$
  $T_{2_{1j}} = EI_{z=L}(j-1)(j-2)L^{j-3} - J\omega^2(j-1)L^{j-2}$
  $T_{2_{2j}} = EI^{(1)}_{z=L}(j-1)(j-2)L^{j-3} + EI_{z=L}(j-1)(j-2)(j-3)L^{j-4} + M_t\omega^2L^{j-1}$
end for

Com os valores de ω_i obtidos pela solução não trivial da eq.(2.19), é possível obter os deslocamentos associados a cada frequência natural ω_i. Basta substituir os valores obtidos ω_i na eq.(2.19) e isolar coeficientes da equação. Importante perceber que a solução não trivial (coeficientes não nulos) surge da atribuição de constante qualquer para qualquer um dos coeficientes.

Figura 6 – Ilustração de montagem da matriz por MCP (flexão)



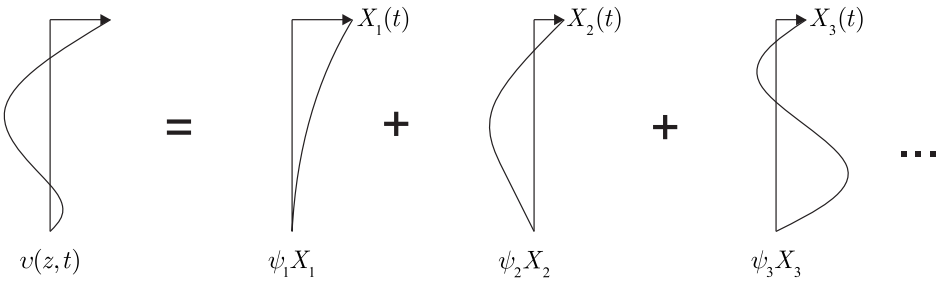
Fonte: O Autor, 2019.

Umas das exigências para o valor procurado da função de forma ψ é que seu deslocamento seja unitário no topo da estrutura, assim, essa exigência deve ser atendida na função de forma cada modo ψ_i. Para cada modo, por superposição modal, temos:

$$\upsilon = \psi_1 X_1 + \psi_2 X_2 + ... + \psi_i X_i + ... + \psi_n X_n \tag{2.25}$$

Onde υ é o deslocamento total, n o número de modos usados e X_i o deslocamento no topo de cada modo (essa variável será detalhada mais adiante). A Figura 7 ilustra o procedimento. A solução quase exata do procedimento (série truncada) com a superposição dos modos torna o método proposto bastante atrativo no cenário dinâmico das turbinas eólicas.

Figura 7 – Efeito de superposição modal



Fonte: O Autor, 2019.

2.3 Parâmetros generalizados para vibrações laterais (flexão)

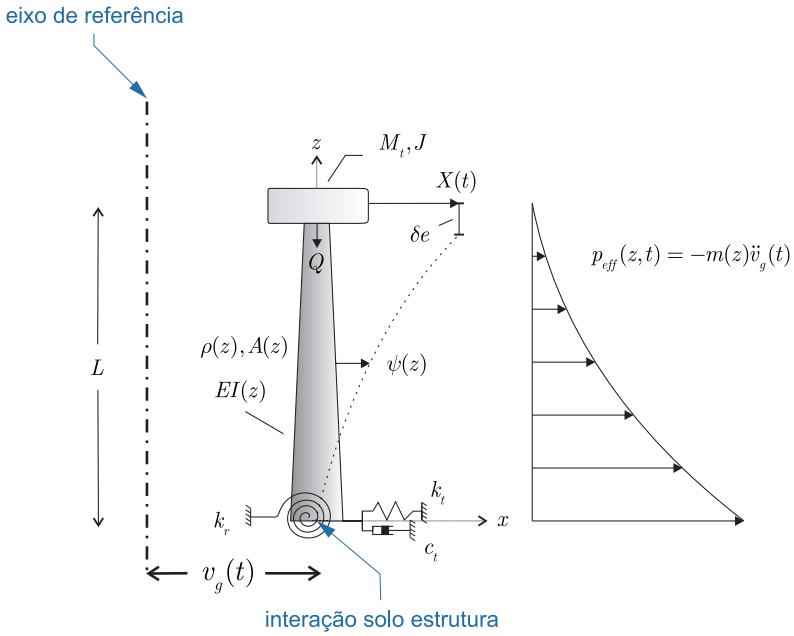
Através do principio dos trabalhos virtuais é possível obter as fórmulas generalizadas. O trabalho virtual realizado pelas cargas externas será dado por δW_E, este trabalho deve

corresponder ao trabalho virtual interno δW_I realizado pelo deslocamento, assim:

$$\delta W_E = \delta W_I \tag{2.26}$$

Para desenvolver a equação do movimento em termos do deslocamento relativo $v(x,t)$ da Equação 2.25, a base da estrutura é tratada como fixa e uma carga efetiva p_{eff} age no modelo, como indicado na Figura 8.

Figura 8 – Modelo com os parâmetros generalizados (flexão)



Fonte: O Autor, 2019.

O trabalho externo é dado por:

$$\delta W_E = \underbrace{-\int_0^L m(z)\ddot{v}(z,t)\delta v(z,t)dz - M_t\ddot{v}(L)\delta v(L)}_{\text{forças inerciais}} + \underbrace{\int_0^L p_{eff}(z,t)\delta v(z,t)dz}_{\text{carregamento externo}} + \underbrace{Q\delta e}_{\text{força axial}} \tag{2.27}$$

Sendo $\delta v(z)$ a deformação virtual na flexão e:

$$p_{eff} = -m(z)\ddot{v}_g(t) \tag{2.28}$$

Onde $\ddot{v}_g(t)$ é a aceleração causada na base do modelo. Na eq.(2.27) foi considerado o trabalho da força inercial (primeiro e segundo termo do lado direito) e o trabalho devido a carregamentos externos (terceiro termo do lado direito).

O detalhamento do cálculo do deslocamento virtual δe devido a uma carga axial - neste caso a carga Q exercida pela *nacelle* - é um tanto quanto longo, por isso, o leitor é dirigido a Tedesco, McDougal e Ross (1999) para mais informações sobre o deslocamento causado por cargas axiais em movimentos de flexão. O deslocamento virtual axial δe é dada por:

$$\delta e = \int_0^L v'(z,t)\delta v'(z,t)dz \tag{2.29}$$

Uma vez que a estrutura sofre flexão desenvolvida pelo momento fletor $M(x,t)$, o trabalho interno será dado por:

$$\delta W_I(t) = \int_0^L M(z,t)\delta v''(z,t)dz \tag{2.30}$$

Onde: $v'' = \partial^2 v/\partial z^2$. Se for assumido que as tensões de amortecimento são desenvolvidas proporcionalmente à deformação e a velocidade, uma relação de tensão uniaxial é obtida com:

$$\sigma = E[\epsilon + \zeta\dot{\epsilon}] \tag{2.31}$$

Onde ζ é o fator de amortecimento e ϵ a deformação específica. Adotando a hipótese de Euler-Bernouli de seções planas após a flexão:

$$M(z,t) = EI(z)[v''(z,t) + \zeta\dot{v}''(z,t)] \tag{2.32}$$

Adotando as expressões:

$$\begin{array}{ll} v(z,t) = \psi(z)X(t) & \dot{v}''(z,t) = \psi''(z)\dot{X}(t) \\ v'(z,t) = \psi'(z)X(t) & \delta v(z,t) = \psi(z)\delta X \\ v''(z,t) = \psi''(z)X(t) & \delta v'(z,t) = \psi'(z)\delta X \\ \ddot{v}(z,t) = \psi(z)\ddot{X}(t) & \delta v''(z,t) = \psi''(z)\delta X \end{array} \tag{2.33}$$

Finalmente, com a substituição da eqs.(2.33) e (2.29) nas eqs.(2.30) e (2.27) chegamos a expressão desenvolvida dos trabalhos virtuais internos e externos:

$$\begin{aligned} \delta W_E = \Bigg[& -\ddot{X}(t)\int_0^L m(z)\psi(z)^2 dz - \ddot{X}(t)M_t\psi_L \\ & - \ddot{v}_g(t)\int_0^L m(z)\psi(z)dz + QX(t)\int_0^L \psi'(z)^2 dz\Bigg]\delta X \end{aligned} \tag{2.34}$$

$$\delta W_I = \left[X(t) \int_0^L EI(z)\psi''(z)^2 dz + \zeta \dot{X}(t) \int_0^L EI(z)\psi''(z)^2 dz \right] \delta X \tag{2.35}$$

ψ_L se refere ao valor da função de forma no topo do modelo ($\psi_L = 1$). Substituindo as eqs.(2.34) e (2.35) na eq.(2.26), chegamos a equação de movimento em coordenadas generalizadas:

$$m^* \ddot{X}(t) + c^* \dot{X}(t) + k^* X(t) - k_G^* X(t) = p_{\text{eff}}^*(t) \tag{2.36}$$

Onde:

$$m^* = \int_0^L m(z)\psi(z)^2 dz + M_t \psi(L)^2 \; = \text{ massa generalizada na flexão} \tag{2.37a}$$

$$c^* = \zeta \int_0^L EI(z)\psi''(z)^2 dz \; = \text{ amortecimento generalizado na flexão} \tag{2.37b}$$

$$k^* = \int_0^L EI(z)\psi''(z)^2 dz \; = \text{ rigidez a flexão generalizada} \tag{2.37c}$$

$$k_G^* = Q \int_0^L \psi'(z)^2 dz \; = \text{ rigidez geométrica generalizada} \tag{2.37d}$$

$$p_{eff}^* = -\ddot{v}_g(t) \int_0^L m(z)\psi(z) dz \; = \text{ carga efetiva generalizada na flexão} \tag{2.37e}$$

Parte da massa total do sistema é distribuída de acordo com $m(z)$ e o restante é agrupado em locais distintos $k(k = 1, 2, ...)$ que pode ser indicado por m_k, no modelo apenas uma massa pontual foi considerada (M_t) e uma inércia rotacional no topo (J). O amortecimento externo pode ser fornecido por pontos distribuídos variando de acordo com $c(x)$ ou por pontos discretos, que podem ser denotados por c_k, já o amortecimento interno da torre já foi assumido pela formulação anterior (vide 2.31). Para considerar o amortecimento no solo, um amortecimento externo pontual é considerado na base do modelo, ao qual chamaremos de c_t. De forma análoga ao amortecimento, o efeito de rigidez do subsolo também é introduzido através de uma mola denominada por k_t. Toda a propriedade elástica da torre já foi considerada pelo efeito da rigidez distribuída dada por $EI(x)$. Aplicando o procedimento de trabalho virtual a este sistema geral de um grau de liberdade na mesma forma como foi aplicado no exemplo anterior - mais detalhes em Clough e Penzien (1995) - obtém-se as seguintes expressões úteis para as contribuições das

propriedades generalizadas da turbina:

$$\begin{aligned} m^* &= \int_0^L m(z)\psi(z)^2 dz + M_t\psi_L^2 + J\psi_L'^2 \\ c^* &= \zeta \int_0^L EI(z)\psi''(x)^2 dz + c_t\psi_o^2 \\ k^* &= \int_0^L EI(z)\psi''(x)^2 dz + k_t\psi_o^2 \end{aligned} \tag{2.38}$$

Onde ψ_o se refere ao valor da função de forma na base do modelo e ψ_L no topo, como já foi apresentada anteriormente. Vale salientar que a eq.(2.38) não contempla as variáveis k_{rt} e k_r apresentadas na formulação por método da colocação, já que tais variáveis não participam do grau de liberdade em questão. Portanto, tais variáveis são apenas consideradas na solução dos autovetores e autovalores.

Para capturar os recursos mais importantes da ISE no modelo do MCG, uma abordagem usual é adotar o sistema de amortecedor-mola para representar a interação solo-fundação. As componentes translacionais podem ser acopladas aos movimentos rotacionais; entretanto, os valores dos termos acoplados são pequenos e ignorados (NEWMARK; ROSENBLUETH; PAO, 1972). Assim, todos os movimentos serão considerados dissociados. Para uma fundação circular rígida, a fórmula independe das frequências para estimativa dos coeficientes de rigidez e amortecimento.

Visando a introdução da relação da ISE também no modelo analítico, a interação rígida fundação-solo é modelada pelo modelo mola-amortecedor. A rigidez horizontal k_t, rotacional k_r, vertical k_v; bem como o amortecimento horizontal c_t e vertical c_v para uma análise de resposta a terremotos estão listados a seguir (ZHAO; MAISSER, 2006):

$$k_t = \frac{8GR}{2-\nu} \tag{2.39}$$

$$k_{\mathrm{v}} = \frac{4GR}{1-\nu} \tag{2.40}$$

$$k_r = \frac{8GR^3}{3\,(1-\nu)} \tag{2.41}$$

$$c_t = \frac{4.6R^2}{2-\nu}\sqrt{G\rho_{\mathrm{s}}} \tag{2.42}$$

$$c_v = \frac{3.4R^2}{1-\nu}\sqrt{G\rho_{\mathrm{s}}} \tag{2.43}$$

Com R sendo o raio da fundação e ρ_s a densidade do solo; Já G e ν se referem ao módulo de elasticidade transversal e o coeficiente de Poisson do solo, respectivamente.

A escolha do parâmetro ψ pode influenciar de forma significativa os resultados, um pré-requisito básico é que a mesma atenda as condições de contorno do problema, mas é altamente recomendável que além disso a expressão do momento fletor seja o mais próximo possível da realidade esperada.

Em toda a formulação foi assumido que seus deslocamentos são restritos a uma única direção. Essa abordagem em coordenada generalizada pode ser usada efetivamente na engenharia sísmica. A eq.(2.36) pode ser escrita como:

$$m^*\ddot{X}(t) + c^*\dot{X}(t) + \overline{k^*}X(t) = -\Gamma^*\,\ddot{v}_g(z,t) \tag{2.44}$$

Em que:

$$\overline{k^*} = k^* - k_G^* \tag{2.45}$$

E

$$\Gamma^* = \int_0^L m(z)\psi(z)dz \tag{2.46}$$

A quantidade Γ^* é o fator de resposta do terremoto, que representa até que ponto o movimento do sismo tende a excitar a função de forma $\psi(z)$. Sabendo que:

$$c^* = 2\xi m^*\omega \tag{2.47}$$

Dividindo a eq.(2.44) por m^* e ignorando o sinal negativo do lado direito (tal sinal não tem importância física), temos:

$$\ddot{X}(t) + 2\zeta\omega\dot{X}(t) + \omega^2 X(t) = \frac{\Gamma^*\ddot{v}_g(t)}{m^*} \tag{2.48}$$

A solução de um sistema massa mola com um grau de liberdade é dada por $X(t) = R(t)/\omega$, por analogia a solução da eq.(2.48) pode ser expressada como:

$$X(t) = \frac{\Gamma^* R(t)}{m^* \omega} \tag{2.49}$$

$R(t)$ é a integral da resposta sísmica (TEDESCO; MCDOUGAL; ROSS, 1999), como tal integral não será usada neste trabalho dispensa-se sua apresentação. Já o fator de amortecimento crítico ζ é dado dado por:

$$\zeta = \frac{c^*}{2m^* \omega} \tag{2.50}$$

Aplicando a eq.(2.49) na eq.(2.11), temos o parâmetro $\upsilon(z,t)$ de uma forma mais explicita:

$$\upsilon(z,t) = \psi(z)X(t) = \frac{\psi(z)\Gamma^*}{m^* \omega} R(t) \tag{2.51}$$

O movimento na base do modelo irá gerar esforços cortantes $V(z,t)$ e momentos $M(z,t)$ ao longo da torre. As forças efetivas do terremoto são equivalentes a uma força elástica de restauração que é desenvolvida no sistema, conforme ilustrado na Figura 9. Tal força será dada por $F_s(z,t)$ que pode ser expressada por:

$$F_S(z,t) = m(z)\psi(z)\ddot{X}(t) \tag{2.52}$$

Onde $\ddot{X}(t)$ é a aceleração efetiva (ou pseudoaceleração) dada por:

$$\ddot{X}(t) = \omega^2 X(t) \tag{2.53}$$

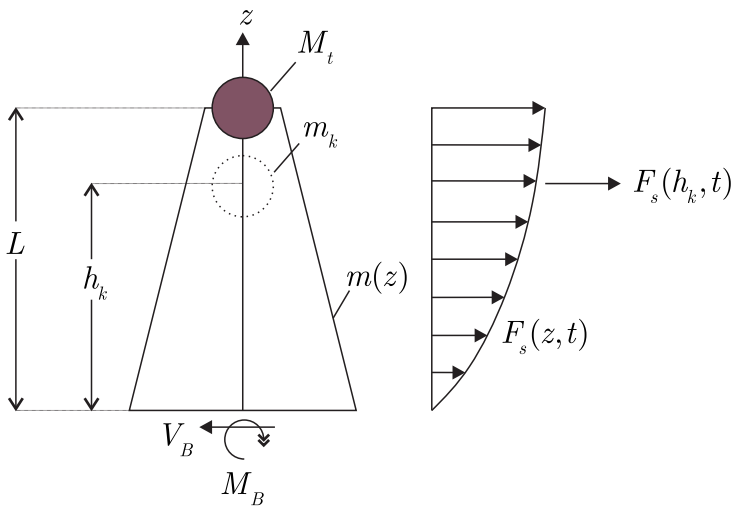
Substituindo $X(t)$ dada da eq.(2.49) na (2.53), a eq.(2.52) pode ser reescrita como:

$$F_S(z,t) = m(z)\psi(z)\frac{\Gamma^*}{m^*}\omega R(t) \tag{2.54}$$

E no caso de uma massa pontual no topo do nosso modelo, temos:

$$F_S\left(h_k,t\right) = \left(m_k\left[\psi\left(h_k\right)\right]\right)\frac{\Gamma^*}{m^*}\omega R(t) = \underbrace{M_t\psi(L)\frac{\Gamma^*}{m^*}\omega R(t)}_{\text{força pontual devido a nacelle}} \tag{2.55}$$

Figura 9 – Força efetiva causada pelo terremoto em coordenadas generalizadas.



Fonte: O Autor, 2019.

O último termo da eq.(2.55) refere-se a situação específica do atual modelo considerado (massa no topo). O cortante na base $V_b(t)$ que representa o esforço total na base é dado por:

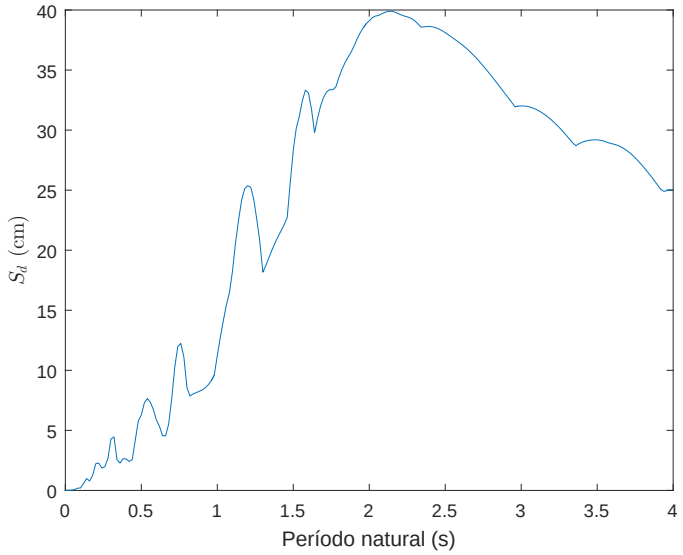
$$\begin{aligned} V_B(t) &= \int_0^L F_S(z,t)dz + \sum_k F_S\left(h_k,t\right) \\ &= \frac{\Gamma^*}{m^*}\omega R(t)\left\{\int_0^L m(z)\psi(z)dz + \sum_k m_k\left[\psi\left(h_k\right)\right]\right\} \\ &= \frac{\left(\Gamma^*\right)^2}{m^*}\omega R(t) = \omega^2\Gamma^* X(t) \end{aligned} \tag{2.56}$$

De forma similar, o momento $M_b(t)$ é dado por:

$$\begin{aligned} M_B(t) &= \int_0^L F_S(z,t)zdz + \sum_k F_S\left(h_k,t\right)h_k \\ &= \frac{\Gamma^*}{m^*}\omega R(t)\left[\int_0^L m(z)\psi(z)zdz + \sum_k m_k\left[\psi\left(h_k\right)\right]h_k\right] \\ &= \omega^2 X(t)\left[\int_0^L m(z)\psi(z)zdz + \sum_k m_k\left[\psi\left(h_k\right)\right]h_k\right] \\ &= \omega^2 X(t)\left[\int_0^L m(z)\psi(z)zdz + M_t\left[\psi\left(L\right)\right]L\right] \end{aligned} \tag{2.57}$$

As eqs.(2.56) e (2.57) foram apresentadas de forma geral inicialmente, e ao final foram especificadas com uma única massa pontual (2.55). Para a solução dos esforços é necessário obter o histórico de deslocamento $X(t)$ da eq.(2.44). Uma abordagem de solução completa é

Figura 10 – Espectro de resposta do deslocamento para o sismo Loma Prieta ($\zeta = 0,01$)



Fonte: O Autor, 2019.

mostrado mais adiante na seção 2.5, uma alternativa mais simples é utilizar espectros de resposta que são representações (gráficas ou analíticas), sem consideração de sinal, de valores de pico de respostas de osciladores simples com diferentes períodos e amortecimentos. Em análise sísmica são utilizados os espectros de deslocamento, de velocidade e de aceleração, devidos à aceleração da base. O deslocamento relativo espectral recebe a seguinte notação:

$$\mathrm{S_d}\left(T_\mathrm{n}, \xi\right) = v_\mathrm{max} \tag{2.58}$$

Onde T_n é o n-ésimo período natural e v_{max} o deslocamento máximo da estrutura. Além disso:

$$\mathrm{S_a}\left(T_\mathrm{n}, \xi\right) = \omega_\mathrm{n}^2 \mathrm{S_d}\left(T_\mathrm{n}, \xi\right) = \omega_\mathrm{n} \mathrm{S_v}\left(T_\mathrm{n}, \xi\right) \tag{2.59}$$

Sendo $\mathrm{S_a}$ e $\mathrm{S_v}$ a pseudoaceleração espectral e pseudovelocidade relativa espectral respectivamente. A representação gráfica do deslocamento relativo espectral versus período natural ou frequência natural, para um dado amortecimento, é denominada espectro de resposta do deslocamento (relativo). No caso do sismo, por exemplo, Loma Prieta, esse espectro é ilustrado na Figura 10, com razão de amortecimento 0,01.

O valor máximo de $R(t)$ é dado por R_{max}. Cuja relação com $\mathrm{S_d}$ é:

$$\mathrm{S_d} = \frac{R_{max}}{\omega} \tag{2.60}$$

Assim, usando a (2.51), é possível estabelecer uma fórmula para o deslocamento máximo ao longo da torre:

$$\upsilon_{\max}(z) = \frac{\psi(z)\Gamma^*}{m^*\omega} R_{max} = \frac{\psi(z)\Gamma^*}{m^*} \mathrm{S_d} \tag{2.61}$$

Usando a eq.(2.49) nas eqs.(2.56) e (2.57) e lembrando das relações entre os espectros (eq.2.59), chega-se aos valores máximos do cortante e do momento na base:

$$(V_B)_{\max} = \frac{\omega \left(\Gamma^*\right)^2}{m^*} R_{max} = \frac{\left(\Gamma^*\right)^2}{m^*} \mathrm{S_a} \tag{2.62}$$

$$(M_B)_{\max} = \frac{\Gamma^*}{m^*} \mathrm{S_a} \left[\int_0^L m(z)\psi(z) z dz + \ M_t \psi\left(L\right) L \right] \tag{2.63}$$

2.4 Avaliação de autovalores e autovetores em modos longitudinais com método da colocação

No caso do movimento na direção z da estrutura, representaremos o deslocamento longitudinal $u(z,t)$ em função da função de forma $e(z)$ e do deslocamento axial no topo da estrutura $U(t)$:

$$u(z,t) = e(z)U(t) \tag{2.64}$$

A Figura 11a ilustra o sismo na direção axial da estrutura e suas componentes necessárias para o cálculo da resposta sísmica. Aqui também será usado o método da colocação para a obtenção da deformada $e(z)$. Um modelo matemático é proposto para a Figura 11b.

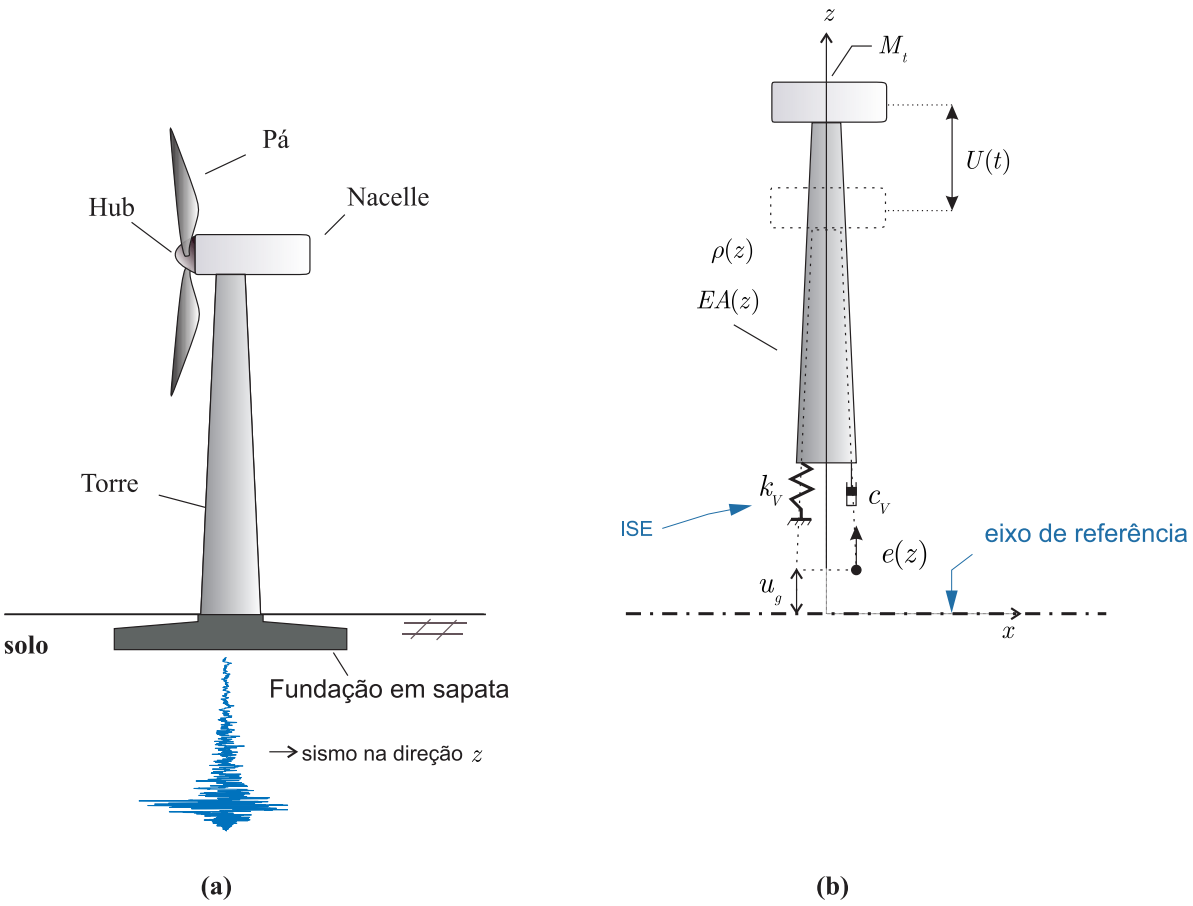
Com a consideração de vibrações livres axialmente, com frequência $\tilde{\omega}$, em um eixo de seção transversal variável constituído por um material elástico e homogêneo:

$$m(z)\tilde{\omega}^2 e(z) + \frac{d}{dz}\left(EA(z)\frac{de(z)}{dz} \right) = 0 \tag{2.65}$$

Desenvolvendo a eq.(2.65) com a regra do produto:

$$m(z)\tilde{\omega}^2 e(z) + E\left(\frac{dA(z)}{dz}\frac{de(z)}{dz} + A(z)\frac{d^2e(z)}{dz^2} \right) = 0 \tag{2.66}$$

Figura 11 – Estrutura real do aerogerador *onshore* submetido a um sismo vertical em (a) e modelo do aerogerador tratado apenas com um grau de liberdade em coordenadas generalizadas em (b).



Fonte: O Autor, 2019.

Em uma notação mais compacta:

$$m\tilde{\omega}^2 e + E\left(A^{(1)}e^{(1)} + Ae^{(2)}\right) = 0 \tag{2.67}$$

Um modelo simplificado é adotado para a interação da base da torre com o solo, que é representado por meio de uma constante elástica vertical k_v. As condições de contorno são definidas por:

$$\begin{aligned} EAe^{(1)} &= k_v e \quad \text{em } x = 0 \\ EAe^{(1)} &= \tilde{\omega}^2 M_t e \quad \text{em } x = L \end{aligned} \tag{2.68}$$

O procedimento segue o mesmo padrão da solução proposta para o problema de flexão. Ou seja: aproximação da deformada por meio de séries de Taylor desenvolvidas em $x = 0$.

Assim:

$$e(z) \approx \hat{e}(z) = \left\{ \begin{array}{ccccccc} 1 & x & x^2 & x^3 & \dots & x^N \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{ccccc} \tilde{c}_1 & \tilde{c}_2 & \tilde{c}_3 & \tilde{c}_4 & .. \end{array} \right\}^T = \mathbf{P}\tilde{\mathbf{C}} \tag{2.69}$$

Substituindo a eq.(2.69) na eq.(2.67):

$$\left(EA^{(1)}\mathbf{P}^{(1)} + EA\mathbf{P}^{(2)} + m\tilde{\omega}^2\mathbf{P}\right)\tilde{\mathbf{C}} = 0 \tag{2.70}$$

Seguindo a mesma lógica do problema de flexão:

$$\left[\begin{array}{c} \tilde{\mathbf{B}} \\ \tilde{\mathbf{T}}_1 \\ \tilde{\mathbf{T}}_2 \end{array} \right] \tilde{\mathbf{C}} = \mathbf{0} \quad ; \quad \tilde{\mathbf{S}}\tilde{\mathbf{C}} = \mathbf{0} \tag{2.71}$$

Onde as linhas da submatriz $\tilde{\mathbf{B}}$ são definidas de acordo com a eq.(2.69). Os vetores 2ª e 3ª linhas são relacionadas a condições de contorno. A solução não trivial da eq.(2.71) é $|\tilde{\mathbf{S}}|$, onde seu i-ésimo autovalor representa a i-ésima frequência natural $\tilde{\omega}_i$ do sistema correspondente. O problema apresenta duas condições de contorno, desta forma $N-1$ é o total de pontos de colocação necessários. Assim:

Algoritmos para construção da submatriz $\tilde{\mathbf{B}}$ é mostrado abaixo:

Algoritmo 3 - montagem de $\tilde{\mathbf{B}}$

```
#  Definir o grau de aproximação polinomial
#  Computar coordenadas, massa e área (e suas derivadas) nos pontos de colocação da torre
1: for i = 1 to N − 1
2:    for j = 1 to N + 1
3:       b̃_ij = EA(j − 1)(j − 2)z_i^(j−3) + mω̃²z_i^(j−1)
4:    end for
5: end for
```

As condições de contorno definem a 2ª e 3ª linha do sistema de equações em (2.71). Assim, substituindo a equação (2.69) na equação (2.68):

$$\begin{array}{l} \left(EA\mathbf{P}^{(1)} - k_v\mathbf{P}\right)\tilde{\mathbf{C}} = 0 \quad \text{em } x = 0 \\ \left(EA\mathbf{P}^{(1)} - \tilde{\omega}^2 M_t\mathbf{P}\right)\tilde{\mathbf{C}} = 0 \quad \text{em } x = L \end{array} \tag{2.72}$$

Dois novos vetores surgem com a consideração das equações de contorno:

$$\begin{array}{l} \tilde{\mathbf{T}}_\mathbf{1} = \left(\tilde{t}_{1_{ij}}\right) \\ \tilde{\mathbf{T}}_\mathbf{2} = \left(\tilde{t}_{2ij}\right) \end{array} \tag{2.73}$$

Neste caso $\tilde{\mathbf{T}}_\mathbf{1}$ assume a forma abaixo:

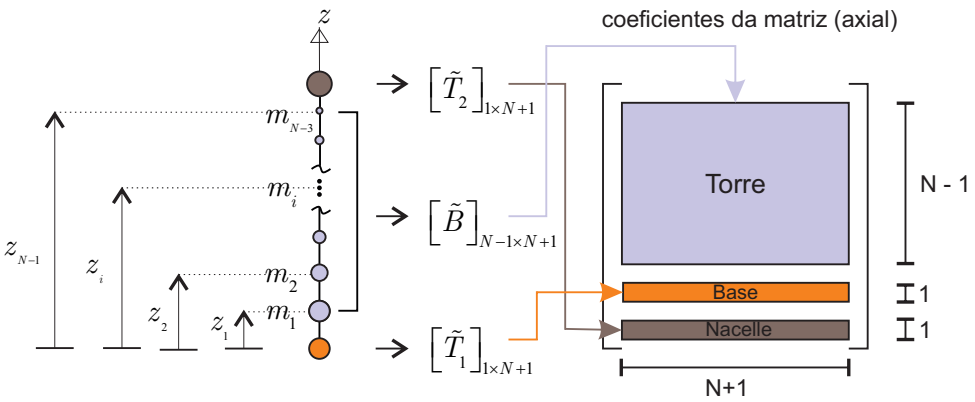
$$\tilde{\mathbf{T}}_\mathbf{1} = \begin{bmatrix} -k_v & EA & \mathbf{0} \end{bmatrix} \tag{2.74}$$

Já o vetor da terceira linha de (2.71) requer um algoritmo para construção de seus termos:

Algoritmo 4 - montagem de $\tilde{\mathbf{T}}_\mathbf{2}$
for $j = 1$ **to** $N + 1$
$\quad \tilde{t}_{2_{2j}} = EA_{x=L}(j-1)L^{j-2} - M_t\tilde{\omega}^2 L^{j-1}$
end for

Todo o procedimento da montagem da matriz é ilustrado na Figura 12. Neste caso a matriz dos coeficientes é menor quando comparada ao caso de flexão.

Figura 12 – Ilustração de montagem da matriz por método da colocação (axial)



Fonte: O Autor, 2019.

Do mesmo modo como no caso na flexão, a superposição é feita por:

$$u = e_1U_1 + e_2U_2 + ... + e_iU_i + ... + e_nU_n \tag{2.75}$$

A solução dos valores de U_i será detalhada na próxima seção.

2.5 Parâmetros generalizados para vibrações longitudinais (axiais)

O trabalho virtual interno desenvolvido na estrutura será:

$$\delta W_I(t) = \int_0^L N(z,t)\delta u'(z)dz \tag{2.76}$$

Com $N(z,t)$ sendo o esforço normal ao longo da estrutura e δu refere-se a deformação virtual axial. A hipótese adotada na eq.(2.31) não é a mesma para o caso axial, então a principio não iremos considerar o amortecimento interno do sistema. Assim o esforço normal ao longo da estrutura é dado por:

$$N(z,t) = EA(z)u'(z,t) \tag{2.77}$$

Substituindo a eq.(2.77) na eq.(2.76), temos:

$$\delta W_I = \int_0^L EA(z)[u'(z,t)]\delta u'(z,t)dz \tag{2.78}$$

Considerando as expressões:

$$\begin{aligned} u'(z,t) &= e'(z)U(t) \\ \delta u'(z,t) &= e'(z)\delta U(t) \end{aligned} \tag{2.79}$$

E substituindo a eq.(2.79) na eq.(2.78), chegamos a expressão final para o trabalho interno:

$$\delta W_I = [\int_0^L EA(z){e'}^2(z)U(t)]\,\delta U \tag{2.80}$$

O trabalho externo será análogo ao procedimento aplicado na análise em flexão, atenção deve ser dada a troca das variáveis: $X(t) \to U(t)$, $v(z) \to u(z)$, $\psi(z) \to e(z)$, $\ddot{v}_g \to \ddot{u}_g$. Notar também que $Q = 0$, assim:

$$\delta W_E = \Bigg[-\ddot{U}(t)\int_0^L m(z)e(z)^2dz - \ddot{U}(t)M_t e_L - \ddot{u}_g(t)\int_0^L m(z)e(z)dz] \tag{2.81}$$

Aplica-se a eq.(2.80) e eq.(2.81) na eq.(2.26) e chegamos a equação do movimento no caso do grau de liberdade axial:

$$\tilde{m}^*\ddot{U}(t) + \tilde{c}^*\dot{U}(t) + \tilde{k}^*U(t) = \tilde{p}^*_{eff}(t) \tag{2.82}$$

Onde:

$$\tilde{m}^* = \int_0^L m(z)e(z)^2dz + M_t e_L^2 = \text{ massa generalizada no mov. axial} \tag{2.83a}$$

$$\tilde{k}^* = \int_0^L EA(z)e'(z)^2dz = \text{ rigidez ao mov. axial generalizada} \tag{2.83b}$$

$$\tilde{p}^*_{eff} = -\ddot{u}_g(t)\int_0^L m(z)e(z)dz = \text{ carga efetiva geneneralizada no mov. axial} \tag{2.83c}$$

Notar que o valor do amortecimento generalizado $\tilde{c}^*$ não foi desenvolvido, porém, conhecendo o valor do fator de amortecimento ζ , a frequência natural $\tilde{\omega}$ e a massa generalizada $\tilde{m}^*$ pode-se encontrar seu valor a partir da eq.(2.47). Não sendo necessário seu desenvolvimento por trabalhos virtuais.

Analogamente ao caso de flexão, podemos introduzir os parâmetros da relação solo-estrutura na eq.(2.83):

$$\tilde{m}^* = \int_0^L m(z)e(z)^2dz + M_t e_L^2 \tag{2.84a}$$

$$\tilde{c}^* = 2\zeta m^*\tilde{\omega} + c_v e_o^2 \tag{2.84b}$$

$$\tilde{k}^* = \int_0^L EA(z)e'(z)^2dz + k_v e_o^2 \tag{2.84c}$$

$$\tilde{p}^*_{eff} = -\ddot{u}_g(t)\int_0^L m(z)e(z)dz \tag{2.84d}$$

Onde e_o é o valor da função de forma na base do modelo e e_L no topo. Notar que $e(z)$ deve seguir as mesmas regras de $\psi(z)$. Também é possível encontrar o esforço normal N_b na base do aerogerador devido a sismicidade vertical, a eq.(2.56) utilizada para o cortante apenas depende basicamente da frequência natural, fator de reposta do terremoto e o deslocamento no topo da turbina, tais parâmetros podem ser aplicáveis ao modelo vertical em questão. Assim temos:

$$N_b = \tilde{\omega}^2\tilde{\Gamma}^*U(t) \tag{2.85}$$

Com $\tilde{\Gamma}^*$ sendo o fator de reposta do terremoto na direção z:

$$\tilde{\Gamma}^* = \int_0^L m(z)e(z)dz \tag{2.86}$$

2.6 Integração direta da equação de movimento

As eqs.(2.44) e (2.82) podem ser resolvidas por vários métodos de integração numérica. Tais métodos são divididos em dois segmentos: métodos explícitos (condicionalmente estáveis) e métodos implícitos (incondicionalmente estáveis). Os explícitos possuem a desvantagem de que se o incremento empregado Δt exceder a certa fração do menor período de vibração, deslocamentos e velocidades computados crescem sem limite. Por outro lado, os implícitos não possuem este problema, ocorrendo apenas a preocupação com a acurácia através do ajustamento passo de tempo Δt. O método da aceleração média é um exemplo deste ultimo caso e foi empregado na solução do histórico de tempo.

A suposição do método consiste no fato de que dentro de um pequeno incremento de tempo Δt, a aceleração é o valor médio da aceleração do intervalo entre $\ddot{x}_i$ e $\ddot{x}_{i+1}$, como ilustrado na Figura 13. Assim, a aceleração em τ entre o tempo t_i e t_{i+1} é expressa como:

$$\ddot{x}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{x}_i + \ddot{x}_{i+1}) \tag{2.87}$$

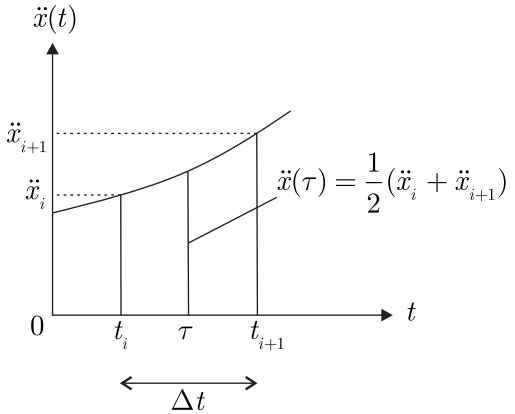
Integrando a eq.(2.87) duas vezes seguida:

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + (\frac{\Delta t}{2})(\ddot{x}_i + \ddot{x}_{i+1}) \tag{2.88}$$

E

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t \dot{x}_i + \frac{(\Delta t)^2}{4}(\ddot{x}_i + \ddot{x}_{i+1}) \tag{2.89}$$

Figura 13 – Integração numérica usando o método da aceleração média.



Fonte: O Autor, 2019.

Para solucionar o deslocamento, velocidade e aceleração no tempo t_{i+1} podemos considerar a equação do movimento em termos desta variável, assim:

$$m\ddot{x}_{i+1} + c\dot{x}_{i+1} + kx_{i+1} \doteq F_{i+1} \tag{2.90}$$

Então, resolvendo para x_{i+1}:

$$x_{i+1} \doteq \frac{-m\ddot{x}_{i+1} - c\dot{x}_{i+1} + F_{i+1}}{k} \tag{2.91}$$

Isolando $\ddot{x}_{i+1}$ da eq.(2.89):

$$\ddot{x}_{i+1} = \frac{4}{(\Delta t)^2}\left(x_{i+1} - x_i\right) - \frac{2x_i}{\Delta t} - x_i \tag{2.92}$$

Finalmente substituindo as eqs.(2.88) e (2.92) na (2.91), x_{i+1} pode ser solucionado:

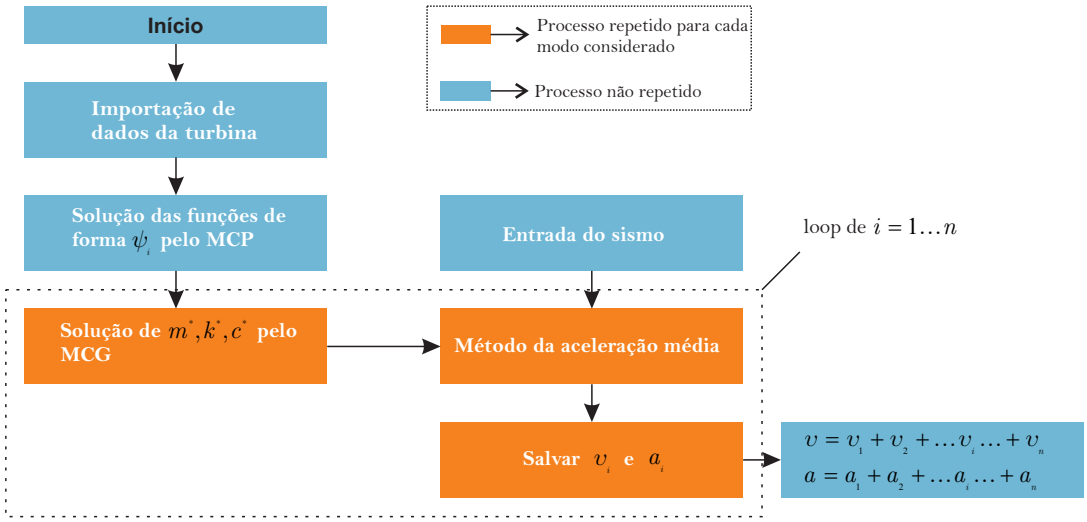
$$\begin{aligned} x_{i+1} = &\left[\frac{1}{k + [4m/(\Delta t)^2] + (2c/\Delta t)}\right] \cdot \\ &\left[m\left(\frac{4x_i}{(\Delta t)^2} + \frac{4x_i}{\Delta t} + x_i\right) + c\left(\frac{2x_i}{\Delta t} + x_i\right) + F_{i+1}\right] \end{aligned} \tag{2.93}$$

Depois do passo futuro x_{i+1} ser determinado da eq.(2.93), extraem-se os valores da velocidade e aceleração das eqs.(2.88) e (2.92) respectivamente. O procedimento, assim, deve ser repetido para cada interação. Na análise sísmica o valor de F será o resultado do lado direito da eq.(2.36) ou eq.(2.82).

2.7 Resumo da solução analítica acoplada método da colocação-MCG

Um resumo para solução por flexão é mostrado no fluxograma da Figura 14. As duas diferentes colorações denotam a repetição ou não dos procedimentos para o movimento de flexão ou axial. Notar que n corresponde ao número de modos usados. O procedimento é o mesmo para o caso longitudinal, sendo a função de forma dada por e e o deslocamento u.

Figura 14 – Fluxograma até a solução dos deslocamentos e acelerações via acoplamento método da colocação-MCG



Fonte: O Autor, 2019.

3 MODELO NUMÉRICO

Todas as subseções contidas neste capítulo se referem ao modelo numérico modelado em elementos finitos.

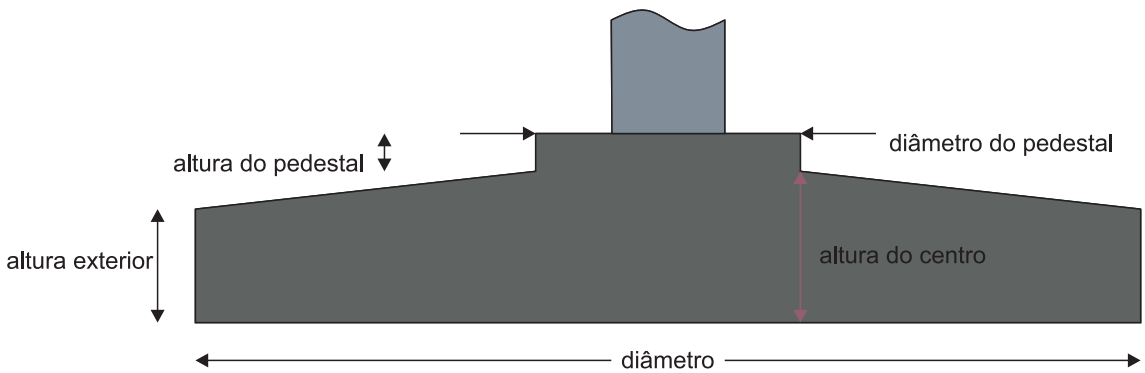
3.1 Modelando o solo e a fundação

Pesquisas anteriores mostraram que este tipo de estrutura alta e delgada pode ser propenso a efeitos significativos de interação solo-estrutura, especialmente em solos com ondas de velocidade cisalhalhante de aproximadamente 750 m/s (LUCO, 1986). Zhao e Maisser (2006) conduziram simulações numéricas sobre os efeitos da ISC sobre as características dinâmicas torres de turbinas eólicas, usando molas lineares para abranger qualquer flexibilidade presente no solo. Concluiu-se que os efeitos da ISE são particularmente importantes na análise de estruturas de turbinas eólicas localizadas em solos com baixa rigidez, motivação adicional para incluir ISE neste estudo. Molas e amortecedores são frequentemente a abordagem preferida, mas podem ocorrer erros na resposta na ressonância do sistema (GHAFFAR-ZADEH; CHAPEL, 1983).

A fundação em sapata quando indicada, constitue o tipo mais barato e fácil de se construir. Se o solo tiver capacidade de carga suficiente, a sapata é a primeira escolha de projeto. Tais fundações são geralmente retangular, circular ou octogonal e feita de concreto armado ou aço. A resistência ao tombamento geralmente vem de uma combinação de peso da fundação e do solo de aterro na parte superior da sapata . A Figura 15 mostra uma fundação em sapata circular e a Tabela 1 as dimensões da sapata (AUSTIN; JERATH, 2017), junto as características do concreto usado. A escolha das propriedades do concreto da fundação baseou-se no estudo de Alonso e Dueñas (2014), onde um concreto C30/37 é usado no estudo específico de fundações em torres eólicas.

O acoplamento entre a torre e a sapata foi feito por meio da função chamada MPC

Figura 15 – Fundação em sapata e pedestal



Fonte: O Autor, 2019.

Tabela 1 – Dimensões e dados do concreto da fundação escolhida para a turbina NREL.

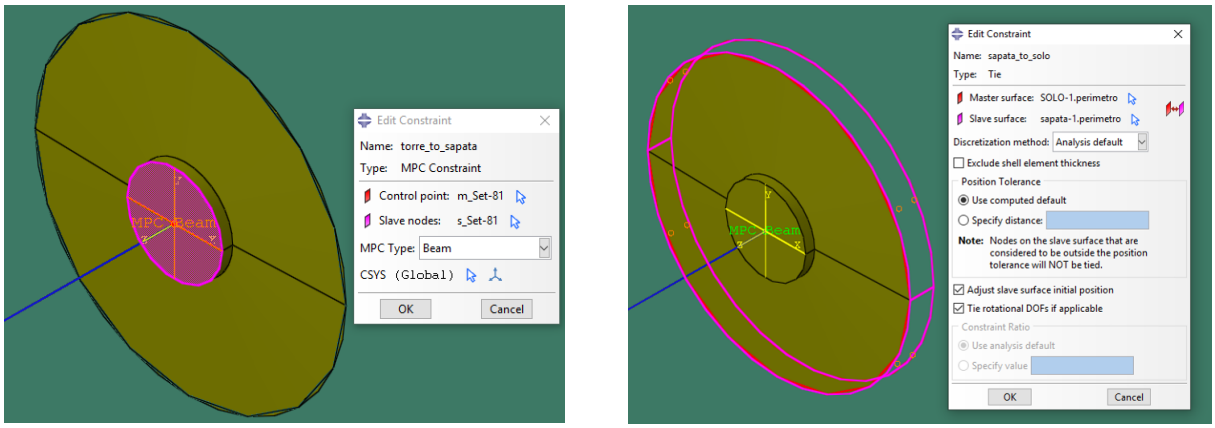
Parte	**Dimensão**
Altura do pedestal	1,012 m
Diâmetro do pedestal	9,256 m
Altura do centro	3,032 m
Altura do exterior	2,692 m
Diâmetro da fundação	30,304 m
Dados do concreto	**Valor**
Classificação	C30/37
Módulo de elasticidade (E_s)	32 GPa
Densidade (ρ_s)	2500 Kg/m^2
Coeficiente de Poisson (ν)	0,2

Fonte: AUSTIN, 2017.

(*General multi-point constraints*) que permite que restrições sejam impostas entre diferentes graus de liberdade do modelo (16)a. O tipo específico de MPC usado foi o *BEAM* que fornece uma viga rígida entre dois nós para restringir o deslocamento e rotação no primeiro nó ao deslocamento e rotação no segundo nó, correspondendo à presença uma viga rígida entre os dois nós. Para a interação sapata-solo utilizou-se um elemento de amarração chamado *TIE* ((16)b) que é próprio para união de dois corpos distintos, assim, sapata e solo podem não ter conexão entre suas malhas, permitindo transições rápidas em densidade de malha dentro do modelo.

Figura 16 – Detalhe do acoplamento torre-fundação e fundação-solo

(a) (b)

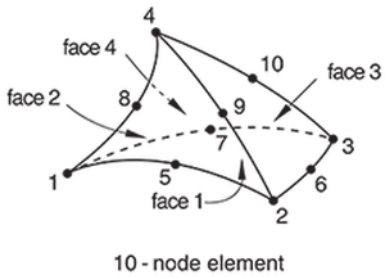


Fonte: O Autor, 2019.

Neste trabalho, o aço contido na fundação não foi modelado, tal configuração com armadura apresentaria um problema característico de não-linearidade. O modelo da fundação e do solo em elementos finitos foi feito com elementos sólidos C3D10: (elemento tetraédrico de 10 nós), elemento encontrado em (ABAQUS,). O elemento C3D10 é um elemento quadrático de propósito geral, com 4 pontos de integração. Os pontos de integração são mostrados na

Figura 17.

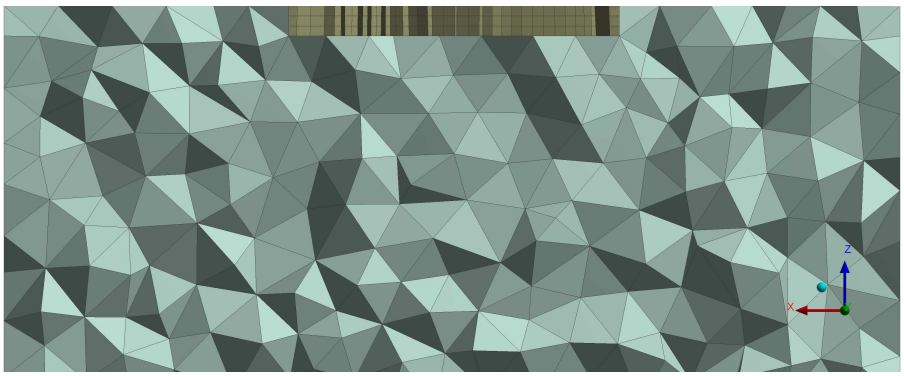
Figura 17 – Elemento tetraédrico de 10 nós (C3D10)



Fonte: ABAQUS, 2014.

O detalhe das malhas na ISE pode ser visto na Figura 18.

Figura 18 – Detalhe da malha na fundação com o solo explícito.



Fonte: O Autor, 2019

Recomendações são feitas, segundo a *AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS* (ENGINEERS, 2014), que a colocação dos limites laterais do solo devem estar a uma distância de 5R da borda da fundação e o limite inferior a 6R abaixo da fundação. Na fundação escolhida com $R \simeq 15m$ as dimensões são 90m por 90m no plano e profundidade de 90m. O modelo completo pode ser vistos na Figura 19. A fim de encontrar os valores de V_s e V_p, temos as seguintes fórmulas:

$$G = \frac{E_s}{2(1+\nu)} \tag{3.1}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}} \tag{3.2}$$

$$V_p = V_s\sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \tag{3.3}$$

$V_{s/p}$ é a onda de cisalhamento ou a onda de pressão (dependendo do interesse em questão). Neste trabalho foram adotados 2 tipos de solo. Um com características semelhantes a uma rocha alterada em arenito (GONZÁLEZ; LI,) e outro solo de areia medianamente compacta (ABNT, 2006). Os dois tipos são mostrados na Tabela 2:

Tabela 2 – Características dos solos usados

Tipo de solo	V_s [m/s]	$\rho_s[Kg/m^2]$	ν	E_s [GPa]
Rocha	700	2500	0,35	3,3075
Areia compacta	300	1900	0,3	0,4446

Fonte: O Autor, 2019.

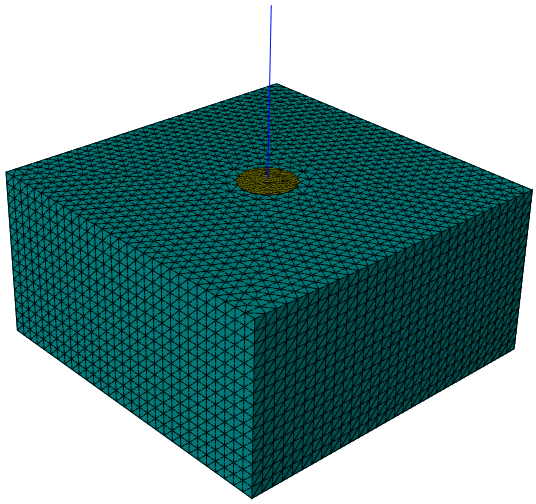
De acordo com as propriedades do solo escolhida é possível estabelecer um tamanho de elemento recomendado para a discretização, de acordo com Hughes (2012):

$$\lambda = \frac{V_{s/p}}{\omega} \tag{3.4}$$

$$L_e = \frac{\lambda}{10}[m] \tag{3.5}$$

Onde ω é uma alta frequência que depende do terremoto de entrada. De acordo com a característica geral dos terremotos, uma frequência alta de interesse é dada por $\omega = 15Hz$ (CHOPRA, 1995).

Figura 19 – Modelo da torre com a ISE em dois solos distintos



Fonte: O Autor, 2019.

3.2 Definição dos elementos infinitos em meio sólido (ABAQUS)

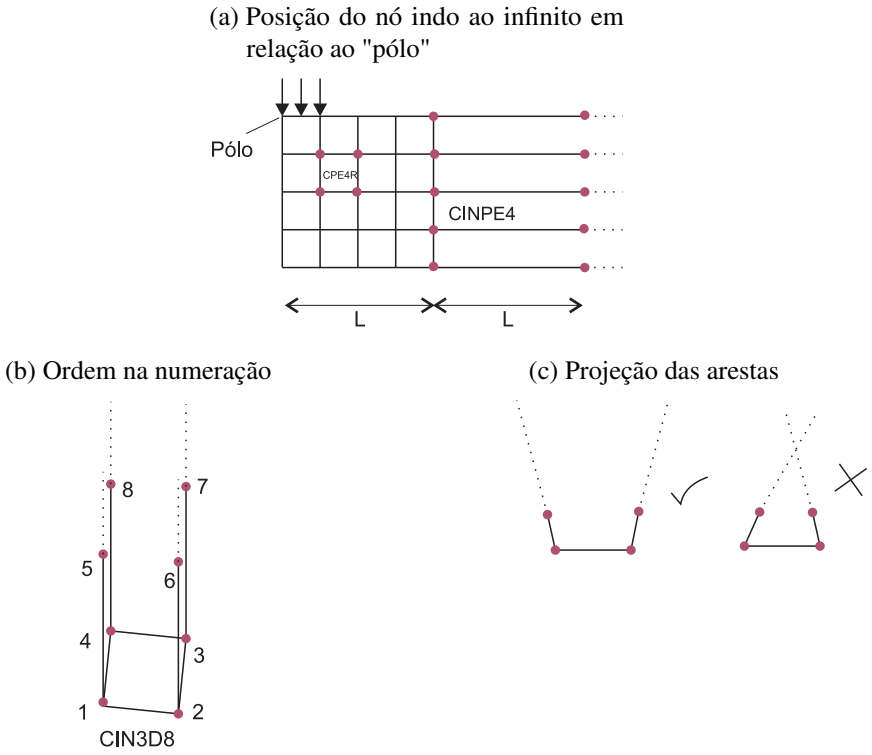
Na análise de resposta dinâmica implícita de integração direta, elementos infinitos fornecem limites “silenciosos” (ou *quiet boundary*) para o modelo de elemento finito através do efeito de uma matriz de amortecimento; a matriz de rigidez do elemento é suprimida. Os elementos não fornecem qualquer contribuição para os modos próprios do sistema. Os elementos mantêm a força estática que estava presente no início da análise da resposta dinâmica neste limite; Como conseqüência, os nós de campo distante nos elementos infinitos não deslocarão durante a resposta dinâmica (ABAQUS,).

Durante as etapas dinâmicas, os elementos infinitos introduzem trações adicionais normais e de cisalhamento no limite do elemento finito que são proporcionais aos componentes normal e de cisalhamento da velocidade do limite. Essas constantes de amortecimento de contorno são escolhidas para minimizar a reflexão da energia dilatacional e da onda de cisalhamento de volta para a malha de elementos finitos. Esta formulação não fornece transmissão perfeita de energia para fora da malha, exceto no caso de ondas do corpo plano colidindo ortogonalmente no limite em um meio isotrópico. No entanto, geralmente fornece modelagem aceitável para a maioria dos casos práticos.

O ABAQUS () contém uma biblioteca relativamente vasta de elementos infinitos, o usuário deve observar três informações no momento de modela-los:

a) Exceto por procedimentos explícitos, a base da formulação dos elementos é que a solução em um campo distante ao longo de cada elemento que se estende até o infinito é centralizada em torno de uma origem, chamada de "pólo". A carga aplicada ao limite de um meio espaço tem seu polo no ponto de aplicação da carga. É importante escolher a posição dos

Figura 20 – Observações na implementação do elemento infinito



Fonte: Modificado de Abaqus Analysis User's Manual, 2011.

nós na direção infinita apropriadamente em relação ao pólo. O segundo nó ao longo de cada aresta apontando na direção infinita deve ser posicionado de forma que fique duas vezes mais longe do polo em relação ao nó na mesma aresta no limite entre o elemento finito e infinito. Um exemplo é mostrado na Figura 20a com o elemento 2D CINPE4;

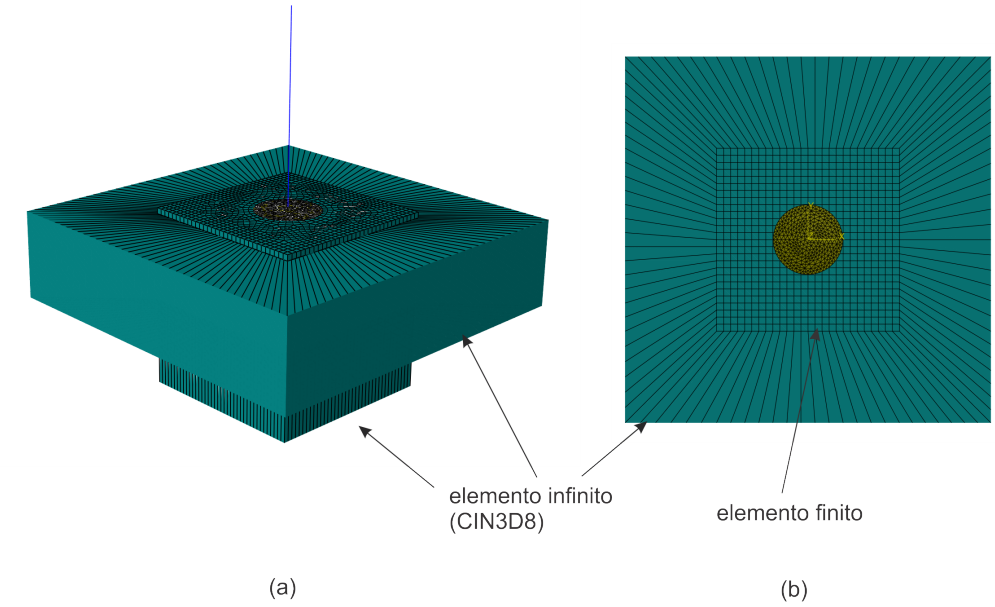
b) A numeração de nós para os elementos infinitos deve ser definida de forma que a primeira face seja a face conectada à parte de elementos finitos da malha. Portanto, ao ser criada ao que se chama de conectividade do elemento infinito, o usuário deve ter em mente que os últimos nós da conectividade (ou última face) são pertencentes a face que tende ao infinito. Um exemplo pode ser visto na Figura 20b, os últimos nós (5, 6, 7 e 8) vão ao infinito;

c) As arestas que vão ao infinito deve ser de tal modo, que as suas projeções indo ao infinito não se cruzem, ver Figura 20c.

Neste trabalho, optou-se pelo elemento CIN3D8 (Figura 20b), que significa um elemento continuo (CIN), tridimensional (3D) e linear de 8 nós. O elemento é introduzido nas faces do solo da Figura 21a. Uma visão da face superior é possível ver na Figura 21b. Neste trabalho considerou-se que o limite inferior do solo é colocado dentro de um espaço uniforme (NIELSEN, 2014), portanto, não ocorre a fixação da base. De forma que o CIN3D8 é colocado também na base do modelo.

A eficiência de absorção dos elementos infinitos depende da geometria do domínio.

Figura 21 – Modelo com bordas do solo indo ao infinito em (a) e em (b) o detalhe da malha do solo com o elemento infinito



Fonte: O Autor, 2019.

Geralmente eles devem estar localizados em um campo distante e orientado perpendicularmente à onda incidente do campo. Embora um melhor desenvolvimento desse método tenha sido introduzido em Lysmer e Kuhlemeyer (1969), modificando a expressão da relação de energia, os resultados ainda estão estritamente relacionados ao ângulo de incidência da onda propagação. Além disso, um pequeno componente refletido pode ainda existir devido a tal absorção não perfeita, exigindo um modelo maior para obter uma melhor precisão (LYSMER; KUHLEMEYER, 1969). Mais informações sobre o resídio da onda refletida pode ser vista com clareza no exemplo de uma viga com extremidade infinita no apêndice A.

No ABAQUS, a fim de minimizar as reflexões de onda a partir do limite de domínios de elementos finitos, as ondas incidentes são absorvidas no limite por muitos amortecedores viscosos (*dashpots*) infinitesimais que são orientados normal e tangencial em relação ao limite. Esses são projetado para absorver ondas planas, consideradas independentemente das três direções, definindo amortecedores equivalentes distribuídos o limite. Estes podem ser definidos em termos de coordenadas de carga (normais - n_x, n_y e tangencial - t):

$$\begin{cases} \sigma_{n_x n_x} = -d_p \dot{u}_{n_x} \\ \sigma_{n_y n_y} = -d_s \dot{u}_{n_y} \\ \sigma_{n_x t} = -d_s \dot{u}_t \end{cases} \tag{3.6}$$

Onde $\sigma_{n_x n_x}$ etc. são as tensões, $\dot{u}_{n_x}$ etc. são as velocidades, e d_p e d_s são:

$$\begin{cases} d_p = \rho_s V_p \\ d_s = \rho_s V_s \end{cases} \tag{3.7}$$

Uma alternativa adicional aos elementos infintos é o uso de pequenas viscosidades nas bordas do solo, tal método introduzido por Lysmer e Kuhlemeyer (1969). O ABAQUS possui essa opção de contorno artificial, onde o próprio usuário define os *dashpots*. Porém, a proposta inicial do método também possui dificuldades ao se deparar com ondas não perpendiculares de incidência no contorno. Melhorias no seu comportamento vêm sendo feitas, como bem mostra o trabalho de Kim (2014). Mas a implementação dos elementos infinitos ainda possui a vantagem da não calibração de parâmetros relacionados ao amortecimento aliado a resultados razoavelmente precisos.

3.3 Parâmetros de amortecimento

No intuito de introduzir um amortecimento geral para cada material do modelo na análise dinâmica de integração direta. O Abaqus fornece o amortecimento "Rayleigh" para este propósito. Ele fornece uma abstração conveniente para amortecer o comportamento de faixa de freqüência mais baixa (dependente da massa) e superior (dependente da rigidez). Para definir o amortecimento Rayleigh, dois fatores de amortecimento Rayleigh são especificados: para amortecimento proporcional em massa α e para amortecimento proporcional de rigidez β. Em geral, o amortecimento é uma propriedade de material especificada como parte da definição do material. A matriz **C** de amortecimento é dada por:

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \tag{3.8}$$

Onde **M** é a matriz de massa e **K** a matriz de rigidez. Para um dado fator de amortecimento crítico ξ_n, tal variável pode ser representada em termos de α e β:

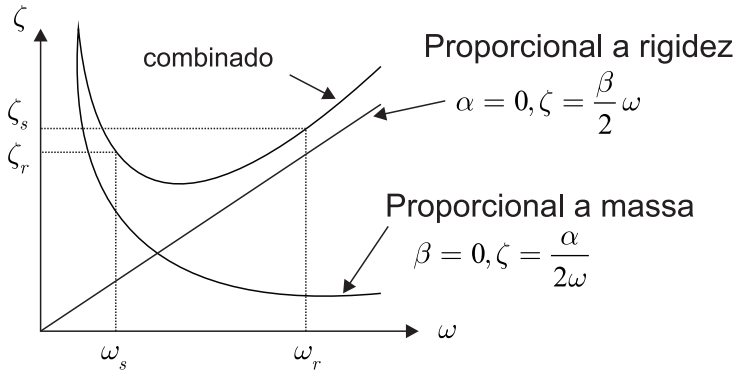
$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \tag{3.9}$$

Os dois fatores α e β podem ser especificados pela solução de um par de equações simultâneas se as razões de amortecimento ζ_r e ζ_s associadas com duas frequências (modos) específicas ω_r e ω_s são conhecidas, isso é evidenciado na Figura 22. Reescrevendo a eq. (3.9):

$$\alpha = \frac{2\omega_r\omega_s(\omega_r\zeta_s - \omega_s\zeta_r)}{\omega_r^2 - \omega_s^2} \tag{3.10}$$

$$\beta = \frac{2(\omega_r \zeta_r - \omega_s \zeta_s)}{\omega_r^2 - \omega_s^2} \tag{3.11}$$

Figura 22 – Relação entre razão fator de amortecimento e frequência



Fonte: Clough e Penzien, 2003.

Como informações detalhadas da razão de amortecimento com a frequência raramente estão disponíveis, normalmente se assume que a mesma razão de amortecimento se aplica a ambas frequências de controle (ζ_r=ζ_s=ζ), neste caso temos:

$$\alpha = \frac{2\omega_r \omega_s \zeta}{\omega_r + \omega_s} \tag{3.12}$$

$$\beta = \frac{2\zeta}{\omega_r + \omega_s} \tag{3.13}$$

Dado uma razão de amortecimento constante, normalmente toma-se ω_r e ω_s como as frequências correspondentes ao primeiro modo e ao último dos modos superiores que contribuem de forma significativa para a resposta.

Como explicado na revisão literária no capítulo 1, a ASCE,AWEA (2011) recomenda que os espectros de projeto sísmico para as turbinas devem basear-se num fator de amortecimento igual a 1%, considera-se também que os espectros de projeto para turbinas operacionais devem basear-se num total de amortecimento igual a 5%, isso para se ter em conta o amortecimento aerodinâmico. Tendo em vista o pior cenário, não operacional, adotou-se para todos os estudos deste trabalho um fator de amortecimento estrutural de 1% em todas as direções de movimento da turbina. No trabalho de Valamanesh e Myers (2014) essa estimativa é considerada razoável para resposta sísmica na condição parada em todas as direções.

Sienkiewicz e Wilczyński (1993) afirmam que os efeitos do amortecimento do material e a da radiação no solo podem causar efeitos semelhantes na magnitude da resposta sísmica. Para o solo deste trabalhou considerou-se um amortecimento de 2%.

4 ESTUDO DE CASOS

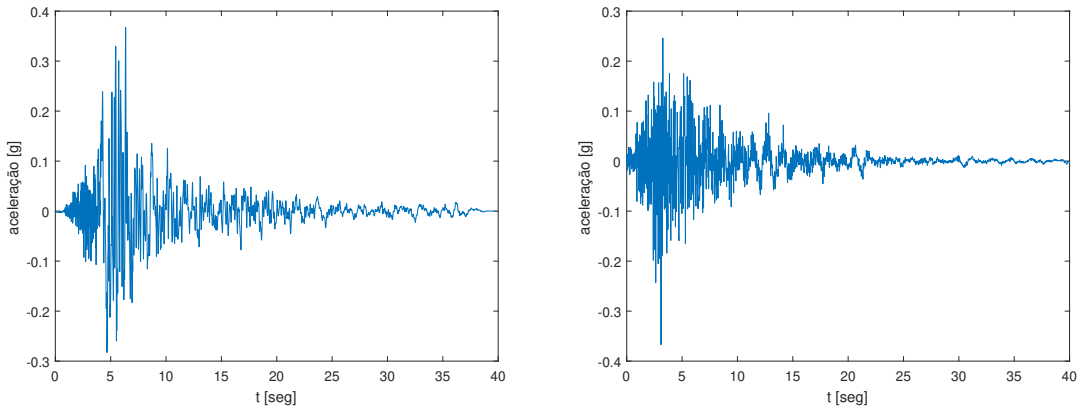
Neste capítulo destaca-se primeiramente o sismo de campo usado nesta pesquisa (item 4.1). Antes da exposição das repostas sísmicas é feito um estudo da reposta modal para o NREL (item 4.2). Já as duas ultimas seções 4.3 e 4.4 se referem efetivamente ao estudo da reposta sísmica de todos os modelos construídos nesta pesquisa.

4.1 Resumos dos modelos e sismos de entrada

O sismo escolhido na análise transitória foi o terremoto Loma Prieta que atingiu os Estados Unidos em 18 de outubro de 1989. A estação de gravação é a 090 CDMG STATION 47381, a Figura 23 mostra o acelelograma em duas direções diferentes de PGA=0,37g.

Figura 23 – Acelelogramas

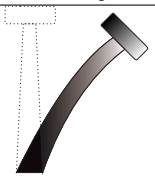
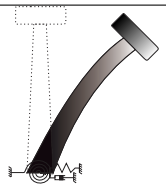
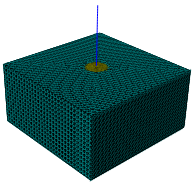
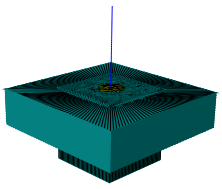
(a) sismo na direção x. (b) sismo na direção z.



Fonte: *Strong-motion virtual data center*, 1989.

Os modelos foram divididos em numéricos (N) e analíticos (A). Os modelos A1, Ã1 e N1 se referem a base fixa. Já com a consideração da ISE denominaremos de A2, Ã2 e N2. Com a introdução de elementos infinitos nas bordas, o modelo N2 terá o nome de N2-inf. Um resumo dos modelos é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 – Nomenclatura dos modelos numéricos e analíticos

Descrição	**Nomenclatura**	**Ilustração**
Modelo analítico com movimento lateral na base fixa	A1	
Modelo analítico com movimento longitudinal na base fixa	Ã1	
Modelo analítico em movimento lateral com ISE	A2	
Modelo analítico em movimento longitudinal com ISE	Ã2	
Modelo numérico na base fixa	N1	
Modelo numérico com ISE (sem efeito de dissipação)	N2	
Modelo numérico com ISE e efeito de dissipação	N2-inf	

Fonte: O Autor, 2019.

Para todos os resultados de resposta sísmica horizontal foram considerados a superposição da resposta de três modos para os modelos analíticos (A1 e A2) via método da aceleração média. Já na resposta vertical dois modos de superposição foram usados na análise analítica (Ã1 e Ã2). Nos modelos numéricos (N1, N2 e N2-inf) foram usados o método de integração direta presente no pacote Abaqus/*Standard*.

4.2 Análise modal no aerogerador NREL 5 MW

Reconhecendo que as turbinas eólicas são informações confidenciais mantido pelos fabricantes, a National Renewable Energy Laboratory (NREL) desenvolveu uma turbina eólica de referência numérica de 5 MW, conforme em Jonkman et al. (2009). Este modelo serve como base para pesquisa e desenvolvimento no domínio das turbinas eólicas. Alguns dados para a turbina NREL 5MW são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Propriedades da turbina eólica de 5MW

Propriedades	**Valores**
Energia avaliada	5MW
RPM em operação	12,1 RPM
Diâmetro do rotor	126 m
Altura da torre	87,3 m
Diâmetro da seção inferior da torre	6 m
Diâmetro da seção superior da torre	3,87m
Diâmetro do *hub*	3m
Espessura da parede da torre	27 - 19 mm
Altura do rotor do *hub*	90 m
Massa da torre	347460 Kg
Massa da *nacelle*	240000 Kg
Massa do *hub*	56780 Kg
Massa de uma pá	17740 Kg
Massa do rotor (com *hub*)	110000 Kg
Massa total da turbina	697460 Kg
Momento de inércia paralelo o eixo do rotor	$4,37 \cdot 10^7$ Kgm^2
Momento de inércia em torno do eixo lateral da *nacelle*	$2,35 \cdot 10^7$ Kgm^2
Momento de inércia em torno do eixo vertical da *nacelle*	$2,54 \cdot 10^7$ Kgm^2

Fonte: Jonkman, 2009.

Cabe ressaltar que os valores modais encontrados pela literatura são obtidos com um aumento de 30% no valor da espessura ao longo da torre, a fim de fortalece-la. A densidade da torre é dada por $8500Kg/m^3$, esse aumento acima do valor típico dos aços de $7850kg/m^3$ é dado para considerar tintas, parafusos, soldas e flanges que não são contabilizados nos dados de espessura da torre (JONKMAN et al., 2009). Para este trabalho optou-se por um modelo numérico simplificado do aerogerador usando elemento de barras do ABAQUS (B33 - cúbico de 2 nós) para modelar a torre. Uma massa pontual e as inércias rotacionais são colocadas na ponta do modelo representando, assim, o conjunto *nacelle*-rotor. Um modelo mais completo com elementos de casca e sólido pode ser visto no apêndice B. A escolha do modelo de barra como modelo principal se deu por dois motivos principais: no modelo completo ocorre uma complexidade associada ao valor da inércia rotacional no topo, já que há uma imprecisão na geometria do RNA, considerando que as dimensões da *nacelle* e do *hub* são um tanto quanto incertas. No modelo em barra este problema é eliminado, já que as inércias rotacionais passam a

ser dados de entrada do problema (Tabela 4). O segundo aspecto é que o cálculo das tensões fogem ao escopo deste trabalho, tornando desnecessário um modelo com elementos de sólidos e cascas.

Modelou-se a torre com dez seções diferentes a fim de representar, de forma aproximada, a variação da seção ao longo da torre. A massa na ponta é dada pela soma da massa do rotor e da *nacelle*, o que equivale a 350000 Kg (vide Tabela 4). A matriz de massa consistente é usada no modelo N1, tal variável é importante na precisão dos modos superiores, visto que uma abordagem de massa concentrada é menos precisa em tais modos.

O efeito de um sismo em uma estrutura depende do conteúdo de frequência do acelerograma sísmico e de propriedades da estrutura, como distribuições de rigidez e de massa, assim com de sua ductilidade. Uma estrutura mais rígida do que outra não significa necessariamente que tenha melhor comportamento sísmico. Isso porque, mesmo que o terremoto não tenha alta intensidade, a frequência fundamental da estrutura pode está próximo da banda de frequência de excitação de maior intensidade do sismo.

A Tabela 5 mostra todos os valores modais encontrados na base fixa, onde aparece Massa.eft significa a parcela de massa modal relativa que determinado modo exerce em determinada direção. Assim, por exemplo, o segundo modo do modelo N1 possui 11,245% da massa efetiva modal da direção x (frente-trás).

Tabela 5 – Resposta modal para o NREL na base fixa

			Trabalho atual				
Tipo de movimento	**G. Bir and J. Jonkman**	**ADAMS**	**Modelo A1 ou Ã1 (Hz)**	Dif. relativa (Bir-A1)	**Modelo N1 (Hz)**	Dif. relativa (Bir-N1)	Massa eft. (N1)
1ºLado-Lado	0,329	0.319	0,329 (0,328)	0,000%	0,329	0,000%	71,304%
1ºFrente-trás	0,332	0.322	0,332 (0,331)	0,000%	0,332	0,000%	72,828%
2ºLado-Lado	1,880	1.882	1,876 (1,880)	0,213%	1,872	0,426%	10,960%
2ºFrente-trás	2,243	2.239	2,279 (2,284)	1,605%	2,276	1,471%	11,245%
3ºLado-Lado	4,653	4.724	4,634 (4,639)	0,408%	4,623	0,645%	8,305%
3ºFrente-trás	4,986	5.183	5,056 (5,060)	1,404%	5,042	1,123%	6,669%
4ºLado-Lado	11,341	11.314	11,291 (11,298)	0,441%	11,272	0,608%	4,433%
4ºFrente-trás	11,459	11.459	11,439 (11,445)	0,175%	11,417	0,367%	4,286%
5ºLado-Lado	21,705	21.329	21,676 (21,683)	0,134%	21,644	0,281%	2,437%
5ºFrente-trás	21,762	21.442	21,747 (21,754)	0,069%	21,714	0,221%	2,417%
1ºVertical	8,131	7.937	7,927	2,509%	7,926	2,521%	86,903%
2ºVertical	30,211	30.118	30,114	0,321%	30,103	0,357%	13,098%

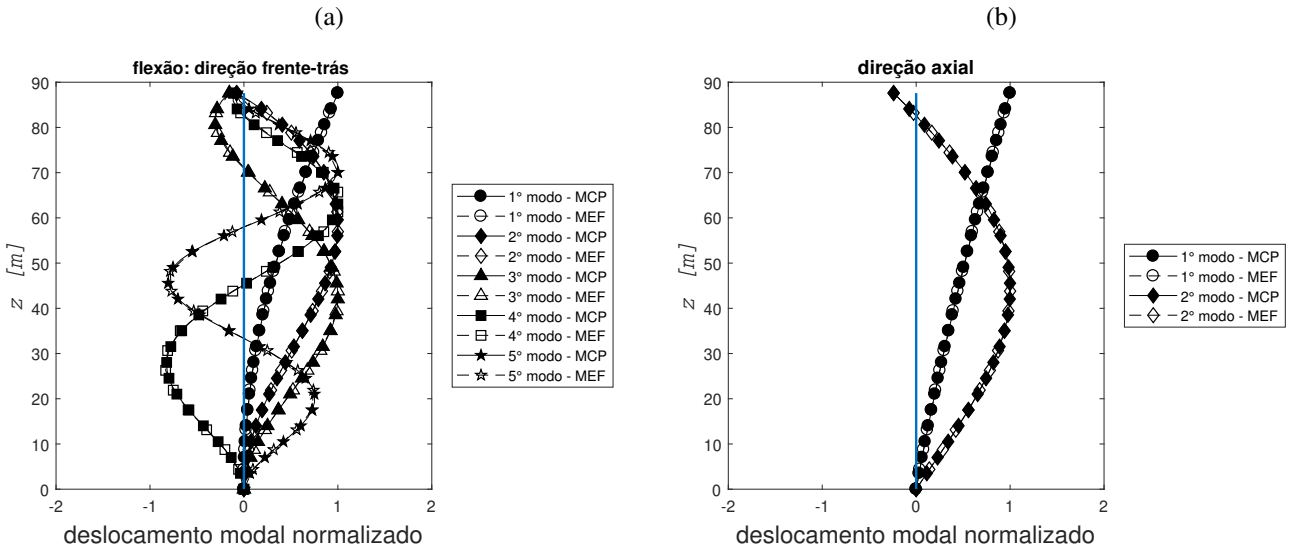
Fonte: O Autor, 2019.

Para validar os modelos propostos neste trabalho foi usado como referência o programa desenvolvido por Bir e Jonkman (2008) chamado Bmodes. O BModes usa uma sofisticada abordagem de elementos finitos em conjunto com uma linearização analítica. O código depende de um elemento de 15 graus de liberdade com três nós internos e dois nós de limite. Também uma referência adicional (ADAMS et al., 2011) está contida na Tabela 5. Segundo o próprio Bir e Jonkman (2008), os resultados dos modos superiores no Bmodes são mais precisos que o de

ADAMS, por isso a diferença relativa presente na Tabela 5 tem como referência o Bmodes. Segue algumas conclusões da análise modal: i) Os resultados dos modelos A1 e N1 são satisfatórios para todos os modos analisados, sendo o erro máximo relativo verificado de aproximadamente 2,5%; ii) os três primeiros modos nos movimentos de flexão correspondem a aproximadamente 91% de toda massa efetiva total, o que os torna decisivo na precisão da resposta sísmica; iii) Considerando três casas decimais, a aproximação de dez elemento cúbicos no modelo N1 é suficiente para se obter um resultado rigorosamente igual ao da referência no primeiro modo de flexão; iv) O termo entre parênteses no modelo A1 se refere a consideração da carga Q exercida na torre, não há influência significativa da carga axial devido ao RNA no cálculo das cinco primeiras frequências naturais de flexão.

As deformadas dos modos do método da colocação e do MEF são mostradas na Figura 24, os resultados são essencialmente idênticos para os modos analisados na flexão e axialmente.

Figura 24 – Deformada modal do aerogerador NREL



Fonte: O Autor, 2019.

Para a ISE duas configurações de solos diferentes foram analisadas: $V_s = 700m/s$ e $300m/s$. Aqui desta-se duas informações: i) a Tabela 6 estabelece os valores modais para essas três velocidades distintas de onda, porém, para o modelo N2, apenas o efeito de rigidez do solo foi considerado na Tabela 6. Esta consideração foi feita a fim de perceber a precisão do modelo A2, onde o efeito causado pela massa do solo não é considerado; ii) No modelo A2 os valores modais foram obtidos pela correção dos parâmetros do solo obtidos no capítulo 2.3, a fim de se obter uma precisão maior em relação ao modelo N2. Tal correção é feita por tentativa e erro com a variação do parâmetro k_{rt}, de modo que o primeiro modo de vibração em ambos os modelos sejam iguais.

Como esperado, a medida que a rigidez (ou velocidade de onda) diminui, os valores

modais decrescem. Os respectivos modos de flexão para o modelo N2 estão presentes na Fig.25.

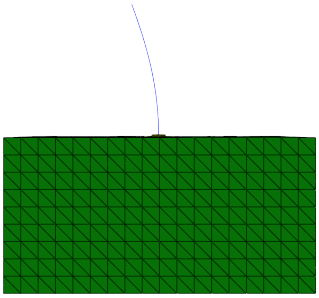
Tabela 6 – Três primeiros modos de flexão em diferentes configurações de solo

V_s	**700 m/s**		**300 m/s**	
Modelos	Modelo N2 (Hz)	Modelo A2 (Hz)	Modelo N2 (Hz)	Modelo A2 (Hz)
1°modo	0,3310	0,3310	0,3281	0,3281
2°modo	2,2659	2,2715	2,2449	2,2507
3°modo	5,0091	5,0068	4,9421	4,9719

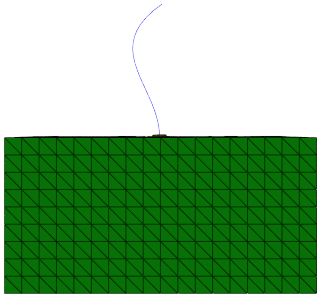
Fonte: O Autor, 2019.

Figura 25 – Três primeiros modos de flexão da barra com a ISE

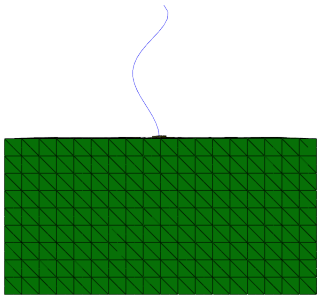
(a) 1°modo de flexão



(b) 2°modo de flexão



(c) 3°modo de flexão



Fonte: O Autor, 2019.

A Tabela 7 mostra os valores modais para o caso axial, novamente, os resultados para o modelo N2 apenas consideram o efeito de rigidez do solo e da sapata. Para o modelo Ã2, diferentemente do caso de sismo horizontal, os parâmetros do solo usados foram obtidos rigorosamente pelas fórmulas propostas no capítulo 2.3.

Tabela 7 – Dois primeiros modos axiais em diferentes configurações de solo

V_s	**700 m/s**		**300 m/s**	
Modelos	Modelo N2	Modelo Ã2	Modelo N2	Modelo Ã2
1°modo (Hz)	7,8382	7,838	7,4664	7,577
2°modo (Hz)	29,3840	29,3819	26,6100	27,3795

Fonte: O Autor, 2019.

4.3 Resultados para sismo horizontal (direção frente-trás)

Um estudo inicial recomendado é a análise do aerogerador na base fixa a fim de verificar a consistência dos modelos A1 e N1. Assim o item 4.3.1 apresenta os resultados para a condição de contorno na base fixa. Já o item 4.3.2 refere-se a um modelo mais completo com a presença da ISE.

4.3.1 Base fixa

O sismo da Fig. 23a é aplicado nas turbinas de base fixa. A Tabela 8 mostra os resultados máximos de deslocamento relativo (direção x), cortante (direção x) e momento fletor (direção y) da turbina. As estratégias por espectro de resposta e pelo método da aceleração média são usadas no modelo A1. Notar que a resposta espectral calculada foi feita pela contribuição de apenas um modo. A diferença relativa informada remete a média dos erros relativos de cada passo de tempo entre o modelos A1 (aceleração média) e N1. Como esperado, devido a semelhança nos modos (seção 4.2), os deslocamentos são essencialmente idênticos. O modelo A1-Q se refere a adição da carga do RNA no modelo A1, a sua consideração não é significativa como pode ser visto. O cortante e o momento fornecem erros relativos médios de até aproximadamente 5%.

Tabela 8 – Resposta símica máxima

	Deslocamento relativo (cm)	Cortante (MN)	Momento (MNm)
Localização da estrutura	$z = L$	$z = 0$	$z = 0$
Modelo A1 (resposta espectral)	34,458	0,654	53,735
Modelo A1-Q (aceleração média)	34,363	0,842	59,563
Modelo A1 (aceleração média)	34,472	0,844	59,393
Modelo N1	34,667	0,979	59,879
Diferença percentual média	0,134%	4,475%	5,304%

Fonte: O Autor, 2019.

As Figs.26a-b mostram o histórico de tempo do topo da estrutura. Na Fig.26a os modelos estão quase em perfeita concordância. Já na Fig.26b, o erro relativo dos picos de aceleração em ambos os modelos é de aproximandamente 20%, apesar disso, ambos os históricos tentem ter o mesmo aspecto. O momento fletor na base (Fig.26c) possui históricos muito semelhantes. Os esforços cortantes (Fig.26d) na base possuem uma divergência de 16 % em relação aos alcances máximos.

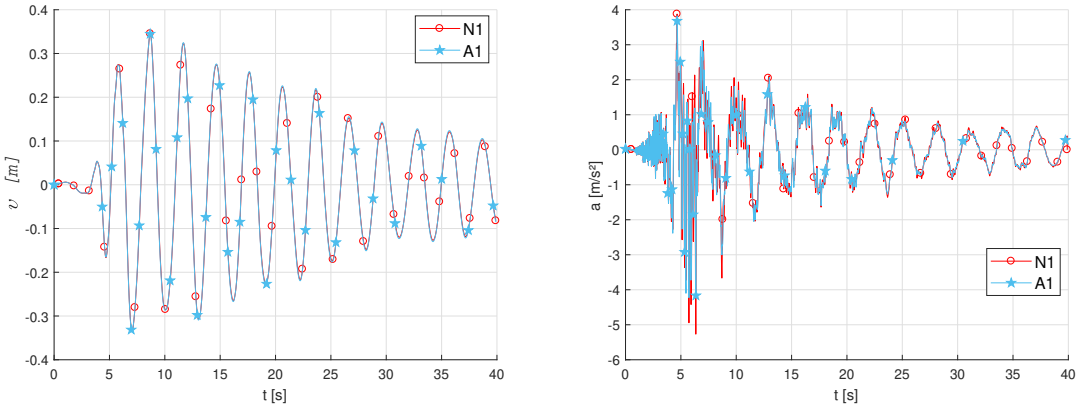
4.3.2 Interação solo-estrutura

Introduzindo a densidade do solo e da sapata no modelo numérico, as Figs.27-29 mostram o histórico de deslocamento e aceleração nas três configurações distintas de solo. Algumas conclusões surgem com:

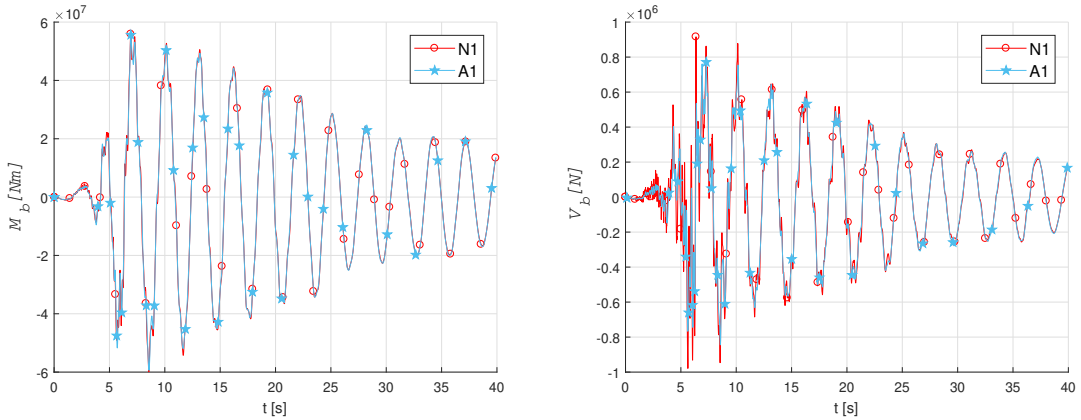
1. A consideração do modelo com efeito de dissipação de ondas ($N2 - inf$), quando comparado ao modelo de borda truncado (N2), diminui os deslocamentos e acelerações para

Figura 26 – Deslocamento,aceleração, momento fletor e cortante no Histórico de tempo na base fixa.

(a) z=L (b) z=L



(c) z=0 (d) z=0



Fonte: O Autor, 2019.

todos os casos. Seu impacto se torna ainda mais evidente na aceleração do sistema. Analisando o topo da torre e considerando η_v e η_a os valores da amplificação média para os deslocamentos e acelerações respectivamente (média do aumento percentual do modelo $N2$ em relação ao $N2 - inf$), assim temos: i) $V_s = 700$m/s - $\eta_v = 39\%$ e $\eta_a = 6\%$; ii) $V_s = 300$m/s - $\eta_v = 71\%$ e $eta_a = 90\%$. Os resultados mostram que a medida que o solo vai se tornando menos rígido o efeito de absorção parece ter maior influência. Um pós processamento em um dado instante de tempo é mostrado na Figura 31 para um dos casos, pela visualização verifica-se o efeito de dissipação de energia das ondas pelo amortecimento causado pelo elemento infinito.

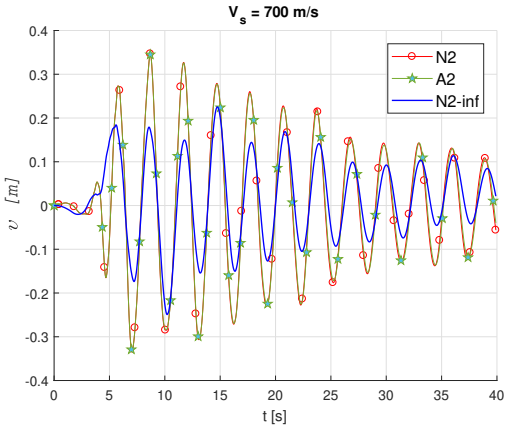
2. O modelo $A2$ é relativamente satisfatório para $V_s = 700m/s$ (ver Figura 27a e Figura 27b) quando comparado ao modelo N2. Quando a rigidez do solo diminui ($V_s = 300m/s$), o modelo N2 fornece maiores valores de pico, isso fica evidente nos deslocamentos: Figs.27c e 27d e nas acelerações: Figs.29.

3. O efeito por vezes divergente entre os modelos N2 e A2 ocorre devido a presença da massa do solo e da sapata no modelo N2, essa conclusão fica clara através da Fig.28, onde

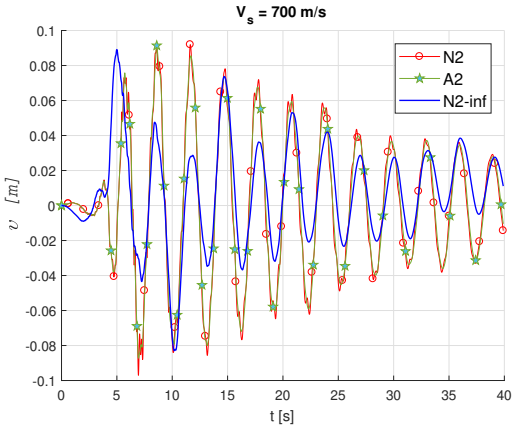
a massa do solo é retirada. Considerando $V_s = 300m/s$, as repostas sísmicas estão em boa concordância, isso é esperado, já que apenas o efeito de rigidez é considerado no modelo numérico. Portanto, o que se verifica é que a massa do solo pode ser decisiva na resposta sísmica. Em geral, nos movimentos em rocha, os afloramentos rochosos próximos às superfícies estão intimamente relacionados com aqueles em estratos subjacentes profundos. No entanto, os movimentos da terra no solo podem ser grandemente afetados por fenômenos de transmissão através do solo. Normalmente, quanto mais macio (ou argiloso) for solo onde as ondas do terremoto são propagadas, mais as ondas de alta freqüência são filtradas e maior é a amplificação dos movimentos das ondas que possuem freqüências correspondentes às freqüências da estrutura do estrato do solo. Em outas palavras, os modos do solo (ver Figura 30) podem contribuir de forma significativa na resposta sísmica da torre. Em Tedesco, McDougal e Ross (1999) fatores de modificações são sugeridos a fim de amplificar valores obtidos dos espectros de resposta.

Figura 27 – Histórico de tempo de deslocamento na direção x considerando a ISE

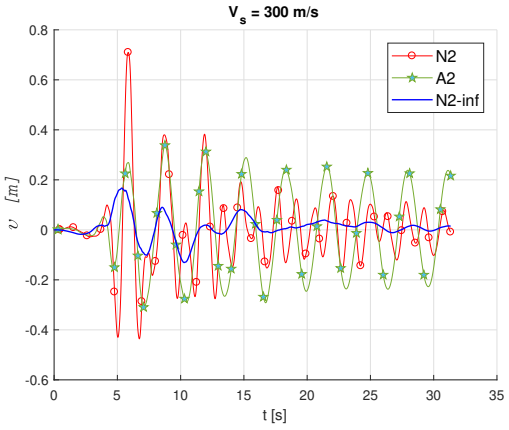
(a) z=L



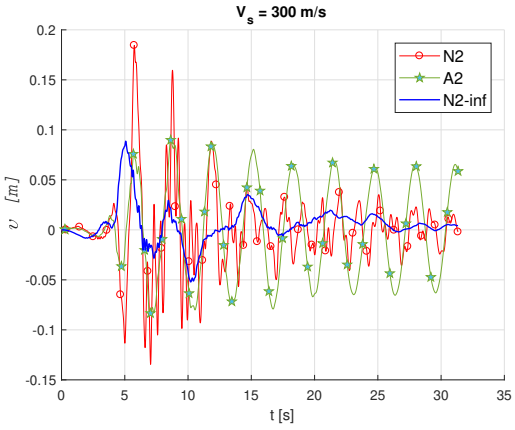
(b) z=L/2



(c) z=L



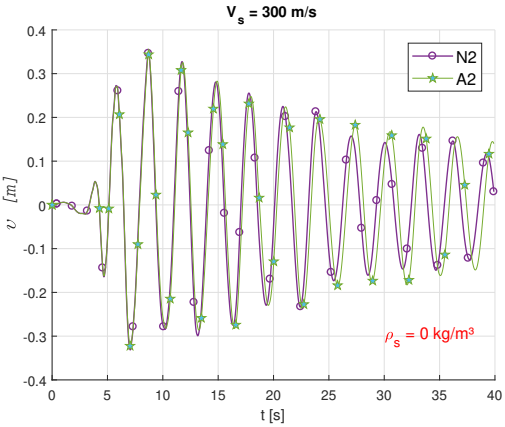
(d) z=L/2



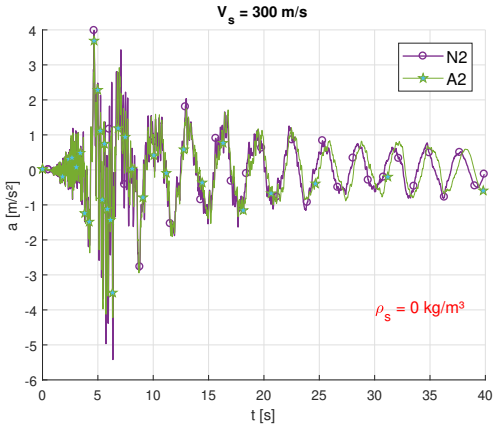
Fonte: O Autor, 2019.

Figura 28 – Histórico de tempo de deslocamento e aceleração na direção x considerando apenas o efeito de rigidez do solo

(a) z=L



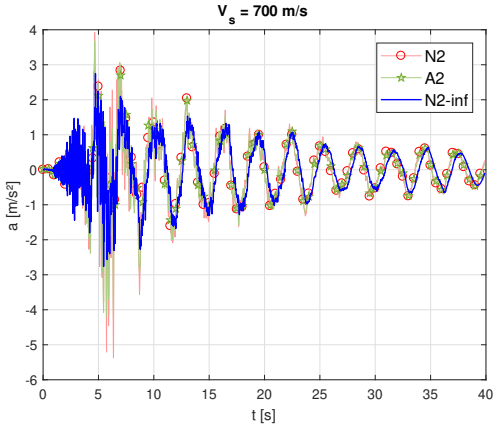
(b) z=L



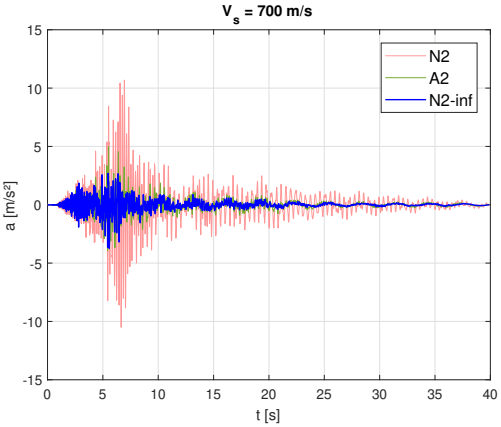
Fonte: O Autor, 2019.

Figura 29 – Histórico de tempo de aceleração considerando a ISE

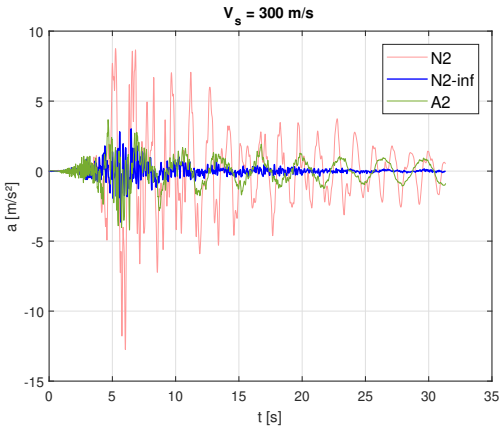
(a) z=L



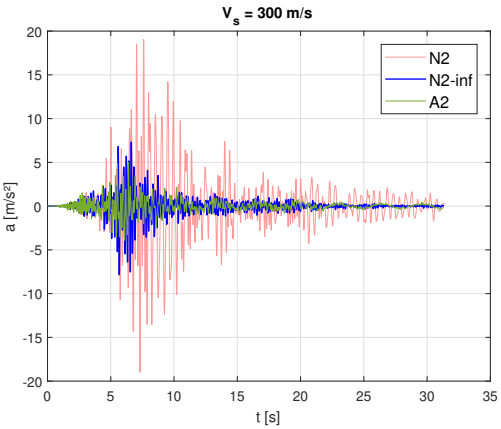
(b) z=L/2



(c) z=L

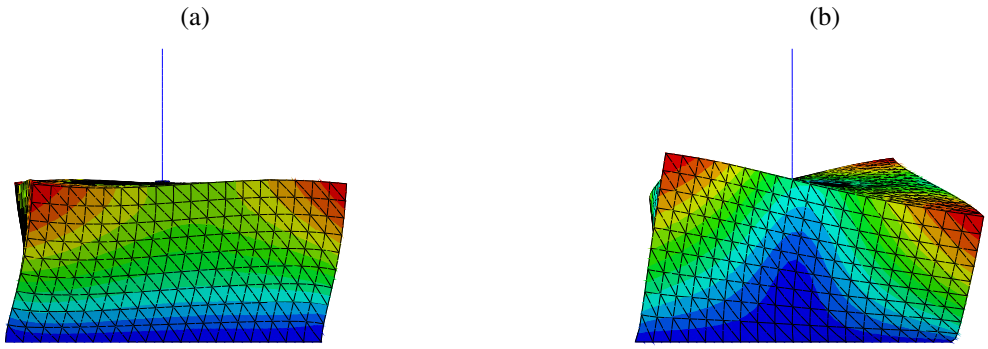


(d) z=L/2



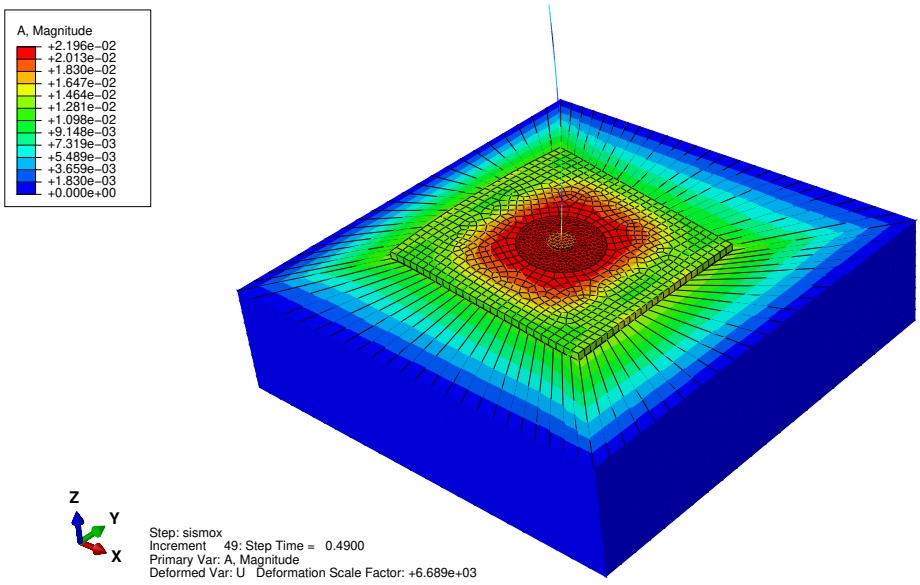
Fonte: O Autor, 2019.

Figura 30 – Exemplo de alguns modos do solo



Fonte: O Autor, 2019.

Figura 31 – Pós processamento das acelerações da direção x de todo o modelo em um dado instante de tempo



Fonte: O Autor, 2019.

4.4 Resultados para sismo de entrada vertical

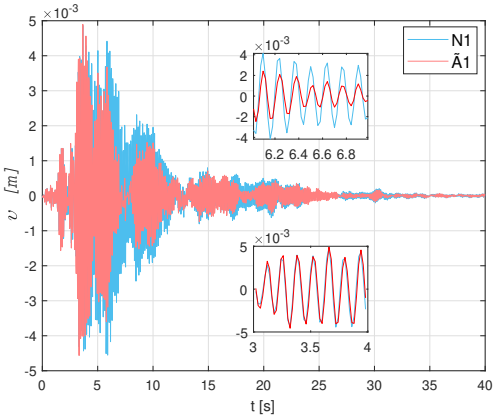
O item 4.4.1 apresenta os resultados para a condição de contorno na base fixa. Já o item 4.4.2 refere-se a um modelo mais completo com a presença da ISE em respostas verticais.

4.4.1 Base fixa

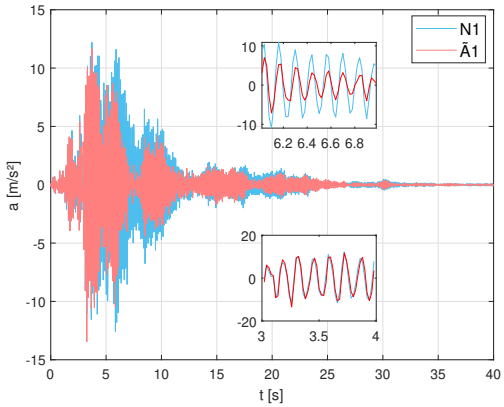
A fim de verificar os modelos, o sismo vertical da Fig.23b é aplicado nos modelos A1 e N1. Os picos de repostas são relativamente próximos, conforme mostrado na tabela 9.

Figura 32 – Deslocamento,aceleração e esforço normal no histórico de tempo com base fixa (ABAQUS)

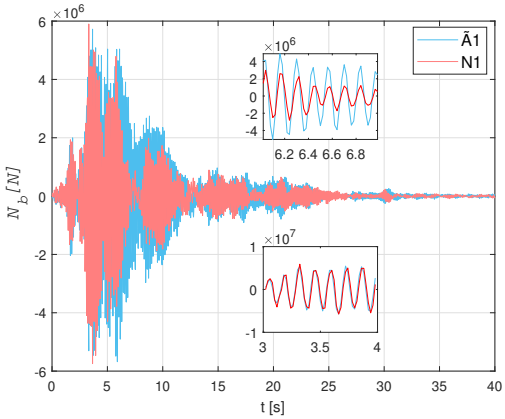
(a) z=L



(b) z=L



(c) z=0



Fonte: O Autor, 2019.

Os históricos de tempos iniciais se mostram em perfeita concordância, entretanto, o deslocamento e , consequentemente, a aceleração e o esforço normal não parecem seguir um mesmo padrão de histórico, como bem mostra a Fig.32.

Tabela 9 – Resposta símica máxima para sismo vertical na base fixa (ABAQUS)

	Deslocamento relativo (cm)	Aceleração (m/s^2)	Normal (MN)
Localização da estrutura	$z = L$	$z = L$	$z = 0$
Modelo A1 (resposta espectral)	0,428	9,394	8,471
Modelo A1 (aceleração média)	0,486	12,566	5,723
Modelo N1	0,490	13,464	5,900
Diferença percentual (pico)	0,616%	7,002%	3,039%

Fonte: O Autor, 2019.

Um novo modelo foi feito no *software* ANSYS () com o elemento BEAM188. O BEAM188 é adequado para analisar estruturas delgadas a moderadamente grossas. O elemento é baseado na teoria de barra de Timoshenko, que inclui efeitos de cisalhamento-deformação. Os

históricos mostrados nas Figs.33a e 33c são essencialmente idênticos. A aceleração possui uma maior discrepância entre os picos de repostas, porém, os históricos seguem uma melhor forma em relação a análise no ABAQUS, isso pode ser visto na Fig.33b. A Tabela 10 atualiza os novos valores obtidos com o BEAM188 no ANSYS. Dessa vez, a diferença relativa de pico e média é mostrada.

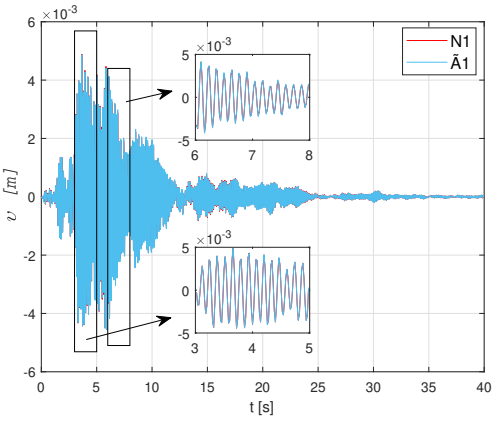
Tabela 10 – Resposta símica máxima para sismo vertical na base fixa (ANSYS)

	Deslocamento relativo (cm)	Aceleração (m/s^2)	Normal (MN)
Localização da estrutura	$z = L$	$z = 0$	$z = 0$
Modelo A1 (resposta espectral)	0,428	9,394	8,471
Modelo A1 (aceleração média)	0,486	12,566	5,723
Modelo N1	0,488	10,314	5,733
Diferença percentual (pico)	0,380%	17,921%	0,178%
Diferença percentual (média)	0,0920%	0,756%	2,816%

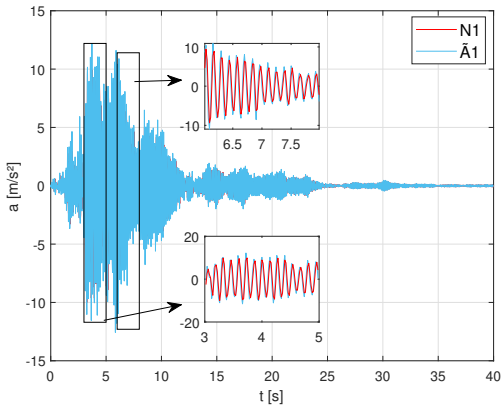
Fonte: O Autor, 2019.

Figura 33 – Deslocamento,aceleração e esforço normal no histórico de tempo com base fixa (ANSYS)

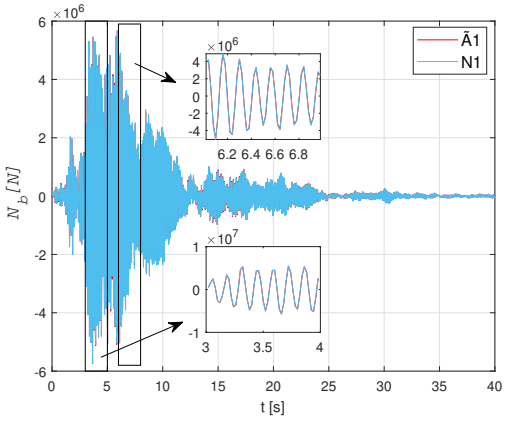
(a) z=L



(b) z=L



(c) z=0



Fonte: O Autor, 2019.

Apesar do BEAM188 gerar resultados de melhor forma em relação ao B33 do ABAQUS no sismo vertical. A explicação deste fenômeno parece está no amortecimento numérico adotado pelo ABAQUS para altas frequências. Apesar do melhor desempenho do BEAM188 no sismo vertical, o B33 possui valores de picos com relativa proximidade do modelo analítico. Considerando que o atual trabalho visa avaliar os efeitos de dissipação na ISE e menos a precisão numérica entre os diferentes *softwares*. E que o elemento infinito (CIN3D8) adotado nas análises não se encontra no ANSYS. Assim, as análises numéricas com a ISE na seção seguinte são todas feitas no próprio ABAQUS.

4.4.2 Interação solo-estrutura

Segue algumas conclusões:

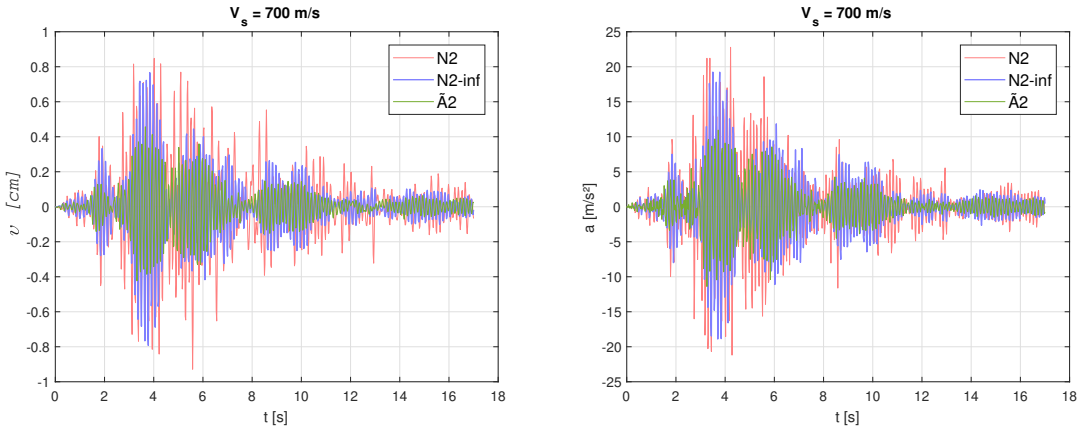
1. Deve-se ter em conta que para esta aplicação os deslocamentos verticais possuem maior intensidade na resposta. Portanto, espera-se que o elemento infinito colocado na base do modelo (Fig.21) tenha a maior participação na absorção das ondas. Entretanto, a seção de aplicação do sismo se localiza exatamente na borda do elemento infinito vertical. Considerando os procedimentos para aplicação do CIN3D8 no ABAQUS (capítulo 3.2), neste caso, o elemento infinito pode não se comportar como esperado. A Fig.34 estabelece a resposta para ambos os solos. Analisando o topo da torre e considerando η_v e η_a os valores da amplificação média para os deslocamentos e acelerações respectivamente (média do aumento percentual do modelo $N2$ em relação ao $N2-inf$, assim temos: i) $V_s = 700$m/s - $\eta_v = 31\%$ e $\eta_a = 27\%$; ii) $V_s = 300$m/s - $\eta_v = 0,8\%$ e $\eta_a = -16\%$. Verifica-se que para $V_s = 700$m/s as porcentagens são bem menores em relação ao sismo horizontal e para $V_s = 300$m/s a introdução do elemento infinito não é eficaz. Um pós processamento das acelerações no modelo $N2 - inf$ é mostrado na Figura 37.

2. Novamente, percebe-se, que o modelo acoplado analítico Ã2 não captura as amplificações das ondas, levando a menores deslocamentos e acelerações em todos os casos.

3. Retirando a densidade do solo e da sapata (Fig.35) em um dos casos, a média dos erros relativos para os deslocamentos (N2-Ã2) é de 1,197%. Já a aceleração possui 8,682% do mesmo erro. Mostrando mais uma vez que considerando apenas o efeito de rigidez do solo, o modelo Ã2 fornece aproximações relativamente boas.

Figura 34 – Deslocamento e aceleração vertical no histórico de tempo com a ISE (base em rocha)

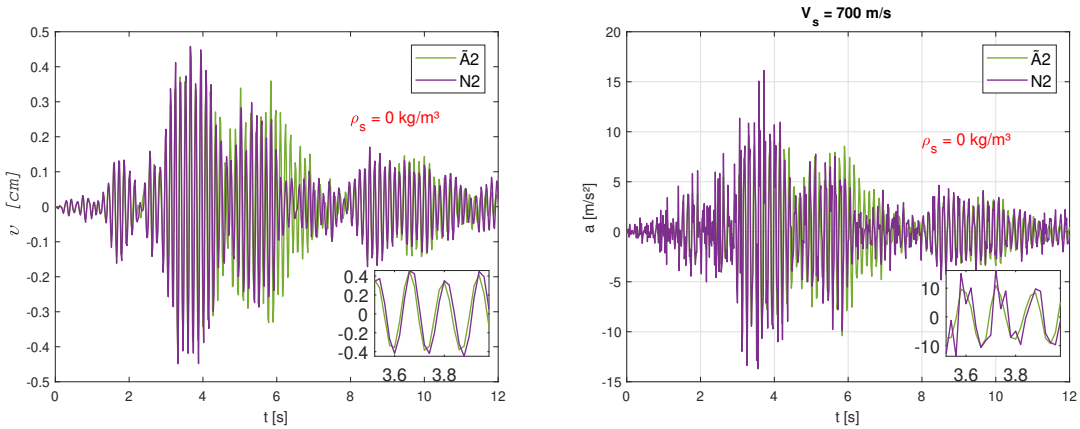
(a) z=L (b) z=L



Fonte: O Autor, 2019.

Figura 35 – Histórico de tempo de deslocamento e aceleração vertical considerando apenas o efeito de rigidez do solo

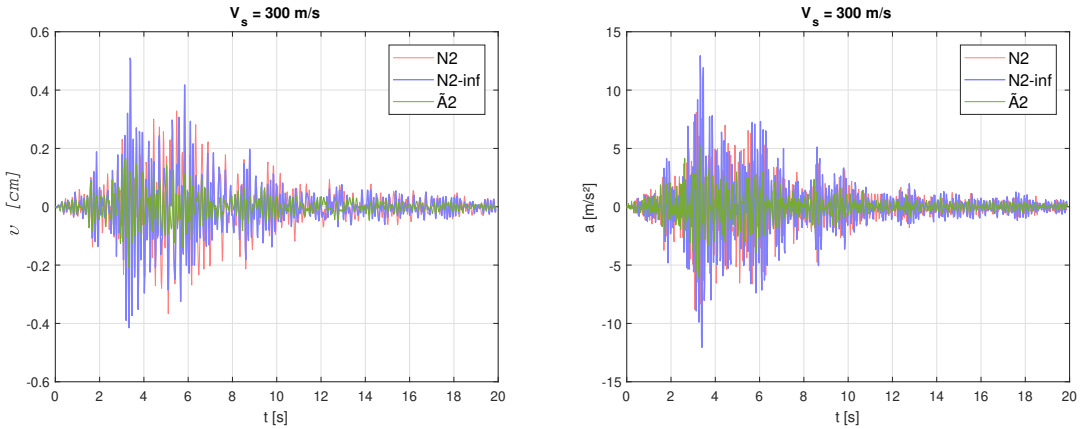
(a) z=L (b) z=L



Fonte: O Autor, 2019.

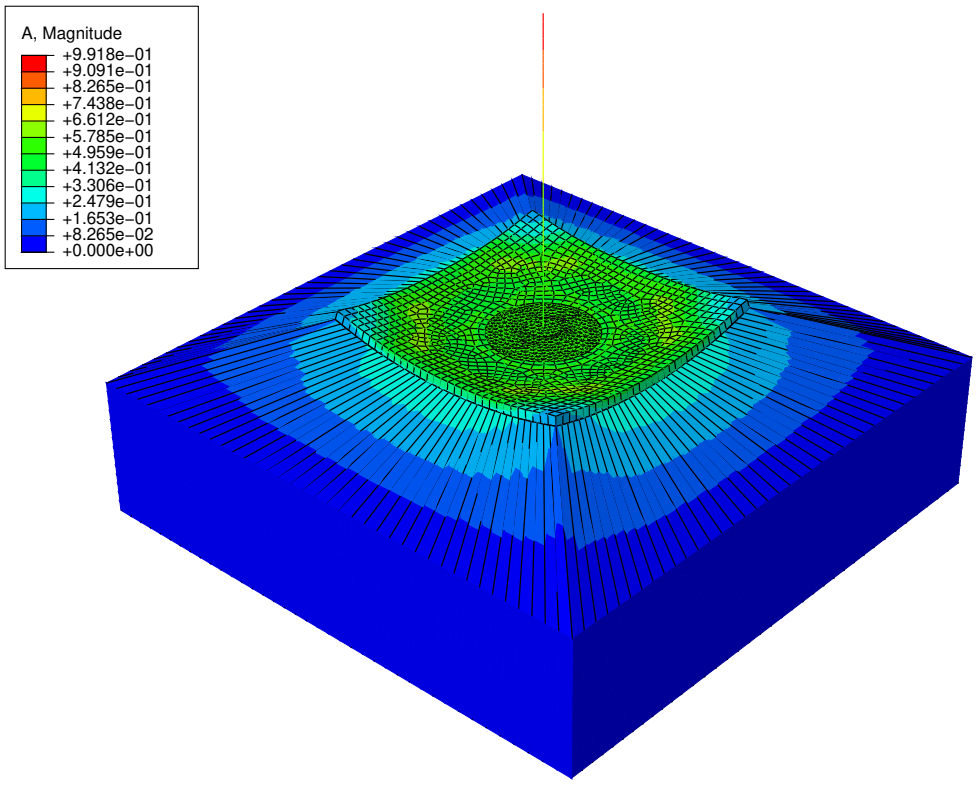
Figura 36 – Deslocamento e aceleração vertical no histórico de tempo com a ISE (base em areia)

(a) z=L (b) z=L



Fonte: O Autor, 2019.

Figura 37 – Pós processamento das acelerações verticais de todo o modelo em um dado instante de tempo



Fonte: O Autor, 2019.

5 CONCLUSÕES

Para ambas as análises, horizontal e vertical, o modelo simplificado-acoplado se mostrou satisfatório para turbinas de base fixa, menos de 0,14% de diferença relativa em relação ao MEF para os deslocamentos e acelerações no topo, e menos de 5,4% em relação ao comparativo de todos os esforços analisados (momento fletor, cortante e normal). Com a ISE, o modelo possui ainda uma certa limitação, já que não incorpora o valores de massa da sapata e do solo, tampouco os efeitos de radiação solo (ou dissipação de ondas em meio infinitos). Assim, o modelo é recomendado para solos com alta rigidez, onde o efeito da rigidez do solo é predominante na resposta.

No cenário com maior interferência da absorção das ondas no sismo horizontal, o aumento médio percentual (amplificação causada pelo truncamento do domínio numérico) nos deslocamentos do sismo foi de 68%, já nas acelerações a amplificação chegou a ser de 90%. Para o sismo vertical, devido a posição da aplicação da carga, o elemento infinito não é tão eficaz. Por exemplo, para o caso de $V_s = 300$m/s não ocorre mudanças significativas com a introdução do elemento infinito.

O modelo acoplado-analítico possui duas principais vantagens: desprezível custo computacional e formulação matemática mais simples em relação do MEF. No modelo numérico com solo explícito, a análise se torna com alta precisão, porém, com um elevadíssimo custo computacional, principalmente em solos com baixo de valor de V_s e V_p. Alguns pontos importantes (vantagens e desvantagens) do modelo simplificado são citados a seguir:

- Solução imediata da resposta sísmica unidirecional (custo computacional desprezível);
- Soluções com relativa precisão em solos com baixa densidade na ISE;
- É possível obter uma resposta dinâmica mais precisa na ISE com a adequação de seus modos (tentativa e erro) com o de uma estrutura mais completa em 3D. Essa estratégia foi usada no caso de sismo horizontal. Essa perspectiva traz a vantagem de se obter uma elevada precisão dos modos, aliado a uma reposta dinâmica imediata.
- Simplicidade da formulação matemática e da implementação computacional, aliado com integrais de fácil solução;
- A análise de degradação intensiva dos subsolo é imediata. O que se torna altamente custosa em modelos numéricos mais robustos;
- Não considera a influência que um sismo em uma dada direção pode causar em uma outra direção;

- Tal modelo simplificado apresentado não considera os efeitos de amplificação das ondas que se propagam em meio ao solo, tampouco efeitos de dissipação em meio infinitos.

Já para o modelo numérico em elementos finitos com solo explícito:

- Alta precisão da resposta dinâmica, já que todas as componentes referentes a ISE são consideradas;
- Possibilidade da análise não linear em certas regiões, exemplo: contato da fundação com o solo;
- Possibilidade da introdução de elementos de dissipação, que como mostrado neste trabalho, podem gerar uma alta influência na reposta sísmica de turbinas. Custos de projetos podem ser altamente modificados com essa consideração;
- Consegue absorver os efeitos de amplificação da resposta pela consideração do solo explícito com massa;
- Enorme disponibilidade de *softwares* comerciais em elementos finitos;
- Elevado custo computacional mesmo em problemas lineares;
- Maior complexidade matemática em relação ao modelo simplificado;
- Implementação computacional complexa.

Algumas recomendações são citados a seguir:

- Olhando os dois modelos numéricos, com e sem os elementos de dissipação de energia, o autor não recomenda negligenciar os efeitos de absorção de ondas, principalmente em solos com baixa velocidade de onda de cisalhamento (solos macios);
- O modelo simplificado é recomendado para solos com alta rigidez, sendo o cenário ideal situações onde a fixação da base fornece boas aproximações. Tal modelo apresentado não é recomendado para solos argilosos.
- O modelo N2-inf não é indicado para o caso de sismo vertical quando aplicado na base do modelo. Neste caso, o autor indica outras estratégias, como o Método da Camada Absorvente de Caughey (SEMBLAT; LENTI; GANDOMZADEH, 2011);

Para futuros trabalhos o autor indica:

- Introduzir aplicações *offshore* em ambos os modelos;
- Simular a carga sísmica simultaneamente a carga devido ao vento;

- Introdução da massa do solo no modelo simplificado;
- Determinação de espectros não lineares proposto por Newmark e Hall (1982), em que as formas lineares dos espectros são ajustadas para refletir o comportamento não linear da estrutura. Os fatores de ajuste são desenvolvidos com base na ductilidade;
- Impor um solo heterogênico com variações das propriedades ao longo da sua altura, a fim de melhor retratar as condições reais;
- Introduzir não linearidades físicas;
- Melhorar as aproximações dos esforços no modelo simplificado analítico com funções de forma em termos do cortante ou do momento fletor; e não apenas em função dos deslocamentos.

REFERÊNCIAS

ABAQUS. *Abaqus 6.11*. Disponível em: <https://academy.3ds.com/en/software/abaqus-student-edition>.

ABDELGHANY, S. et al. Vibration of a circular beam with variable cross sections using differential transformation method. *Beni-Suef University Journal of Basic and Applied Sciences*, Elsevier, v. 4, n. 3, p. 185–191, 2015.

Abeeólica. *Eólica já é a segunda fonte da matriz elétrica brasileira com 15 GW de capacidade instalada*. 2019. Disponível em: <http://abeeolica.org.br/noticias/eolica-ja-e-a-segunda-fonte-da-matriz-eletrica-brasileira-com-15-gw-de-capacidade-instalada/>.

ADAMS, D. et al. Structural health monitoring of wind turbines: method and application to a hawt. *Wind Energy*, Wiley Online Library, v. 14, n. 4, p. 603–623, 2011.

ALONSO, T. R.; DUEÑAS, E. G. Cracks analysis in onshore wind turbine foundations. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING. *IABSE Symposium Report*. [S.l.], 2014. v. 102, n. 23, p. 1086–1092.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS; AMERICAN WIND ENERGY ASSOCIATION. *Recommended practice for compliance of large land-based wind turbine support structures*. Reston, VA, EUA: ASCE; AWEA, 2011.

ANSYS. *Version 15.0. 0, Ansys Inc*. Disponível em: <https://www.ansys.com>.

ARANY, L. et al. Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and ssi. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 83, p. 18–32, 2016.

ASAREH, M.-A.; SCHONBERG, W.; VOLZ, J. Fragility analysis of a 5-mw nrel wind turbine considering aero-elastic and seismic interaction using finite element method. *Finite Elements in Analysis and Design*, Elsevier, v. 120, p. 57–67, 2016.

ASAREH, M.-A.; VOLZ, J. S. Evaluation of aerodynamic and seismic coupling for wind turbines using finite element approach. In: AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. *ASME 2013 International Mechanical Engineering Congress and Exposition*. [S.l.], 2013. p. V04BT04A041–V04BT04A041.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15421*: Projeto de estruturas resistentes a sismos-procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

AUCIELLO, N. Transverse vibrations of a linearly tapered cantilever beam with tip mass of rotary inertia and eccentricity. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 194, n. 1, p. 25–34, 1996.

AUSTIN, S.; JERATH, S. Effect of soil-foundation-structure interaction on the seismic response of wind turbines. *Ain Shams Engineering Journal*, Elsevier, v. 8, n. 3, p. 323–331, 2017.

BANERJEE, P. K.; BUTTERFIELD, R. *Boundary element methods in engineering science*. [S.l.]: McGraw-Hill London, 1981. v. 17.

BAZEOS, N. et al. Static, seismic and stability analyses of a prototype wind turbine steel tower. *Engineering structures*, Elsevier, v. 24, n. 8, p. 1015–1025, 2002.

BERENGER, J.-P. A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. *Journal of computational physics*, Elsevier, v. 114, n. 2, p. 185–200, 1994.

BETTESS, P. Infinite elements. *International Journal for numerical methods in engineering*, Wiley Online Library, v. 11, n. 1, p. 53–64, 1977.

BIR, G.; JONKMAN, J. Modal dynamics of large wind turbines with different support structures. In: AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS DIGITAL COLLECTION. *International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 27.* , 2008, Estoril Portugal. *Proceedings* [...]. Estoril, PT, 2008. p. 669–679.

BOUZID, D. A.; BAKHTI, R.; BHATTACHARYA, S. The dynamics of an offshore wind turbine using a fe semi-analytical analysis considering the interaction with three soil profiles. In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX, Volume 2*. [S.l.]: CRC Press, 2018. p. 1453–1459.

CHOPRA, A. K. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1995.

CLOUGH; PENZIEN. Dynamics of structures. *Computers & Structures, Inc*, 1995.

DARVISHI-ALAMOUTI, S.; BAHAARI, M.-R.; MORADI, M. Natural frequency of offshore wind turbines on rigid and flexible monopiles in cohesionless soils with linear stiffness distribution. *Applied Ocean Research*, Elsevier, v. 68, p. 91–102, 2017.

DÍAZ, O.; SUÁREZ, L. E. Seismic analysis of wind turbines. *Earthquake Spectra*, Earthquake Engineering Research Institute, v. 30, n. 2, p. 743–765, 2014.

DNV/RISØ. *Guidelines for design of wind turbines*. [S.l.]: Det Norske Veritas and Wind Energy Department, Risø National Laboratory . . . , 2002.

Domingos Zaparolli. *Ventos promissores a caminho*. 2019. Disponível em: <https://revistapesquisa.fapesp.br/2019/01/10/ventos-promissores-a-caminho/>.

ENGINEERS, A. S. of C. Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary. In: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. [S.l.], 2014.

ENGQUIST, B.; MAJDA, A. Absorbing boundary conditions for numerical simulation of waves. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, National Acad Sciences, v. 74, n. 5, p. 1765–1766, 1977.

FERNANDEZ, G. A. et al. Focal mechanism of the 5.1 mw 2014 lloja earthquake, bolivia: Probing the transition between extensional stresses of the central altiplano and compressional stresses of the sub-andes. *Journal of South American Earth Sciences*, Elsevier, v. 91, p. 102–107, 2019.

FINLAYSON, B. A. *The method of weighted residuals and variational principles*. [S.l.]: SIAM, 2013. v. 73.

Gabriela Cavalcante. *Mais de 50 tremores de terra são registrados em João Câmara, RN*. 2018. Disponível em: <https://g1.globo.com/rn/rio-grande-do-norte/noticia/tremores-de-3-graus-de-magnitude-sao-registrados-em-joao-camara-rn.ghtml>.

GHAEMMAGHAMI, A. R.; MERCAN, O.; KIANOUSH, R. Seismic soil–structure interaction analysis of wind turbines in frequency domain. *Wind Energy*, Wiley Online Library, v. 20, n. 1, p. 125–142, 2017.

GHAFFAR-ZADEH, M.; CHAPEL, F. Frequency-independent impedances of soil-structure systems in horizontal and rocking modes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Wiley Online Library, v. 11, n. 4, p. 523–540, 1983.

GLAUERT, H. *Airplane propellers Aerodynamic theory Vol 4, ed Durant WF*. [S.l.]: New York: Dover Publication Inc.) chapter division L, 1963.

GONZÁLEZ, D. V.; LI, F. M., ortuño, l., oteo, c.(2002). *Ingeniería Geológica*.

HARTE, M.; BASU, B.; NIELSEN, S. R. Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction. *Engineering Structures*, Elsevier, v. 45, p. 509–518, 2012.

HE, G.; LI, J. Seismic analysis of wind turbine system including soil-structure interaction. In: *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. [S.l.: s.n.], 2008.

HONGWANG, M. Seismic analysis for wind turbines including soil-structure interaction combining vertical and horizontal earthquake. In: *15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal*. [S.l.: s.n.], 2012.

HUGHES, T. J. *The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis*. [S.l.]: Courier Corporation, 2012.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. *61400*: Wind turbines part 1: Design requirements. Geneva: IEC, 2005. 177 p.

JERATH, S.; AUSTIN, S. Response of wind turbine towers to seismic loading at different damping ratios. In: *Structures Congress 2013*. [S.l.: s.n.], 2013.

JIN, X.; LIU, H.; JU, W. Wind turbine seismic load analysis based on numerical calculation. *Strojniski Vestnik/Journal of Mechanical Engineering*, v. 60, n. 10, 2014.

JONKMAN, J. et al. *Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development*. [S.l.], 2009.

KAI-YUAN, Y.; XIAO-HUA, T.; ZHEN-YI, J. General analytic solution of dynamic response of beams with nonhomogeneity and variable cross-section. *Applied Mathematics and Mechanics*, Springer, v. 13, n. 9, p. 779–791, 1992.

KAROL, R. H. *Soils and soil engineering*. [S.l.], 1960.

KATSANOS, E. I.; THÖNS, S.; GEORGAKIS, C. T. Wind turbines and seismic hazard: a state-of-the-art review. *Wind Energy*, Wiley Online Library, v. 19, n. 11, p. 2113–2133, 2016.

KIM, H. S. A study on the performance of absorbing boundaries using dashpot. *Engineering*, Scientific Research Publishing, v. 6, n. 10, p. 593, 2014.

KJØRLAUG, R. A.; KAYNIA, A. M. Vertical earthquake response of megawatt-sized wind turbine with soil-structure interaction effects. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Wiley Online Library, v. 44, n. 13, p. 2341–2358, 2015.

LabSis/UFRN. *30 ANOS DO TERREMOTO DE JOÃO CÂMARA*. 2016. Disponível em: <http://www.labsis.ufrn.br/noticias/20754905/30-anos-do-terremoto-de-joao-camara>.

LabSis/UFRN. *Sismos do Nordeste*. 2019. Disponível em: <http://sismosne.blogspot.com/>.

LINDMAN, E. "free-space" boundary conditions for the time dependent wave equation. *Journal of computational physics*, Elsevier, v. 18, n. 1, p. 66–78, 1975.

LUCO, J. E. Soil-structure interaction effects on the seismic response of tall chimneys. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 5, n. 3, p. 170–177, 1986.

LYSMER, J.; KUHLEMEYER, R. L. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, v. 95, n. 4, p. 859–878, 1969.

MA, H.; YANG, J.; CHEN, L. Numerical analysis of the long-term performance of offshore wind turbines supported by monopiles. *Ocean Engineering*, Elsevier, v. 136, p. 94–105, 2017.

MABIE, H. H.; ROGERS, C. Transverse vibrations of double-tapered cantilever beams with end support and with end mass. *The Journal of the Acoustical Society of America*, ASA, v. 55, n. 5, p. 986–991, 1974.

MALAEKE, H.; MOEENFARD, H. Analytical modeling of large amplitude free vibration of non-uniform beams carrying a both transversely and axially eccentric tip mass. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 366, p. 211–229, 2016.

MALCOLM, D. J.; LAIRD, D. L. Modeling of blades as equivalent beams for aeroelastic analysis. In: AMERICAN SOCIETY OF MECHANICAL ENGINEERS. *ASME 2003 Wind Energy Symposium*. [S.l.], 2003. p. 293–303.

MURTAGH, P.; BASU, B.; BRODERICK, B. Along-wind response of a wind turbine tower with blade coupling subjected to rotationally sampled wind loading. *Engineering structures*, Elsevier, v. 27, n. 8, p. 1209–1219, 2005.

NAGULESWARAN, S. A direct solution for the transverse vibration of euler-bernoulli wedge and cone beams. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 172, n. 3, p. 289–304, 1994.

NEWMARK, N.; HALL, W. Earthquake spectra and design: Earthquake engineering research institute. *Berkeley, California*, 1982.

NEWMARK, N.; ROSENBLUETH, E.; PAO, Y.-H. Fundamentals of earthquake engineering. *Journal of Applied Mechanics*, v. 39, p. 366, 1972.

NIELSEN, A. H. Towards a complete framework for seismic analysis in abaqus. *Proceedings of the ICE-Engineering and Computational Mechanics*, v. 167, n. 1, p. 3–12, 2014.

NOVASCONE, S. R. *Seismic transducer modeling using ABAQUS*. [S.l.], 2004.

OLARIU, C.-P. Soil-structure interaction in case of a wind turbine. *Buletinul Institutului Politehnic din lasi. Sectia Constructii, Arhitectura*, Gheorghe Asachi Technical Universityi of Jassy, v. 59, n. 1, p. 159, 2013.

PRENTER, P. M. et al. *Splines and variational methods*. [S.l.]: Courier Corporation, 2008.

PROWELL, I.; ELGAMAL, A.; LU, J. Modeling the influence of soil structure interaction on the seismic response of a 5 mw wind turbine. Missouri University of Science and Technology, 2010.

SEMBLAT, J.-F.; LENTI, L.; GANDOMZADEH, A. A simple multi-directional absorbing layer method to simulate elastic wave propagation in unbounded domains. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Wiley Online Library, v. 85, n. 12, p. 1543–1563, 2011.

SHIH, J.-Y.; THOMPSON, D.; ZERVOS, A. The effect of boundary conditions, model size and damping models in the finite element modelling of a moving load on a track/ground system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 89, p. 12–27, 2016.

SIENKIEWICZ, Z.; WILCZYŃSKI, B. Minimum-weight design of machine foundation under vertical load. *Journal of engineering mechanics*, American Society of Civil Engineers, v. 119, n. 9, p. 1781–1797, 1993.

STAMATOPOULOS, G. N. Response of a wind turbine subjected to near-fault excitation and comparison with the greek aseismic code provisions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, v. 46, p. 77–84, 2013.

TADDEI, F.; MESKOURIS, K. Seismic analysis of onshore wind turbine including soil-structure interaction effects. In: *Seismic Design of Industrial Facilities*. [S.l.]: Springer, 2014. p. 511–522.

TADDEI, F.; SCHAUER, M.; MEINERZHAGEN, L. A practical soil-structure interaction model for a wind turbine subjected to seismic loads and emergency shutdown. *Procedia engineering*, Elsevier, v. 199, p. 2433–2438, 2017.

TEDESCO, J. W.; MCDOUGAL, W. G.; ROSS, C. A. Structural dynamics. *Theory and Applications*, Addison Wesley Longman, 1999.

TO, C. Vibration of a cantilever beam with a base excitation and tip mass. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 83, n. 4, p. 445–460, 1982.

Tribuna do norte. *Complexo terá 17 parques eólico*. 2018. Disponível em: <http://www.tribunadonorte.com.br/noticia/complexo-tera-17-parques-ea-licos/419765>.

VALAMANESH, V.; MYERS, A. Aerodynamic damping and seismic response of horizontal axis wind turbine towers. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 140, n. 11, p. 04014090, 2014.

WANG, X. et al. A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines. *Energy conversion and management*, Elsevier, v. 158, p. 103–119, 2018.

WANG, Y. W. et al. A comparative study of artificial boundary conditions in abaqus. In: TRANS TECH PUBL. *Advanced Materials Research*. [S.l.], 2013. v. 671, p. 1386–1389.

Wind Power. *Twin rotors bring 15MW offshore turbine closer*. 2017. Disponível em: <https://www.windpowermonthly.com/article/1434240/twin-rotors-bring-15mw-offshore-turbine-closer>.

Wind Power. *TEN OF THE BIGGEST TURBINES*. 2018. Disponível em: <https://www.windpowermonthly.com/article/1434240/twin-rotors-bring-15mw-offshore-turbine-closer>.

WITCHER, D. Seismic analysis of wind turbines in the time domain. *Wind Energy: An International Journal for Progress and Applications in Wind Power Conversion Technology*, Wiley Online Library, v. 8, n. 1, p. 81–91, 2005.

WU, J.-S.; HSU, S.-H. A unified approach for the free vibration analysis of an elastically supported immersed uniform beam carrying an eccentric tip mass with rotary inertia. *Journal of Sound and Vibration*, Elsevier, v. 291, n. 3-5, p. 1122–1147, 2006.

ZHAO, X.; MAISSER, P. Seismic response analysis of wind turbine towers including soil-structure interaction. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics*, SAGE Publications Sage UK: London, England, v. 220, n. 1, p. 53–61, 2006.

APÊNDICE A – PROPAGAÇÃO DE ONDA EM MODELO SIMPLIFICADO

A fim de verificar o efeito da absorção de onda causado pelo elemento infinito, foi feito uma simulação em uma viga mostrada na Figura 38. Para este caso, um impulso de segunda ordem chamado Ricker wavelet é considerado, esse tipo de onda é derivado de um gaussiano e é bem localizado tanto no tempo quanto no domínio de freqüência. Assim, é ideal para realizar uma análise detalhada da propagação de ondas em uma banda de frequência estreita, a fim de se investigar o reflexo de uma onda de curta duração. Em outras palavras, tal impulso facilita a distinção de ondas incidentes e refletidas, cuja equação de deslocamento é:

$$R_2(t) = -U_0[2\pi^2(t-t_s)^2/t_p^2 - 1]e^{-\pi^2(t-t_s)^2/t_p^2} \tag{A.1}$$

Onde U_0 é a amplitude máxima da onda, t é a variação do tempo, t_p é o período fundamental e t_s é o 'time shift'.

Considerou-se ondas elásticas longitudinais aplicadas. Assumindo uma frequência fundamental de $\omega_f = 500rad/s$, o período da onda será:

$$t_p = 2\pi/\omega_f \approx 0.012566s \tag{A.2}$$

O módulo de Young (E) considerado foi de 200 MPa e a densidade de massa (ρ) igual a $2000kg/m^3$. O comprimento de onda é uma função da velocidade da onda de pressão (c_p) no meio e da frequência da excitação (ω_f):

$$\lambda = 2\pi c_p/\omega_f \tag{A.3}$$

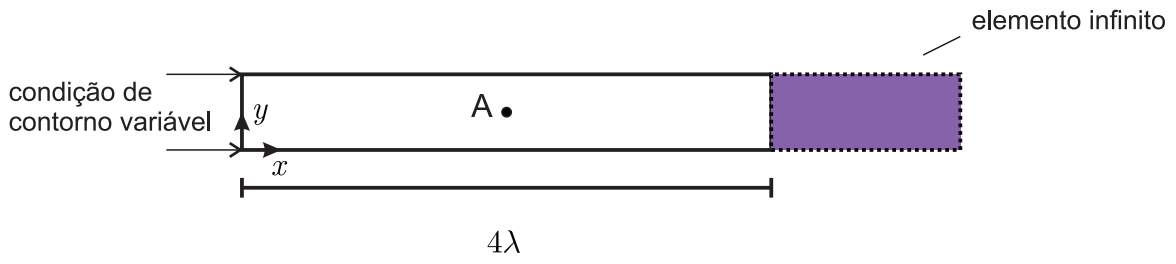


Figura 38 – Viga com elemento infinito na extremidade.

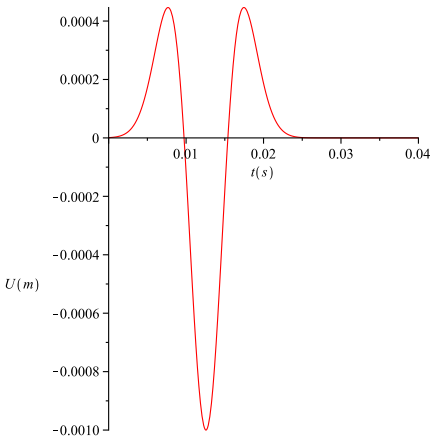


Figura 39 – Impulso de Ricker.

Onde a velocidade da onda é definida por:

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \tag{A.4}$$

Como o objetivo é modelar um problema uniaxial, o valor de Poisson é definida como zero, assim:

$$C_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \tag{A.5}$$

O comprimento do meio de interesse será de 4λ. Aplicando a eq.A.5, temos que $C_p \approx 316m/s$. O 'time shift' foi assumido como sendo igual ao período fundamental, e a amplitude máxima igual a $10^{-3}m$. A Figura 39 mostra o comportamento do impulso ao longo de tempo:

Conhecendo a frequência fundamental da excitação, o comprimento de onda de pressão pode ser estimado com a aplicação da eq.A.3:

$$\lambda = 2\pi c_p/\omega_f \approx 3.974m \tag{A.6}$$

Uma regra básica é ter pelo menos 20 elementos por comprimento de onda ao longo da direção da onda, assim, o tamanho do elemento na discretização da malha será de $\lambda/20 \approx 0.20m$. A duração da análise é definida como o tempo necessário para as ondas viajarem da origem até o fim do limite absorvente e voltarem à origem novamente:

$$t_f = 2(4\lambda)/c_p = 2(4\lambda)t_p \approx 0.101s \tag{A.7}$$

A duração de cada intervalo de tempo foi considerada proporcional ao tempo que leva para um ponto de onda percorrer um único elemento finito:

$$\Delta t = (\lambda/20)/c_p = t_p/20 = 6.28310^{-4}s \tag{A.8}$$

Este intervalo de tempo é geralmente considerado como o passo de tempo crítico para métodos de integração explícitos em problemas não amortecidos. Neste exemplo foi usado a análise de dinâmica explícita no ABAQUS. Tal opção no ABAQUS é resolvido pelo método das diferenças finitas. O operador de diferença central é condicionalmente estável, e o limite de estabilidade para o operador é dado em termos da freqüência mais alta w_{max} do sistema:

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{max}}(\sqrt{1+\xi_{max}^2} - \xi_{max}) \tag{A.9}$$

Onde ξ_{max} é o amortecimento crítico no modo de frequência mais alta. Em Abaqus / Explicit, uma pequena quantidade de amortecimento é introduzida na forma de viscosidade aparente para controlar oscilações de alta frequência. Formas físicas de amortecimento, como amortecimento do material não foram introduzidas. Nota-se, porém, que o sofware possui um modo de cálculo automático do passo de tempo que garante a estabilidade, desta forma, o usuário é isento do cuidado que se deve ter para se obter a estabilidade do método (eq.A.9). Apenas foi exigido que o incremento máximo não ultrapassasse o valor da eq.A.8.

A equação de movimento de todo o modelo de elementos finitos é dado por:

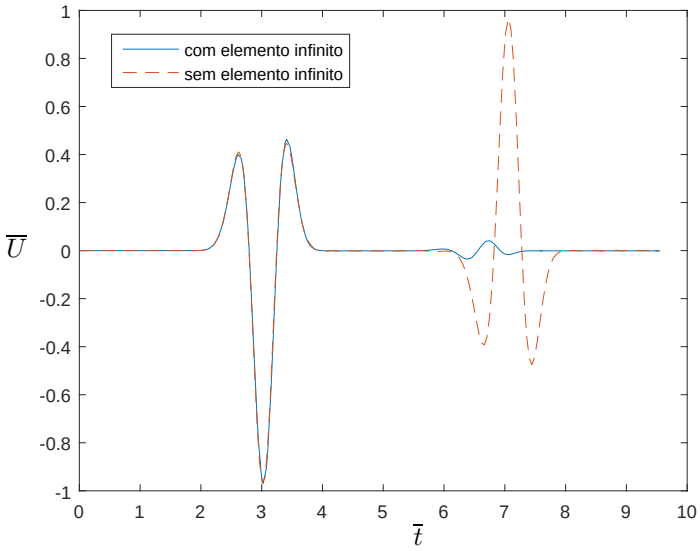
$$\mathbf{M}\ddot{u} + \mathbf{C}\dot{u} + \mathbf{K}u = 0 \tag{A.10}$$

Cuja condição de contorno em $x = 0$ é:

$$u_l(x = 0, t) = U(t, t_s, t_p) \tag{A.11}$$

u_l é a lth componente do deslocamento axial. Em $x = 4\lambda$ foram testados dois tipos de contorno: fixo e com elemento infinito (CINPE4). As curvas da Figura.40 são plotadas em termos de deslocamento normalizado $\overline{U} = u/U_0$ e tempo normalizado $\overline{t} = t/t_p$. Os resultados mostram algo esperado: no caso do contorno fixo ocorreu a reflexão da onda, já com a introdução do elemento infinito apenas ondas espúrias são refletidas, neste caso, aproximadamente 4% da onda é refletida. Tal fenômeno é chamado de reflexão artificial e é inerente ao método de propagação de ondas em meio infinito, apesar dessa limitação, o resíduo que permanece pode ser enormemente compensado pela economia do custo computacional em determinados problemas.

Figura 40 – histórico de tempo no ponto A.



Fonte: O Autor, 2019.

APÊNDICE B – ANÁLISE MODAL DO AEROGERADOR NREL 5MW 3D

Este anexo visa mostrar o resultado modal para um modelo 3D e justificar a sua ausência no trabalho em questão.

Dois materiais diferentes são usados, isto é, material compósito com fibra de vidro e fibras de carbono (ASAREH; VOLZ, 2013) para as pás e aço estrutural para torre, *nacelle* e *hub*. A Tabela 11 faz um resumo das propriedades dos materiais usados.

Tabela 11 – Propriedades dos materiais usados na turbina eólica de 5 MW

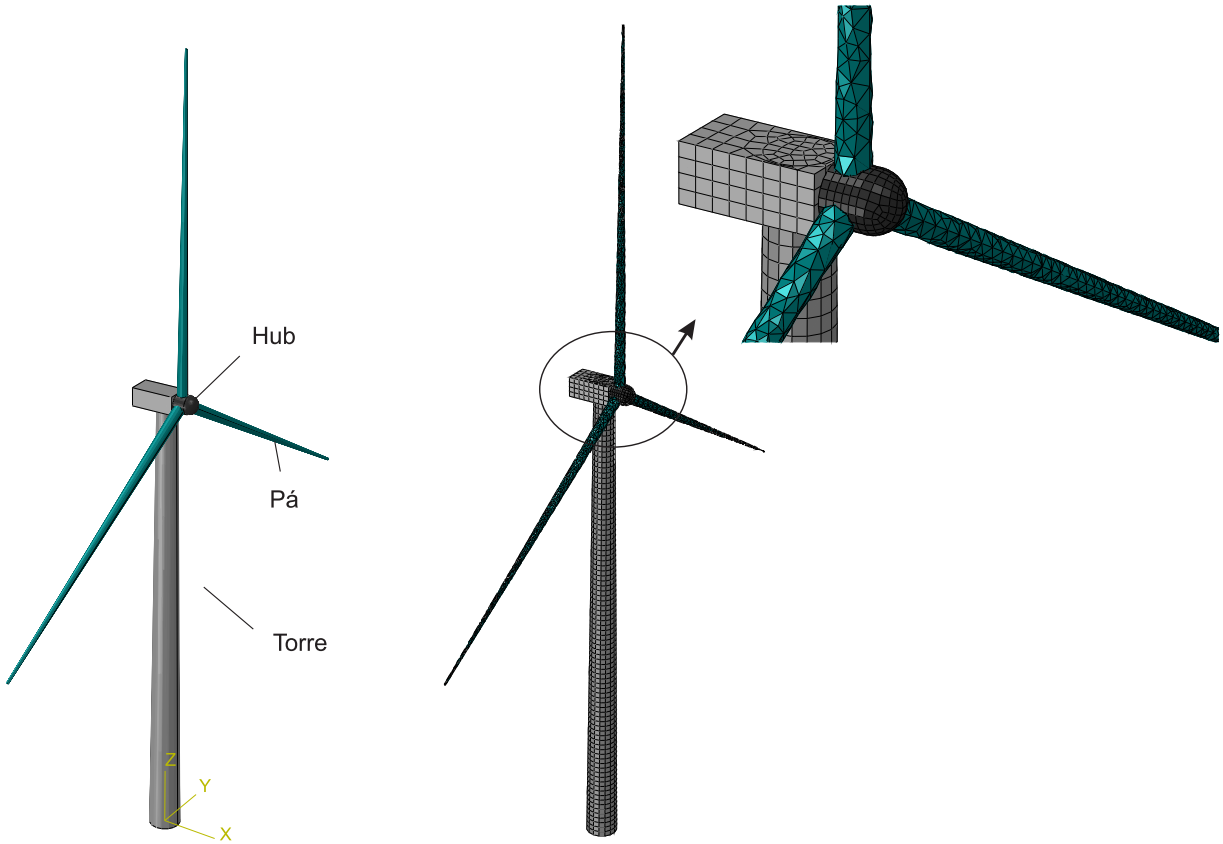
Propriedades	**fibra de vidro e fibras de carbono**	**Aço**
Densidade	$648Kg/m^3$	$8500Kg/m^3$
Poisson	0.3	0.3
Módulo de elasticidade	13,1 GPa	2,1 GPa

Fonte: Jonkman, 2009

Pesquisas anteriores sugerem que os modelos de aerogeradores podem produzir resultados consistentes com elementos de casca na torre Bazeos et al. (2002) e nas pás da turbina Malcolm e Laird (2003). A geometria das pás foi aproximada por um cone. Ademais, o *hub* e a *nacelle* foram modelados como sólido. Na discretização do problema foi usado o elemento S3 (casca triangular de uso geral de 3 nós) nas pás e o S4R (4 nós com integração reduzida) na torre. Nos sólidos utilizou-se o C3D8R, a qual exibe um comportamento de deslocamento linear com 8 nós e integração reduzida. O acoplamento entre casca e sólido foi feito por meio da função *Shell to solid coupling* do ABAQUS. Já sólido-sólido por feito por meio da função de contato *TIE* já usado e explicado no capítulo 3. A Fig. 41 mostra o modelo usado e sua respectiva discretização.

As primeiras frequências em cada direção possuem valores bem semelhantes, cabe ressaltar que os valores dos modos superiores necessitam de boa precisão no cálculo da inércia de massa do RNA. Neste modelo 3D existe uma complexidade associada a este valor, já que há uma imprecisão na geometria do RNA, apesar da precisão obtida em massa. Por isso ocorrem divergências em modos superiores. Dessa forma, o modelo de barra responde bem as necessidades deste trabalho devido a uma maior precisão nos modos superiores.

Figura 41 – Modelo do aerogerador NREL 5MW (esquerda) e discretização em elementos finitos (direita).



Fonte: O Autor, 2019.

Tabela 12 – Análise modal usando o modelo 3D

			Trabalho atual		
Tipo de movimento	ω	**G. Bir and J. Jonkman (2008)**	ω	**Modelo 3D (Hz)**	Massa eft.
1st Lado-Lado	1	0,329	1	0.315	73,265%
1st Frente-trás	2	0,332	2	0.317	72,466%
2nd Lado-Lado	3	1,880	22	2,967	12,983%
2nd Frente-trás	4	2,243	20	2,827	12,670%
3rd Lado-Lado	5	4,653	45	7,746	4,638%
3rd Frente-trás	6	4,986	40	7,168	4,532%
4th Lado-Lado	9	11,341	81	15,875	2,483%
4th Frente-trás	10	11,459	66	12,493	2,655%
5th Lado-Lado	12	21,705	91	20,039	2,458%
5th Frente-trás	13	21,762	90	19,528	2,106%
1st Vertical	8	8,131	46	8,083	63,333%
2nd Vertical	14	30,211	47	8,434	18,461%

Fonte: O Autor, 2019.