

Vibração de Edifícios em Torção Induzida pelo Vento

Carolina Ribeiro Fernandes¹, Michèle Schubert Pfeil²

¹ MSc. Engenheira, COPPE/UFRJ / carolina.fernandes@coc.ufrj.br

² Profa. Titular, COPPE-POLI/UFRJ / mpfeil@coc.ufrj.br

Resumo

Edifícios altos sob a ação do vento podem apresentar vibração em modos de flexão na direção do vento, flexão na direção transversal ao vento e em torção. Apesar dos edifícios altos em geral apresentarem frequências fundamentais em flexão, o que torna a vibração nestes modos dominante no dimensionamento, a oscilação em torção aumenta a aceleração horizontal dos pontos próximos às bordas dos pisos e com isso acentua o desconforto de ocupantes nestas regiões. Ao contrário dos casos de vibração em flexão, as normas de projeto em geral não apresentam procedimento para análise da vibração em torção. O objetivo deste trabalho é comparar a resposta torcional teórica de edifícios altos em termos de aceleração angular segundo a solução modal no domínio da frequência e o procedimento da norma japonesa AIJ com a correspondente resposta experimental obtida através de ensaios em túnel de vento pelo laboratório norte-americano NatHaz. No método teórico a descrição de parâmetros da solução, como o espectro de momento torçor, é feita a partir de equações empíricas propostas por alguns autores da literatura. Como exemplos são tomadas 9 configurações geométricas de edifícios altos satisfazendo proporções dos modelos experimentais, associadas aos dados da simulação do escoamento no túnel de vento, representando terrenos aberto e urbano. Os resultados mostraram que não se identificou nesta pesquisa um método analítico que produzisse boa correlação teórico-experimental para todos os casos analisados, apesar das importantes contribuições dos autores e da coerência em algumas situações.

Palavras-chave

Vento; Torção; Edifícios altos; Comparações teórico-experimentais.

Introdução

As forças aerodinâmicas em estruturas são determinadas a partir da velocidade de vento. No caso de vento originado de ciclones extratropicais, a descrição matemática da velocidade do vento considera a combinação de duas parcelas: uma média e outra flutuante. A parcela média da velocidade de vento varia lentamente no decorrer de um período de várias horas e dá origem a forças estáticas. Já a parcela flutuante da velocidade, consiste de rajadas causadas por turbilhões originados da interação do escoamento com a superfície do terreno (BLESSMANN, 2013), é chamada de turbulência do vento e produz forças que variam no decorrer do tempo podendo induzir vibrações nas estruturas.

A vibração de um edifício pode ocorrer com predomínio de flexão na direção do vento, de flexão na transversal à direção do vento e de torção. Considerando um edifício isolado, a vibração induzida pelo vento tem basicamente duas origens: a turbulência do vento e o fenômeno de desprendimento de vórtices, as quais induzem respostas dinâmicas não divergentes da estrutura.

Comparado aos fenômenos de flexão, há um menor entendimento a respeito do fenômeno de vibração por torção induzida pelo vento. Além disso, em geral os edifícios altos apresentam frequências fundamentais no modo de flexão, tornando a excitação nestes modos determinante para estados limites últimos. Por causa disso, muitos projetistas - e de fato a maioria das normas - ignoram esse aspecto da ação do vento (BOGGS *et al.*, 2000). Entretanto, a vibração em torção aumenta a

aceleração horizontal dos pontos próximos às bordas dos pisos e com isso acentua o desconforto de ocupantes nestas regiões.

A vibração em torção ser produzida por distribuição assimétrica de pressões no contorno da seção, acoplamento entre modos de flexão e torção e/ou excentricidade entre o centro geométrico e o centro elástico (centro de torção). No caso de edifício isolado de seção retangular, a distribuição assimétrica de pressões flutuantes conduzindo à resposta dinâmica em torção está principalmente associada a dois fatores (LIANG *et al.*, 2004; ZHOU *et al.*, 2003):

- i. Componentes longitudinal e transversal da turbulência do vento;
- ii. Excitação de esteira, incluindo o desprendimento de vórtices e a translação dos vórtices ao longo das faces laterais no caso de seções alongadas.

Os fenômenos ii estão ilustrados na Figura 1 para o caso de escoamento em torno de perfil de seção retangular. O escoamento ao redor dos perfis é caracterizado pela separação das linhas de escoamento nos cantos da face de barlavento e pela formação de vórtices que se desprendem alternadamente (vórtices de *Von Karman*) e se transladam em direção à esteira. Se o perfil é alargado (Figura 1a) os vórtices interagem na esteira do escoamento. Já no caso de perfis alongados (Figura 1b) há a tendência ao recolamento do escoamento conduzindo à translação dos vórtices ao longo das faces laterais da seção. Para o corpo em repouso, a frequência do desprendimento de um par de vórtices n_s pode ser expressa pelo número adimensional de *Strouhal* St definido por:

$$St = n_s B / \bar{U} \quad (1)$$

em que B é uma dimensão característica da seção; no caso de edifícios retangulares é a dimensão frontal ao vento e \bar{U} a velocidade média do escoamento.

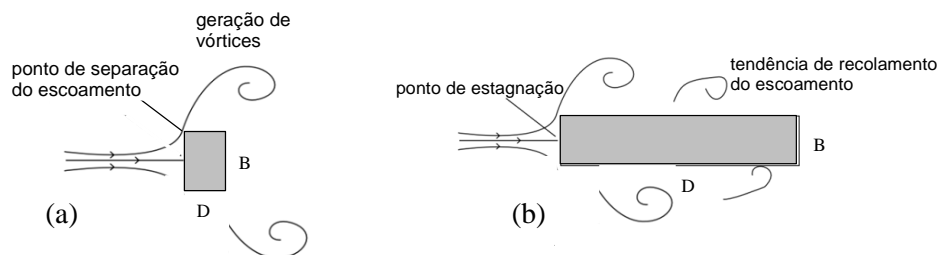


Figura 1 – Escoamento em torno de seção de perfil não aerodinâmico (a) perfil retangular estreito; (b) perfil retangular alongado (adaptado de HOLMES, 2015).

Até o presente momento ainda não foram alcançados métodos analíticos satisfatórios para estimar as respostas de torção devidas ao vento, sendo o teste em túnel de vento um dos meios mais confiáveis de investigação da vibração em torção (LIN *et al.*, 2005).

Zhou *et al.* (2003) realizaram ensaios em túnel de vento de modelos de edifícios isolados de seções retangulares com distintas relações geométricas em 2 tipos de escoamento correspondentes a terreno aberto e terreno urbano de modo a permitir a estimativa de respostas dinâmicas em flexão e em torção. Estes resultados constituem uma base de dados disponibilizada na internet pelo Laboratório NatHaz (NATHAZ, 2023).

Alguns autores, como Liang *et al.* (2004), através de ensaios em túneis de vento de modelos reduzidos de edifícios isolados de seção retangular, sugeriram fórmulas empíricas para descrever matematicamente os espectros de momento torçor, coeficientes de momento torçor RMS, número de Strouhal e funções de coerência. Carini (2017) sugere expressões de espectro de momento torçor modal baseadas em dados experimentais de ensaios de modelos com vizinhança. Com estas fórmulas é possível resolver o problema dinâmico com a solução modal no domínio da frequência.

O presente trabalho tem por objetivo comparar respostas teóricas de vibração em torção de edifícios de seção retangular em termos de aceleração angular às correspondentes respostas experimentais da base de dados NatHaz. As respostas teóricas são obtidas a partir da solução modal no domínio da

frequência incorporando expressões empíricas propostas por Liang *et al.* (2004) e por Carini (2017) para as grandezas envolvidas no problema. Além destas, considera-se também a solução indicada na norma *AIJ Recommendations for Loads on Buildings* (AIJ-RLB).

Formulação matemática para vibração torcional

A solução da equação de movimento no domínio da frequência para um sistema de um grau de liberdade generalizado $a(t)$ é dada por:

$$S_a(f) = \frac{1}{I_T^2 \omega_n^4} |H(f)|^2 S_p(f) \quad (2)$$

em que $S_a(f)$ é a função de densidade espectral da rotação de torção generalizada $a(t)$; $|H(f)|^2$ é a função de admitância mecânica; $S_p(f)$ é a função de densidade espectral do momento torçor generalizado $p(t)$; I_T é o momento de massa inércia generalizado e ω_n é a frequência angular da estrutura. A variância da aceleração angular generalizada $\ddot{a}(t)$ pode então ser obtida:

$$\sigma_{\ddot{a}}^2 = \int_0^{\infty} (2\pi f)^4 S_a(f) df \quad (3)$$

A formulação é desenvolvida para um modelo unifilar discretizado. Sendo assim, o espectro do momento torçor generalizado pode ser encontrado através da forma modal ϕ_k relacionada a cada nó k :

$$S_p(f) = \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^n \phi_l \phi_k S_{T_k T_l}(f) \quad (4)$$

sendo $S_{T_k T_l}$ o espectro cruzado de momento torçor entre os nós k e l dado por:

$$S_{T_k T_l}(f) = \frac{\tilde{C}_T^2}{4f} B^4 \rho^2 \bar{U}_k^2 \bar{U}_l^2 \Delta H_k \Delta H_l \sqrt{S_{d_k}(f) S_{d_l}(f)} \gamma_{\theta} \quad (5)$$

em que S_d é o espectro do momento torçor adimensional associada a cada nó e γ_{θ} é a função de coerência na direção vertical; \bar{U}_k e \bar{U}_l são as velocidades médias do vento na altura dos nós k e l ; ΔH_k e ΔH_l são os comprimentos de influência dos nós k e l ; ρ é a massa específica do ar. Com a equação (3) se encontra a solução em termos do desvio padrão da aceleração angular generalizada e as respostas de pico são obtidas multiplicando o desvio padrão calculado pelo fator de pico g .

Expressões empíricas propostas por Liang *et al.* (2004)

Liang *et al.* (2004) investigaram esse fenômeno em edifícios altos através de testes em túneis de vento, utilizando modelos retangulares isolados com diferentes relações D/B (ver Figura 1) e propuseram expressões empíricas para algumas grandezas para a determinação do espectro cruzado da equação (5). A simulação do escoamento considerou perfil vertical de velocidade média do vento descrito pela lei potencial com expoente igual a 0,20 e o perfil de intensidade de turbulência correspondeu a um escoamento mais suave do que o proporcionado por um terreno aberto.

As expressões propostas por Liang *et al.* (2004) são descritas a seguir.

- Coeficiente de momento torçor RMS:

$$\tilde{C}_T = 0,054 (D/B)^2 + 0,023 \quad (6)$$

- Espectro de momento torçor para $1 \leq D/B \leq 4$:

$$S_d = \frac{f S_T(f)}{\sigma_T^2} = A \frac{1}{d \sqrt{\pi}} \exp \left[- \left(\frac{\ln(\bar{f}_i) - 0,5d^2}{d} \right)^2 \right] + (1 - A) \frac{C^{0,56} \left(\frac{\bar{f}_i}{k} \right)^{2,5}}{1,29 \left[\left(1 - \left(\frac{\bar{f}_i}{k} \right)^2 \right)^2 + C \left(\frac{\bar{f}_i}{k} \right)^2 \right]} \quad (7)$$

sendo C , k , d , A , a e b parâmetros que dependem das relações D/B e I_u a intensidade de turbulência na altura do nó i . O parâmetro \bar{f}_i é definido por $\bar{f}_i = f / n_{si}$, onde n_{si} é a frequência de desprendimento

de vórtices no nó i obtida considerando o número de Strouhal St associado ao espectro de momento torçor.

- Espectro de momento torçor para $1/4 \leq D/B < 1$:

$$S_d = \frac{f S_T(f)}{\sigma_T^2} = A_1 \frac{C^{0,50} \left(\frac{\bar{f}_i}{k}\right)^3}{1,56 \left[\left(1 - \left(\frac{\bar{f}_i}{k}\right)^2\right)^2 + C \left(\frac{\bar{f}_i}{k}\right)^2 \right]} + A_2 \frac{1}{d \sqrt{\pi}} \exp \left[- \left(\frac{\ln(\bar{f}_i) - 0,5d^2}{d} \right)^2 \right] + (1 - A_1 - A_2) \frac{\bar{f}_i^2}{8 \left(1 + \left(\frac{\bar{f}_i}{k}\right)^2\right)^2} \quad (8)$$

sendo C , k , d , A_1 e A_2 parâmetros que dependem das relações D/B .

Os espectros de momento torçor para os casos de $D/B = 2$ e $D/B = 1/2$ estão mostrados na Figura 2. Nos resultados dos modelos em que $1 \leq D/B \leq 4$ foram observados dois picos nas curvas dos espectros de momento torçor (ver a Figura 2a), sendo o primeiro pico causado principalmente pela pressão assimétrica devida ao desprendimento de vórtices nas faces laterais e o segundo pico (em torno do valor do parâmetro de frequência reduzida igual a 0,15) causado pelo recolamento do escoamento nas faces laterais do edifício. No caso em que $1/4 \leq D/B < 1$ (ver a Figura 2b), o efeito do desprendimento de vórtices é a principal contribuição para o momento torçor flutuante, ao qual se soma o efeito das pressões flutuantes na face de barlavento devidas à turbulência do vento.

- Número de Strouhal:

$$St = \begin{cases} 0,081 & 1/4 \leq D/B \leq 1/2 \\ 0,032(D/B) - 0,12\sqrt{(D/B)} + 0,15 & 1/2 < D/B \leq 4 \end{cases} \quad (9)$$

- Função de coerência:

Liang *et al.* (2004) adotam a função proposta através de ajustes experimentais por Vickery e Clark (1972). Os coeficientes α_1 e α_2 sugeridos depende apenas de D/B .

$$\gamma_\theta = \cos(\alpha_1 \Delta) \exp \left[- \left(\frac{\Delta}{\alpha_2} \right)^2 \right] \text{ sendo } \Delta = \frac{|z_k - z_l|}{B} \quad (10)$$

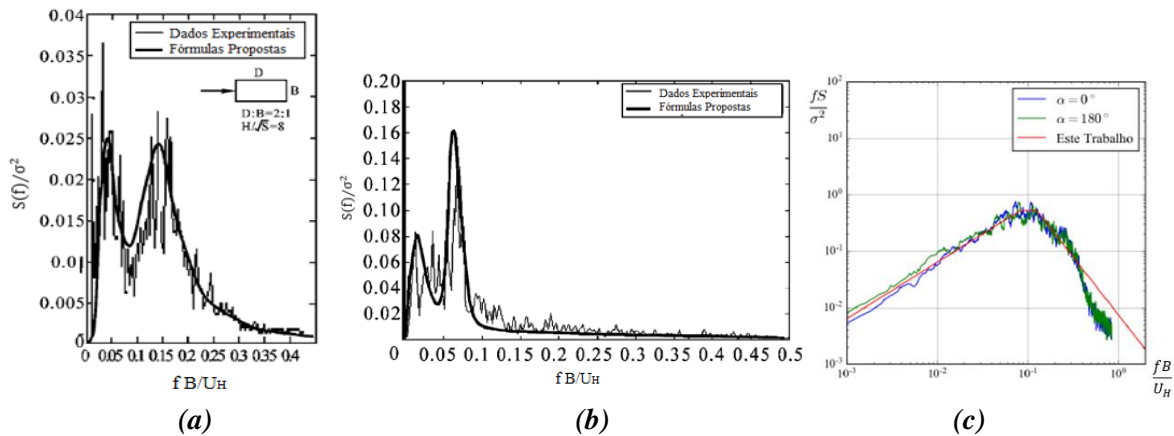


Figura 2 – Espectros de potência do momento torçor (a) $D/B=2$, $H=0,8m$ e $z=72,5\% H$ (b) $D/B=1/2$, $H=0,4m$ e $z = 66,6\% H$ (adaptada de LIANG et al., 2004) (c) Espectros de potência do momento torçor generalizado proposto por Carini (CARINI, 2017).

Carini (2017)

Carini (2017) utilizou resultados de ensaios no túnel de vento do LAC-UFRGS de modelos reduzidos de edifícios e dados da literatura técnica para propor expressões para o espectro de momento torçor generalizado (S_p da equação 2). Todos os modelos foram ensaiados com vizinhança de forma que os fenômenos de desprendimento de vórtices não são visualizados. O espectro de momento torçor observado nos ensaios apresentou um patamar no entorno do parâmetro de frequência reduzida igual a 0,1 conforme ilustrado na Figura 2c. A seguir são apresentadas as expressões propostas por Carini (2017).

- Número de Strouhal:

Carini (2017) propõe um limite superior $St_{t,sup}$, eq. (11) e um limite inferior para o número de Strouhal torcional, $St_{t,inf}$, eq. (9).

$$St_{t,sup} = -0,075 \frac{D}{B} + 0,35 \quad (11)$$

- Coeficiente de Torção RMS

Carini (2017) propõe uma envoltória para o coeficiente de torção RMS. As fórmulas para o limite superior e do limite inferior do coeficiente em questão são apresentadas nas equações (12):

$$\tilde{C}_{T,sup} = \frac{(D/B)^2}{61,25} + 0,02 \quad e \quad \tilde{C}_{T,inf} = \frac{(D/B)^2}{128} + 0,005 \quad (12)$$

- Espectro do Momento Torçor Modal

O autor propõe um espectro em com forma trapezoidal, vide Figura 2(c), o qual depende das frequências relacionadas aos limites inferior e superior de St e a velocidade de vento no topo do modelo, \bar{U}_H :

$$f_{sup} = St_{t,sup} \frac{\bar{U}_H}{B} \quad e \quad f_{inf} = St_{t,inf} \frac{\bar{U}_H}{B} \quad (13)$$

O espectro do momento torçor modal normalizado, eq. (15), pode então ser calculado através dos parâmetros s_{max} e os parâmetros c e m da eq. (14).

$$s_{max} = \frac{1}{90} \left(6 \frac{D}{B} + 32,25 \right); \quad m = - \frac{s_{max}}{1 - s_{max} \left(1 + \ln \frac{f_2}{f_1} \right)} \quad e \quad c = \frac{s_{max}}{f_2^m} \quad (14)$$

$$S_{Tk}(f) = \begin{cases} \frac{s_{max}}{f_{inf}} \sigma_{Tk}^2 & se \ f \leq f_{inf} \\ \frac{s_{max}}{f} \sigma_{Tk}^2 & se \ f_{inf} < f \leq f_{sup} \\ c f^{m-1} \sigma_{Tk}^2 & f > f_{sup} \end{cases} \quad (15)$$

sendo o valor RMS do momento torçor modal, σ_T , dado por:

$$\sigma_{Tk} = 0,613 \bar{U}_H^2 \tilde{C}_{T,k} B^2 H \quad onde \ \tilde{C}_{T,k} = \tilde{C}_T / (0,785 + 0,984) \quad (16)$$

Recomendações da AIJ (Architectural Institute of Japan)

A *AIJ Recommendations for Loads on Buildings* (AIJ-RLB) é uma complementação da norma japonesa que especifica os requisitos mínimos de projeto de construção, a *Building Standard Law of Japan* (BSLJ) (TAMURA *et al.*, 2003). Segundo esse documento, a resposta de aceleração angular na altura de referência, $\sigma_{\theta H}$, pode ser encontrada pela eq. (17).

$$\sigma_{\theta H} * \frac{L}{2} \frac{1}{f_n^2} \frac{\sqrt{\xi_n}}{\sqrt{BD}} \frac{\rho_n}{\rho} \frac{1}{\tilde{C}_T} = K_T U^{*(\beta_T+2)} \quad sendo \ U^* = \frac{\bar{U}_H}{f_n \sqrt{BD}} \leq 10 \quad (17)$$

sendo ρ_n a massa específica média da estrutura; L a maior dimensão entre B e D ; f_n a frequência natural do primeiro modo de torção do edifício; ξ_n a taxa de amortecimento crítico para primeiro modo de torção do edifício; \tilde{C}_T o coeficiente de momento torçor RMS, dado pela eq. (18); K_T , β_T os coeficientes da resposta de aceleração angular os quais dependem apenas de D/B .

$$\tilde{C}_T = \{0,0066 + 0,015(D/B)^2\}^{0,76} \quad (18)$$

Implementação computacional e validação das expressões do espectro de momento torçor

A formulação expressa nas equações (1) a (5) foi implementada no programa escrito em linguagem FORTRAN e designado NFREQT, com objetivo de analisar os efeitos de torção no domínio da frequência. As proposições de Liang *et al.* (2004) e de Carini (2017) foram também implementadas. A validação da implementação computacional das expressões apresentadas pelos citados autores foi efetuada com sucesso comparando-se os gráficos de espectro de momento torçor obtidos neste trabalho com as equações apresentadas pelos autores aos gráficos apresentados em seus respectivos trabalhos (FERNANDES, 2023).

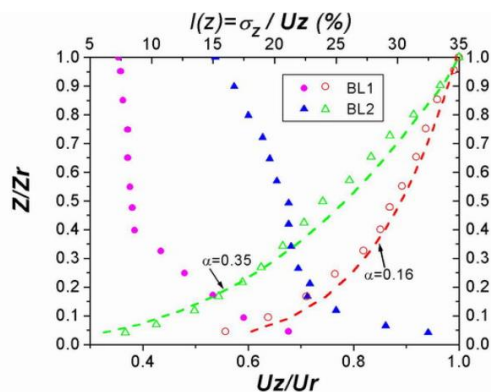
Resultados Comparativos

Base de dados do Laboratório NatHaz

A comparação é feita entre os resultados teóricos, propostos pelos diferentes autores, e os resultados experimentais do Laboratório NatHaz da Universidade de Notre Dame, EUA, (NATHAZ, 2023). Foram ensaiados modelos de edifícios com 9 seções transversais e 3 alturas diferentes, totalizando 27 modelos, em 2 tipos de escoamento correspondentes a terreno aberto e terreno urbano. Os resultados apresentados combinam esforços registrados na base dos modelos e cálculos teóricos para fornecer a estimativa de esforços máximos de flexão na direção do vento, transversal ao vento e de torção esperados nas estruturas com comportamento dinâmico (ZHOU *et al.*, 2003).

Perfis de velocidade média e intensidade de turbulência experimentais

Para comparação dos resultados analíticos com os resultados experimentais é necessário calcular os resultados teóricos considerando as condições dos ensaios realizados em túnel de vento. Por isso, no programa NFREQT foram inseridos como dados de entrada os perfis verticais de velocidade de vento e de intensidade de turbulência experimentais de acordo com as condições informadas pelo Laboratório NatHaz e ilustradas Figura 3.



Parâmetro	ASCE 7-98	
	Exposição C Terreno Aberto	Exposição A Terreno Urbano
β	0,65	0,30
p	1/6,5	1/3

Figura 3 – Perfil de velocidade média horária do vento e intensidade de turbulência (ZHOU *et al.*, 2003) e parâmetros para cálculo do perfil de velocidade média do vento (ASCE, 1998).

O perfil vertical da velocidade média é descrito pela lei potencial:

$$\bar{U}(z) = \beta T_r V_0 (z/10)^p \quad (19)$$

sendo β o fator de conversão da velocidade média horária do vento para outro intervalo de tempo; p o expoente para consideração das diferentes categorias de terreno, igual a 0,16 para o terreno aberto e 0,35 para o terreno urbano; T_r o fator de conversão para o tempo de recorrência de 10 anos, igual a 0,84 para $V_0 < 45\text{m/s}$ (Tabela C6-3 ASCE 7-98); V_0 a velocidade de vento definida para um tempo de rajada igual a 3s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10m de altura, em terreno plano e aberto. Para as análises utilizou-se $V_0 = 40\text{ m/s}$.

Modelos Analisados

Em todas as análises, alguns parâmetros são constantes para todos os modelos analisados, como massa específica do ar (ρ) igual a $1,226\text{ kg/m}^3$, taxa de amortecimento dos edifícios (ξ_n) igual a 0,02,

a massa específica média dos edifícios (ρ_n) igual a 250 kg/m³. Outras informações como geometria e os parâmetros utilizados para os nove modelos analisados estão mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 – Dados geométricos dos modelos e parâmetros para cada caso de D/B.

Relação D/B	1/3	1/3	1/2	1/2	1	2	2	3	3
B (m)	45	60	60	30	30	22,5	30	20	25
D (m)	15	20	30	15	30	45	60	60	75
H (m)	150	240	160	100	120	120	240	160	250
H/\sqrt{DB}	5,77	6,93	3,77	4,71	4,00	3,77	5,66	4,62	5,77
γ_G (m)	13,7	18,3	19,4	9,7	12,3	14,5	19,4	18,3	22,8

Comparações Teórico-experimentais

As respostas experimentais e teóricas em termos de aceleração angular de pico no topo de cada edifício para diferentes valores de frequência natural da estrutura (f_n) são mostradas nos gráficos da Figura 4. Os modelos de edifícios são designados por “BxDxH” e foram analisados em terreno aberto e em terreno urbano.

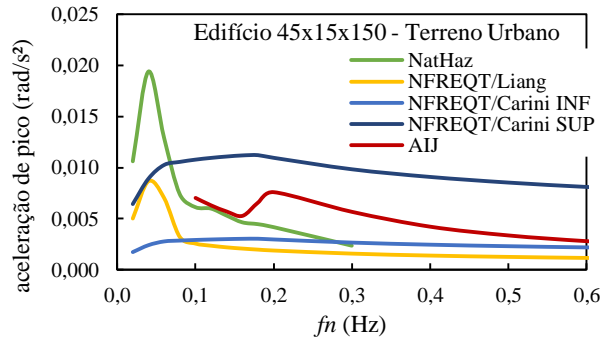
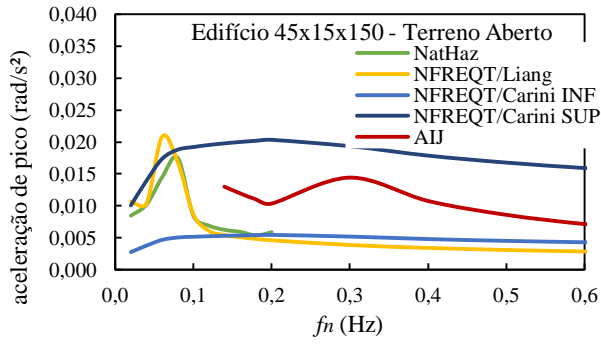
As proposições de Carini (2017) são dirigidas à condição de edifício com vizinhança, enquanto os ensaios do NatHaz são feitos em modelos isolados. Apesar desta falta de correspondência em termos de condições de ensaio, os resultados obtidos com a proposta são mostrados para verificação de compatibilidade. Destaca-se que os resultados das proposições deste autor foram apresentados na forma de envoltória de respostas: Carini INF e Carini SUP em função dos limites de $\tilde{C}_{T,sup}$ e $\tilde{C}_{T,inf}$.

O primeiro pico dos gráficos em que aparecem dois picos ou o único pico nos gráficos em que possuem apenas um pico, estão relacionados ao fenômeno de desprendimento de vórtice. O segundo pico dos gráficos em que aparecem dois picos está relacionado ao efeito de recolamento do escoamento na lateral e ocorre principalmente em modelos de seções alongadas ($D/B > 1$).

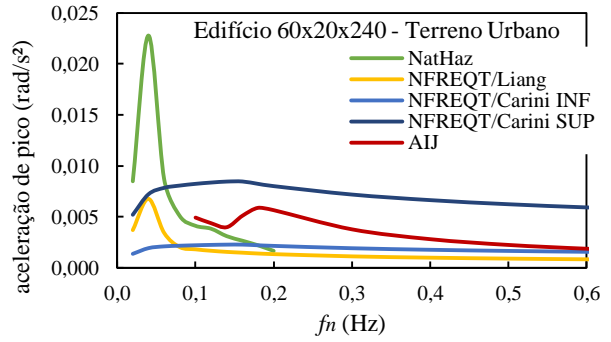
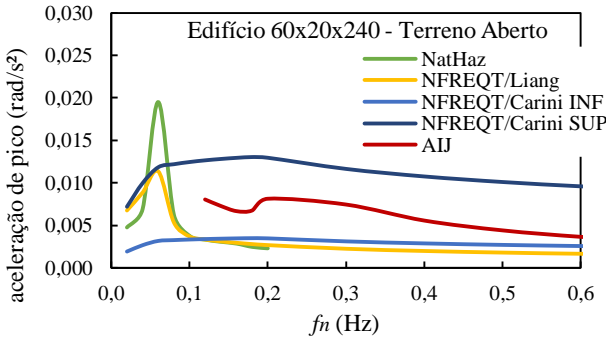
Para o mesmo edifício, o valor de aceleração no pico associado ao desprendimento de vórtices no caso de terreno urbano é menor do que no caso de terreno aberto. Isso confirma que quanto maior a intensidade de turbulência, menor é o impacto desse fenômeno. Apenas os casos de edifícios com D/B igual a 1/3 não se enquadram nesse comportamento segundo os resultados experimentais.

Nos casos de terreno urbano e edifício com $D/B > 1$, o resultado baseado nas proposições de Liang *et al.* (2004) não foi obtido devido a erro matemático, pois S_d assume valores negativos. Sendo assim, verifica-se que as proposições de Liang *et al.* (2004) não são aplicáveis aos casos mencionados. Comparando os resultados teóricos obtidos com as expressões propostas por Liang *et al.* (2004) para os outros casos e os experimentais, observa-se coerência em termos de aspecto das curvas: ocorrência de dois picos nos casos em que $D/B \geq 1$ e em condições de terreno aberto e no restante dos casos há apenas um pico de resposta nos gráficos. Comparando as duas metodologias, verifica-se que as acelerações de pico possuem mesma ordem de grandeza e ocorrem em frequências naturais similares. Entretanto, em certos casos, a resposta experimental supera as respostas teóricas, o que leva a conclusão de que a metodologia de Liang *et al.* (2004) não é satisfatória para prever a aceleração de pico máxima a que o edifício está sujeito.

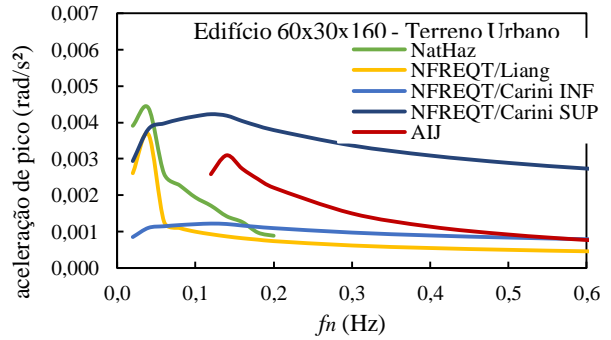
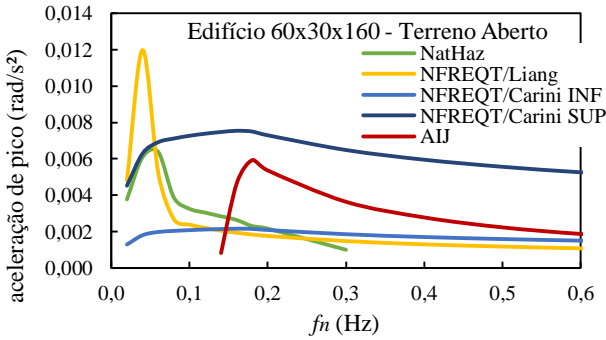
As expressões desenvolvidas por Carini (2017) consideram uma envoltória de resultados. Como é esperado, não há compatibilidade dos resultados teóricos obtidos com as expressões de Carini (2017) e os experimentais na faixa de frequências naturais dos edifícios em que se desenvolvem os fenômenos de excitação de esteira (entre 0 e 0,2 Hz para os casos analisados). Entretanto, para frequências acima da faixa mencionada os resultados teóricos se enquadram na envoltória ou são menores do que o limite inferior.



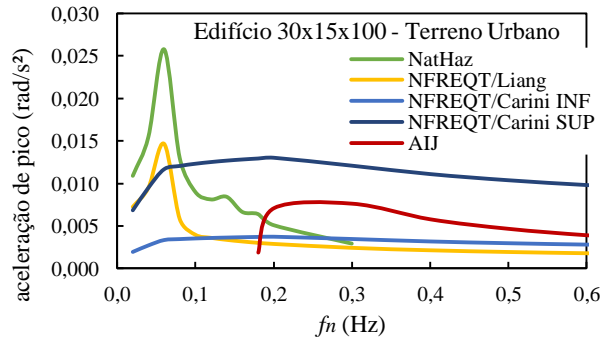
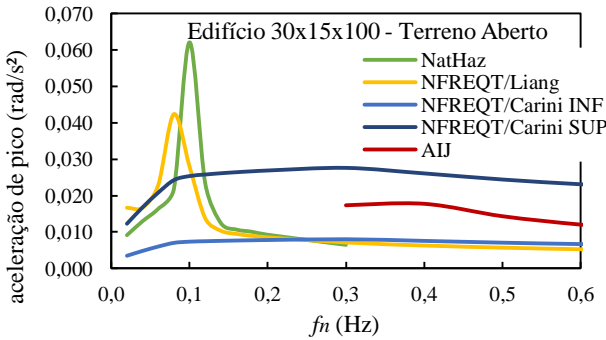
(a) $D/B = 1/3 ; H/\sqrt{S} = 5,77$



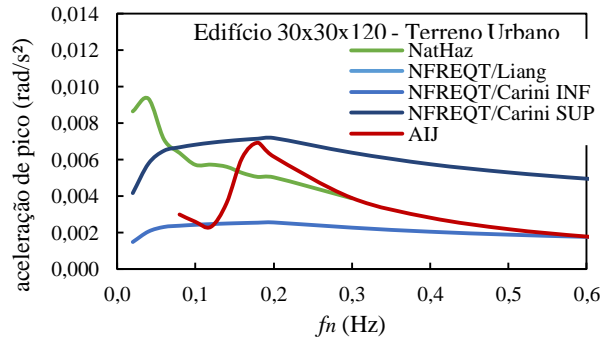
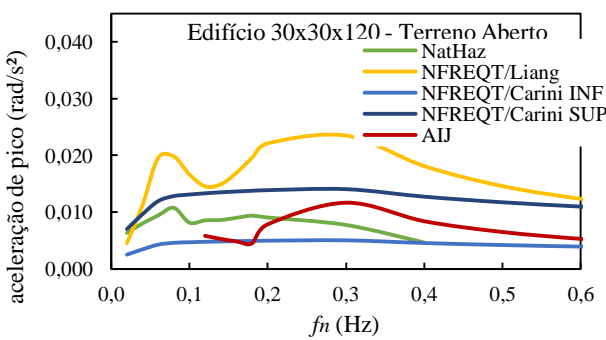
(b) $D/B = 1/3 ; H/\sqrt{S} = 6,93$



(c) $D/B = 1/2 ; H/\sqrt{S} = 3,77$



(d) $D/B = 1/2 ; H/\sqrt{S} = 4,71$



(e) $D/B = 1 ; H/\sqrt{S} = 4$

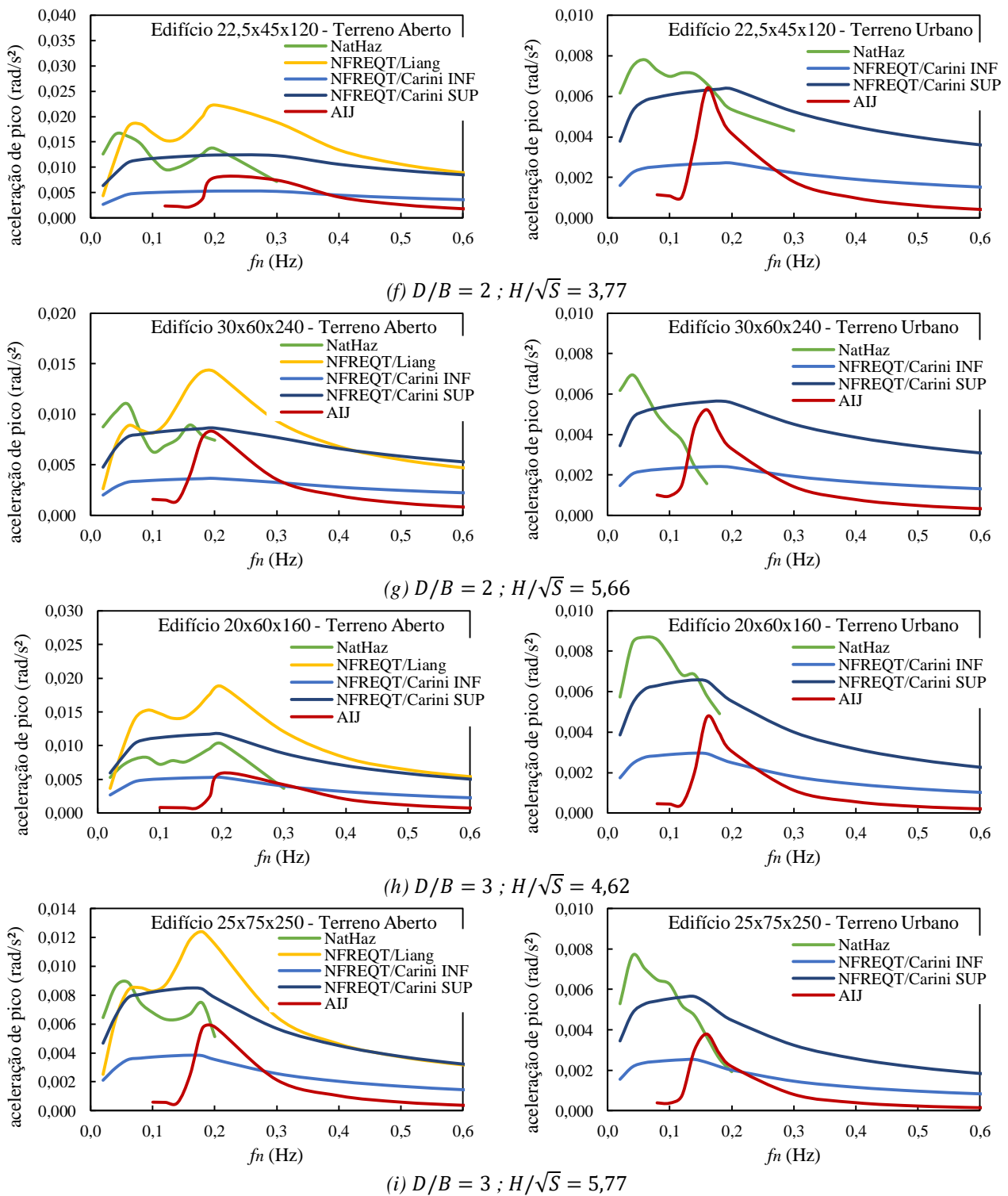


Figura 4 - Comparação entre as respostas em aceleração de pico para diferentes frequências naturais da estrutura segundo as proposições de Liang et al. (2004), Carini (2017), AIJ e resultados experimentais do NatHaz, para condições de terreno aberto e urbano.

Nas proposições da AIJ, para baixos valores de f_n baixos ($<0,14$ Hz aproximadamente), U^* assume valores superiores a 10, limite ao qual está atrelada a formulação (ver a eq.17). Assim, o gráfico não está definido para essa faixa de frequências. O pico único da proposição da AIJ está entre 0,2-0,3 Hz para os casos analisados. Para os valores mais altos de frequência natural dentro da faixa analisada, observa-se, em geral, boa compatibilidade entre os resultados do procedimento da AIJ e a tendência das curvas experimentais.

Conclusões

Os fenômenos mais importantes quando se trata de vibração torcional são o desprendimento de vórtices e o recolamento do escoamento nas faces laterais do edifício cujos efeitos se somam ao da turbulência nas direções longitudinal e transversal à da velocidade média. O recolamento do escoamento nas faces laterais do edifício é significativo em edifícios de seção transversal alongada na direção do vento ($D/B > 1$).

A comparação entre resultados teóricos e experimentais de edifícios isolados de seção retangular não identificou uma metodologia teórica capaz de estimar a resposta em torção de forma completa e satisfatória. Para o caso de edifícios em situação de vizinhança, a metodologia testada (na forma de envoltória) conduziu a resultados compatíveis aos experimentais para edifícios com frequência natural superior à da faixa de frequências em que os fenômenos de excitação de esteira se desenvolvem. A formulação da AIJ também apresentou resultados consistentes com os experimentais para frequências superiores às dos mencionados fenômenos. Por ora, o ensaio em túnel de vento continua sendo o método mais confiável para estimar a resposta torcional especialmente no caso de edifícios altos e esbeltos.

Referências

- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS – ASCE, 1998. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-98. Reston, Virginia, EUA.
- ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN – AIJ, 2004. *AIJ Recommendations for Loads on Buildings*. Shiba, Minato-ku, Tokyo.
- BLESSMANN, J., 2013. *O vento na engenharia estrutural*. 2.ed. Editora da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- BOGGS, D.W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L., 2000. *Sources of Torsional Wind Loading on Tall Buildings: Lessons from the Wind Tunnel*. Advanced Technology in Structural Engineering (Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition). Philadelphia, USA.
- CARINI, M., 2017. *Resposta dinâmica em torção de edifícios sob ação do vento*. Dissertação M.Sc, UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- FERNANDES, C.R., 2023, *Vibração de edifícios em flexão e em torção induzida pelo vento*, dissertação de mestrado, Instituto COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- HOLMES, J.D., 2015. *Wind Loading of Structures*. 3ed. Australia. Taylor & JDH Consulting.
- LIN N., LETCHFORD C., TAMURA Y., 2005. *Characteristics of wind forces acting on tall buildings*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2005, 93: 217.
- LIANG, S., LI, Q.S., LIU, S., ZHANG, L., GU, M., 2004. *Torsional dynamic wind loads on rectangular tall buildings*. Engineering Structures 26 (2004), pp 129-137.
- NATHAZ, Aerodynamic loads data base, disponível em <<http://aerodata.ce.nd.edu/>>, acesso em 01/2023.
- TAMURA, Y., KAWAI, H., UEMATSU, Y., KONDO, K., OHKUMA, T., 2003. *Revision of AIJ Recommendations for Wind Loads on Buildings*. IWES 2003. Tamsui, Taipei County, Taiwan.
- VICKERY, B.J., CLARK A.W., 1972. *Lift or across-wind response of tapered stacks*. ASCE Journal of the Structural Division 1972;98(ST1):1–20.
- ZHOU, Y., KIJEWSKI, T., KAREEM, A., 2003. *Aerodynamic Loads on tall buildings: Interactive Database*. Journal of Structural Engineering, Vol. 129, N°3, pp 394-404.