

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE TORRES TRELIÇADAS EM CONCRETO ARMADO PARA TURBINAS EÓLICAS OFFSHORE

Luiz A. S. Souza¹, Carlos Chastre², Válder J. G. Lucio² e Sueli T. M. Souza³

1: Departamento de Estruturas - Centro de Tecnologia
Universidade Estadual de Londrina
Cx Postal 6001- CEP 86051-990 - Londrina, Pr, Brasil.
e-mail: lasouza@uel.br

2: CERis, ICIST
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade Nova de Lisboa
2829-516 Caparica, Portugal
e-mails: chastre@fct.unl.pt, vlucio@unl.pt

3: Departamento Acadêmico Ambiental
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Av. dos Pioneiros 3131, 86036-370 - Londrina , Pr., Brasil.
e-mail: suelisouza@utfpr.edu.br

Palavras-chave: Análise Dinâmica, Torres Offshore, Energia Eólica, Integração no Domínio do Tempo, Interação Fluido-Estrutura

Resumo. *A demanda de energia, faz com que o homem esteja sempre a procura de novas soluções para a sua produção. Uma opção é a energia eólica, por se tratar de uma energia limpa, renovável e inesgotável. Para se evitar a ocupação das terras férteis, é natural a busca de soluções no mar. Portanto, neste trabalho é estudado o comportamento estrutural dinâmico de uma torre treliçada em concreto armado pós-tensionado por tirantes externos idealizada para uso offshore com a finalidade de suporte para turbinas eólicas de eixo horizontal. A torre está sujeita às ações gravitacionais, aerodinâmicas e hidrodinâmicas. Para considerar estas ações desenvolveu-se um código computacional específico usando a linguagem MATLAB. É proposto um modelo simplificado para análise bi-dimensional, utilizando-se elementos de pórtico plano com a finalidade de contornar as dificuldades de uma análise tridimensional. Embora específico para este tipo de torre, o código permite variar geometrias, carregamentos e alterações do nível do mar. Nas cargas aerodinâmicas é levado em conta o espectro de Von Karman. As cargas hidrodinâmicas são avaliadas pela equação de Morison. As cargas nodais equivalentes são determinadas por integração ao longo do elemento estrutural de acordo com o proposto por Souza. Os tirantes pós-tensionados são monitorados para não sofrerem esforços de compressão. A análise é realizada no domínio do tempo utilizando-se o algoritmo de integração de Newmark.. Através dos procedimentos adotados foi possível obter resultados para as frequências, deslocamentos e esforços, que se mostraram coerentes com os obtidos por modelos tri dimensionais mais complexos. O código desenvolvido permitiu a análise de forma simples, eficiente e confiável de torres treliçadas de concreto armado.*

1. INTRODUÇÃO

O futuro da humanidade depende muito da forma como vai gerir suas fontes de energia. A energia eólica apresenta-se como uma solução sustentável a médio e longo prazo, por se tratar de uma fonte de energia renovável, limpa e inesgotável. É considerada atualmente como a de menor impacto ambiental, inesgotável, não poluidora, e não impede o desenvolvimento da indústria agropecuária nas áreas onde esta instalada. O crescimento desta energia tem sido exponencial no Mundo e em particular na Europa. No Brasil, o desenvolvimento maior esta na região nordeste, mas em particular o Estado do Paraná, possui uma única usina eólica, composta por cinco torres que produzem 2,5 MW ou seja 1,42% da energia produzida no Estado. Existe um projeto aprovado desde 1999 para a construção de mais três parques que poderão gerar 170,2 MW, ou seja, quase toda a necessidade de energia do estado (folha de londrina [1]).

Christofaro, Nadal e Soares [2], realizaram um estudo preliminar para delimitar o local mais apropriado para a construção de parques eólicos offshore no litoral do Paraná. Um dos principais problemas levantados é o tipo de fundação.

O sucesso da energia eólica no futuro próximo passa pelo desenvolvimento de turbinas cada vez mais potentes, com o conseqüente aumento da altura das torres e da dimensão das pás. Em 1990 as turbinas permitiam produzir 500kW, com torres de 54m de altura, em 2005 atingiu-se turbinas com 5MW com torres de 114m de altura.

A instalação de parques eólicos offshore apresentam como vantagem um rendimento da ordem de 20% na geração de energia, pelo fato de não haver barreiras físicas. Alguns países que apresentam boas características para a produção de energia eólica em offshore, com um mar pouco profundo junto à costa, começaram a apresentar projetos de parques eólicos offshore. Nestes parques a profundidade da água varia entre os 10 e os 30m, tendo-se implementado ou projetado alguns tipos de fundações, designados como “monopile”, fundações diretas, “jacket”, “tripod” e “suction caisson”. Para atender alguns países onde o offshore relativamente profundo, começaram a surgir algumas soluções flutuantes para as eólicas. Estas estruturas, segundo os seus “autores” destinam-se a ser utilizadas em zonas com profundidades superiores a 70m tendo um custo extremamente elevado.

Como soluções usuais são utilizadas tubos metálicos ou estruturas em parede de concreto pré-fabricado. Contudo, com o crescimento da energia eólica onshore, em especial na Europa e possivelmente no Brasil, os melhores lugares para a produção de energia começam a ficar densamente ocupadas, o que não é sustentável em termos ambientais. Além disso, a solução estrutural tradicional, em tubo de aço e mais recentemente em aduelas de concreto pré-fabricado acaba por ter suas dimensões transversais limitadas a 4,3m por questões de transporte, e também devido a problemas de segunda ordem e frequências naturais, acabam limitando a altura entre os 100 e 130 m.

Considerando o exposto acima, existe em termos conceituais, a oportunidade de desenvolver um tipo de solução estrutural que permita ocupar a região existente entre os 10 a 30m de profundidade das soluções existentes e os 70m de profundidade das soluções flutuantes. Assim, surgiu a idéia de desenvolver uma solução estrutural que permitisse apoiar a fundação no fundo do mar para profundidades até os 70m.

Neste sentido os autores Lucio e Chastre [3-4], idealizaram uma torre pré-fabricada em

concreto e pós-esforçada, a qual se configura como uma possível alternativa às torres existentes.

A torre idealizada possui três ou mais montantes pré-fabricados, contraventados por travessas em diversos níveis e por diagonais ligando os diferentes níveis (figura 1). Esta solução tem a vantagem de permitir a rápida construção de torres, utilizando elementos facilmente transportáveis, com redução dos custos de produção, transporte, montagem e manutenção. Além disso, permite liberdade na escolha da geometria da torre, facilitando a sua otimização, tanto em termos de capacidade resistente como no controle da sua frequência natural de vibração, em especial devido à sua geometria treliçada.



Figura 1 – Torre idealizada de concreto pré-fabricada [5].

Este trabalho dedicou-se essencialmente à análise estrutural deste tipo de torre, treliçada, offshore, de grande altura, pré-moldados em concreto armado, para suporte de turbinas de produção de energia eólica.

Cargas dinâmicas incluindo vento, onda [6-8] e terremotos [9] são aspectos fundamentais a ser considerado no projeto de estruturas offshore. Estas cargas desempenharão um papel importante na verificação do estado limite último da estrutura [9], na operação da turbina

eólica em si e na necessária manutenção da estrutura, devido a danos de fadiga induzidos [6,10]. Como a componente dinâmica do carregamento não pode ser negligenciada na concepção de estruturas offshore, é importante encontrar métodos que podem minimizar o nível de vibração na estrutura [10,11,12].

Espera-se com isto propor uma torre offshore para suporte de turbinas eolicas eficiente para aguas de profundidades entre 30 e 70 metros, que poderão ser implantadas no Brasil.

2. FORMULAÇÃO MATRICIAL

Para a simulação numérica da torre, utilizou-se a formulação clássica do método dos elementos finitos, modelo de deslocamentos para elementos de barra [13]. Assim, a equação de equilíbrio, para o problema dinâmico, é descrita por:

$$\mathbf{K}\mathbf{U}' + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}' + \mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}' = \mathbf{F}(t) \quad (1)$$

Onde, \mathbf{K} é a matriz de rigidez, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento, \mathbf{M} é a matriz de massa, $\mathbf{F}(t)$ é o vetor de cargas dependente do tempo, \mathbf{U}' o vetor de deslocamentos em função do tempo, e o ponto superior representa a ordem da derivada no tempo.

2.1. Matriz de rigidez

A matriz de rigidez para o elemento de pórtico plano, com dois nós e três deslocamentos nodais (duas translações e uma rotação), é uma matriz 6x6, descrita em [14] como:

$$K_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Onde E , I , A e L , são respectivamente, módulo de elasticidade longitudinal, inércia da seção, area da seção transversal e comprimento do elemento

Para representar os elementos de tirantes basta considerar $EI=0$ (zero) na matriz.

2.2. Matriz de massa

Para representar a massa de elemento, adotou-se uma matriz de massa consistente, como mostrada em [15], que para o elemento de pórtico plano é dada por:

$$M_e = \frac{m}{420} \begin{bmatrix} 156 & 0 & 0 & 54 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L \\ 54 & 0 & 0 & 156 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Onde m é a massa total do elemento. Para o caso dos tirantes, introduz-se um zero para os termos que estão multiplicados por L e L^2 , pois são relativos a inercia rotacional.

2.3. Matriz de amortecimento

A matriz de amortecimento é obtida por uma combinação linear de K e M , de acordo com exposto em [16], da seguinte forma:

$$C_e = \alpha K_e + \beta M_e \quad (4)$$

Onde α e β são coeficientes de Rayleigh [16].

2.4. Vetor de cargas

O vetor de cargas $F(t)$ é composto pelas cargas permanente (F_{perm}) e pelas cargas variáveis no tempo formadas pelas parcelas aerodinâmicas (F_{aero}) e hidrodinâmicas (F_{hidro}).

$$F(t) = F_{perm} + F_{aero} + F_{hidro} \quad (5)$$

3. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS

A figura 2 mostra o esquema de cargas atuantes na estrutura. Sendo o nível medio do mar mostrado pela linha MSL e a profundidade da agua d .

3.1. Cargas permanentes

O vetor de cargas permanentes não apresenta grandes dificuldades para ser avaliado. É formado pelas cargas de peso proprio dos elementos estruturais, da turbina e pás e pelas cargas de pós tensão aplicadas aos tirantes. Também deve-se levar em conta o momento gerado pela excentricidade do peso da turbina.

3.2. Cargas aerodinâmicas

A carga de vento são composta por duas parcelas: força horizontal atuando na turbina (D_{ax}) e pressão atuando nos elementos estruturais da torre (q_{aero}).

A velocidade média do vento $V(z)$ ao longo da altura z é representado por uma função logarítmica, na forma de:

$$V(z) = V_{ref} \frac{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (6)$$

onde V_{ref} e z_{ref} são velocidade e altura de referencia, medidas com instrumentos meteorologicos e z_0 é definido como rugosidade da superfície, onde a velocidade é zero. A variação da velocidade do vento com o tempo dependerá da intensidade de turbulencia (TI), que é função do desvio padrão da velocidade média e das frequências sinusoidais de flutuação. Nesta trabalho utilizou-se o modelo de Von Karman, e maiores detalhes pode ser obtido em [18].

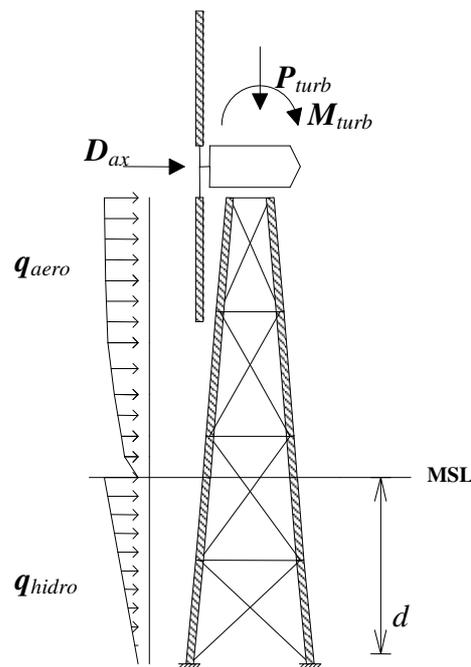


Figura 2 – Esquema de cargas.

3.2.1. Força horizontal na turbina

Para quantificar a carga horizontal nas turbinas utilizou-se a teoria da quantidade de movimento de elementos de pá (BEM- *Blade Element Momentum Theory*), que resulta da combinação das teorias do disco atuante e a teoria dos elementos de pá. Detalhes desta teoria é mostrada em [18]. A força horizontal é escrita como:

$$D_{ax}(t) = \frac{1}{2} C_{Dax} \cdot \rho_{ar} \cdot A_d \cdot V_0^2 \quad (7)$$

onde: C_{Dax} é o coeficiente de força axial obtido pela BEM; A_d é a área do disco atuante das

pás; V_0 é a velocidade do vento não perturbada e ρ_{ar} é a densidade do ar.

3.3. Ações de vento na torre

A carga resultante por unidade de comprimento ao longo de cada elemento estrutural, é dada por:

$$q_{aero}(z, t) = \frac{1}{2} C_{ae} \cdot \rho_{ar} \cdot D(z) \cdot [V_{rel}(z, t)]^2 \quad (8)$$

Sendo: C_{ae} o coeficiente de arrasto (dependente da forma, rugosidade e n°. de Reynolds) ; $D(z)$ é a dimensão frontal ao vento e $V_{rel}(z, t)$ a velocidade relativa do vento em relação a torre.

3.4. Ações de hidrodinâmicas

A velocidade da corrente marítima induzida pelo vento na superfície do mar é expressa pela lei exponencial:

$$U_{corrente}(z) = U_{C0} \left(\frac{z+d}{d} \right)^{1/7} \quad (9)$$

com: $U_{corrente}(z)$ é velocidade na elevação z para $-d \leq z \leq 0$; U_{C0} é a velocidade da corrente no MSL(ver figura 2).

A velocidade de corrente sofre variações ao longo do tempo, pois dependem de períodos e comprimento das ondas. Devem ser representadas por algum espectro de potência, neste trabalho será futuramente implementado o espectro de Pierson-Moskowitz [26]. Através da equação de Morison, estabelece-se a carga hidrodinâmica por unidade de comprimento do elemento:

$$q_{hidro}(z, t) = f_i + f_d = \frac{\pi}{4} C_M \cdot \rho_w D^2 \cdot |\dot{U}_{rel}(z, t)| + \frac{1}{2} C_D \cdot \rho_w D \cdot |U_{rel}(z, t)| U_{rel}(z, t) \quad (10)$$

sendo: f_i força de inércia hidrodinâmica; f_d força de arrasto hidrodinâmica; D o diâmetro do pilar; $U_{rel}(z, t)$ e $\dot{U}_{rel}(z, t)$ são velocidade e aceleração horizontal relativa das partículas; C_M e C_D são coeficientes de inércia e arrasto hidrodinâmico respectivamente e dependem do número de Reynolds, cujos valores característicos são $C_M = 2,0$ e $C_D = 0,7$.

4. INTEGRAÇÃO NO DOMÍNIO DO TEMPO

A integração no domínio do tempo segue esquema estabelecido por Newmark, considerando a média da aceleração em cada intervalo de tempo Δt . Este esquema é incondicionalmente estável e apresenta boa precisão para pequenos incrementos de Δt [16]. Os deslocamentos são descritos por:

$$U^{t+\Delta t} = U^t + \Delta t \dot{U}^t + \frac{\Delta t^2}{4} \ddot{U}^t + \frac{\Delta t^2}{4} \ddot{U}^{t+\Delta t} \quad (11)$$

Introduzindo a relação (11) em (1), tem-se o seguinte sistema de equações:

$$\hat{K} \cdot U^{t+\Delta t} = \hat{F} \quad (12)$$

com,

$$\hat{K} = \frac{4}{\Delta t^2} M + \frac{2}{\Delta t} C + K \quad (13)$$

e,

$$\hat{F} = F^{t+\Delta t} + M \left(\frac{4}{\Delta t^2} U^t - \frac{4}{\Delta t} \dot{U}^t + \ddot{U}^t \right) + C \left(\frac{2}{\Delta t} U^t - 3\dot{U}^t \right) \quad (14)$$

A solução do sistema de equações (12), resulta nos valores dos deslocamentos.

Apesar deste esquema de integração ser sempre estável, para uma boa precisão de resultados, recomenda-se:

$$\Delta t \leq \frac{10}{2\pi \cdot f_{\max}} \quad (15)$$

onde f_{\max} é a máxima frequência natural da estrutura [25].

5. IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

Como estratégia de desenvolvimento do código computacional, procurou-se elaborar um software fácil de usar, com introdução de dados mínimos necessários para a análise. Desta forma, tomou-se como base o código RECAL [22], que é utilizado para análise de torres tipo "monopiles". Assim algumas rotinas foram adaptadas e migradas para este novo código possibilitando modelar uma estrutura bi-dimensional, principalmente os módulos de avaliação e quantificação das cargas aero e hidrodinâmicas.

O código computacional desenvolvido tem as seguintes características:

- Escrito em linguagem de computação MATLAB.
- Elemento de pórtico plano para modelagem das barras.
- Matriz de massa consistente.
- Integração no domínio do tempo por Método Implícito de Newmak.
- Avaliação das cargas aerodinâmicas no domínio do tempo.
- Avaliação das cargas hidrodinâmicas no domínio do tempo (a ser implementado)
- Calculo de frequências naturais por método direto.
- Integração das cargas ao longo do elemento para calculo dos esforços equivalentes a cada instante pela regra de Simpson.

- Permite variar o nível médio do mar com a alteração de apenas um dado de entrada.

6. ANÁLISE NUMÉRICA DA TORRE

A torre analisada neste trabalho é formada por 12 tramos com alturas iguais de 12,5m, totalizando 150m de altura. Com isto, tem-se 24 pilares, 12 vigas e 24 tirantes, que resultam em 60 elementos e 26 nós. Admitiu-se o nível médio do mar em 50m. A figura 3 mostra a forma da torre e na tabela 1 encontra-se as dimensões das seções circular vazada (Diâmetro externo e espessura da parede) dos pilares da estrutura.

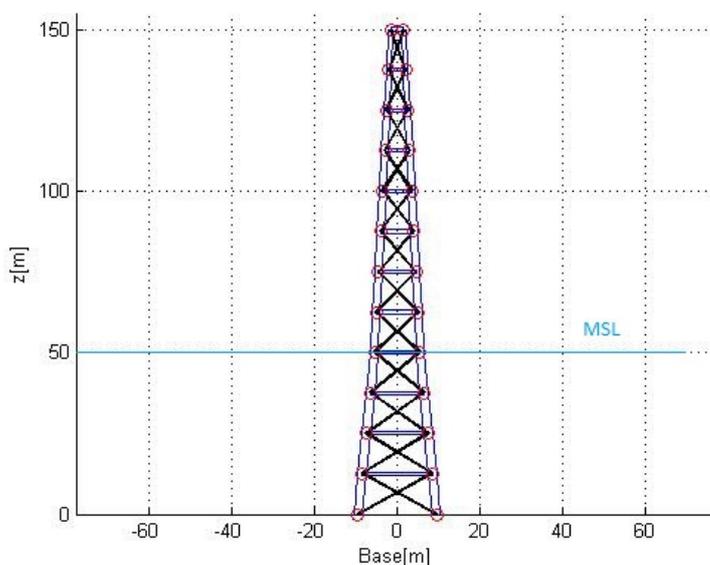


Figura 3 – Forma da da torre.

6.1 Dados de geometria e materiais

O material possui as seguintes propriedades:

Aço: $E_a=2.1e11$ Pa, $\nu=0,3$ e $\rho_a=7850$ Kg/m³.

Concreto: $E_c=2.5e10$ Pa, $\nu_c=0,2$ e $\rho_c=2500$ Kg/m³.

A aceleração da gravidade $g=9.81$ m/s².

Todas as vigas são em concreto de seção retangular com 0,50m de base e 1,00m de altura. Os tirantes são em barras de aço DYWIDAG com 47 mm de diâmetro. E foram pós tensionados em 75% da tensão de ruptura, correspondente a uma força de $1,366 \times 10^6$ N.

Tramo	D_{ext} [m]	Esp.[m]	Base[m]
0			19,0
1	2,0	0,6	17,0

2	2,0	0,6	15,0
3	2,0	0,6	13,0
4	2,0	0,6	11,0
5	1,8	0,5	10,0
6	1,8	0,5	9,0
7	1,8	0,5	8,0
8	1,8	0,5	7,0
9	1,6	0,3	6,0
10	1,6	0,3	5,0
11	1,2	0,3	4,0
12	1,2	0,3	3,0

Tabela 1. Dimensões dos pilares e largura das bases.

6.2 Características do vento

$V_{ref}=9,0$ [m/s] (velocidade média de referência do vento);

$z_{ref}=15,0$ [m] (altura de referência acima do MSL);

$TI=0,15$ [-] (intensidade da turbulência);

$z_0=0,0002$ [m] (rugosidade da superfície do mar);

$\rho_A=1,250$ [kg/m³] (densidade de massa do ar);

$C_{Daero}=0,7$ [-] (coef. de arrasto para os pilares);

$C_{Daerob}=0,8$ [-] (coef. de arrasto para os vigas);

6.3 Características do mar

$d = 50,0$ [m] (profundidade da água);

$U_{c0} = 0,0$ [m/s] (velocidade da corrente de água na superfície);

$\rho_W=1025,0$ [kg/m³] (densidade de massa da água);

$C_M=2,0$ [-]; (coeficiente de inércia);

$C_D=0,7$ [-] (coeficiente de arrasto);

Nesta análise as cargas hidrodinâmicas foram quantificadas e mantidas aplicadas constante ao longo do tempo. No futuro pretende-se implementar esta ação variável.

6.4 Dados da turbina:

$z_{hub}=100,0$ [m] (altura acima do MSL);

$R=63,0$ [m] (raio das pás);

$N_b=3$ (Número de pás) ; $m_{turb}=240000,0$ [kg] (Massa da turbina); $x_{CoG}=1,9$ [m] (coordenada x do centro de massa da turbina);

$V_{ci}=3,5$ [m/s] (velocidade inicial de funcionamento);

$V_r=13$ [m/s] (velocidade nominal);

$V_{co}=30$ [m/s] (velocidade de corte);

$P_r=5000000,0$ [W] (potência Nominal);

$\omega_{mrn}=0,68$ [rad/s] (velocidade angular nominal);

thetan=-2,4°; (ângulo nominal da lâmina);

6.5 Propriedades da simulação

dt=0,0125 [s];

tsim=60,0 [s] (tempo de simulação);

damp1=0,000050 [-] (coeficiente α de amortecimento);

damp2=0,000030 [-](coeficiente β de amortecimento);

O intervalo de tempo adotado foi de $\Delta t = 0,1$ s , realizou-se 600 iterações analisando-se o problema até um tempo total de 60 s , tempo este que se mostrou suficiente para amortecer as cargas permanentes, permanecendo a estrutura vibrando devido a cargas de vento.

7. RESULTADOS

As frequencias naturais obtidas foram:

$f_1=4.3559e-01$ [hz]; $f_2= 6.9007e-01$ [hz] e $f_u= 1.0136e+02$ [hz];

De acordo com [26] esta torre pode ser considerada entre rígida para muito- rígida, e suas frequências estão próximas das frequências das laminas, o que pode gerar danos.

A figura 4 mostra propriedades da turbina em função da velocidade do vento, gerados pelo programa, as quais serão utilizadas na análise ao longo do tempo.

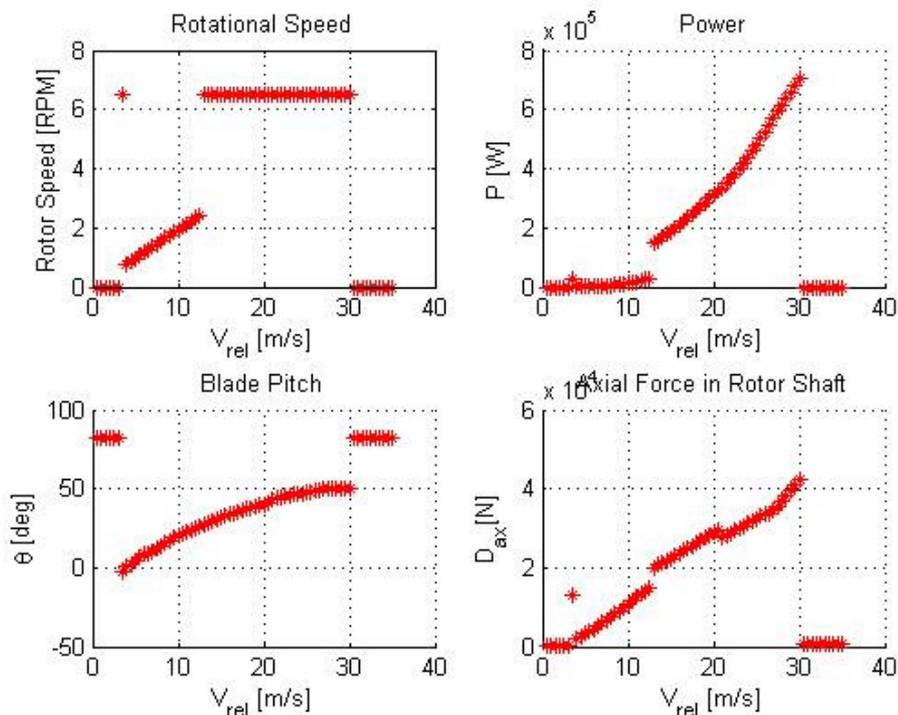


Figura 4 – Resultados da análise da turbina em função da velocidade.

A figura 5 mostra a velocidade e a força horizontal na turbina, calculada pelo programa,

devido ao vento ao longo do tempo.

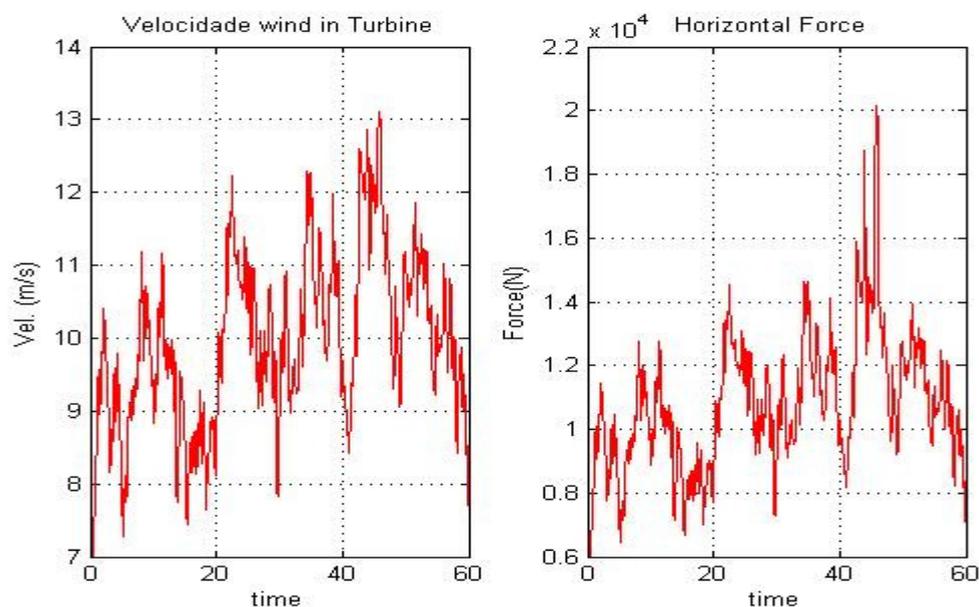


Figura 5 – Velocidade e força na turbina devido ao vento ao longo do tempo.

A figura 6 mostra como a força do vento para as alturas entre 50m a 75m varia ao longo do tempo devido a turbulência $TI=0,15$. A linha mais forte representa a carga sem turbulência. Para cada intervalo de tempo, esta carga é integrada ao longo de toda a parte exposta ao vento (de 50m a 150m de altura) para o cálculo dos esforços nodais equivalentes nos elementos estruturais.

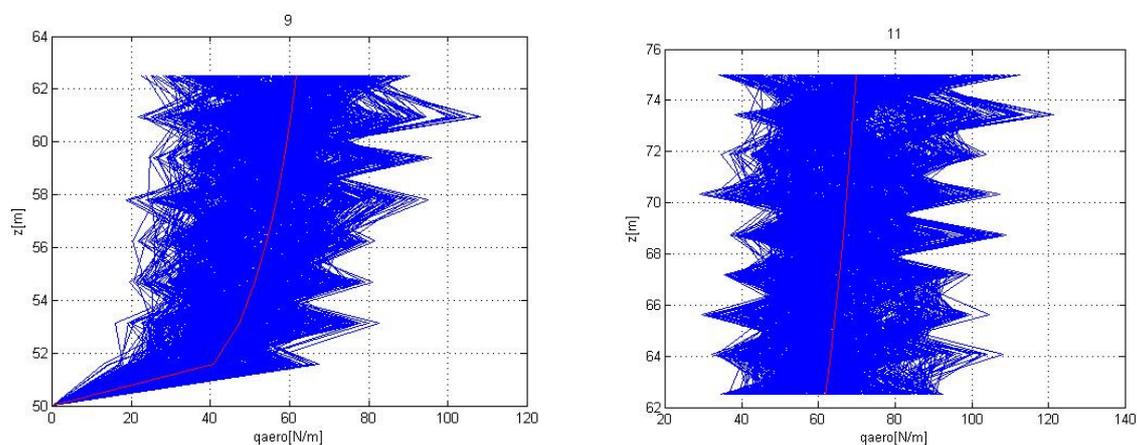


Figura 6 – Variação da carga do vento devido a turbulência ao longo da altura.

A figura 7 mostra a variação do vento na altura de 62,5 metros (12,5m acima do MSL).

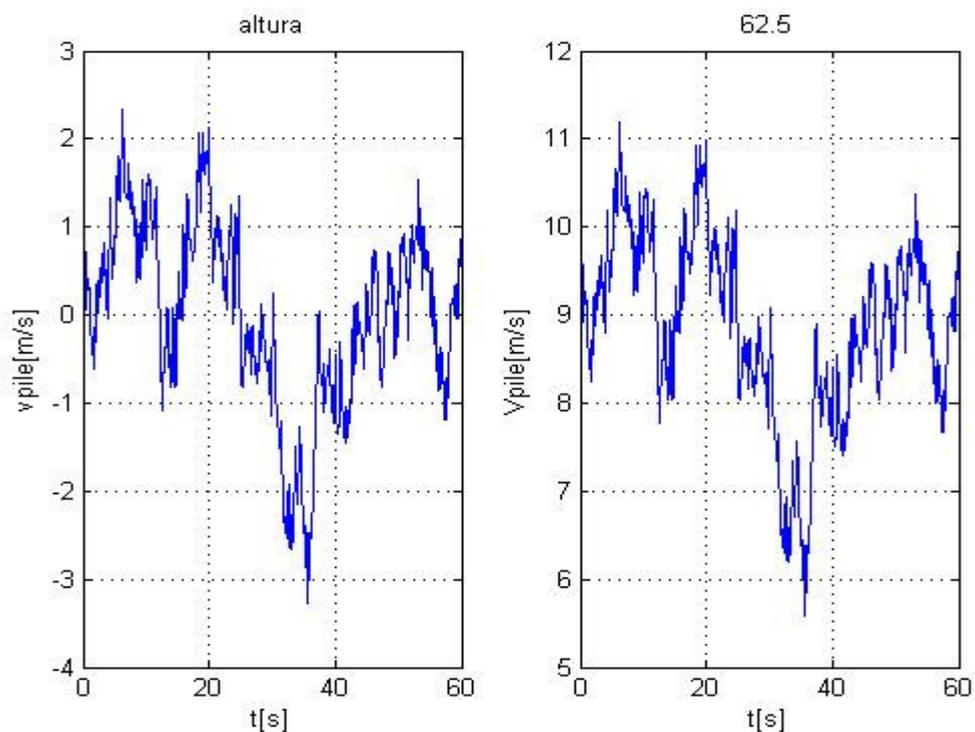


Figura 7 – Variação do vento ao longo do tempo para a altura $z=62,5\text{m}$.

A figura 8 mostra resultados para deslocamentos, velocidade e aceleração horizontal no topo da torre (ultimo nó). Percebe-se que os deslocamentos foram relativamente pequenos $\sim 1/10000$ da altura total da torre, e tanto a velocidade quanto a aceleração já estão praticamente amortecidas, continuando a vibrar devido apenas as cargas de vento.

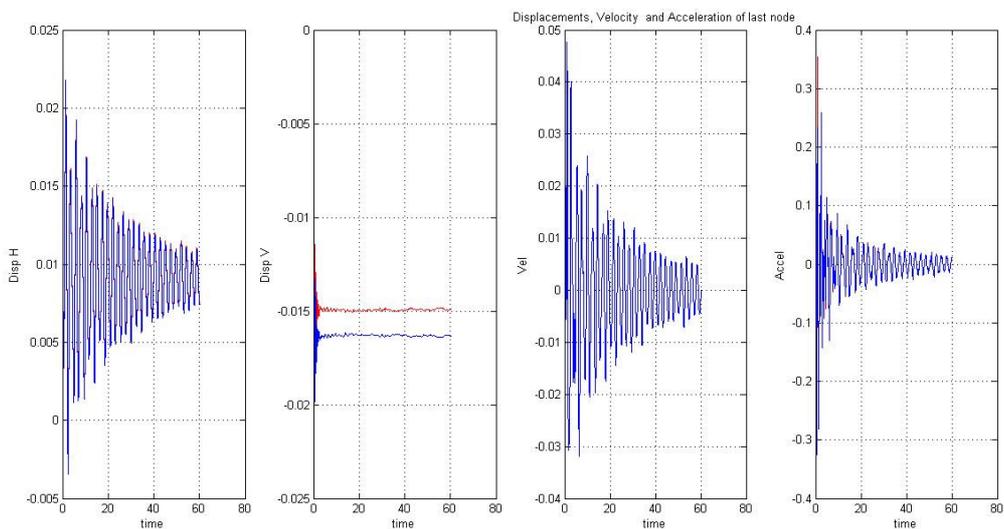


Figura 8 – Deslocamentos e velocidade e aceleração no topo da torre [unidades: m,s].

Na figura 9 estão mostrados os valores das reações de apoio (em azul o apoio à direita e em vermelho o apoio à esquerda). Pelos valores das reações verticais estima-se o peso proprio da torre em 3400 toneladas, excetuando-se o peso da turbina. Com isto tem-se 1360 m³ de concreto.

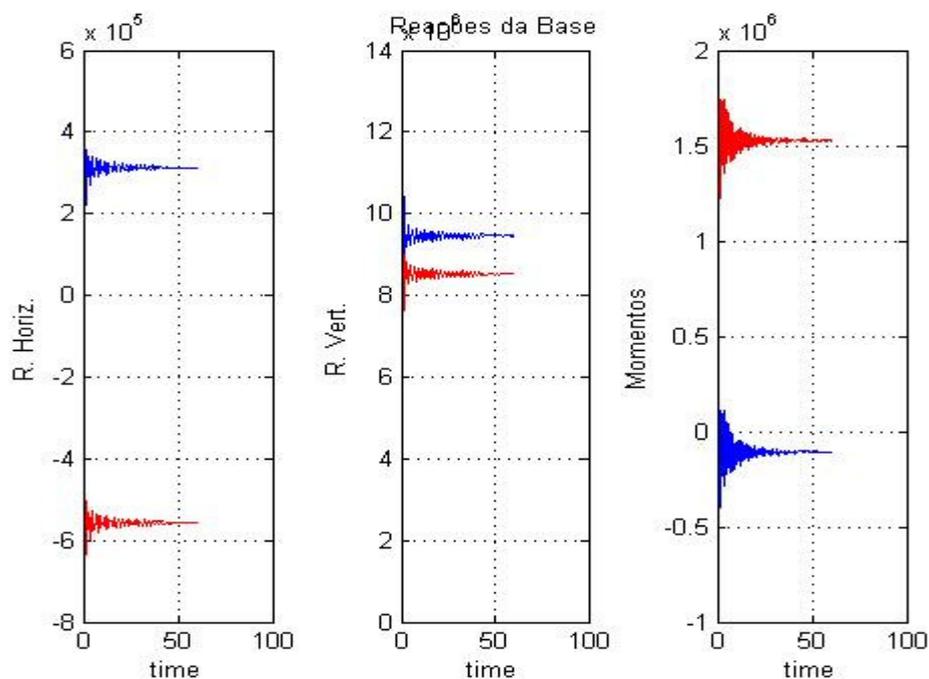


Figura 9 – Reações de apoio da torre [N].

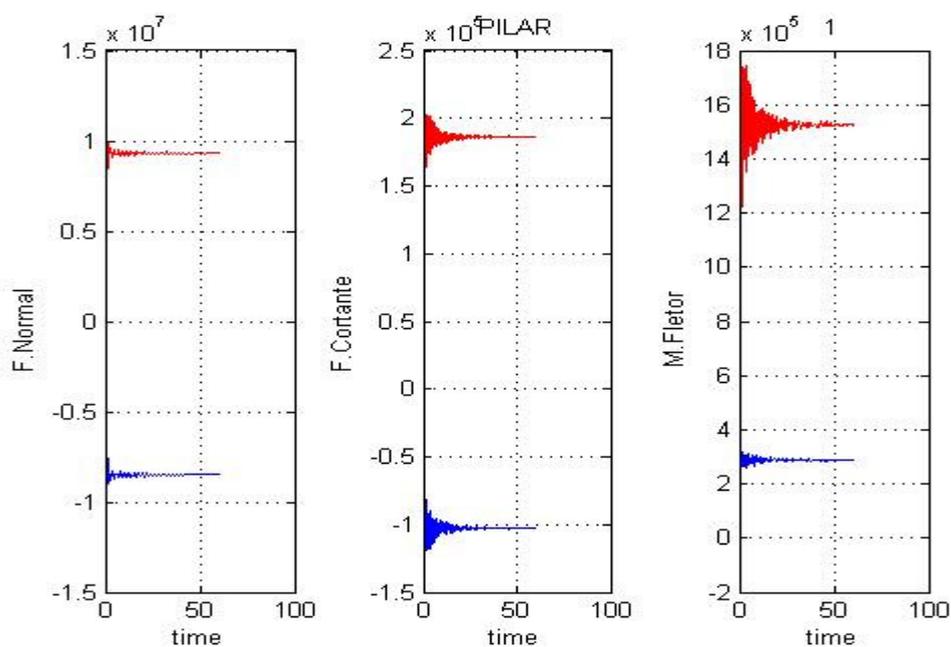


Figura 10 – Resultados de esforços para o pilar 1[N e Nm].

Nas figuras 10 e 11 são mostrados os valores dos esforços para os pilares 1 e 2 da base da estrutura, em vermelho na base e em azul no topo (sistema de referência local). Os momentos negativos atuam em sentido horário.

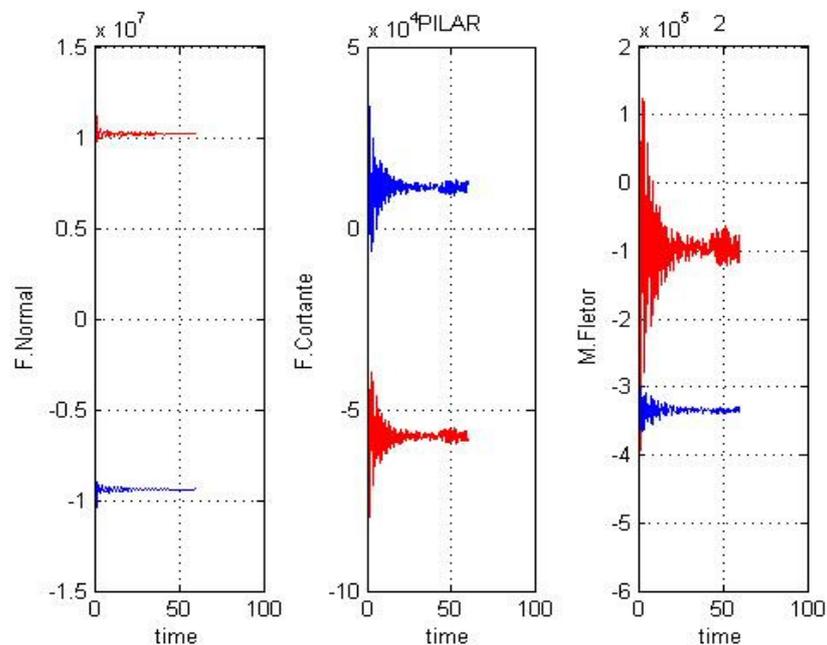


Figura 11 – Resultados de esforços para o pilar 2 [N e Nm].

A figura 12 mostra resultados de esforços nas extremidades da viga 1 .

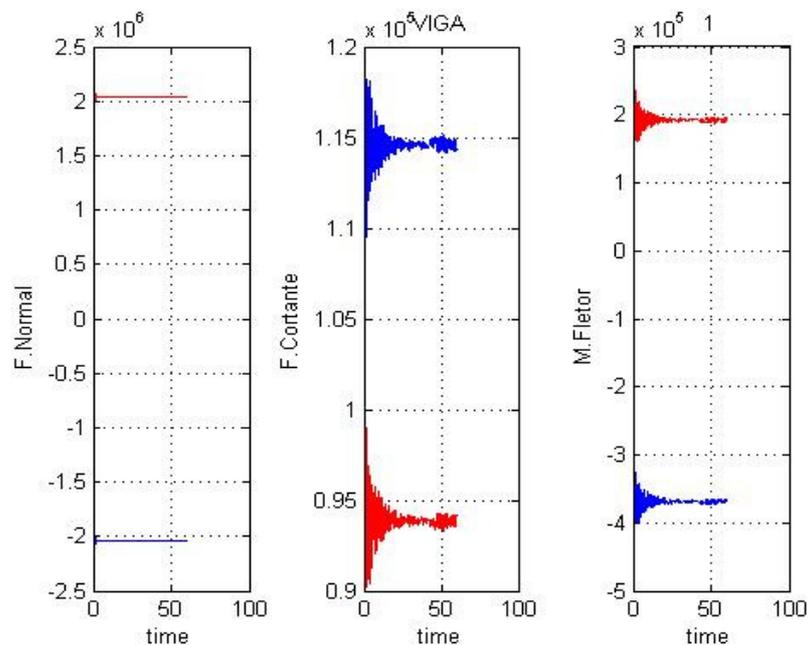


Figura 12 – Resultados de esforços para a viga 1[N e Nm].

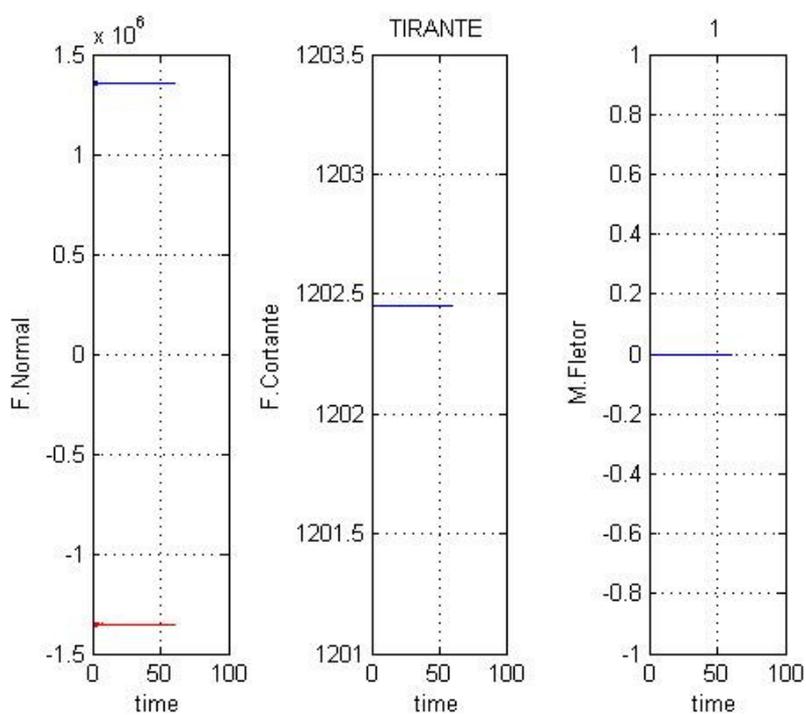


Figura 13 – Resultados de esforços para o tirante 1[N e Nm].

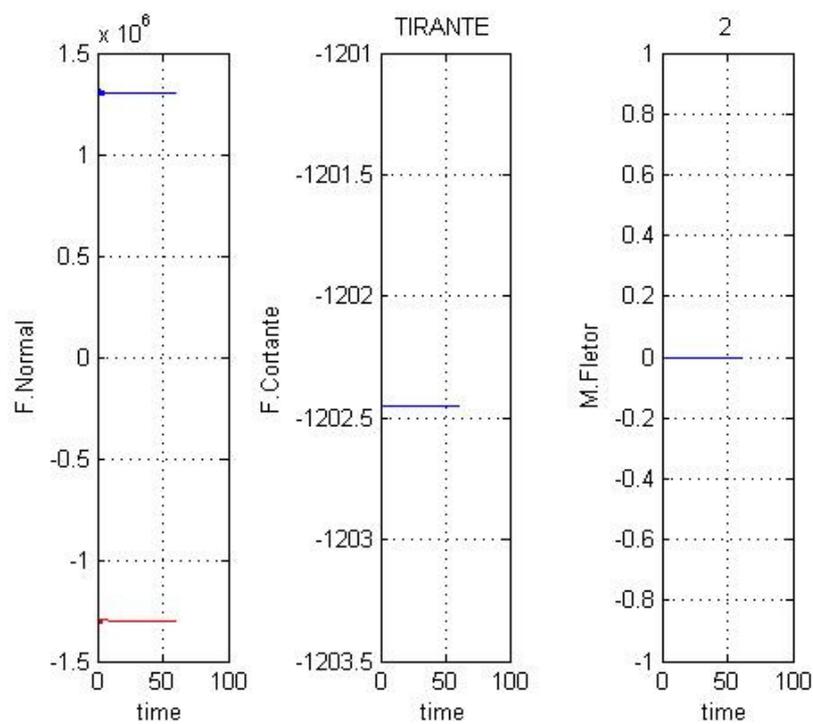


Figura 14 – Resultados de esforços para o tirante 2.

As figuras 13 e 14 mostram os esforços nos tirantes 1 e 2, no sistema de referencia local, indicando tração nas duas extremidades.

O esforço mínimo obtido entre todos os tirantes foi de $1,27 \times 10^3$ [kN] e o máximo de $1,36 \times 10^3$ [kN].

7. CONCLUSÕES

- O esforço de pós-tensão nos tirantes mostrou-se suficientes para que não fossem solicitados a compressão.
- Os tirantes dos tramos superiores sofreram pouca variação de tração.
- A torre apresentou-se bastante rígida. Através dos procedimentos adotados foi possível obter resultados para as frequências e esforços, que se mostraram coerentes com os obtidos por modelos tri dimensionais mais complexos[17].
- O código desenvolvido permitiu a análise de torres treliçadas em concreto armado, de modo simples, eficiente e com poucos graus de liberdade, apresentando resultados confiáveis.

REFERÊNCIAS

- [1] Jornal de Londrina, "Novo Parque Eólico no Paraná pode gerar 170,2 megawatts", pg 7, 24-03-2014, Londrina, Paraná.
- [2] Christófaró, B. R. ; Nadal, C. A. e Soares, C. R. – "Study and Propositions for the installations of Wind Turbines Foundations on the Coast of Paraná". Espaço e Energia, Ed. 18, pg. 1-11, abril 2013.
- [3] Chastre, C. and V. Lúcio, Torres pré-fabricadas de betão para suporte de turbinas eólicas, in Estruturas Pré-moldadas no Mundo - Aplicações e Comportamento Estrutural. 2012, Fundação da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa. p. 91-106.
- [4] Chastre, C. and V. Lúcio, Precast Towers for Wind Energy Generators - Design issues, in Precast Concrete Towers for Wind Energy Generators, Válder Lúcio, et al., Editors. 2012, Fundação da Faculdade de Ciência e Tecnologias da Universidade NOVA de Lisboa: Caparica, Portugal.
- [5] Chastre, C., and Lúcio, V. (2014). "Evolução histórica, desenvolvimento atual e potencial futuro das torres de concreto pré-moldado para suporte de aerogeradores." Revista Concreto IBRACON, 75, p.90-100.
- [6] Dalhoff, P., K. Argyriadis, and M. Klose, *Integrated Load and Strength Analysis for Offshore Wind Turbines with Jacket Structures*, in *European Offshore Wind 2007*.2007.
- [7] Karimirad, M. and T. Moan, *Wave- and Wind-Induced Dynamic Response of a Spar-Type Offshore Wind Turbine*. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2012. **138**(1): p. 9-20.
- [8] Falcão, A.F.O., J.J. Cândido, Paulo A. P. Justino, J.C.C. Henriques, Hydrodynamics of

- the IPS buoy wave energy converter including the effect of non-uniform acceleration tube cross section. *Renewable Energy*, 2012. 41(0): p. 105-114.
- [9] Bazeos, N., et al., *Static, seismic and stability analyses of a prototype wind turbine steel tower*. *Engineering Structures*, 2002. 24(8): p. 1015-1025.
- [10] Harte, R. and G.P.A.G. Van Zijl, *Structural stability of concrete wind turbines and solar chimney towers exposed to dynamic wind action*. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2007. 95(9-11): p. 1079-1096.
- [11] Amarante Dos Santos, F.P. and C. Cismaşiu, *Comparison Between Two SMA Constitutive Models for Seismic Applications*. *Journal of Vibration and Control*, 2010. 16(6): p. 897-914.
- [12] Ebeling, E.B., M. El Debs e Lúcio V.J.G., *Estudo sobre o punçoamento em Verifique pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de betão pré-fabricado*, no 2º Congresso Nacional da Prefabricação em Betão 2008: LNEC, Lisboa.
- [13] O.C. Zienkiewicz e R.L. Taylor, *The finite element method*, McGraw Hill, Vol. I., 1989, Vol. II, (1991).
- [14] Gere J. M. e Weaver W. Jr., *Análise de Estruturas Reticuladas*, Ed. Guanabara Dois, 1981
- [15] R. D. Cook, D. S. e M. E. Plesha, *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, Jonh Wiley & Sons, 1989.
- [16] K. J. Bathe, *Finite Element Procedures*, Prentice Hall, 1996.
- [17] M. I. G. Feliciano, *Estudo da Implantação OFFSHORE de Turbina Eólica sobre Torre Treliçada em Betão Pré-esforçado*. Dissertação de Msc. , FCT/UNL, , Lisboa, Pt, fev. 2014.
- [18] J. Manwell, J. McGowan e A. Rogers, *Wind Energy Explained*, New York:2a. Edição, Wiley, 2009.
- [19] J.C. Simo e R.L. Taylor, "Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity", *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* Vol. 48, pp. 101-118, (1985).
- [20] F. Armero e S. Glaser, *Enhanced strain finite element methods for finite deformation problems*. M. Doblaré et Al. eds., III CMNI, Zaragoza, SEMNI, pp. 423-437, (1996).
- [21] Owen D.R.J.; Hinton E. "Finite Elements in Plasticity". Ed. Pineridge Press, 1980.
- [22] D. J. Cerda Salzmann, "Dynamics Response Calculations of Offshore Wind Turbine Monopile Support Structures". Thesis Report, Delf University of Technology, Nieuwegein, february 2004.
- [23] Matlab "<http://www.mathworks.com/products/matlab> .
- [24] L. A. Souza e C. A. Moura, *Diferença Finita de Quarta Ordem para Integração Explícita no Domínio do Tempo de Problemas Elastodinâmicos*, XVIII CILAMCE, V.1, pp. 263-272, Brasília, DF, 1997.
- [25] J. H. Vugts, *Handbook of Bottom Founded Offshore Structures*, Lecture notes, Delft University of Technology, 2000.
- [26] F. van Gerven, *Optimising the Desing of a Steel Substruture for Offshore Wind Turbine in Deeper Waters*, Delf University of Technology, Nieuwegein, 2011.