



MODELAGEM NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DINÂMICO E ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO DE EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS À AÇÃO DE CARGAS DE VENTO NÃO DETERMINÍSTICAS

Leonardo de Souza Bastos

lbastosjdf@hotmail.com

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV/UERJ

Rua São Francisco Xavier, Nº 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

José Guilherme Santos da Silva

jgss@uerj.br

Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ

Rua São Francisco Xavier, Nº 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

Resumo: *Os projetos de edifícios altos necessitam de sistemas estruturais que facilitem a construção e reduzam os custos, promovendo maior flexibilidade de utilização dos espaços planejados. Assim sendo, sistemas estruturais com poucas vigas vêm sendo utilizados atualmente na engenharia civil. Entretanto, tal situação de projeto pode vir a ocasionar dois tipos de problemas: diminuição da rigidez dos sistemas de contraventamento da estrutura e vibrações excessivas. Portanto, torna-se relevante a verificação da estabilidade global destas edificações, bem como o desenvolvimento de estudos para análise da resposta estrutural dinâmica de edifícios altos, além da avaliação do conforto humano dos usuários. Deste modo, neste trabalho de pesquisa foi investigado o comportamento estrutural dinâmico de um edifício alto de concreto armado, objetivando-se avaliar o conforto humano do modelo estrutural quando este é submetido à ação dinâmica não determinística das cargas de vento. As conclusões alcançadas ao longo do estudo versam acerca da avaliação crítica da resposta estrutural dinâmica não determinística do edifício investigado e dos níveis de conforto humano da edificação.*

Palavras-chave: *Edifícios altos, Ação não determinística do vento, Conforto humano.*

1 INTRODUÇÃO

As cidades brasileiras, atualmente, têm apresentado um crescimento substancial acerca da construção de edifícios altos cujos projetos necessitam cada vez mais de sistemas estruturais simples, que agilizem sua montagem, reduzindo os custos e promovendo maior flexibilidade de utilização para os espaços construídos. Com essa finalidade, estruturas com poucas vigas vêm sendo muito utilizadas. Entretanto, esse tipo de sistema estrutural pode vir a ocasionar vibrações excessivas sendo de fundamental relevância, nesses casos, o desenvolvimento de um estudo minucioso acerca do conforto humano da edificação (Bastos, 2015)

Alan G. Davenport (1963) foi o pioneiro nos estudos relacionados à engenharia de ventos, contribuindo também para o campo da meteorologia, da dinâmica estrutural e da engenharia de terremotos. Davenport investigou os turbilhões de vento, desenvolvendo teorias sobre o assunto; introduziu o método do fator de rajada, que determina a magnitude de pico da resposta dinâmica, incluindo os efeitos provocados pela ressonância. Ele também fez grandes contribuições no âmbito da estatística aplicada à engenharia, desenvolvendo métodos probabilísticos sobre a previsão do carregamento e da resposta dinâmica, baseando-se em conceitos de admitância mecânica e do espectro de energia. Em 1965, Davenport fundou um laboratório de testes de túnel de vento, o Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, realizando as primeiras simulações de túnel de ventos para edifícios e estruturas.

Em 1985, Blessmann (1985) analisou as solicitações do vento em edifícios vizinhos de mesma altura. Simulações em túnel de vento foram realizadas no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Segundo Blessmann (1985), os resultados dos testes preliminares serviram de base para a definição das posições relativas dos modelos a fim de avaliar os efeitos dinâmicos.

Para Davenport (1995), a complexidade dos carregamentos de ventos provém de suas variações no espaço e no tempo. Visando investigar o assunto, o autor apresenta em seu trabalho discussões sobre três funções que controlam a magnitude das respostas, que são: as linhas de influência, os modos de vibração, e as distribuições da pressão.

Em sua dissertação de mestrado, Barboza (2009) investigou o comportamento estrutural de um edifício com 20 pavimentos quando submetidos a ações estáticas e dinâmicas lineares e não lineares de serviço além das cargas dinâmicas induzidas pelos ventos. Foi visto que há a necessidade de ser tomar cuidados extras na concepção do projeto estrutural quando se tratar de prédios com altos índices de esbeltez e verificar o comportamento do mesmo como o auxílio de metodologias completas que englobem análises estáticas e dinâmicas.

Silva Filho (2012) investigou o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de vinte pavimentos quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas. Neste trabalho foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2007). Os resultados de análises não lineares geométricas para as ações de serviço foram apresentados e discutidos. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Segundo Brasil & Silva (2013), as excitações como as decorrentes de ventos, ondas do mar, sismos e outras desse gênero são, naturalmente, aleatórias. No nível atual do conhecimento, sua descrição só pode ser realizada no sentido estatístico, por meio de valores médios, desvios desses valores e distribuições de probabilidade. O autor salienta que atualmente existem modelos capazes de realizar a análise estocástica de estruturas de

comportamento linear sob esforços de vento de maneira bastante satisfatória. Uma rotina para análise estocástica da resposta dinâmica das estruturas é denominada “vento sintético” (Franco, 2011). Esse método pode ser encarado como algoritmo de simulação tipo Monte Carlo.

Morais (2014), assim como Silva Filho (2012), investigaram o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos, submetido às ações de cargas de vento não determinísticas. No núcleo interno da edificação três tipos de contraventamentos foram empregados e analisados. De forma semelhante, no desenvolvimento do modelo computacional foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2009). Assim, a resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e das acelerações, foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Barbosa & Santos (2015) investigaram o comportamento estrutural de um edifício alto submetido à ação não determinística do vento considerando a interação solo-estrutura. A carga devido ao vento foi simulada através do método sintético (Franco, 2011) que confere um elevado grau de semelhança com o vento real. O edifício simulado apresenta 123,9 m de altura, com 42 andares, podendo ser considerado uma construção esbelta. A análise de vibração livre mostrou que o modelo tem frequências muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,22 Hz. O deslocamento máximo da estrutura à ação não determinística da carga de vento foi superior ao limite da norma brasileira NBR6118 (ABNT, 2014) bem como os valores de aceleração obtidos foram superiores ao estabelecido pela norma brasileira NBR6123 (ABNT, 1988), concluindo-se que as acelerações de pico são incômodas aos ocupantes da edificação estudada.

Assim sendo, neste trabalho de pesquisa foi investigado um modelo estrutural com poucas vigas de um edifício alto (Bastos, 2015), objetivando-se verificar qual o efeito sobre o conforto humano, quando o referido edifício é submetido à ação dinâmica não determinística do vento. A modelagem numérica do edifício em estudo foi realizada através do emprego do programa ANSYS (ANSYS, 2009), com base no uso de técnicas básicas de discretização, via método dos elementos finitos.

Cabe destacar ainda que as vigas em conjunto com os pilares, compõem os sistemas de contraventamento dos edifícios e, portanto, a eliminação dessas vigas reduz consideravelmente os níveis de rigidez estrutural. Por esta razão, tal eliminação deve ser feita com cautela e precisão, principalmente, em edifícios altos e esbeltos (Bastos, 2015). Por outro lado, além da preocupação em relação aos sistemas de contraventamento, as questões associadas à estabilidade estrutural e ao conforto humano devem ser igualmente verificadas.

As conclusões alcançadas ao longo da investigação versam acerca dos níveis de conforto humano do modelo estrutural investigado. A motivação principal para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa surgiu da necessidade de contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, no que diz respeito ao desenvolvimento de análises e verificações de conforto humano sobre modelos de edifícios altos de concreto armado, principalmente com estruturas com poucas vigas.

2 MODELO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO

As edificações altas, por serem tratadas de estruturas em sua maioria flexíveis, estão sujeitas a problemas de vibração excessiva quando submetidas à ação do vento, podendo levar o desconforto dos usuários. Assim, é de fundamental importância considerar esses efeitos nos projetos estruturais de tais edificações.

As propriedades do vento são instáveis e variam aleatoriamente, sua consideração de forma determinística torna-se, portanto inadequada. Todavia, pode-se levantar a hipótese de que o vento possui características estacionárias. Avanços recentes em técnicas computacionais têm tornado possível a geração de históricos e dados de vento com as mesmas características estatísticas próximas das do vento real (Brasil & Silva, 2013)

Neste trabalho será utilizado o método do “vento sintético” (Franco, 2011), que consiste na geração de um número razoavelmente grande de séries de carregamento compostas pela superposição de componentes harmônicos de fases aleatoriamente escolhidas, configurando um tipo de simulação numérica similar aos métodos do tipo Monte Carlo. Destaca-se que o método de Monte Carlo constitui uma alternativa que utiliza a atual potência computacional para solução de problemas de difícil formulação, em razão de sua eficiência depender pouco do modelo de resposta e dos dados estatísticos e mais do número de simulações. (Brasil & Silva, 2013)

Para a geração dos históricos de carregamento admite-se que o fluxo de vento é unidirecional, estacionário e homogêneo. Isso implica que a direção do fluxo principal é constante no tempo e no espaço, e que as características estatísticas do vento não se alteram durante o período no qual a simulação é realizada. O processo do vento sintético pressupõe a divisão do carregamento de vento em uma parcela flutuante e em uma parcela média. Esta última é aplicada estaticamente à estrutura. Por sua vez, a porção flutuante do vento é decomposta num número finito de funções harmônicas proporcional à frequência de ressonância da estrutura com ângulos de fase determinados aleatoriamente (Obata, 2009).

Originalmente, o método do vento sintético adotava onze componentes harmônicos, sendo um deles ressonante com a estrutura e os demais, múltiplos e submúltiplos deste harmônico de ressonância. Franco (2011) apresenta novas considerações para o método do vento sintético, uma delas refere-se à adoção de diferentes quantidades de harmônicos.

Para este presente estudo, são utilizados 81 componentes harmônicos, numa faixa de frequência de 0.01 a 4.01 Hz, o que corresponde aos vinte primeiros modos de vibração da estrutura investigada.

A amplitude de cada harmônico é obtida como uma função do espectro de potência do vento. Entre os espectros de potência existentes, como indicado na Fig. 1, foi adotado neste estudo o espectro de Kaimal devido à consideração da altura (z), que é multiplicado pela frequência adimensional (f) formando a frequência. Assim, o espectro de potência pode ser determinado pelas Eqs. (1) e (2), sendo (f) a frequência em Hz, ($S_v(f)$) a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência (f), (x) a frequência adimensional e (V_z) a velocidade média na cota (z). A velocidade de fricção (u^*), dada em m/s e determinada pela Eq. (3), com (k) sendo a constante de Karmán (Morais, 2014).

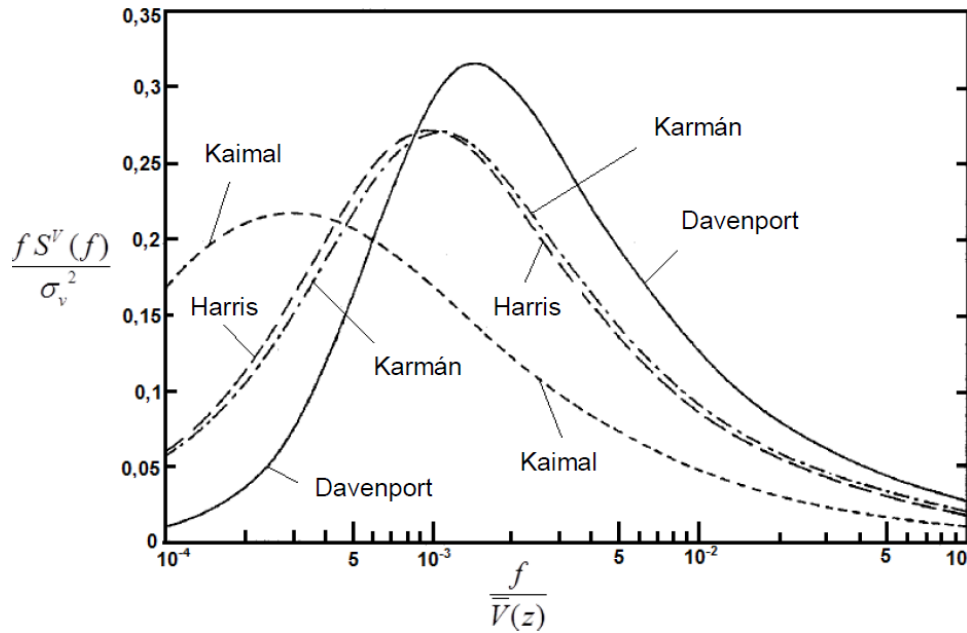


Figura 1. Espectro de potência do vento

$$\frac{f S^V(f, z)}{u_*^2} = \frac{200x}{(1 + 50x)^{5/3}} \quad (1)$$

$$x(f, z) = \frac{f z}{V_z} \quad (2)$$

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (3)$$

Considerando-se uma única função harmónica, a porção flutuante do vento pode ser representada de maneira simplificada pela Eq. (4), sendo V_0 a velocidade básica do vento, em m/s.

$$v(t) = v_0 \cos(2\pi f t) \quad (4)$$

Sendo a porção flutuante da velocidade do vento inserida num processo aleatório estacionário com média igual a zero e obtida pela sobreposição de ondas harmónicas pode ser expressa pela Eq. (5), onde (N) corresponde ao número de divisões do espectro de potência, (f_i) é a frequência in Hz, (Δf) é o incremento de frequência e (Θ_i) é o ângulo de fase aleatório entre 0 e 2π . A amplitude da função temporal (a_i) é dada pela Eq. (6).

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (5)$$

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (6)$$

3 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

A edificação em estudo neste trabalho de pesquisa corresponde a um prédio residencial cuja estrutura é constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado (Bastos, 2015). O concreto estrutural utilizado no modelo possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 45 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 34 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Cargas permanentes (1,0 kN/m²) e acidentais (1,5 kN/m²) usuais de projeto foram adicionadas às lajes de todos os pavimentos. O peso total de alvenaria foi distribuído uniformemente sobre as lajes (2,8 kN/m²).

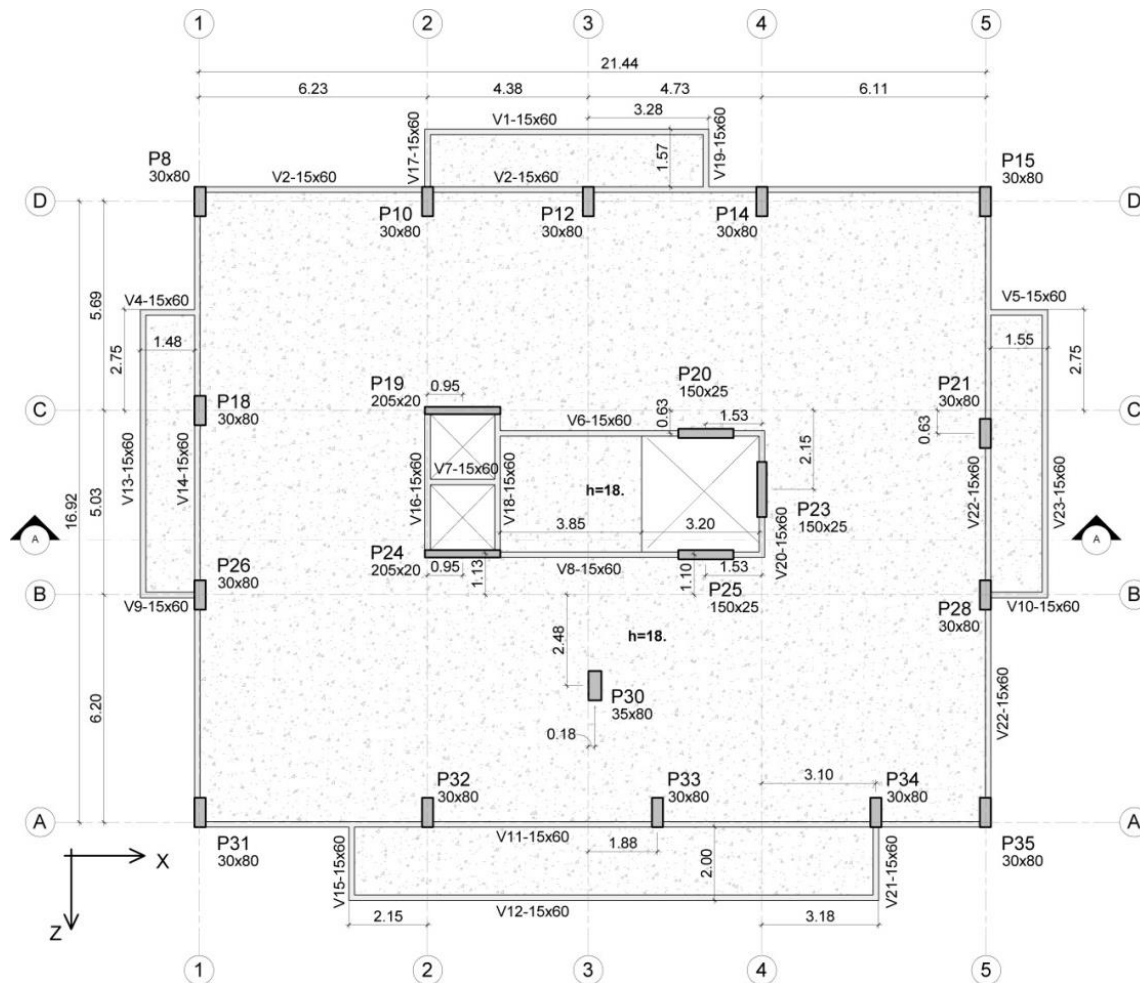


Figura 2. Planta estrutural - Modelos A e B - Unidades em metro

O modelo possui dimensões em planta de 21,50 m por 17,30 m, conforme mostrado na Fig. 2. Tem 30 pavimentos, pé-direito de 3,0 m, altura total de 90 m, conforme ilustrado na Fig. 3. A estrutura apresenta lajes maciças com espessura igual a 18 cm, vigas com seções 15x60 cm e pilares com seções 30x80 cm em sua maioria. O modelo não apresenta vigas dividindo os vãos internos das lajes, mas mesmo assim, as vigas de periferia conseguem, juntamente com os pilares, formar alguns pórticos que ajudam no contraventamento da estrutura (Bastos, 2015).

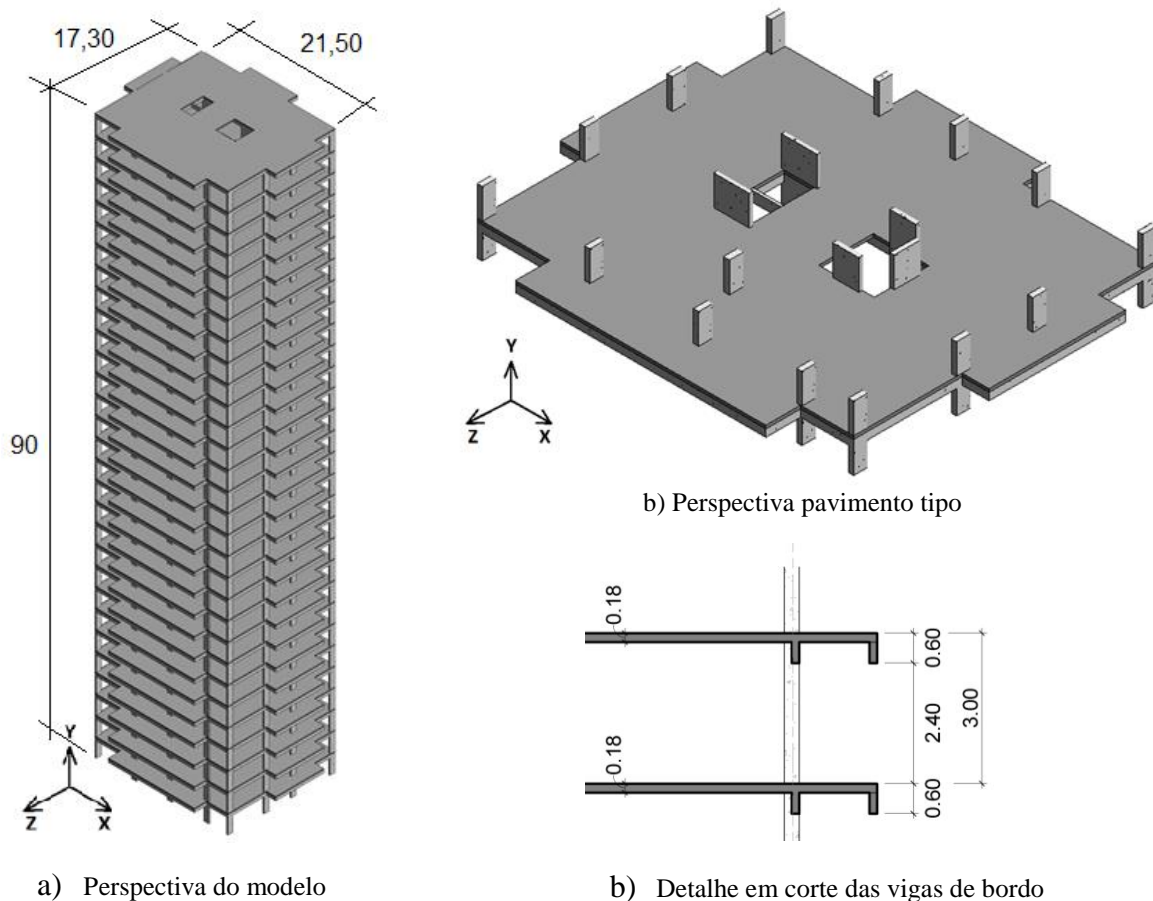


Figura 3. Modelo estrutural do edifício

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

As técnicas usuais de discretização foram utilizadas no sistema estrutural estudado, modelado através do método dos elementos finitos, empregando o programa computacional ANSYS (2009).

Na modelagem numérica, as vigas e as colunas em concreto armado são representadas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. Para tal, usa-se o elemento finito BEAM44 (ANSYS, 2009), um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó com seis graus de liberdade: translação em X, Y e Z e rotações em X, Y e Z, conforme mostrado na Fig. 5. A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centroide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo. Essa excentricidade é considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais da estrutura.

As lajes em concreto são simuladas por meio de elementos finitos de casca. Para tal simulação foi usado o elemento de casca finito SHELL63 (ANSYS, 2009), que é definido por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó, sendo três de translação e três de rotação nas direções X, Y e Z, conforme ilustrado na Fig. 4.

A completa interação entre laje e vigas foi considerada na análise, ou seja, são acoplados os nós para impedir a ocorrência de qualquer deslizamento. Considera-se que o material concreto possui um comportamento elástico, permanecendo plano no estado deformado.

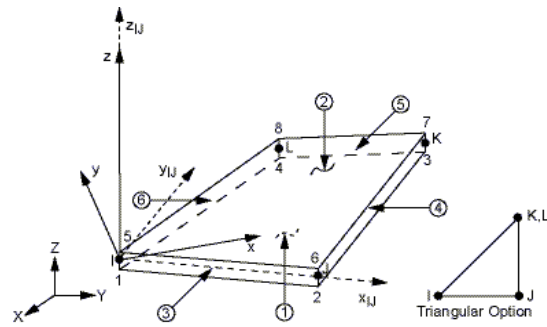
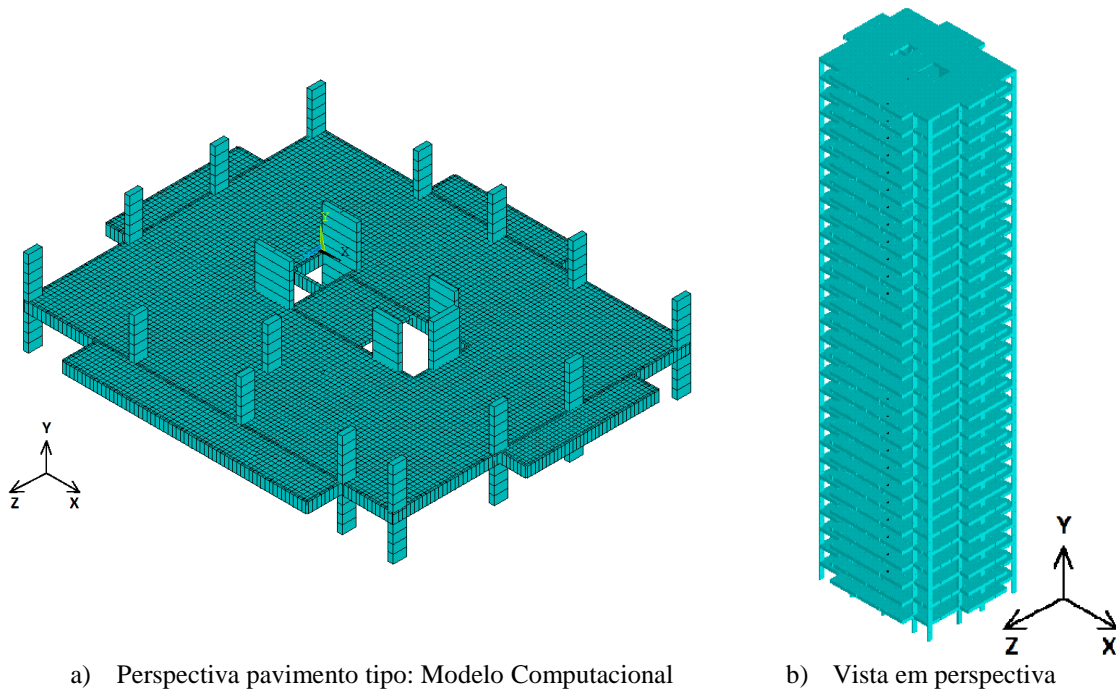


Figura 4. Elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009)



Figura 5. Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009)

O presente modelo numérico apresenta um grau de refinamento apropriado, de forma a permitir uma boa representação do comportamento dinâmico da estrutura investigada, conforme ilustrado na Fig. 6, o mesmo apresenta 232552 nós, 245880 elementos e 1395246 graus de liberdade. (Bastos, 2015)



a) Perspectiva pavimento tipo: Modelo Computacional

b) Vista em perspectiva

Figura 6. Modelos em elementos finitos (Bastos, 2015)

5 ANÁLISE DINÂMICA

A partir do programa em elementos finitos ANSYS (2009), foram realizadas análises dinâmicas no modelo estrutural investigado em que o vento foi simulado considerando cargas não determinísticas que agem no sentido negativo do eixo global z, com base no método do vento sintético. Dez séries de carregamento foram geradas com o tratamento probabilístico apropriado e aplicadas em cada um dos modelos numéricos. Obtiveram-se deslocamentos máximos no 30º pavimento, localizado na cota 90 m e os picos de aceleração no 29º pavimento, localizado na cota 87 m, conforme ilustrado na Fig. 7. Deste modo, os resultados obtidos (deslocamentos e acelerações máximas) foram comparados com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

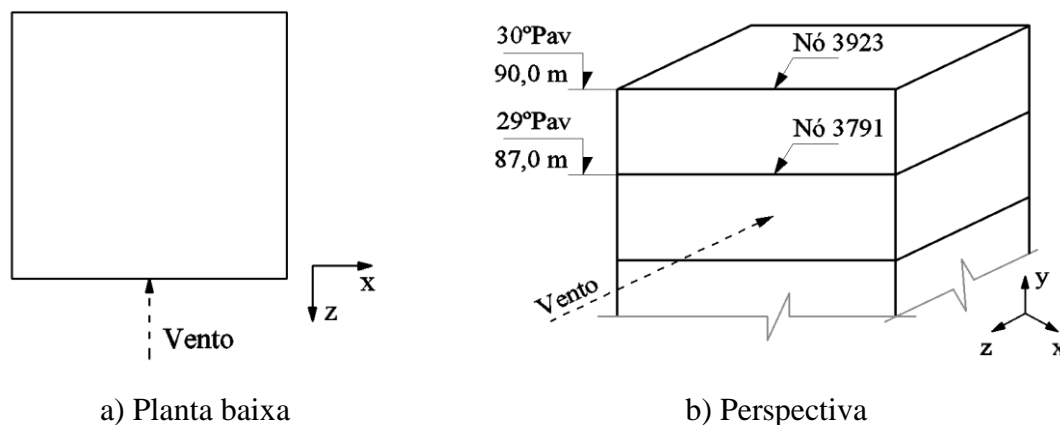


Figura 7. Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do edifício

5.1 Análise Modal: autovalores e autovetores

As frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) da estrutura investigada no presente trabalho de pesquisa foram obtidos com a ajuda de métodos numéricos de extração (análise modal), a partir de uma análise de vibração livre empregando-se o programa computacional ANSYS (2009). Os dez primeiros modos de vibração da edificação são mostrados nas Figs. 8 e 9. A Tabela 1 apresenta as dez primeiras frequências naturais da estrutura.

É possível observar que a frequência fundamental da estrutura é igual a 0,25 Hz. Este fato é relevante, pois de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), edificações com frequências menores que 1 Hz, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

Observando as Figs. 8 e 9, verifica-se a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo global x para o primeiro modo de vibração da estrutura. O segundo modo de vibração apresenta efeitos de flexão em relação ao eixo z. No terceiro e quarto modos, verifica-se os efeitos de torção em torno do eixo vertical y. No quinto modo, flexão em relação ao eixo x. O sexto modo de vibração apresenta efeitos de flexão em relação ao eixo z. No sétimo modo, efeitos de torção em torno do eixo y. Para o oitavo modo de vibração, os efeitos de flexão na direção x. O nono modo, efeitos de flexão em relação ao eixo z. E o décimo modo de vibração apresenta a predominância dos efeitos de torção na direção y.

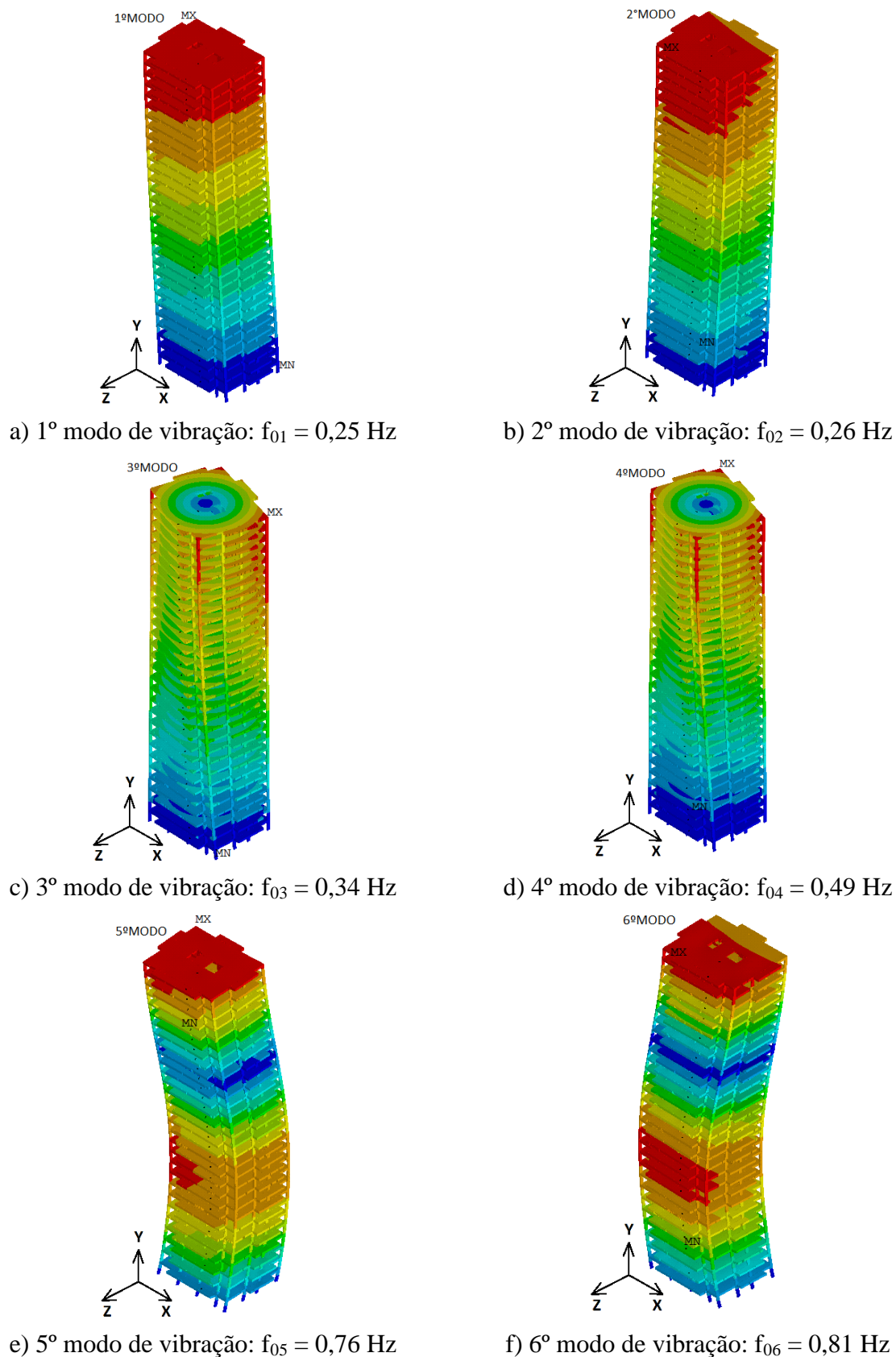


Figura 8. Modos de vibração do edifício (Bastos, 2015)

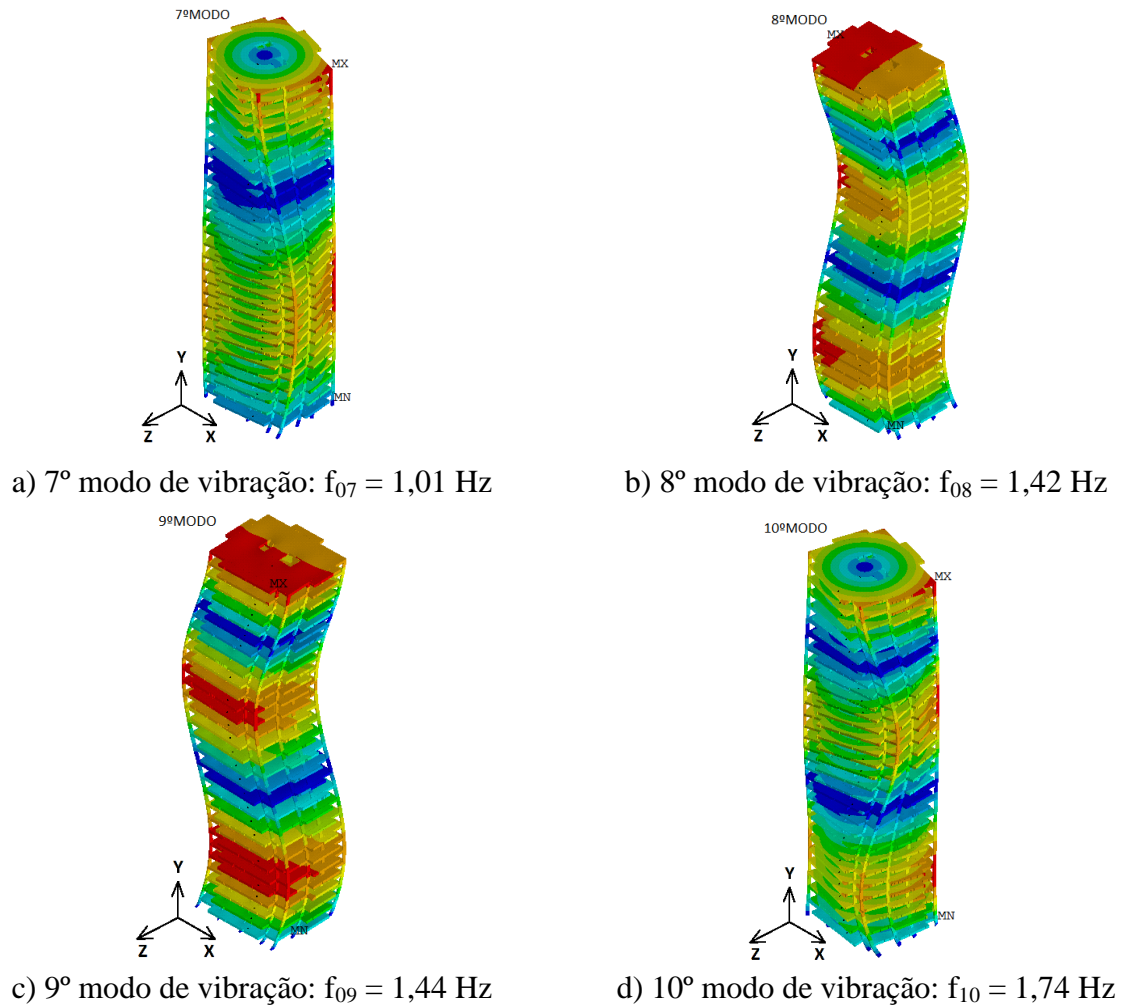


Figura 9. Modos de vibração do edifício (Bastos, 2015)

Tabela 1. Frequências naturais do edifício (Barboza, 2015)

Modo de vibração	Frequência natural (Hz)
f_{01}	0,25
f_{02}	0,26
f_{03}	0,34
f_{04}	0,49
f_{05}	0,76
f_{06}	0,81
f_{07}	1,01
f_{08}	1,42
f_{09}	1,44
f_{10}	1,74

5.2 Amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural é resultado da dissipação de energia mecânica causada por fricção devido ao movimento relativo entre componentes da estrutura, principalmente nas articulações. O comportamento da energia de dissipação depende do sistema mecânico em particular e, portanto, é extremamente difícil desenvolver um modelo analítico generalizado. Uma grande proporção da energia mecânica dissipada em edifícios, pontes, e muitas outras estruturas de engenharia civil ocorre através do mecanismo de amortecimento estrutural. O amortecimento determina a amplitude de vibração na ressonância e o tempo de persistência da vibração depois de cessada a excitação.

A fim de avaliar de forma adequada o amortecimento de uma estrutura, seria necessário realizar ensaios experimentais na edificação, o que exige elevados custos. Desta forma, o amortecimento estrutural é normalmente obtido pela matriz de amortecimento de Rayleigh, chamado matriz de (C), que tem uma contribuição na matriz de rigidez (K) e uma contribuição na matriz de massa (M), conforme a Eq. (7) (Morais, 2014).

$$c = \alpha M + \beta K \quad (7)$$

A Eq. (7) pode ser reescrita em termos da taxa de amortecimento (ξ_i) e da frequência natural circular (ω_{0i}), associada ao modo de vibração (i), de acordo com a Eq. (8).

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (8)$$

Então, isolando os termos α e β na Eq. 8, têm-se as Eqs. (9) e (10):

$$\alpha = 2\xi_i\omega_{0i} - \beta\omega_{0i}^2 \quad (9)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (10)$$

Assim sendo, conhecendo-se os valores de (f_{01}), (f_{02}), e (ξ_1) (ξ_2), é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β) que definem a razão de amortecimento da estrutura. Neste estudo foi adotada uma taxa de amortecimento estrutural de 1,0% para o edifício investigado, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2. Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
0,256	0,758	0,00313915	0,02404812

5.3 Resposta dinâmica devida às cargas não determinísticas do vento

As respostas dinâmicas em termos de valores máximos médios de deslocamentos horizontais e de acelerações de pico dos nós investigados foram obtidas no domínio do tempo. A Fig. 10 mostra o deslocamento horizontal na direção z do nó 3923, localizado no topo do edifício (h = 90 m).

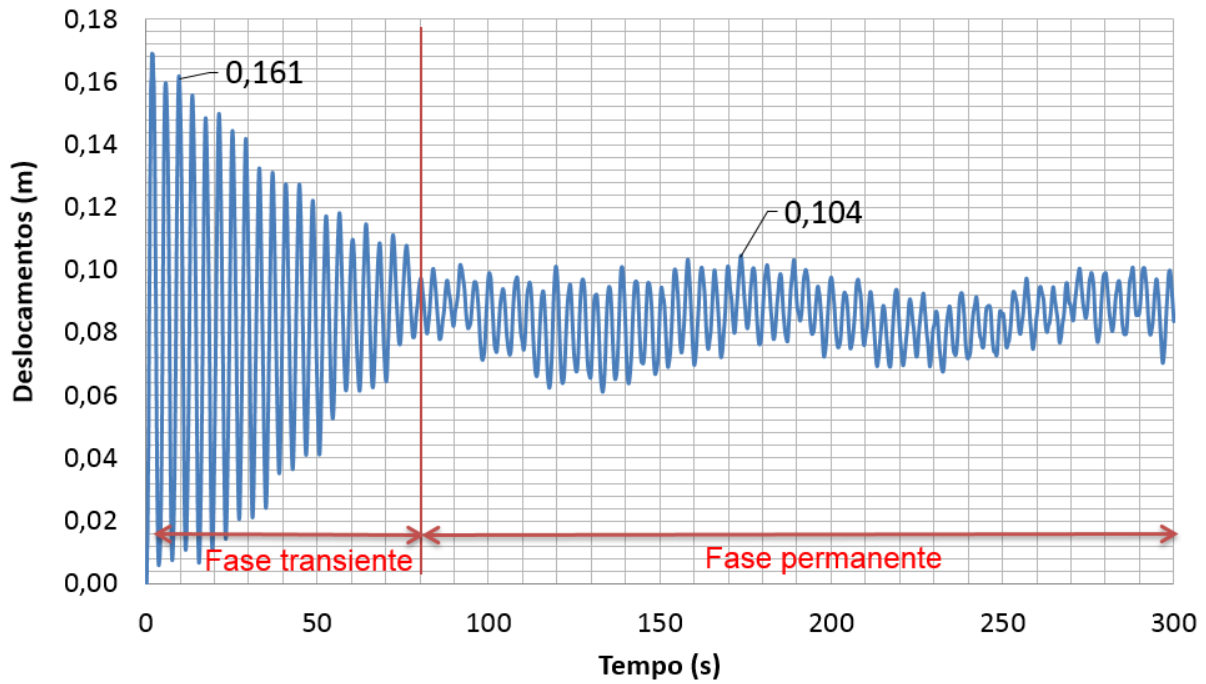


Figura 10. Deslocamento horizontal no nó 4923 (1ª série de carregamento)

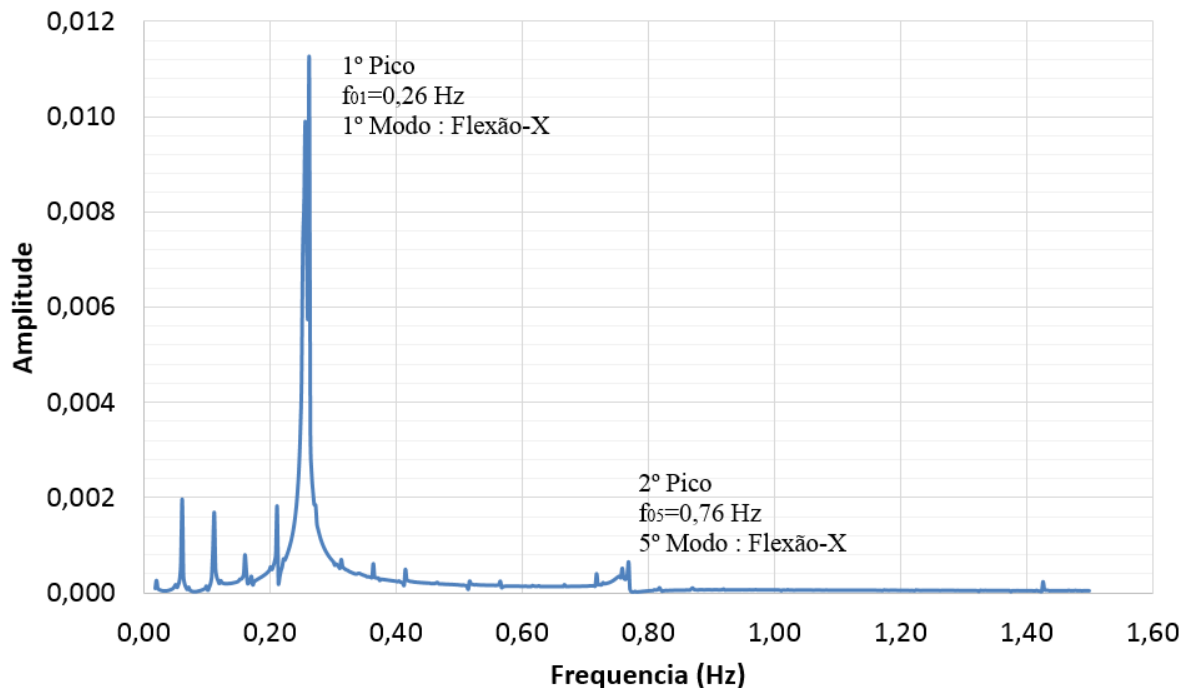


Figura 11. Deslocamentos no domínio da frequência (1ª série de carregamento)

A Fig.11 apresenta os deslocamentos no domínio da frequência, obtido através da Transformada de Fourier. É possível verificar que a maior intensidade de deslocamentos ocorre próximo à frequência igual a 0,26 Hz coincidente com o primeiro modo de vibração da estrutura analisada.

A Fig. 12 ilustra a aceleração na direção z do nó 3791, localizado no 29º pavimento (h=87 m). Enquanto a Fig. 13 apresenta as acelerações no domínio da frequência.

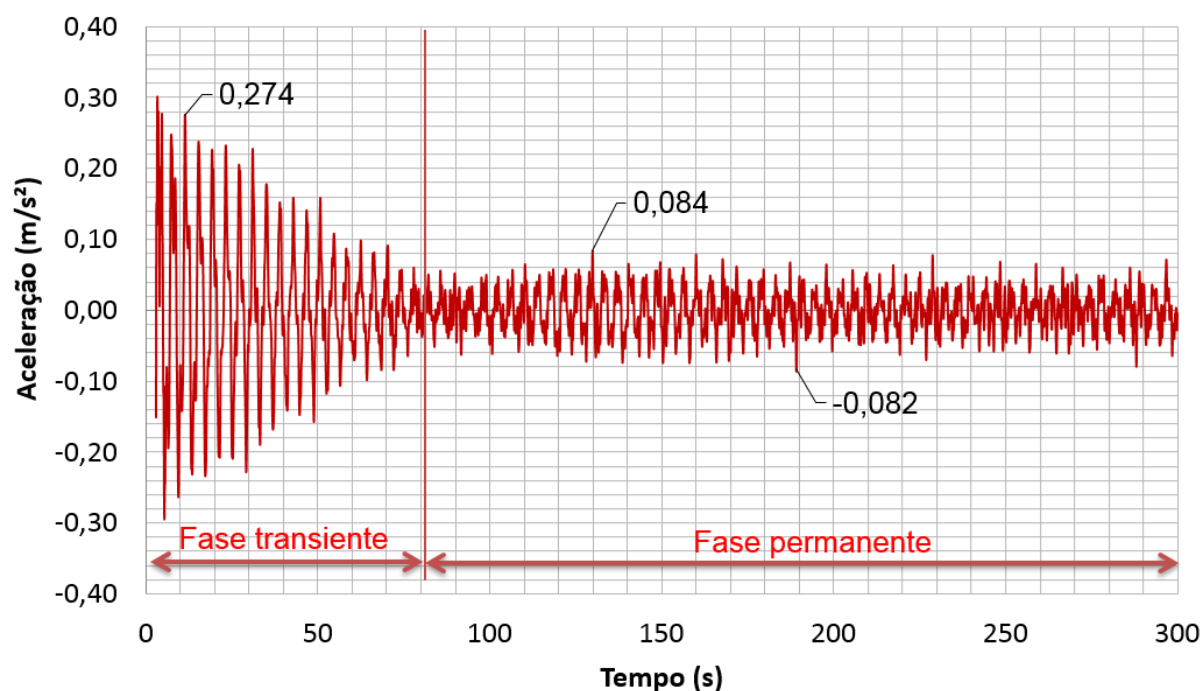


Figura 12. Aceleração no nó 43791 (1ª série de carregamento)

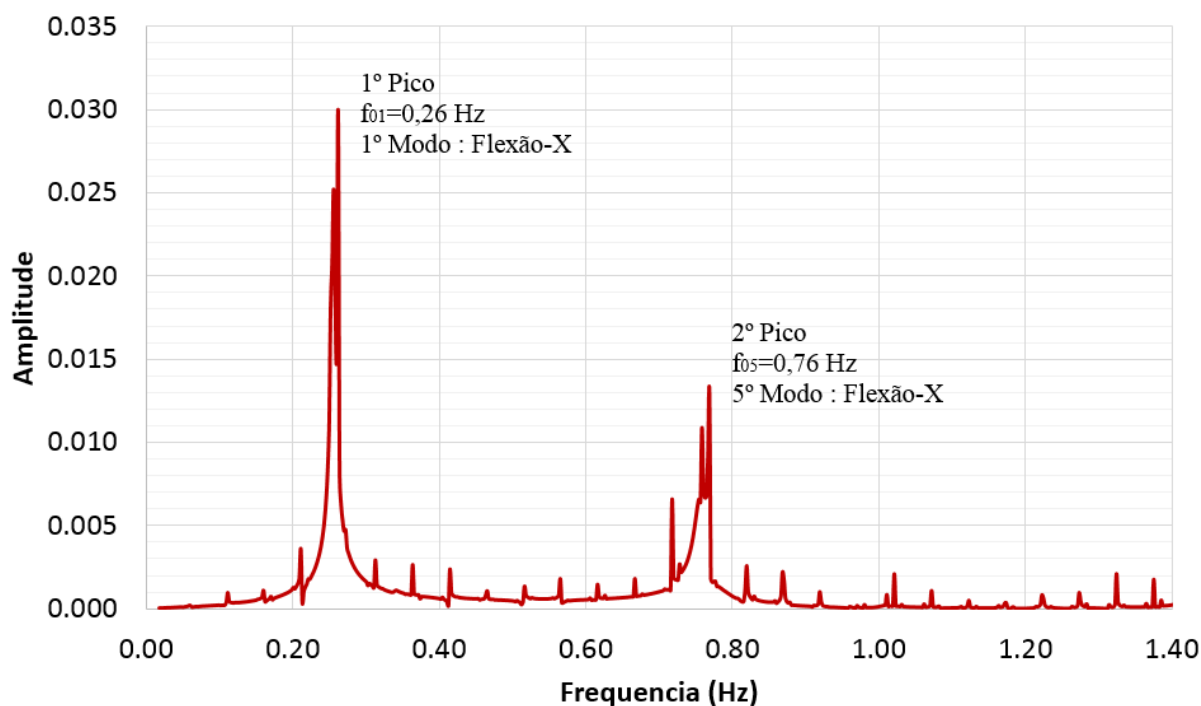


Figura 13. Acelerações no domínio da frequência (1ª série de carregamento)

A ação não determinística do vento conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter a média (m), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95% ($U_{z95\%}$), através da Eq. (11) (Morettin, 2010).

$$U_{z95\%} = 1,65 \sigma + m \quad (11)$$

A Tabela 3 apresenta os valores dos deslocamentos e acelerações máximos médios obtidos na direção z nas cotas 90 m e 87 m respectivamente, bem como os parâmetros estatísticos relacionados às dez séries de carregamento não determinístico do vento aplicado no edifício investigado.

Tabela 3. Deslocamentos e acelerações médios do edifício

Série de carregamento	Deslocamentos (m)		Acelerações (m/s ²)	
	Fase transiente	Fase permanente	Fase transiente	Fase permanente
1	0,1619	0,1046	0,2939	0,0860
2	0,1660	0,1115	0,3076	0,0849
3	0,1648	0,1081	0,2932	0,0855
4	0,1595	0,1059	0,2825	0,0661
5	0,1622	0,1177	0,2864	0,1044
6	0,1640	0,1057	0,2751	0,0727
7	0,1647	0,1097	0,2595	0,0921
8	0,1734	0,1257	0,2948	0,1113
9	0,1711	0,1076	0,2948	0,0930
10	0,1632	0,1146	0,3055	0,1004
Média	0,1651	0,1111	0,2900	0,0896
Desvio padrão	0,0042	0,0066	0,0148	0,0138
$U_{z95\%}$	0,1721	0,1220	0,3144	0,1124

De acordo com os resultados da Tabela 3, verifica-se que os valores máximos médios dos deslocamentos na direção z (aplicação da carga de vento) são da ordem de 0,17 m para a fase transiente e de 0,12 m para a fase permanente, considerando um índice de confiabilidade de

95% e que as acelerações máximas médias, também na direção z, são da ordem de $0,31 \text{ m/s}^2$ para a fase transiente e de $0,11 \text{ m/s}^2$ para a fase permanente.

A Fig. 14 mostra os deslocamentos máximos no topo da estrutura edificação ($h = 90 \text{ m}$) nas fases transiente e permanente para cada uma das séries de carregamento não determinístico do vento. A Fig.15 ilustra as acelerações de pico máximas obtidas no 29º pavimento da edificação ($h = 87 \text{ m}$) considerando a ação não determinística do vento.

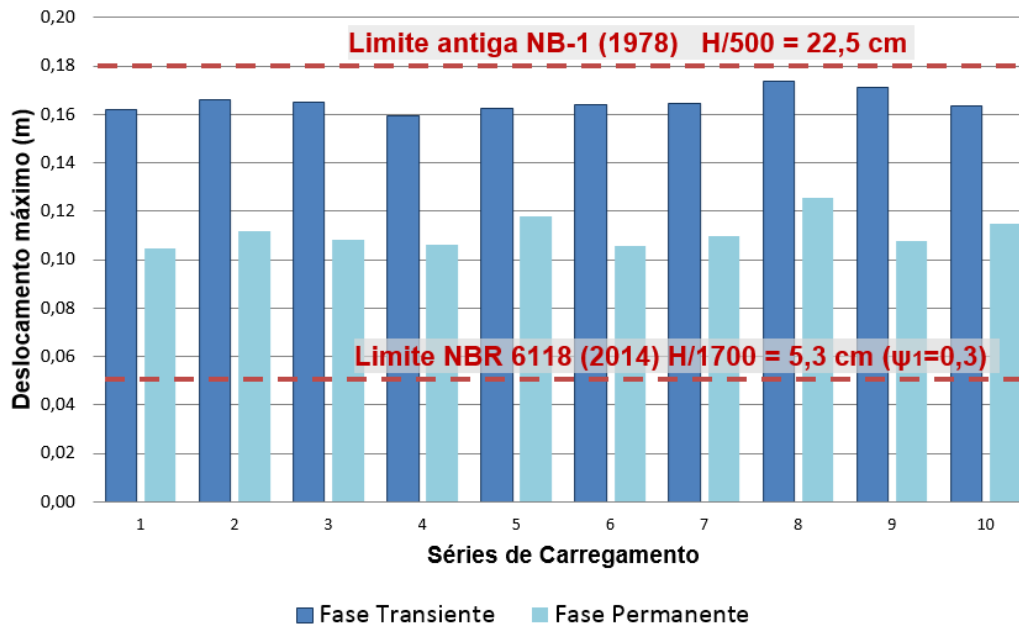


Figura 14. Resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos

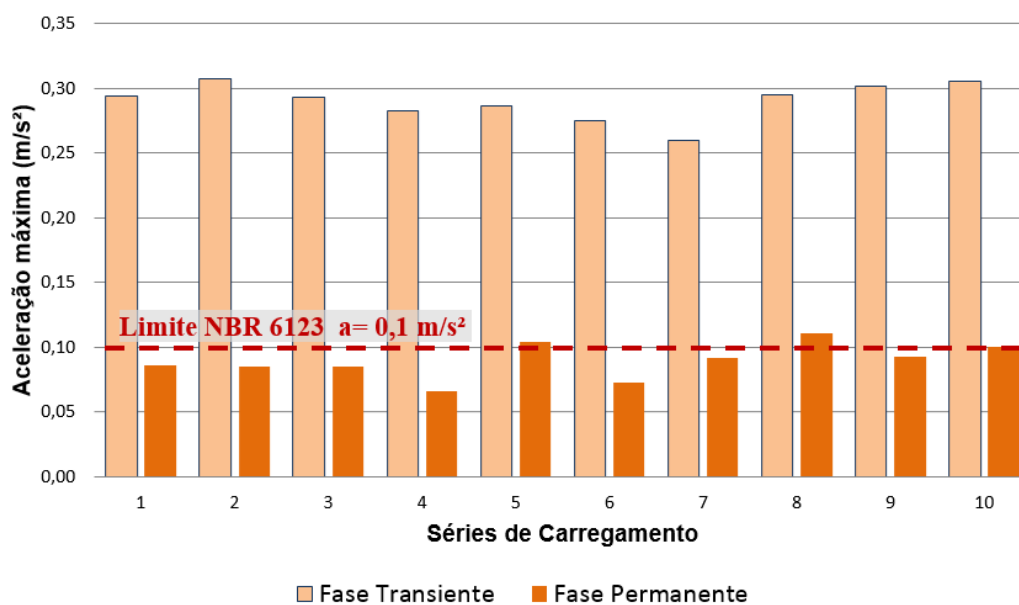


Figura 15. Resposta dinâmica da estrutura em termos de picos de aceleração

Com base no gráfico da Fig. 14, verifica-se que os valores máximos dos deslocamentos horizontais do edifício na fase permanente são na maioria das séries de carregamento do vento superiores ao limite da NBR 6118 (ABNT, 2014), $H/1700$, onde (H) corresponde à altura da edificação. Para a estrutura investigada, o limite da norma é igual a 5,3 cm. Vale, porém, salientar que a atual norma considera que o deslocamento deve ser obtido através de uma análise estática para uma combinação de carregamentos considerada frequente, no estado limite de serviço, na qual a ação do vento deverá ser ponderada por um coeficiente $\psi_1 = 0,3$. Não é explícito qual tempo de recorrência e fator de probabilidade que deverão ser utilizados para cálculo dos deslocamentos horizontais (em serviço) devido à ação do vento, ficando indefinido o fator S_3 a ser utilizado, para verificação com o limite $H/1700$. Para uma análise estática utilizando $S_3=1$ e $\psi_1 = 0,3$, para a estrutura em estudo, foi obtido um deslocamento máximo horizontal no topo da edificação u_z igual a 3,45 cm (Bastos, 2015), inferior ao limite recomendado.

Considerando que antigas normas, como a NB-1 (ABNT, 1978), estipulavam limites ao deslocamento horizontal na ordem de $H/500$, o limite atual $H/1700$ pode ser considerado uma aproximação $500/0,3=1667$. Considerando-se o limite igual a $H/500$, teríamos, para o modelo em estudo, o valor máximo de 18 cm, e, portanto, em todas as séries de carregamento os resultados obtidos seriam inferiores.

Quanto ao gráfico da Fig. 15, é possível notar que em todas as séries na fase transiente as acelerações de pico superaram o limite $0,1 \text{ m/s}^2$, estabelecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Já na fase permanente, somente nas séries 5 e 8 foi superado o limite. Porém, considerando o grau de confiabilidade de 95%, a aceleração de pico obtida será de $0,11 \text{ m/s}^2$, superando em 10% o recomendado pela norma brasileira.

Bachmann & Hirsch (1995) sugerem níveis de tolerância aos efeitos da vibração em estruturas submetidas às excitações. Estes limites de acelerações são classificados de acordo com a percepção humana quanto às vibrações e apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores limites de aceleração de acordo com Bachmann & Hirsch (1995)

Percepção humana	Valores limites de aceleração	em m/s^2
Imperceptível (IMP)	$a < 0,005g$	$a < 0,049$
Perceptível (P)	$0,005g < a < 0,015g$	$0,049 < a < 0,147$
Incômodo (I)	$0,015g < a < 0,05g$	$0,147 < a < 0,49$
Muito Incômodo (MI)	$0,05g < a < 0,15g$	$0,49 < a < 1,47$
Intolerável (INT)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

Observando os valores das acelerações de pico obtidos nas análises numéricas, verifica-se que o edifício investigado apresenta uma condição, segundo Bachmann & Hirsch (1995), em que as acelerações são perceptíveis, mas não geram incômodo no que se refere à exposição humana às vibrações devidas ao carregamento não determinístico do vento.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho de pesquisa investigou o comportamento um modelo estrutural com poucas vigas, de um edifício alto de concreto armado, sob a ação dinâmica não determinística do vento, objetivando-se verificar qual o efeito sobre os níveis de conforto humano. A modelagem numérica do edifício em estudo foi realizada através do emprego do programa ANSYS (ANSYS, 2009), com base no uso de técnicas básicas de discretização, via método dos elementos finitos.

A carga devida ao vento foi simulada através do método vento sintético (Franco, 2011), conferindo um elevado grau de semelhança com o vento real, que consiste na geração de um número razoavelmente grande de séries de carregamento compostas pela superposição de componentes harmônicos de fases aleatoriamente escolhidas, configurando um tipo de simulação numérica similar aos métodos do tipo Monte Carlo.

No que se diz respeito a análise de autovalores (frequências naturais) foi observado que o modelo estrutural tem frequências muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,25 Hz. Este fato é relevante, pois de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), edificações com frequências menores que 1 Hz, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

Acerca dos resultados obtidos nas análises dinâmicas, verificou-se que o modelo estrutural investigado submetido à ação não determinística da carga de vento apresentou deslocamentos máximos médios horizontais da ordem de 17 cm.

Referente à análise de conforto humano da estrutura, sob a ação do carregamento não determinístico do vento, foram verificados valores máximos médios das acelerações de pico da ordem de 0,11 m/s², considerando um grau de confiabilidade igual a 95%. Estes valores de aceleração são superiores aqueles estabelecidos pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) ($a = 0,10$ m/s²). Consultando a literatura técnica quanto ao conforto humano, pode-se concluir que as acelerações de pico, para o modelo estudado, são perceptíveis, mas não geram incômodo neste caso no que se refere à exposição humana às vibrações devidas ao carregamento não determinístico do vento.

Finalmente, deve-se chamar a atenção para o fato que edificações com poucas vigas perdem rigidez e, portanto, os projetistas estruturais devem ser alertados, pois tal fato pode vir a alterar substancialmente o conforto humano dos usuários.

Em relação a continuidade da pesquisa os autores pretendem nos próximos trabalhos, nos modelos numéricos, considerar os efeitos das alvenarias e também o efeito da interação solo-estrutura, estudando qual influência destes aspectos na resposta dinâmica dos edifícios.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país, CAPES, CNPq e FAPERJ, que possibilitaram a realização deste trabalho de pesquisa. Os autores também agradecem à UNESA.

REFERÊNCIAS

- ANSYS Swanson Analysis Systems Inc., 2009. Theory Reference (versão 12.1).
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, Rio de Janeiro.
- Bachmann, H., Hirsch, G., 1995. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Birkhäuser. Berlim.
- Barboza, R. R., 2015. *Estudo do comportamento estrutural estático e dinâmico não linear e não determinístico de edifícios altos com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura*. Tese de Doutorado (Em andamento), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Bastos, L. de S., 2015. *Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Blessmann, J., 2001. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª edição. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Brasil, Reyolando & Silva, Marcelo., 2013. *Introdução à dinâmica das estruturas para engenharia civil*. 1ª edição. Editora Blucher, São Paulo.
- DAVENPORT, A.G. *Buffeting of Structures by Gusts*. Symposium N.16, Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963.
- DAVENPORT, A. G. *How can we simplify and generalize wind loads?* Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Ontario, v. 54-55, p. 657-669, fev. 1995.
- Franco, M., Medeiros, S. R. P., 2011. O método do “vento sintético” - Novas considerações. *Revista TQS News*. n 33, pp. 38–46.
- Morais, V. C., 2014. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento* Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Morais, V. C., Barboza, R. R., Silva, J. G. S., Andrade, S. A. L., 2014. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. *In XXXV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, pp. 1-17.
- Morettin, L. G., 2010. *Estatística básica: probabilidade e inferência*. 1ª edição. Pearson Education, São Paulo.
- Obata, S. H., 2009. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento do vento em estruturas. *Exacta*, vol. 7, n. 1, pp. 77-85.
- SILVA FILHO, G. *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento*. 2012. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.