



ANÁLISE DE TORRES AUTOPORTANTES SUJEITAS ÀS AÇÕES ESTÁTICA E DINÂMICA DE VENTO CONSIDERANDO O AMORTECIMENTO AERODINÂMICO

Lucas da Mata Rocha Menezes

Rodolfo Santos da Conceição

lucass.menezes@gmail.com

rodolfo.conceicao@ifs.edu.br

Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Sergipe

49055-260, Sergipe, Aracaju, Brasil.

Resumo. *Este trabalho visa a análise estática e dinâmica linear em estruturas de torres autoportantes, bem como uma avaliação comparativa entre os métodos empregados. As análises em torres são de grande importância dada a recorrência de acidentes observados ano após ano nesse tipo de estrutura. Realizou-se estudo de caso com uma torre de telecomunicações de 80,0m de altura. As análises foram realizadas em um software desenvolvido em linguagem FORTRAN, adaptado para o estudo do efeito do vento em estruturas reticuladas. Utilizando este software foram realizadas quatro análises: análises estática e dinâmica, conforme recomendações da norma brasileira NBR6123:88; análise dinâmica no domínio do tempo; e análise dinâmica no domínio do tempo considerando-se o amortecimento aerodinâmico. Para as análises no domínio do tempo foram necessárias implementações no software para análise de pórtico espacial, integração das equações de movimento, consideração da velocidade relativa do vento descontando-se as velocidades da estrutura (amortecimento aerodinâmico), geração dos históricos de vento a partir do espectro de potência, cálculo das forças (média e dinâmica) do vento e identificação automática dos painéis para a atribuição automática das forças nodais geradas. Podem-se perceber diferenças significativas entre todas as análises realizadas. A torre analisada obteve maior amplitude resposta em termos de deslocamento na análise dinâmica sem a interação vento-torre. A análise estática apresentou os menores valores, muito distante das demais análises.*

Palavras-Chave: *Vento, Análise Dinâmica, Torres Autoportantes, Análise Estrutural.*

1 INTRODUÇÃO

Segundo Blessmann (1995), o movimento do ar sobre a superfície terrestre (vento) tem como causa imediata principal as diferenças na pressão atmosférica, causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na temperatura do ar. As pressões desequilibradas originam forças que deslocam parcelas do ar atmosférico das zonas de maior pressão para as zonas de menor pressão. Para a engenharia estrutural é de interesse conhecer a velocidade média do vento e as flutuações em torno desta média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre dez minutos e uma hora. As flutuações instantâneas em torno da média são designadas por rajadas. Na prática, as rajadas são determinadas como médias sobre pequenos intervalos de tempo, da ordem de segundos, pois os anemômetros não conseguem medir valores realmente instantâneos.

Na engenharia estrutural, ainda segundo Blessmann (1995), considera-se o vento como uma superposição de turbilhões de dimensões bem diversas, desde os maiores, da ordem de grandeza da altura da camada limite atmosféricas, até os menores, da ordem de grandeza do milímetro. Na camada limite atmosférica a velocidade média do vento varia desde zero, junto à superfície terrestre, até a velocidade gradiente, na altura gradiente. Quanto maior a rugosidade do solo e maior presença de grandes obstáculos (árvores, morros, edifícios altos, torres, etc), maior será a agitação do ar.

Assim, uma maior agitação provocará uma maior intensidade de turbulência originando turbilhões que atingem uma vasta gama de dimensões da estrutura, em contrapartida a velocidade média diminui. Dessa forma, cidades, devido a presença de grandes obstáculos como edifícios, possuem um alto índice de turbulência, já zonas rurais de campos abertos possuem menor turbulência do vento, porém uma maior velocidade média.

Em projetos de torres autoportantes geralmente é considerado o efeito do vento de forma estática através das diretrizes da NBR 6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações. Neste trabalho serão verificados os resultados para uma torre considerando o carregamento de uma forma mais próxima da realidade, simulando a ação do vento variável em análises dinâmicas no domínio do tempo.

2 AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS

2.1 Ações Estáticas do Vento Segundo a NBR 6123:1988

A NBR 6123:1988 fornece diretrizes para se determinar forças estáticas devidas ao vento em estruturas de uma forma simplificada. O procedimento de projeto para o cálculo das forças estáticas do vento e seus efeitos em estruturas é separado em duas partes: a primeira refere-se aos parâmetros meteorológicos como a velocidade do vento, topográficos como a rugosidade do terreno e probabilísticos referentes ao tipo de edificação e seu impacto no entorno; a segunda refere-se à determinação dos coeficientes de pressão. Todos esses parâmetros podem ser encontrados na NBR 6123:1988 através de diversas tabelas e ábacos existentes em seu escopo.

Para a determinação da velocidade básica do vento, a NBR 6123:1988 apresenta o mapa de isopletas da velocidade básica para o Brasil (Figura 1).

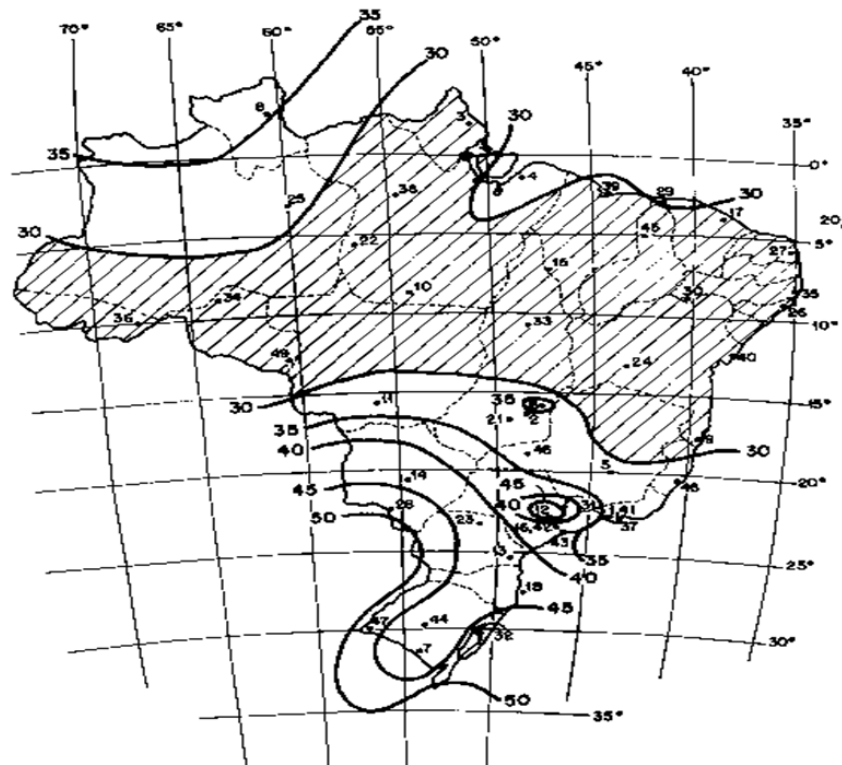


Figura 1. Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) (NBR 6123, ABNT 1988)

A velocidade básica encontrada nas isopletas é referente a uma rajada de três segundos, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Essa velocidade é modificada por alguns fatores determinando assim a velocidade característica pela Equação (1):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

O fator topográfico S_1 leva em consideração o aumento da velocidade do vento na presença de morros e taludes, mas não considera a diminuição da turbulência com o aumento da velocidade do vento. A turbulência é importante para a determinação da resposta dinâmica de estruturas esbeltas. São necessários, de acordo com (Brasil e Silva, 2015), novos estudos experimentais e numéricos para determinar essa diminuição da intensidade de turbulência causada pela presença de aclives. Este coeficiente vale 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados, 0,9 para vales profundos, protegidos pelo vento e sofre uma variação para construções à beira de taludes e morros.

O fator S_2 leva em consideração o perfil de velocidade do vento na atmosfera conforme a altura da construção, suas dimensões e tipo de terreno. A norma brasileira classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias: categoria I, superfícies lisas de grandes dimensões; categoria II, terrenos abertos com poucos obstáculos; categoria III, terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros; categoria IV, terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados; e categoria V, terrenos cobertos por obstáculos

numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. O fator S_2 também considera a duração da rajada para que o vento englobe toda a estrutura.

A norma brasileira classifica as edificações em três classes: classe A – edificações menores que 20 metros, ou unidades de vedação (duração da rajada de três segundos); classe B – edificações entre 20 e 50 metros (duração da rajada de cinco segundos); e classe C – dimensões da edificação maiores que 50 metros (rajadas de dez segundos).

A variação da pressão do vento ao longo da altura se deve à variação do fator S_2 , obtido pela Equação (2):

$$S_2 = b.Fr.\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (2)$$

Onde b e p são parâmetros meteorológicos obtidos na Tabela 1 para as classes indicadas ou na Tabela 21 do anexo A da NBR 6123:1988 para qualquer intervalo de tempo requerido, Fr é o fator de rajada referente à categoria II de terreno, também obtido na Tabela 1 para as classes indicadas ou na Tabela 21 do anexo A da NBR 6123:1988 para qualquer intervalo de tempo requerido, z é a altura em que se deseja calcular a velocidade característica.

Tabela 1. Tabela para determinação dos parâmetros meteorológicos

Categoria	Parâmetro	Classes		
		A	B	C
I	b	1,1	1,11	1,12
	p	0,06	0,065	0,07
II	b	1,00	1,00	1,00
	Fr	1,00	0,98	0,95
	p	0,085	0,09	0,10
III	b	0,94	0,94	0,93
	p	0,10	0,105	0,115
IV	b	0,86	0,85	0,84
	p	0,12	0,125	0,135
V	b	0,74	0,73	0,71
	p	0,15	0,16	0,175

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Esses valores podem ser encontrados na Tabela 2.

Tabela 2. Tabela para coeficientes estatísticos

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Depois de calculada a velocidade característica, a pressão estática é calculada, a partir da energia cinética, pela expressão:

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 \quad (3)$$

A Equação (3) fornece a pressão do vento a certa altura da edificação, definida pelo coeficiente S_2 , citado anteriormente. O coeficiente ρ representa a massa específica do ar, igual a $1,225 \text{ kg/m}^3$.

A força referente à pressão dinâmica do vento pode ser calculada pela equação a seguir:

$$F = Ca \cdot q \cdot Aef \quad (4)$$

Onde Ca é o coeficiente de arrasto e Aef é a área frontal efetiva da torre, definida como a área da projeção ortogonal das barras do reticulado da estrutura sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto é um fator que depende da geometria da estrutura e da direção de incidência do vento. Esse coeficiente é determinado empiricamente através de ensaios em túnel de vento. Para alguns casos particulares, a NBR 6123:1988 apresenta ábacos nos quais é possível encontrar valores para os coeficientes de arrasto de estruturas treliçadas. A Figura 2 fornece os valores de coeficiente de arrasto para torres treliçadas constituídas de barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados em função da relação entre a área líquida e área bruta.

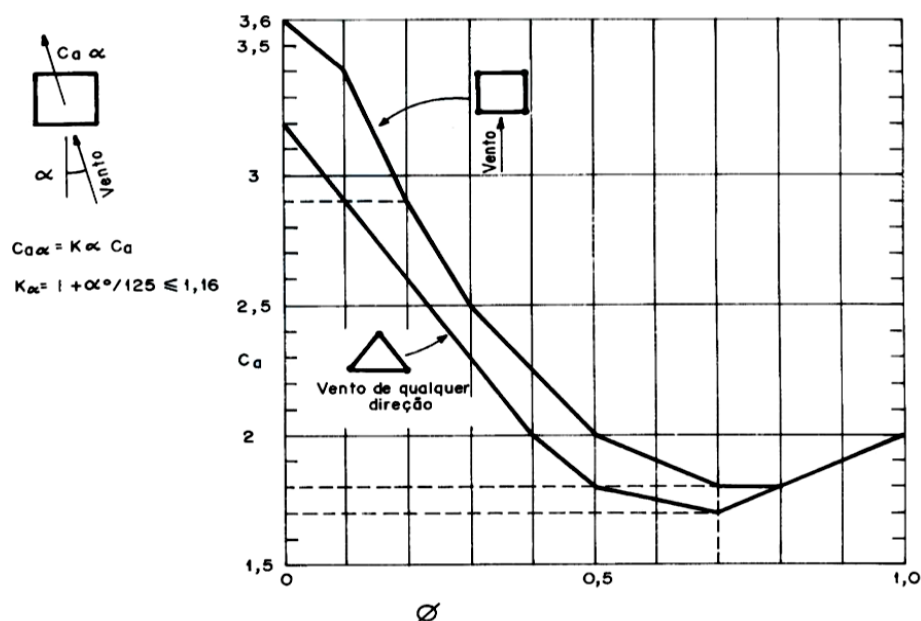


Figura 2. Coeficiente de arrasto para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondadas. (NBR 6123, ABNT 1988)

2.2 Ações Dinâmicas do Vento Segundo a NBR 6123:1988

A NBR 6123:1988 apresenta um modelo simplificado para determinação das ações dinâmicas do vento, chamado de “Modelo Discreto”. Em geral, esse modelo discretiza a edificação de forma simplificada onde cada parte (pavimento de uma edificação, ou painel de uma torre) é representada por um sistema unifilar de massas concentradas na respectiva altura.

A Figura 3 mostra o esquema de como é feita a discretização da edificação para o cálculo das ações dinâmicas do vento pelo Modelo Discreto.

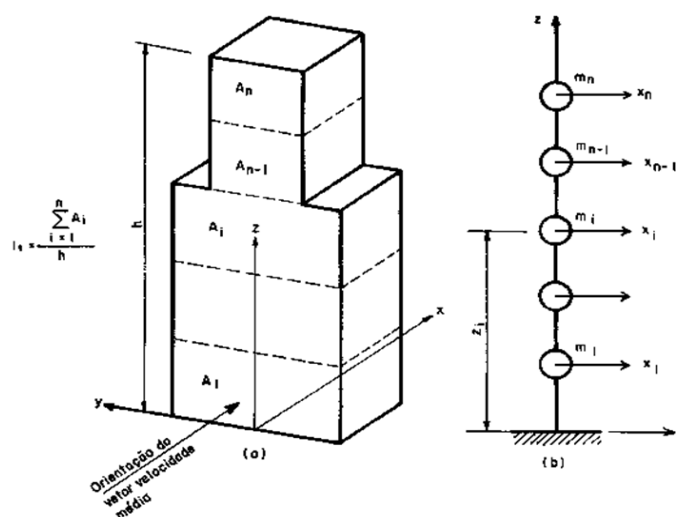


Figura 3. Esquema do modelo discreto. (NBR 6123, ABNT 1988).

Onde, A_i é a área de influência correspondente à coordenada i , m_i é a massa discreta correspondente à coordenada i , Ca_i é o coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i , z_i é a altura do elemento i sobre o nível do terreno, x_i é o deslocamento (normalizado) correspondente à coordenada i de um certo modo de vibração (neste trabalho a notação é φ) e n é o número de graus de liberdade preservados no modelo simplificado.

De acordo com a NBR 6123:1988, a velocidade de projeto considerada pela norma para ações dinâmicas corresponde à velocidade média sobre dez minutos a dez metros de altura sobre terreno de Categoria II, em m/s é definida por:

$$V_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (5)$$

Essa velocidade origina uma pressão dinâmica em N/m^2 , dada por:

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho V_p^2 \quad (6)$$

Depois de discretizado o modelo estrutural, é realizado o cálculo das frequências naturais (ω_j) e as formas modais $\Phi = [\varphi_1 \ \varphi_2 \ \dots \ \varphi_j]$ para cada modo de vibração. A NBR 6123:1988 fornece uma fórmula para estimativa do modo fundamental de vibração para alguns tipos de estruturas, dada por:

$$\varphi_1 = \left(\frac{z_i}{h}\right)^\gamma \quad (7)$$

Onde, z_i é a altura do painel i em análise, h é a altura total da estrutura, γ é um coeficiente que depende do tipo da estrutura. A Tabela 1 mostra indicações dos coeficientes para o cálculo aproximado do primeiro modo de vibração.

Tabela 3. Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos

Tipos de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas.	1.2	0.020	0.05h +0.015h (h em metros)
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1.6	0.015	0.05h +0.012h
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2.7	0.015	0.02h
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme.	1.7	0.010	0.015h
Edifícios com estrutura de aço soldada.	1.2	0.010	$0.29\sqrt{h} - 0.4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme.	1.7	0.008	-
Estrutura de madeira.	-	0.030	-

Na Tabela 3 são apresentados outros dois parâmetros. O primeiro é a taxa de amortecimento (ζ), e outro parâmetro é o período fundamental (T_1) em segundos.

A força média é calculada com a expressão:

$$\bar{F}_i = q_0 b^2 C_a A_i \left(\frac{z_i}{10} \right)^{2p} \quad (8)$$

Onde, b e p são parâmetros que dependem da categoria de rugosidade do terreno, definidos na Tabela 4.

Tabela 4. Parâmetros b e p .

Categoria de Rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

A força flutuante é dada por:

$$\hat{F}_i = F_H \frac{m_i}{m_0} \varphi_i \quad (9)$$

Onde,

$$F_H = q_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n C_{ai} \left(\frac{A_i}{A_0} \right) \left(\frac{z_i}{10} \right)^p \varphi_i}{\sum_{i=1}^n \frac{m_i}{m_0} \varphi_i^2} \xi \quad (10)$$

Na equação anterior, m_0 e A_0 denotam uma massa e área arbitrárias de referência. Neste trabalho serão consideradas a soma das massas e áreas em todos os painéis da estrutura em análise. O ξ é o fator de amplificação dinâmica que pode ser encontrado, através de ábacos da norma, em função da velocidade de projeto V_p , das dimensões da estrutura l_1 e h em metros, do fator meteorológico do espectro de Harris, $L=1800m$, e da frequência natural f . A Figura 4 mostra um dos ábacos contidos na norma, referente à um terreno de categoria I.

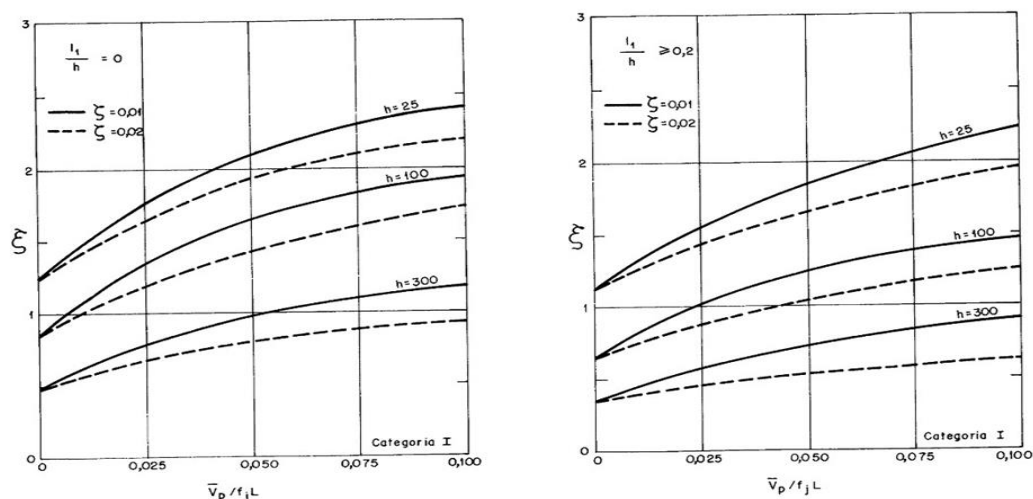


Figura 4. Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria I. (NBR 6123, ABNT 1988).

Calculadas as forças médias e flutuantes pelas Equações (8) e (9), a força total do vento na direção da coordenada i é dada por:

$$F_i = \bar{F}_i + \hat{F}_i \quad (11)$$

2.3 Ações Dinâmicas do Vento – Análise no Domínio do Tempo

No item 2.2 foi apresentada uma forma simplificada de calcular as parcelas de forças flutuantes para levar em conta o efeito dinâmico da ação do vento, porém o real comportamento do vento é um fenômeno aleatório, dessa forma a análise numérica deve ser realizada em termos probabilísticos.

Segundo Blessmann (1995), as velocidades flutuantes podem ser obtidas a partir de espectros de potência. O espectro de potência é uma função de densidade que representa a distribuição de energia das rajadas de vento, em função da frequência de ocorrência. Dessa forma a área sob uma função de densidade $S(f)$ é igual a variância.

Existem diversos espectros de flutuação da velocidade na literatura, como o de Harris, Devenport, Kaimal e ESDU. Na Figura 5 estão plotadas algumas as funções de espectro do vento.

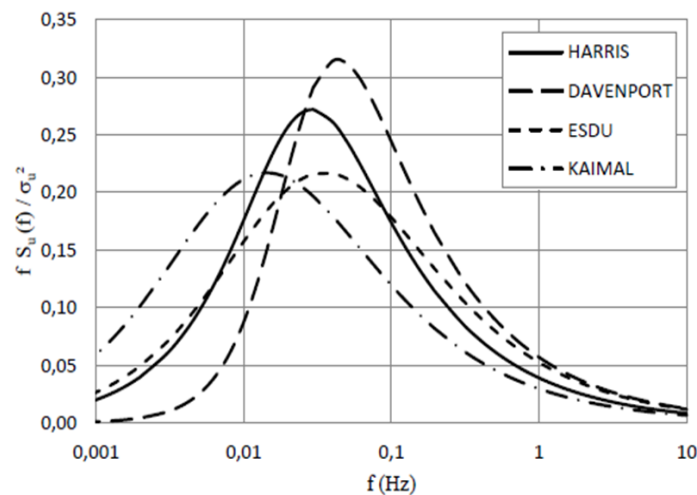


Figura 5. Espectros de potência do vento. (Conceição, 2013)

Neste trabalho será adotado o espectro de Harris, o qual é considerado para cálculo dos efeitos dinâmicos na NBR 6123:1988. O espectro é apresentado por Blessmann (1995) pela seguinte expressão:

$$\frac{f S_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{\frac{5}{6}}} \quad (12)$$

Onde X_1 e σ_v^2 são, respectivamente, a frequência adimensional e a variância, definidas a seguir:

$$X_1 = \frac{1800f}{V_{10}} \quad (13)$$

$$\sigma_v^2 = \frac{20}{3} C_{as} V_{10}^2 \quad (14)$$

Em que C_{as} é o coeficiente de arrasto superficial (Tabela 5), V_{10} é a velocidade média horária a 10,0 m de altura e f é a frequência natural da estrutura.

Tabela 5. Parâmetro de Rugosidade para as classes da NBR6123:1988

Categoria	I	II	III	IV	V
Cas . 10 ³	2,8	6,5	13	30	83

É importante observar que as velocidades flutuantes do vento ao longo da altura não são iguais, porém existe uma interdependência entre os valores, chamada de correlação espacial. A correlação espacial, pode ser obtida a partir do co-espectro cruzado (Equação (15)) que relaciona os espectros de potencia em duas posições, e uma função de co-espectro normalizado (equação (16)) que relaciona as coordenadas das posições onde se deseja calcular as correlações (Simiu e Scanlan (1996) *apud* Conceição (2013)), assim tem-se:

$$S_{ij}(f) = \sqrt{S_i(f)S_j(f)} \Psi_v(\Delta r, f) \quad (15)$$

$$\Psi_v(\Delta r, f) = \exp \left[- \frac{f \sqrt{C_x^2(x_i - x_j)^2 + C_y^2(y_i - y_j)^2 + C_z^2(z_i - z_j)^2}}{V_{ref}} \left(\frac{z_m}{z_{ref}} \right)^{-0,3} \right] \quad (16)$$

Onde (x_i, y_i, z_i) e (x_j, y_j, z_j) são as coordenadas nos pontos i e j respectivamente, z_m é a altura média entre os pontos i e j , z_{ref} é a altura de referência, V_{ref} é a velocidade média na altura de referência, f é a frequência natural e C_x , C_y , C_z são os coeficientes de decaimento, obtidos experimentalmente. Para valores conservadores de C_x , C_y e C_z são recomendados respectivamente 6, 16 e 10 (Simiu e Scanlan (1996) *apud* Conceição (2013)).

O vetor que contém os históricos de velocidade $\mathbf{v}(z, t)$ é transformado em uma combinação dada por $\mathbf{D} \cdot \mathbf{w}(z, t)$, em que $\mathbf{D}$ é a matriz de correlação cujos elementos são calculados utilizando as Equações (15) e (16), e $\mathbf{w}(z, t)$ é o vetor de velocidade flutuante no qual os históricos de flutuações não são correlacionados, ou seja, calculados a partir do espectro de potência utilizando algum método numérico, como por exemplo, o método da auto regressão (Buchholdt (1999) *apud* Conceição (2013)).

Neste trabalho para a geração dos históricos de velocidade correlacionados é utilizada uma subrotina que emprega o método citado anteriormente.

Com a velocidade de projeto calculada (Equação (5)) e as velocidades flutuantes correlacionadas geradas em cada painel da torre, a força em cada painel é determinada pela equação a seguir:

$$F_i(t) = 0,613 C_{a,i} A_{ef,i} [V_i + v_i(t)]^2 \quad (17)$$

Onde, $F_i(t)$ é a força dinâmica atuante no painel i no instante de tempo t , $C_{a,i}$ é o coeficiente de arrasto referente ao painel i , $A_{ef,i}$ é a área efetiva referente ao painel i , V_i é a velocidade média referente ao painel i e $v_i(t)$ é a velocidade flutuante referente ao painel i no instante de tempo t .

Para a consideração do amortecimento aerodinâmico (interação vento-torre) juntamente com a velocidade característica e flutuante é levado em conta a velocidade de resposta da torre ($\dot{x}$). A velocidade de resposta da torre cria uma força de amortecimento que alivia a força de arrasto gerada pela ação do vento. Dessa forma, a consideração do amortecimento aerodinâmico embutido na equação anterior é dada a seguir:

$$F_i(t) = 0,613 C_{a,i} A_{ef,i} [V_i + v_i(t) - \dot{x}(t)]^2 \quad (18)$$

Depois de calculadas as forças em cada painel pela Equação (18), são calculadas as forças nodais dividindo a força de cada painel pela quantidade de nós a serem carregados contidos no mesmo.

3 TORRE AUTOPORTANTE DE TELECOMUNICAÇÕES

3.1 Descrição da Torre

A torre a ser estudada neste trabalho é um modelo simplificado elaborado pelo autor para realizar as avaliações pertinentes. Trata-se de uma torre de 80,0 metros de altura de silhueta variável destinada à telecomunicação. A base quadrada da torre tem 10,0 metros de largura variando até 3,0 metros de largura aos 60,0 metros de altura, permanecendo constante até os 80,0 metros de altura.

Considerou-se alocadas na torre duas antenas de 3,6 metros de diâmetro, área exposta de 10,75 m² e peso de 405 kg cada. Uma das antenas está localizada no topo da torre, e outra a 75,0 metros de altura.

A torre foi projetada utilizando perfis cantoneira de abas iguais variando de L50,8x6,99 a L127X23,52; adotadas via pré-dimensionamento para cargas permanentes. O tipo de aço considerado foi o ASTM A36 com tensão de escoamento igual a 250 MPa e módulo de elasticidade igual a 200 GPa.

A Figura 6 apresenta uma vista 3D da torre analisada gerada pelo algoritmo do *software*.

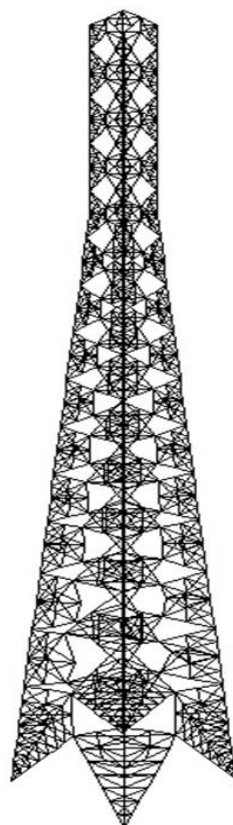


Figura 6. Vista 3D da torre em análise. (Autor, 2017)

A torre foi dividida em 15 painéis, conforme Figura 7, cujas características são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6. Características dos painéis

Painel	H (m)	Z(m)	m (kg)	Ap(m²)	Aef(m²)	Aef/Ap	Ca
1	7.000	7.000	1603.318	67.142	10.221	0.152238	3.139
2	6.000	13.000	1311.933	53.000	8.315	0.156886	3.116
3	6.000	19.000	1258.172	48.800	7.851	0.160877	3.096
4	6.000	25.000	1204.830	44.600	7.390	0.165693	3.072
5	5.000	30.000	1049.539	33.958	6.552	0.192928	2.935
6	5.000	35.000	1005.079	31.042	6.167	0.19868	2.907
7	5.000	40.000	961.030	28.125	5.786	0.205739	2.877
8	5.000	45.000	917.472	25.208	5.409	0.214584	2.842
9	5.000	50.000	874.496	22.292	5.037	0.225946	2.796
10	5.000	55.000	832.215	19.375	4.670	0.241009	2.736
11	5.000	60.000	790.757	16.458	4.309	0.2618	2.653
12	5.000	65.000	747.928	15.000	3.916	0.261096	2.656
13	5.000	70.000	747.928	15.000	3.916	0.261096	2.656
14	5.000	75.000	1152.930	15.000	14.666	0.977733	1.978
15	5.000	80.000	1256.050	15.000	14.857	0.990467	1.990

A Tabela 6 indica as características de cada painel da torre em análise, em que H é a altura de cada painel, Z a distância do painel para a base, m é massa dos perfis contidos no painel, A_p é a área bruta do painel, A_{ef} é a área frontal efetiva do painel, ou seja, área da projeção ortogonal das barras do reticulado do painel sobre um plano perpendicular à direção do vento, A_{ef}/A_p é a relação entre área efetiva e área bruta e Ca é o coeficiente de arrasto calculado em função de (A_{ef}/A_p) , utilizando o ábaco Figura 2.

Nota-se da Tabela 6 que os últimos painéis possuem uma área efetiva e massa muito grande em relação os demais, isso se deve à presença das antenas situadas nos dois últimos painéis.

As quatro primeiras frequências naturais da estrutura calculadas pelo *software* são, em ordem crescente, 0,67 Hz, 0,67 Hz, 1,32 Hz e 2,17 Hz. O segundo modo é similar ao primeiro, diferenciando-se apenas pela direção dos deslocamentos modais (perpendicular em relação ao primeiro). O terceiro e quarto modos apresentam-se como modos locais agindo em alguns poucos elementos na base da torre.

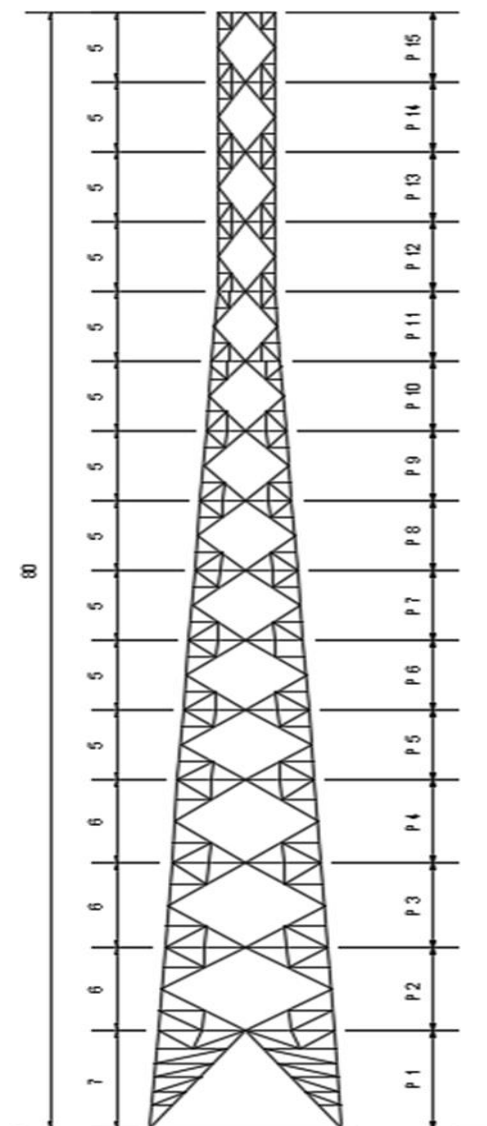


Figura 7. Painéis da torre. (Autor, 2017)

3.2 Descrição do Vento

Para a realização da análise estática foram calculadas as forças do vento seguindo o roteiro exposto no item 2.1. Os parâmetros relacionados ao vento considerados foram:

- a) Velocidade básica do vento igual a 30 m/s, correspondendo à velocidade na região de Sergipe de acordo com o mapa de isopletras;
- b) Fator topográfico S1 igual a 1,0 considerando que a torre esteja situada em terreno plano ou fracamente acidentado;
- c) Fator probabilístico S3 igual a 1,1 já que a ruína total ou parcial pode afetar o socorro a pessoas;
- d) Estrutura situada em terreno de Categoria I.

3.2.1 Forças Estáticas do Vento Segundo a NBR 6123:1988

Com os dados da torre apresentados no item 3.1 e as características do vento apresentadas no item 3.2 é possível calcular a velocidade característica e a respectiva força estática do vento ao longo da altura da torre.

A Tabela 7 apresenta os respectivos valores das forças estáticas. Observa-se que apesar da velocidade do vento aumentar com a altura da torre a força diminui para esse caso, pois as dimensões da torre diminuem a medida que aumenta sua altura, diminuindo a área efetiva e a consequentemente diminuindo a força estática.

Tabela 7. Forças estáticas devido ao vento em cada painel.

Painel	$A_{ef}(m^2)$	C_a	$V_k(m/s)$	Festática (kN)
1	10.221	3.139	34.246	23.066
2	8.315	3.116	35.763	20.311
3	7.851	3.096	36.726	20.094
4	7.390	3.072	37.438	19.502
5	6.552	2.935	37.919	16.950
6	6.167	2.907	38.330	16.145
7	5.786	2.877	38.690	15.276
8	5.409	2.842	39.010	14.340
9	5.037	2.796	39.299	13.334
10	4.670	2.736	39.562	12.258
11	4.309	2.653	39.804	11.101
12	3.916	2.656	40.028	10.215
13	3.916	2.656	40.236	10.321
14	14.666	1.978	40.431	29.064
15	14.857	1.990	40.614	29.901

3.2.2 Forças Dinâmicas do Vento Segundo a NBR 6123:1988

Com os dados da torre apresentados no item 3.1 e as características do vento apresentado no item 3.2 deste trabalho é possível calcular as respectivas forças média e flutuante ao longo

da altura da torre seguindo as prescrições da NBR 6123:1988, estes valores são apresentados na Tabela 8.

A velocidade de projeto calculada com a Equação (5) foi igual a 22,77 m/s. A taxa de amortecimento obtida pela Tabela 3 foi considerada igual a 0,8% e o fator de amplificação dinâmica obtido no ábaco da Figura 4 foi igual a 1,2. A frequência natural referente ao primeiro modo de vibração utilizado para calcular o fator de amplificação dinâmica foi calculado utilizando recomendações da Tabela 3 resultando em $f_1 = 0,833$ Hz, a forma modal utilizada foi a indicada pela Equação (7).

Tabela 8. Forças dinâmicas do vento segundo a NBR 6123:1998 em cada painel.

Painel	Z(m)	m (kg)	A _{ef} (m ²)	C _a	A _i /A ₀	φ _i	β _i	m _i /m ₀	φ _i ² m _i /m ₀	$\bar{F}_i$ (kN)	$\hat{F}_i$ (kN)	F (kN)
1	7.000	1603.318	10.221	3.139	0.094	0.016	0.284	0.102	0.000	14.416	0.499	14.915
2	13.000	1311.933	8.315	3.116	0.076	0.046	0.244	0.083	0.000	13.093	1.170	14.263
3	19.000	1258.172	7.851	3.096	0.072	0.087	0.237	0.080	0.001	13.201	2.139	15.340
4	25.000	1204.830	7.390	3.072	0.068	0.138	0.227	0.077	0.001	12.990	3.266	16.256
5	30.000	1049.539	6.552	2.935	0.060	0.189	0.196	0.067	0.002	11.393	3.879	15.272
6	35.000	1005.079	6.167	2.907	0.057	0.245	0.185	0.064	0.004	10.936	4.827	15.763
7	40.000	961.030	5.786	2.877	0.053	0.308	0.174	0.061	0.006	10.417	5.792	16.209
8	45.000	917.472	5.409	2.842	0.050	0.376	0.163	0.058	0.008	9.836	6.755	16.591
9	50.000	874.496	5.037	2.796	0.046	0.450	0.150	0.056	0.011	9.194	7.702	16.896
10	55.000	832.215	4.670	2.736	0.043	0.529	0.138	0.053	0.015	8.493	8.619	17.112
11	60.000	790.757	4.309	2.653	0.040	0.613	0.124	0.050	0.019	7.725	9.495	17.220
12	65.000	747.928	3.916	2.656	0.036	0.703	0.114	0.048	0.023	7.137	10.290	17.427
13	70.000	747.928	3.916	2.656	0.036	0.797	0.115	0.048	0.030	7.238	11.671	18.909
14	75.000	1152.930	14.666	1.978	0.134	0.896	0.322	0.073	0.059	20.452	20.230	40.682
15	80.000	1256.050	14.857	1.990	0.136	1.000	0.330	0.080	0.080	21.109	24.595	45.704
m ₀ (kg) = 15713.68		A ₀ (m ²) = 109.06		β _i = C _{ai} · (A _i /A ₀) · (z _i /10) ^p		Σβ _i φ _i = 1.27184		Σφ _i ² m _i /m ₀ = 0.2601153				

3.2.3 Forças Dinâmicas do Vento – Análise no Domínio do Tempo

Foram necessárias implementações em *software* escrito em linguagem *Fortran* para análise de pórtico espacial, integração das equações de movimento utilizando o método de *Runge Kutta Quarta Ordem*, consideração da velocidade relativa do vento descontando-se as velocidades da estrutura (amortecimento aerodinâmico ou interação vento-torre), geração dos históricos de vento a partir do espectro de potência de Harris, cálculo das forças (média e dinâmica) do vento e identificação automática dos painéis para a atribuição automática das forças nodais geradas.

Com os dados da torre apresentados no item 3.1, considerando a mesma taxa de amortecimento do item 3.2.2, as características do vento apresentadas no item 3.2 e utilizando as formulações do item 2.3 implementadas em algoritmos computacionais deste trabalho é possível calcular as respectivas forças média e flutuante ao longo da altura da torre bem como a resposta dinâmica no domínio do tempo via método da superposição modal. A Figura 8 mostra a força dinâmica atuante em alguns painéis da torre.

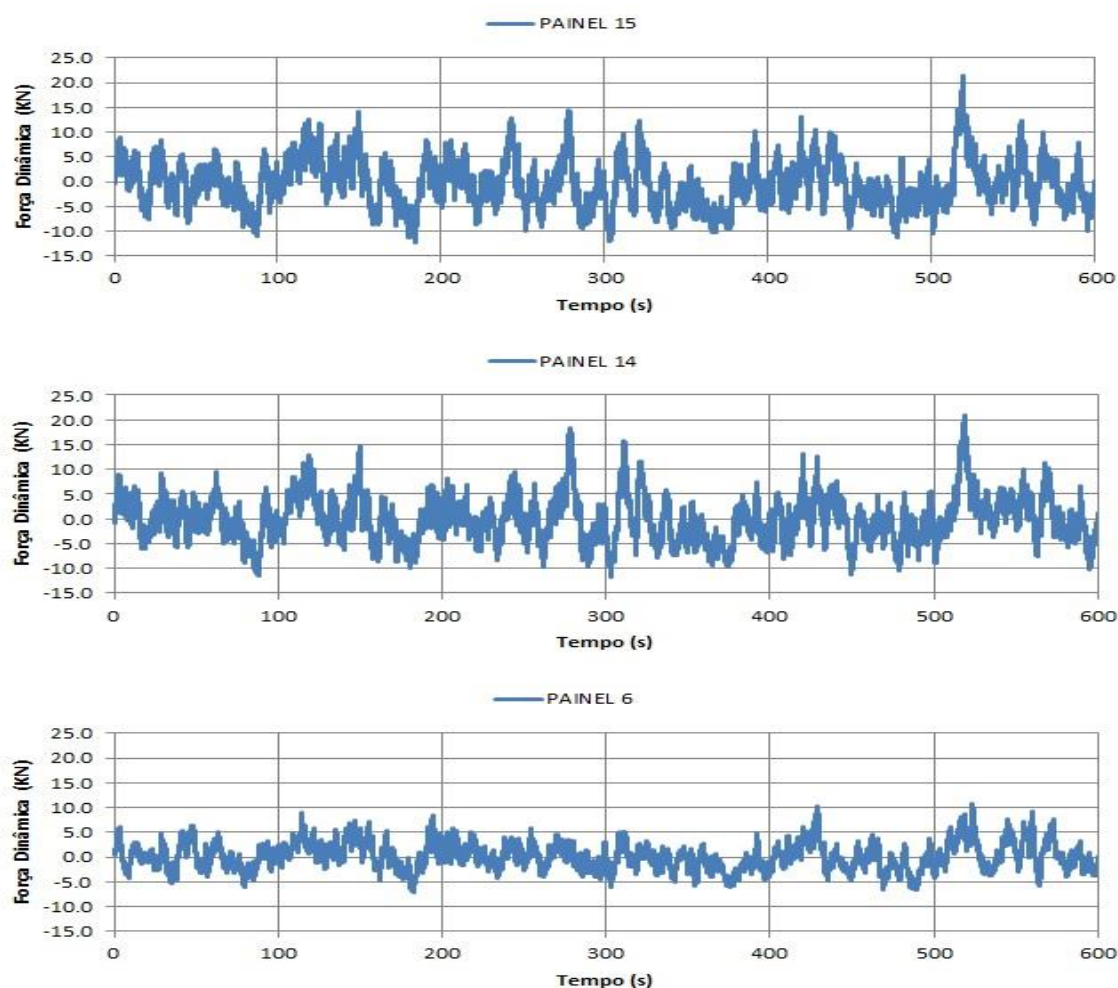


Figura 8. Força dinâmica do vento via análise no domínio do tempo. (Autor, 2017)

Pode-se perceber pela Figura 8 a influência da correlação espacial do efeito do vento. As forças nos painéis 14 e 15 são similares, porém se compararmos as forças dinâmicas entre os painéis citados anteriormente, com o painel 6, nota-se uma diferença considerável evidenciando uma correta modelagem da correlação espacial da força de vento.

3.3 Resposta Estrutural da Torre

Aplicando as forças calculadas nos itens anteriores no *software* de análise dinâmica, pode-se calcular a resposta da estrutura ao longo do tempo.

A Figura 9 apresenta os deslocamentos no topo da torre para análise estática e dinâmica pelo método simplificado da NBR 6123:1988 e a análise dinâmica no domínio do tempo desconsiderando-se a interação vento-torre. Pode-se perceber que, a resposta dinâmica pela norma é maior que a resposta quando aplicada as forças estáticas do vento. A resposta dinâmica no domínio do tempo apresenta picos bem acima, tanto da resposta estática quanto dinâmica da norma. Por exemplo, no intervalo de 100 a 300 segundos é possível identificar picos de deslocamentos acima de $1,0\text{ m}$ na direção do vento, e aproximadamente $0,75\text{ m}$ na direção contrária do vento.

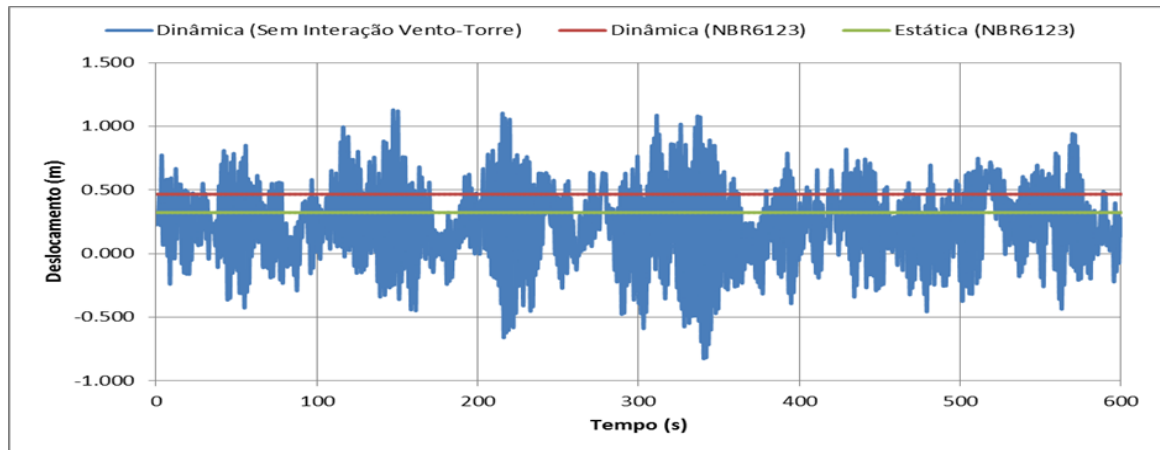


Figura 9. Histórico de deslocamento no topo da torre para três situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988. (Autor, 2017)

Para tornar a análise mais realista é interessante considerar o amortecimento aerodinâmico (interação vento-torre) que surge em função do movimento da torre ao ser excitada pelo vento. Na Figura 10 estão plotadas as respostas da figura anterior e a resposta da torre considerando a interação vento-torre. Percebe-se uma redução considerável dos deslocamentos no topo da torre.

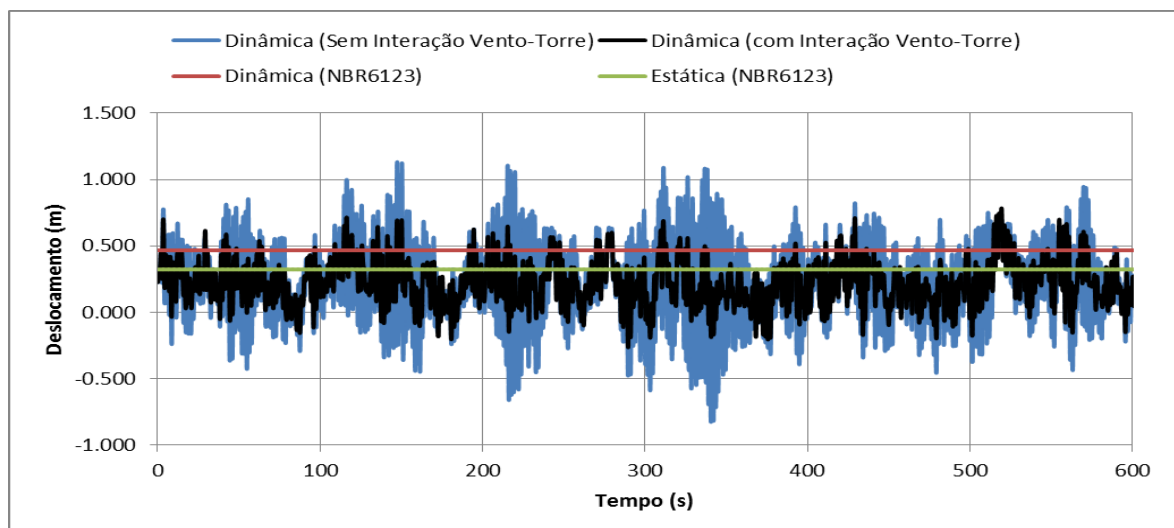


Figura 10. Histórico de deslocamento no topo da torre para quatro situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica com interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988. (Autor, 2017)

Diferente da análise estática e dinâmica da norma, a análise dinâmica no domínio do tempo oferece um conjunto de valores (deslocamentos) com características probabilísticas, dessa forma os dados não podem ser tomados simplesmente por picos e nem apenas pela média. É possível calcular a resposta máxima do histórico de deslocamento apresentado na Figura 10 pelas expressões a seguir (Davenport (1961) *apud* Conceição (2013)):

$$X_{max} = X_{med} + g \cdot \sigma_x \quad (19)$$

$$g = \sqrt{2 \ln(fT)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(fT)}} \quad (20)$$

Onde X_{med} é o deslocamento devido a força média, g é um fator de pico, f é a frequência de resposta da estrutura, σ_x é o desvio padrão e T é o intervalo de tempo da estimativa.

Dessa forma, considerando-se o intervalo de tempo do histórico igual a 600 segundos obteve-se um desvio padrão igual a 0,285 m, e tem-se, para o modo fundamental, o fator de pico igual a 3,629. Aplicando os valores nas equações anteriores obtêm-se uma resposta máxima para a análise dinâmica no domínio do tempo, mostrada na Tabela 9, igual a 1,256 m. Nota-se uma diferença considerável, mesmo se comparado com a análise dinâmica pela norma. A mesma formulação é aplicada também para estimativa da resposta dos deslocamentos na análise dinâmica considerando-se o amortecimento aerodinâmico.

Com as quatro respostas plotadas no gráfico da Figura 10 pode-se perceber que o método escolhido pelo engenheiro na elaboração do projeto tem grande influência. A Tabela 9 apresenta os valores referentes aos deslocamentos horizontais no topo da torre para os quatro métodos abordados.

Tabela 9. Análise dos deslocamentos horizontais no topo da torre

	Deslocamentos (m)			
	Estática (NBR6123)	Dinâmica (NBR6123)	Sem Interação Vento-Torre	Com Interação Vento-Torre
MÁXIMO	0.323	0.467	1.131	0.783
MÍNIMO	-	-	-0.826	-0.264
MÉDIA	-	-	0.223	0.223
σ_x	-	-	0.285	0.163
g	-	-	3.629	3.629
Deslocamento Máximo	0.323	0.467	1.256	0.814

4 CONCLUSÕES

A análise estática do vento é relativamente simples de ser realizada, porém, apresentou valores bem abaixo se comparado a outros métodos. Vale ressaltar que a norma brasileira recomenda analisar de forma dinâmica o vento quando a estrutura apresentar frequência natural abaixo de 1,0 Hz.

A análise dinâmica de acordo com a norma brasileira apresentou deslocamentos maiores se comparados com a análise estática, o que era de se esperar visto que a estrutura possui uma frequência abaixo de 1,0 Hz.

O deslocamento para a análise dinâmica no domínio do tempo sem interação vento-torre apresentou um valor aproximadamente 288,8% maior que o deslocamento para a análise estática da norma, se levado em conta a interação vento-torre a diferença cai para aproximadamente 152,1%, porém valor ainda muito distante do estático.

Para a análise dinâmica do deslocamento no domínio do tempo sem interação vento-torre apresentou uma diferença de aproximadamente 168,9% a mais em relação à análise dinâmica da norma, valor discrepante. Essa diferença com certeza terá impacto notável na elaboração do projeto da torre. Se compararmos a análise dinâmica no domínio do tempo considerando a interação vento-torre, conseguimos observar uma redução nessa diferença, caindo para aproximadamente 74,3%. Essa redução da resposta da torre pode significar uma economia significativa na etapa de especificação dos elementos estruturais no projeto.

A diferença entre as análises dinâmicas no domínio do tempo com e sem interação vento-torre é notável, de aproximadamente 54,3%, indicando que o engenheiro deve avaliar, valendo-se do bom senso, se deve ou não considerar a interação, visto que, nem sempre o projetista tem as ferramentas computacionais, para realizar uma análise mais profunda considerando essas interações. Porém é recomendável que seja considerada a interação vento-torre por caracterizar uma simulação mais realista, e promover uma economia considerável no momento da elaboração do projeto estrutural.

É interessante observar que uma análise dinâmica realizada no domínio do tempo permite considerar, também, o efeito da fadiga na estrutura devido às oscilações do carregamento. Essa análise de fadiga não pode ser realizada pelo método dinâmico normativo, por não fornecer a oscilação da força do vento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Instituto Federal de Sergipe bem como a PROPEX – Pró Reitoria de Pesquisa e Extensão do Instituto Federal de Sergipe pelo apoio que propiciou a elaboração do presente trabalho.

REFERENCES

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

Blessmann, Joaquim., 1995. *O vento na engenharia estrutural*. 1. ed. Porto Alegre: Ed.Universidade/UFRGS.

BRASIL, Reyloando M. L. R. da Fonseca; SILVA, Marcelo Araujo da., 2015. *Introdução à dinâmica das estruturas: Para a Engenharia Civil*. 2. ed. São Paulo: Blucher.

Buchholdt, H. A., 1999. *Introduction to cable roof structures*. 2. ed. Thomas Telford Ltda.

Conceição, Rodolfo S., 2013. *Torres de linhas de transmissão (LTEE) sob ação de ventos originados de ciclones extratropicais e de downbursts*. 2013. 114 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Instituto Alberto Luiz Coimbra da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

Davenport, A. G., 1961. *The application of statistical concepts to the wind loading of structures*. In: Proceedings, Institution of Civil Engineers.

Simiu, E.; Scanlan R., 1996. *Wind effects on structures*., 3. Ed. John Wiley.