VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas
21,22 e 23 de maio de 2014
RIO DE JANEIRO
COMEMORANDO 40 ANOS DA PONTE RIO NITEROI
Realização: ABECE ABPE IABSE

Análise de Fadiga em Estrutura de Fundação de Torre de Turbina Eólica

Marco Antônio Ribeiro[1], Silvio de Souza Lima[2], Sergio Hampshire de C. Santos[3]

(1) Eng. Civil, Mestre, Programa de Projeto de Estruturas, UFRJ/

marco.ribeiro@consorcioipojuca.com.br

(2) Professor Associado (D.Sc.)/ UFRJ/ Departamento de Estruturas/ sdesouzarlima@gmail.com

(3) Professor Associado (D.Sc.)/ UFRJ/ Departamento de Estruturas/sergiohampshire@poli.ufrj.br

Resumo

A energia eólica tem sido muito utilizada em todo o mundo atualmente. Em situações que se torna difícil, ou até inviável a instalação de usinas de grande porte, sejam hidrelétricas ou nucleares, a instalação de parques eólicos tem se tornado atrativa por oferecer uma boa contribuição energética. Este trabalho tem por finalidade contribuir com o estudo da fadiga em estruturas de fundação de turbinas eólicas. Apesar da análise de fadiga estar bastante conhecida na verificação de estruturas de pontes e de vigas de pontes rolantes, ainda há pouca experiência nos projetos de aerogeradores. Daí o interesse em estudar e adaptar os conceitos já conhecidos para esse tipo de estrutura. São apresentados dois modelos de estrutura para análise, um com fundação em bloco estaqueado e outro com fundação direta. São verificados o concreto e as armaduras quanto ao efeito da fadiga, conforme a NBR 6118. São avaliados os danos na armadura conforme a regra de Palmgren-Miner, e construída a curva SN para os locais de maiores tensões. São comentados, quanto à validade, conceitos como dano acumulado em zonas elástica e plástica e a denominada de "vida infinita" do aço.

Palavras-chave

Fadiga; Turbina eólica; Concreto; Estruturas de Fundações.

Introdução

As turbinas eólicas disponíveis atualmente no mercado nacional, são de eixo horizontal, com 3 hélices e já fornecidas juntamente com a torre de sustentação, conforme a Figura 1 (a). O projetista da estrutura deverá estudar e projetar somente a fundação, a partir das cargas já definidas pelo fornecedor e em função das condições geotécnicas locais.

A estrutura de fundação, composta pelo bloco, estaqueado ou em fundação direta, e o anel embutido no mesmo, para recebimento da torre, são apresentados muito esquematicamente na Figura 1(b).

(a) (b)

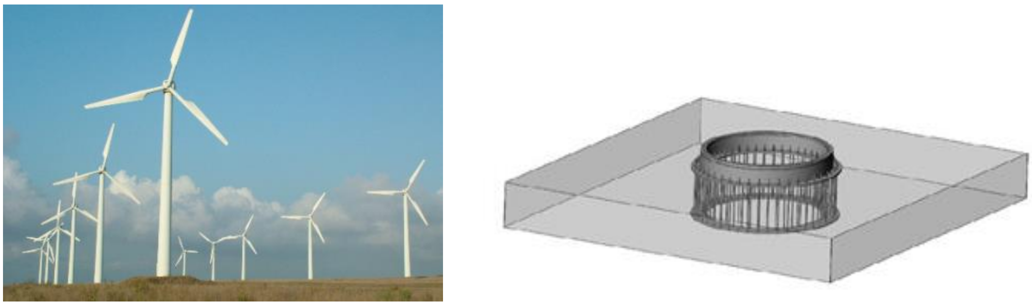


Figura 1 – (a) Turbinas eólicas, (b) Bloco de fundação com anel embutido

Carregamentos

Os carregamentos são geralmente fornecidos pelo fabricante, como cargas pontuais e momentos nos seis graus de liberdade (Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz), aplicados no centro de gravidade do anel, conforme a Figura 2.

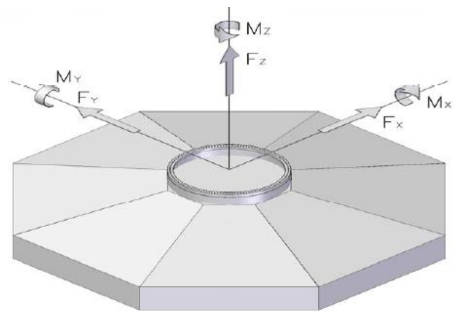


Figura 2 – Aplicação dos carregamentos advindos do conjunto torre-turbina

Na Tabela 1, apresentam-se, para um exemplo hipotético, mas típico neste tipo de estrutura, dezesseis casos de carregamentos no ELU, e na tabela 2, dois casos para o ELS.

Para a análise da resistência à fadiga, na Figura 3, em gráfico similar a um espectro, apresentam-se as variações de carregamentos nos seis graus de liberdade (ΔFx, ΔFy, ΔFz, ΔMx, ΔMy, ΔMz) em função dos ciclos (nº de repetições), em escala logarítmica nos dois eixos, totalizando 6x128 casos de carregamentos. Estes variações foram disponibilizadas também em um arquivo digital.

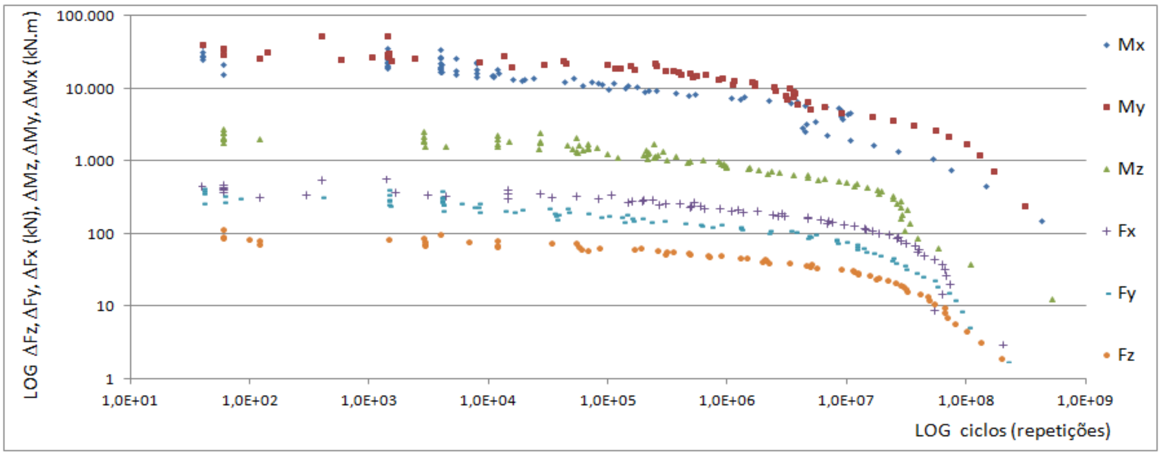
Tabela 1 – Casos de carga no ELU

		Load case	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]
Mx	MAX	**dlc6.2j**	58584	4713.9	58773	843.5	157.2	-771.1	786.9	-3729.2
	MIN	**dlc6.2b**	-51652	5046.0	51898	-892.2	154.3	668.9	686.5	-3750.3
My	MAX	**dlc1.5d_90**	303.7	48896	48897	267.0	554.6	10.9	554.7	-3799.2
	MIN	**dlc1.5e_00**	2249.7	-59252	59295	-666.4	-606.2	-12.5	606.3	-3770.0
Mxy	MAX	**dlc1.5e_00**	2249.7	-59252	59295	-666.4	-606.2	-12.5	606.3	-3770.0
	MIN	**dlc3.2a**	2.65	3.00	4.00	5.40	23.4	0.18	23.4	-3787.6
Mz	MAX	**dlc2.2da**	9744.3	10474	14306	2893.0	143.3	-99.2	174.3	-3826.1
	MIN	**dlc2.2db**	-2851.0	-6636.4	7222.9	-2676.3	-22.0	47.3	52.2	-3729.2
Fx	MAX	**dlc6.1b**	2475.1	35579	35665	-429.1	632.8	-7.99	632.9	-3653.7
	MIN	**dlc1.5e_00**	3140.2	-59167	59250	-746.2	-610.1	-55.0	612.6	-3773.1
Fy	MAX	**dlc6.2d**	-49341	-18271	52616	-682.7	-253.7	685.5	730.9	-3765.5
	MIN	**dlc6.2j**	58458	6094.2	58774	844.7	174.9	-771.3	790.9	-3728.9
Fxy	MAX	**dlc6.2j**	58173	7342.9	58634	867.3	189.7	-768.9	792.0	-3729.4
	MIN	**dlc3.2a**	30.2	-2271.3	2271.5	1.41	-0.049	-0.14	0.15	-3785.3
Fz	MAX	**dlc7.1c_60**	156.2	14886	14887	-549.6	272.1	17.4	272.7	-3636.4
	MIN	**dlc8.1a0d**	1479.9	21957	22007	-46.0	291.4	-1.94	291.4	-4316.0

Tabela 2 – Casos de carga no ELS

		Load case	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Mz [kNm]	Fx [kN]	Fy [kN]	Fxy [kN]	Fz [kN]
Mxy	Max	dlc1.0d	3058.3	25356	25540	111.0	278.8	-23.1	279.7	-3450.0
Fxy	Max	dlc3.1b	2262.2	25340	25441	148.9	291.0	-14.3	291.3	-3460.4

Figura 3 – Variação de carregamentos *versus* Ciclos, em escala log x log



Modelos

- Modelo 1 (Bloco Estaqueado)

O Modelo 1 considera barras de aço de alta rigidez, recebendo os carregamentos advindos da torre, funcionando como enrijecedores do anel metálico. Este é engastado no bloco de fundação, conforme visto na Figura 4. O bloco é circunscrito em uma área de 17x17m e apresenta 2m de altura. Considera-se f_{ck} =30 MPa e estacas com diâmetro ϕ=60cm. O modelo é processado no programa SAP2000, no módulo de análise estática ***Linear***, para os casos de carregamentos no ELU, ELS e de Fadiga.

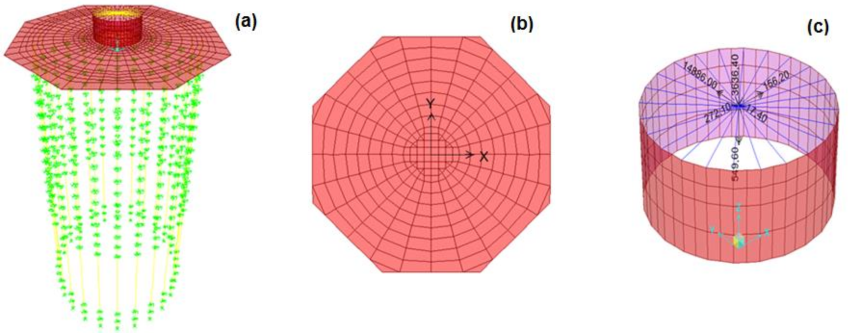


Figura 4 – Modelo Estrutural (a) da fundação, (b) do bloco, e (c) do anel

- Modelo 2 (Sapata)

O Modelo 2 é composto pelo mesmo conjunto de barras com anel descrito para o Modelo 1. A sapata de fundação é quadrada, com 18x18m em planta e 2m de altura, com f_{ck}=30 MPa, conforme a Figura 5. Consideram-se molas com distribuição não uniforme de acordo com o método de Santos-Velloso (RIBEIRO, 2014), com conceito diferente da Hipótese de Winkler, de distribuição uniforme das molas. A análise no SAP2000 é estática ***Não-Linear***, para os mesmos carregamentos do Modelo 1. A análise não-linear visa verificar o desprendimento das molas verticais, simulando o possível descolamento do solo quando tracionado.

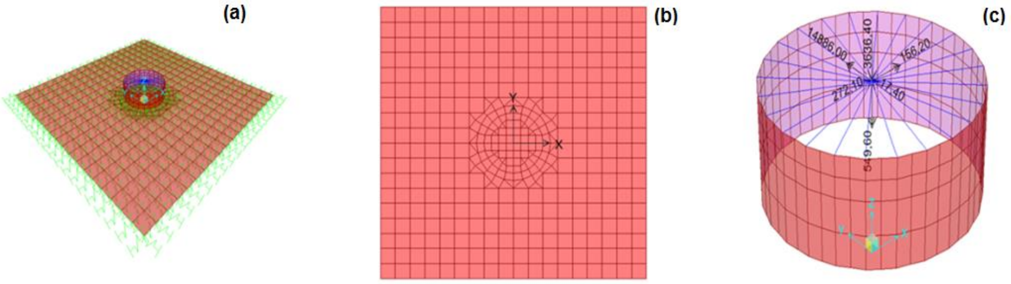


Figura 5 – Modelo Estrutural (a) da fundação, (b) da sapata, e (c) do anel

Considerações sobre as molas do Modelo 2

São consideradas molas simulando a interação solo-estrutura, com uma distribuição não uniforme de acordo com o método Santos-Velloso. Esta considera um conceito diferente da Hipótese de Winkler, em que a distribuição das molas é uniforme na área da fundação.

O método considera o solo como um semi-espaço elástico e homogêneo. O método aplica o conceito de Matriz de Rigidez Condensada do Solo, em que o deslocamento de um ponto qualquer da interface solo-fundação é afetado por tensões presentes em toda a sua vizinhança no solo. É calculado o deslocamento $\boldsymbol{d_{i,j}}$ no nó ***i,j*** distante ***r*** do nó ***k,l*** onde é aplicada uma força unitária, conforme mostra a Figura 6.

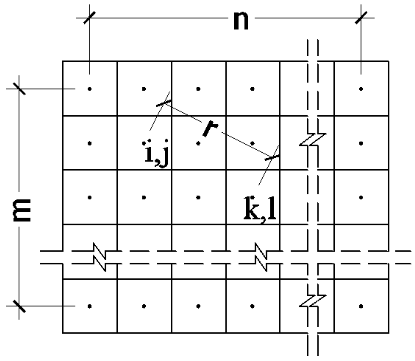


Figura 6 – Malha da interface solo-fundação

Utilizam-se para obtenção dos deslocamentos horizontais a formulação de Cerruti (1a) e para os verticais a de Boussinesq (1b), ambas baseadas na Teoria da Elasticidade. São parâmetros de entrada G (módulo de deformação transversal) e ν (coeficiente de Poisson) do solo.

$$d_{X\ i,j\to k,l} = \frac{(1-\nu)}{2\cdot\pi\cdot r\cdot G}\times\left[(1-\nu)+\left(\frac{x^2}{r^2}\cdot\nu\right)\right] \quad (a) \qquad \delta_{Z\ i,j\to k,l} = \frac{(1-\nu)}{2\cdot\pi\cdot r\cdot G} \quad (b) \qquad (1)$$

A expressão para d_y é similar à de d_x em 1(a), com y no lugar de x.

Quando ***i,j*** =***k,l*** tem-se $r=0$, gerando deslocamentos infinitos. Neste caso usam-se diretamente os valores de rigidez de sapatas rígidas nos sentidos vertical e horizontal, conforme resumido por WOLF (1994). Assim, têm-se deslocamentos unitários em uma área de dimensões a e b:

$$d_X = \frac{2-\nu}{G\cdot b\cdot\left[6{,}8\cdot\left(\frac{a}{b}\right)^{0{,}65}+2{,}4\right]} \qquad d_Y = \frac{2-\nu}{G\cdot b\cdot\left[6{,}8\cdot\left(\frac{a}{b}\right)^{0{,}65}+0{,}8\cdot\left(\frac{a}{b}\right)+1{,}6\right]} \qquad d_Z = \frac{1-\nu}{G\cdot b\cdot\left[3{,}1\cdot\left(\frac{a}{b}\right)^{0{,}75}+1{,}6\right]} \qquad (2)$$

Assim, é possível a montagem da Matriz de Flexibilidade do Solo, composta pelos deslocamentos causados por forças unitárias nos pontos da interface fundação-solo:

$$\vec{\delta} = \begin{pmatrix} \delta_{1,1} & \delta_{1,2} & \cdots & \delta_{1,n} \\ \delta_{2,1} & \delta_{2,2} & \cdots & \delta_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n,1} & \delta_{n,2} & \cdots & \delta_{n,n} \end{pmatrix} \tag{3}$$

Invertendo-se a Matriz de Flexibilidade tem-se a Matriz de Rigidez do solo:

$$\vec{\kappa}_{i,j} = \vec{\delta}_{i,j}^{\,-1} \quad \Leftrightarrow \quad \vec{\kappa}_{i,j} = \begin{pmatrix} \kappa_{1,1} & \kappa_{1,2} & \cdots & \kappa_{1,n} \\ \kappa_{2,1} & \kappa_{2,2} & \cdots & \kappa_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \kappa_{n,1} & \kappa_{n,2} & \cdots & \kappa_{n,n} \end{pmatrix} \tag{4}$$

Supondo-se o comportamento da sapata como de corpo rígido e somando-se todos os termos de cada linha da Matriz de Rigidez do solo, tem-se os termos da Matriz de Rigidez Diagonalizada do solo, a ser aplicada na interface solo-fundação:

$$k_{i,i} = \sum_{j=1\to n}^{1} \kappa_{i,j} \quad \Leftrightarrow \quad k_{i,i} = \begin{pmatrix} k_{1,1} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k_{2,2} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{n,n} \end{pmatrix} \tag{5}$$

Verificações

- Fadiga no Concreto

Segundo a NBR6118, as verificações de fadiga no concreto podem ser feitas no Estádio II, onde apenas as tensões compressivas são consideradas no concreto. A tensão máxima à compressão é limitada conforme (6). Para o cálculo da seção fissurada no domínio II, obtém-se a posição da linha neutra resolvendo-se a equação de 2ºgrau em (7) e o momento de inercia é obtido conforme (8). Nas tabelas 3 e 4, é feita a verificação no ELU para os dois modelos.

$$\eta_C \cdot \gamma_f \cdot \sigma_{c,max} < f_{cd,fad} = 0{,}45 \cdot f_{cd}, \quad \gamma_f = 1{,}0, \quad \eta_c = \frac{1}{1{,}5 - 0{,}5 \cdot \left(|\sigma_{c1}| / |\sigma_{c2}| \right)}, \quad \sigma_{c1} = \frac{M}{I_{II}} \cdot (x - 0{,}3); \quad \sigma_{c2} = \frac{M}{I_{II}} \cdot x \tag{6}$$

$$\left(\frac{b}{2}\right)\cdot x^2+\left(n\cdot A_S+(n-1)\cdot A'_S\right)\cdot x+\left(-n\cdot A_S\cdot d-(n-1)\cdot A'_S\cdot c\right)=0 \qquad (7)$$

$$I_{II}=\frac{b\cdot x^3}{3}+\frac{b\cdot (h-x)^3}{3}+(n-1)\cdot\left[A_S\cdot(d-x)^2+A'_S\cdot(x-d')^2\right] \qquad (8)$$

Tabela 3 – Resistência à Fadiga no concreto para o Modelo 1

Relação Mod. Elast.

f_{ck} (MPa)	25
E_c (MPa)	23.800
E_s (MPa)	205.000
n (E_s/E_c)	8,61

Seção Positiva →

b (m)	1,00
h (m)	2,00
c (m)	0,20
c' (m)	0,15
A_s (cm²)	98,0
A_s' (cm²)	98,0

Estadio II

A (m)	0,50
B (m²)	0,16
C (m³)	-0,16
Δ (m²)	0,35
x (m)	0,43
I_{II} (m⁴)	0,19

Seção Negativa →

b (m)	1,00
h (m)	2,00
c (m)	0,15
c' (m)	0,20
A_s (cm²)	98,0
A_s' (cm²)	98,0

Estadio II

A (m)	0,50
B (m²)	0,16
C (m³)	-0,17
Δ (m²)	0,37
x (m)	0,45
I_{II} (m⁴)	0,20

Fadiga do Concreto

Esforços Máximos	M (±) (KNm/m)	σ_{c2} (MPa)	σ_{c1} (MPa)	η_c	$\eta_c\cdot\gamma_f\cdot\sigma_{c,max}$ (MPa)	<	$f_{cd,fad}$ (MPa)
M11(+) MAX	4453	10,13	3,13	0,74	7,53	Ok	8,04
M22(+) MAX	4431	10,08	3,11	0,74	7,49	Ok	8,04
M11(-) MAX	-2732	6,09	2,01	0,75	4,56	Ok	8,04
M22(-) MAX	-2718	6,06	1,99	0,75	4,54	Ok	8,04

Tabela 4 – Resistência a Fadiga no concreto para o Modelo 2

Relação Mod. Elast.

f_{ck} (MPa)	25
E_c (MPa)	23.800
E_s (MPa)	205.000
n (E_s/E_c)	8,61

Seção Positiva →

b (m)	1,00
h (m)	2,10
c (m)	0,15
c' (m)	0,20
A_s (cm²)	98,0
A_s' (cm²)	49,0

Estadio II

A (m)	0,50
B (m²)	0,12
C (m³)	-0,17
Δ (m²)	0,36
x (m)	0,48
I_{II} (m⁴)	0,22

Seção Negativa →

b (m)	1,00
h (m)	2,10
c (m)	0,20
c' (m)	0,20
A_s (cm²)	49,0
A_s' (cm²)	98,0

Estadio II

A (m)	0,50
B (m²)	0,12
C (m³)	-0,10
Δ (m²)	0,20
x (m)	0,33
I_{II} (m⁴)	0,12

Fadiga do Concreto

Esforços Máximos	M (±) (KNm/m)	σ_{c2} (MPa)	σ_{c1} (MPa)	η_c	$\eta_c\cdot\gamma_f\cdot\sigma_{c,max}$ (MPa)	<	$f_{cd,fad}$ (MPa)
M11(+) MAX	4592	9,87	3,67	0,76	7,51	Ok	8,04
M22(+) MAX	4548	9,77	3,63	0,76	7,44	Ok	8,04
M11(-) MAX	-2656	7,58	0,79	0,69	5,24	Ok	8,04
M22(-) MAX	-2657	7,58	0,79	0,69	5,24	Ok	8,04

- Fadiga no Aço

A NBR6128 não trata de sistemas em baixo ciclo, com menos de 2.10^4 repetições, e define que qualquer variação de tensão deve ser limitada conforme a expressão (9). A variação máxima de tensão do aço $\Delta\sigma_{sd,fad}$ se encontra na Figura 7a, curva S-N ou de Wölher, para o aço CA-50 em diferentes situações. A curva SN é determinada através de (10) onde: N, k_1 e k_2 encontram-se nas tabelas 23.2 e 23.3 da NBR6118.

$$\gamma_f\cdot\sigma_{Ss}<\Delta\sigma_{sd,fad} \qquad onde: \qquad \sigma_{Ss}=\frac{M}{I_{II}}\cdot(d-x) \quad e \quad \gamma_f=1{,}0 \qquad (9)$$

$$\left(\Delta\sigma_{sd,fad}\right)^m\cdot N=C^{TE} \qquad onde: \quad m=k_1 \quad ou \quad m=k_2 \qquad (10)$$

- Dano no Aço

A NBR 6118 considera a regra de Palmgren-Miner, que define que mesmo para uma variação de tensão **Δσ** abaixo da curva SN, pode haver dano no aço. Este dano é considerado como linear, para um conjunto de pares **$\Delta\sigma_i$, n** , conforme (11) e figura 7(b).

$$D = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \ldots + \frac{n_k}{N_k} < 1{,}0 \qquad (11)$$

$$\begin{array}{ccc} \uparrow & \uparrow & \uparrow \\ \sigma_1 & \sigma_2 & \sigma_k \end{array}$$

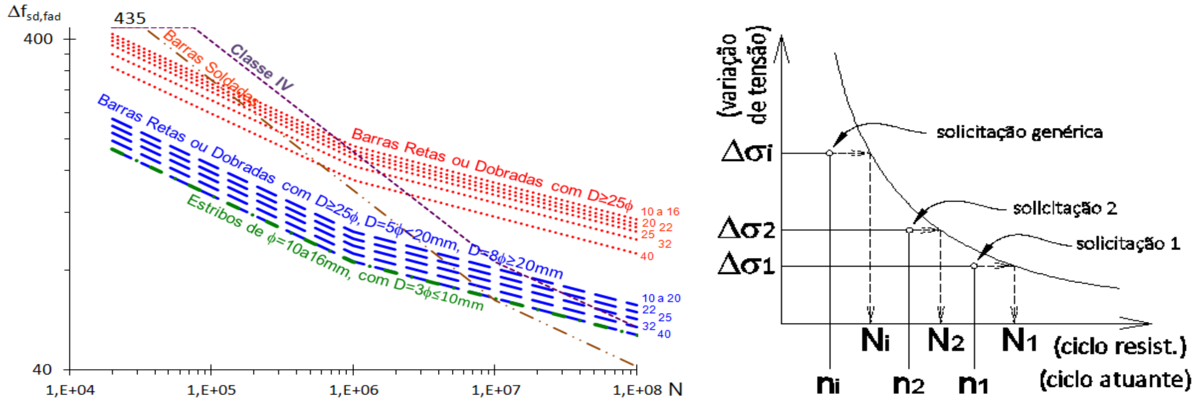


Figura 7 – (a) Curva SN para CA-50, da NBR6118, e (b) Regra do dano acumulado

Abaixo, nas Tabelas 5(a) e 5(b), são apresentados os danos máximos nas diversas armaduras, em função das solicitações atuantes. Por exemplo, na primeira linha, aparece o dano máximo na armadura longitudinal inferior ($A_{s,INF}$), causado pelas variações de tensões, devidas a esforços de flexão no sentido 11 (eixo *y*), localizado em um determinado elemento finito, em um nó. Assim consecutivamente, até a última linha, onde aparece o dano na armadura transversal ($A_{s,w}$), causado pelas variações de tensões devido os esforços de força cortante. Lembre-se que, para cada nó do elemento finito da fundação analisada, considerou-se um somatório de 6x128 danos, advindo dos diversos carregamentos de fadiga.

Tabela 5 – Danos máximos nas armaduras do (a) Modelo 1, e do (b) Modelo 2

(a)

Solicitação → Armadura Danificada	Area	Nó	DANO
M11 → As_{INF}	138	139	0,46
M11 → As_{SUP}	151	131	0,38
M22 → As_{INF}	98	77	0,05
M22 → As_{SUP}	191	193	0,04
Vmas → Asw	121	102	0,03

(b)

Solicitação → Armadura Danificada	Area	Nó	DANO
M11 → As_{INF}	80	33	0,42
M11 → As_{SUP}	81	32	0,45
M22 → As_{INF}	60	8	0,05
M22 → As_{SUP}	102	57	0,05
Vmas → Asw	.20.17	.20.17	0,03

A seguir, apresentam-se na Figura 8 os danos na armadura longitudinal inferior (A_s), causados pelas variações de tensões devidas aos esforços de flexão M11, em esquemas em planta, para os Modelos 1 e 2. Note que a área colorida, com danos D>0,01, representa menos de 5% da área da fundação, nos dois modelos. No ponto onde ocorre o dano máximo na Figura 8 (em vermelho), tem-se o dano acumulado pela ação dos 6x128 carregamentos de fadiga, conforme a Figura 9. Para esse mesmo ponto de dano máximo, têm-se as tensões devidas a M11, ou seja, 6x128 pontos (em vermelho) abaixo da Curva SN (em azul), conforme a Figura 10.

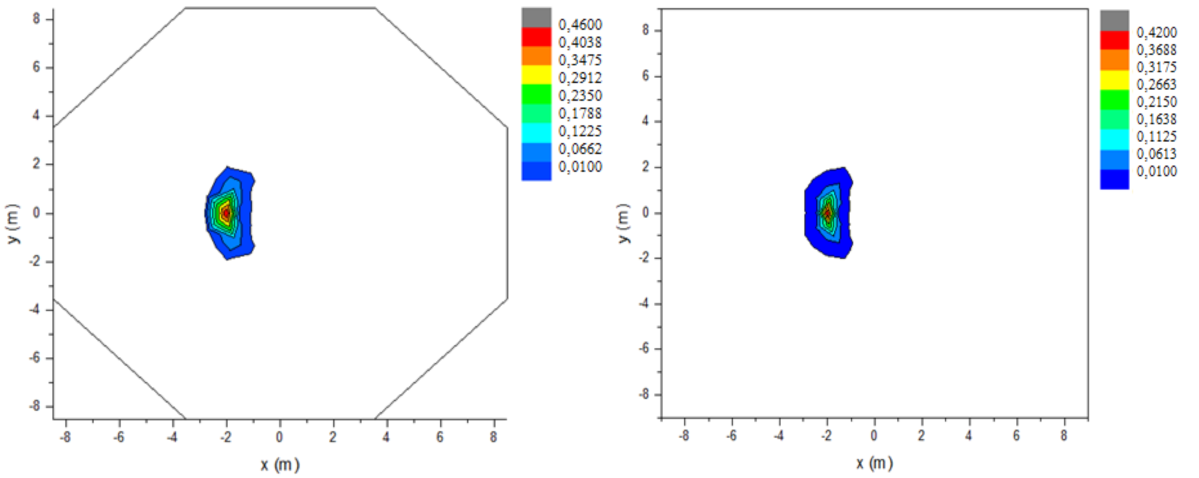


Figura 8 – Dano em As devido M11, (a) no Modelo 1, e (b) no Modelo II

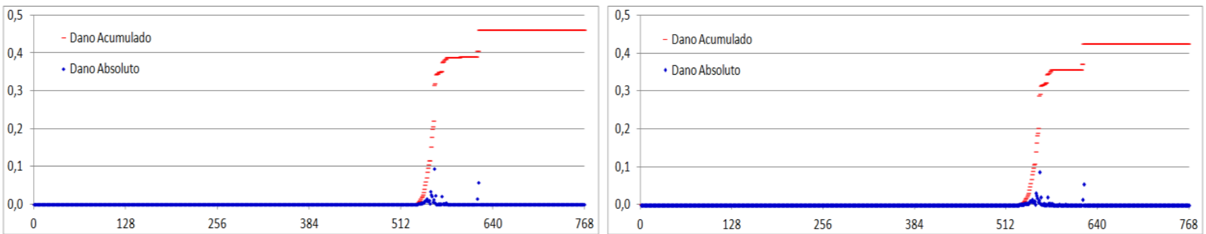


Figura 9 – Dano acumulado, para o maior dano da Figura 8

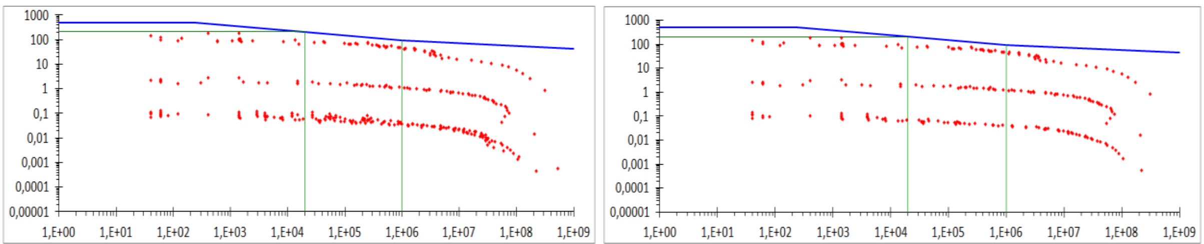


Figura 10 – Curva S-N, para o maior dano da Figura 8

As figuras dos gráficos resultantes dos danos em $A_{s,SUP}$ devidos ao M11, em $As,_{INF}$ devido M22 e, em As_{SUP} devidos ao M22, são similares aos mostrados nas figuras 8, 9 e 10, acima. Abaixo, as Figuras 11, 12 e 13 são similares, só que são referentes aos danos ocorridos na armadura transversal (A_{sw}), causados pelas variações de tensões devidas aos esforços cortantes máximos (V_{max}). Veja-se que nesse caso a porcentagem de armadura danificada com D>0,01 é maior e mais bem distribuída em seu máximo, em cerca de 15 a 20% em área. Porém, o dano máximo referente ao cortante é bem inferior aos danos causados pela flexão.

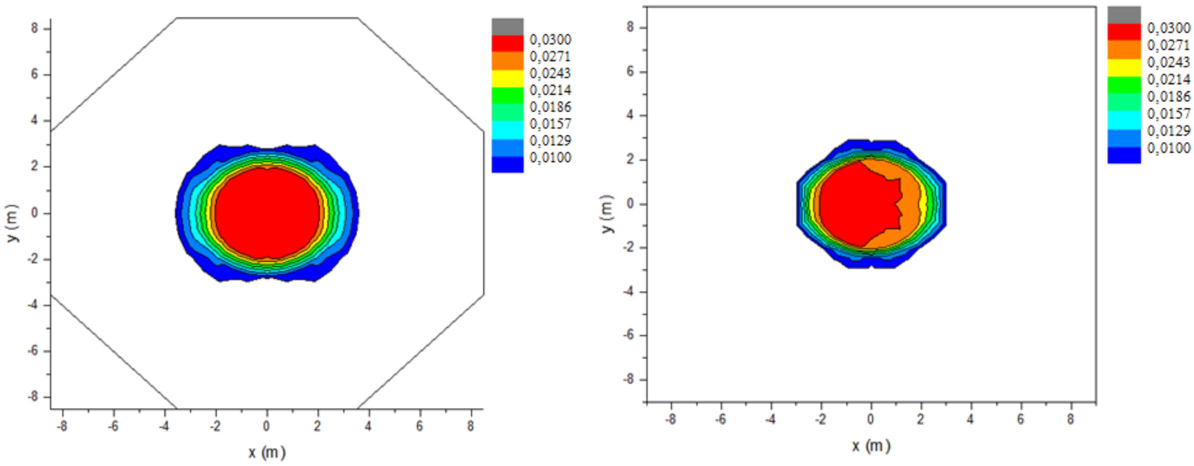


Figura 11 – Dano em A_{sw} devido V_{max}, (a) no Modelo 1, e (b) no Modelo II

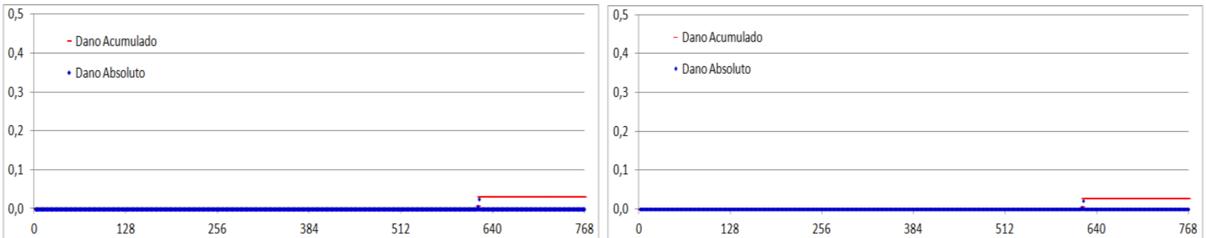


Figura 12 – Dano acumulado, para o maior dano da Figura 11

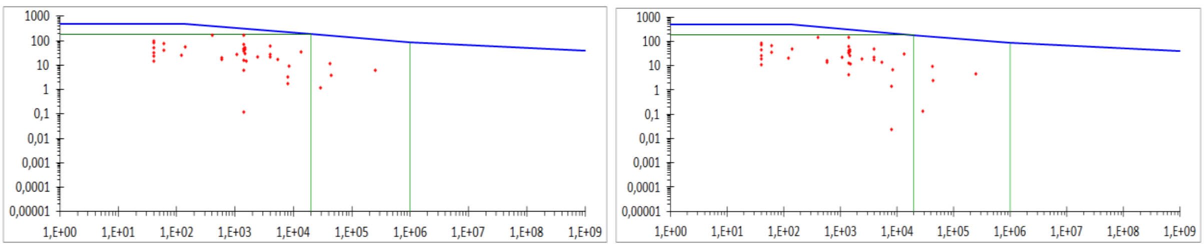


Figura 13 – Curva S-N, para o maior dano da Figura 11

Uma observação a ser feita, nas Curvas SN (Figuras 10 e 13) é referente às variações de tensões $\Delta\sigma$ com ciclos abaixo de 10^4, dos quais a norma não trata, possivelmente por estarem na zona plástica. Porém, se as variações de tensões $\Delta\sigma$ estiverem abaixo das variações de tensão elástica ($\Delta\sigma$ referente à $N=10^4$ da curva SN), o acúmulo de danos deve ser considerado. Os métodos para isso adequados poderiam ser o Método ε-N e/ou Método de Paris, descritos em CASTRO e MEGGIOLARO (2009).

Conclusões

No projeto de fundação de aerogeradores apresentado, mostrou-se a viabilidade das soluções em fundação estaqueada e superficial. Constatou-se que a Regra de Palmgren-Miner é de aplicação fácil e viável. Mostra-se que não necessariamente a seção de armadura mais tensionada será a mais danificada. Há possibilidade de danos nas armaduras, com possibilidade de ruptura, mesmo quando as tensões estão abaixo da curva SN.

O acumulo de danos devidos à flexão, se mostrou muito pontual, visto que somente em torno de 5% da área da fundação tem-se dano maior do que 0,01 e apenas 1% tem dano máximo acima de 1,00. Daí se torna pertinente a possibilidade de se considerar a redistribuição de tensões no nó rompido com D=1,00, visto que isto ocorre muito pontualmente.

Os Métodos ε-N e de Paris são bastante conhecidos por suas aplicações em Engenharia Mecânica. O Método de Paris são ali largamente utilizados em elementos metálicos (dúcteis e homogêneos), ficando então aqui colocada uma proposta para o estudo da validade desse método aplicado do aço do concreto armado. Outra investigação poderia ser imaginada para os ciclos acima de $N=10^8$, região considerada como de “vida infinita”, o que não corresponde exatamente à realidade, sendo sim esta região de baixos incrementos de danos.

Referências

ABNT NBR6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 2007

CASTRO, J.T.P.; MEGGIOLARO, M.A. Fadiga - Técnicas e práticas de dimensionamento estrutural sob cargas reais de serviço, CreateSpace, 2009.

RIBEIRO, M.A.A.; Análise de fadiga em estrutura de fundação de torre de turbina eólica, Dissertação de Mestrado, Programa de Projeto de Estruturas, UFRJ, 2014.

SAP2000, Structural Analysis Program v15.1.0. Computers and Structures, Inc. University Ave. Berkeley, California, 1995.

SVENSSON, H., Design of Foundations for Wind Turbines. Master’s Dissertation at Department of Construction Sciences of the Lund University, Suécia, 2010.

WOLF, J. P., Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models. Prentice Hall, 1994.