

Efeito de vizinhança relacionado ao desempenho e confiabilidade

Matheus N. Reis¹, Thiarly F.A. Lavôr¹, João C. Pantoja², José L.V. de Brito¹

¹Dept. de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília
Campus Universitário Darcy Ribeiro, 70297-400, Brasília-DF, Brasil
matheusreis95@gmail.com, thiarlycz@hotmail.com, jlbrito@unb.br

²Dept. de Tecnologia, Universidade de Brasília
Campus Universitário Darcy Ribeiro ICC Norte Gleba A sala AD 493, 70904-970, Brasília-DF, Brasil
joaocpantoja@gmail.com

Resumo. Mudanças causadas nas pressões e forças do vento devido à presença de estrutura vizinha associam-se também a mudanças de deslocamento e aceleração, podendo afetar o conforto dos usuários em um edifício. A adoção de confiabilidade estrutural referente à ação dinâmica do vento permite a aplicação de incertezas e um melhor controle de suas consequências. Este estudo objetiva avaliar a confiabilidade estrutural de um edifício alto padrão, denominado modelo CAARC, sujeito a ação dinâmica de vento, relacionando como a presença de vizinhança pode afetar os estados limites de serviço, mediante deslocamentos e acelerações no topo. Com a determinação das pressões obtidas em ensaios com e sem vizinhança, realizados no túnel de vento da UFRGS, adotando diferentes direções para o CAARC, é utilizada a técnica numérica de integração de pressão de alta frequência (*HFPI*) para determinar os deslocamentos e acelerações do modelo. Para realizar a análise de confiabilidade, foram modeladas funções de falha, considerando deslocamentos e acelerações excessivos como modos de falha. Em seguida, foram determinados índices de confiabilidade pelo método de Monte Carlo, tanto para o modelo isolado quanto para a situação com vizinhança. Enfim, esses índices são avaliados em relação ao índice de confiabilidade alvo preconizado em normas internacionais.

Keywords: efeito de vizinhança, confiabilidade, desempenho.

1 Introdução

As cidades, principalmente os centros urbanos, apresentaram aumento considerável da densidade demográfica nos últimos anos, acarretando a construção de edificações cada vez mais altas para suprir a quantidade de habitantes nos insuficientes espaços horizontais disponíveis. Essas estruturas são mais sensíveis às ações devidas ao vento.

Segundo Blessmann e Riera [1], a colocação de obstáculos pode interferir no escoamento do vento de uma edificação, o que acarreta modificações nas pressões, forças e momentos de torção, devido a interação entre esta e as demais estruturas que estejam ao seu redor, isto é, nas regiões vizinhas. Essas alterações de forças associam-se também a alterações de deslocamentos e acelerações, especialmente nas mais altas, que são caracterizadas por movimentos mais significativos nas zonas superiores.

Pelo fato do vento ser caracterizado como um fenômeno dinâmico e muitas vezes complexo de se obter, pode-se representar melhor sua atuação com execução de ensaios experimentais em túnel de vento com modelos reduzidos e/ou modelos analíticos dinâmicos, como apresentado em normas.

Quando incertezas possuem grandeza considerável, existem duas situações que podem ser adotadas. A primeira é considerar uma aproximação de maneira conservadora utilizando coeficientes de segurança. A segunda é considerando as variáveis como aleatórias. Carga de vento e sua distribuição ao longo da estrutura se dão de forma variável que pode ser melhor representada por método probabilístico, via análise de confiabilidade.

2 Metodologia

O intuito deste estudo é realizar avaliação de confiabilidade estrutural em um edifício alto de tipologia única submetido à ação do vento, relacionando como a presença de vizinhança no entorno afeta os estados limites de serviço, estudando os deslocamentos e acelerações no topo.

Por intermédio de experimentos realizados no túnel de vento Joaquim Blessmann, da UFRGS, são determinadas as pressões nas fachadas do edifício. A conversão de pressões em forças e determinação dos deslocamentos e acelerações no topo do modelo nas direções X e Y, conforme Fig. 1, são realizados com uso da técnica numérica *High Frequency Pressure Integration (HFPI)*, tanto para o modelo isolado quanto para a situação com vizinhança. Neste estudo, a direção x é sempre associada às respostas perpendiculares à maior fachada, assim como a direção y é sempre associada às respostas perpendiculares à menor fachada.

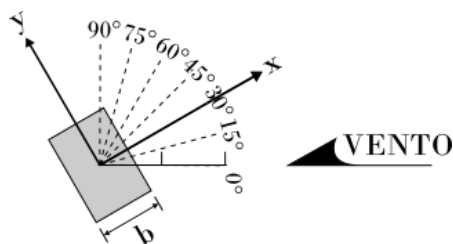


Figura 1. Vista superior do edifício CAARC: Direções X (perpendicular à maior fachada) e Y (perpendicular à menor fachada) das respostas no topo

Com a modelagem das funções de falha, considerando deslocamentos e acelerações excessivos como modos de falha, são determinados os índices de confiabilidade β através do método de Monte Carlo. Por fim, estes índices são avaliados em relação ao índice-alvo β_0 preconizado em normas internacionais.

Cada ensaio é associado a um vento com velocidade básica de 50 m/s e período de recorrência de 1 ano. O perfil de vento considerado nos ensaios é o de expoente da lei potencial p no valor de 0.11, correspondente à um terreno mais aberto com pouco obstáculos, conforme NBR 6123 [2].

A Fig. 2 representa, com vista superior, as configurações estudadas, ou seja, situações com modelo CAARC isolado e com vizinho. O modelo vizinho, possuindo mesmas dimensões que o CAARC, é posicionado a uma distância $3b = 91.44$ m, em que a menor dimensão do edifício é $b = 30.48$ m, sendo mostradas também as direções adotadas para ensaio do modelo CAARC. Este modelo foi rotacionado de 0° à 90° à cada 15° , tanto nos ensaios com vizinho quanto para o caso isolado, somando um total de 14 ensaios. O ângulo de orientação do CAARC é a direção de incidência perpendicular à face da maior fachada em relação à direção do vento. A título de exemplo, o CAARC na Fig. 2 é apresentado com um ângulo de orientação de 30° .

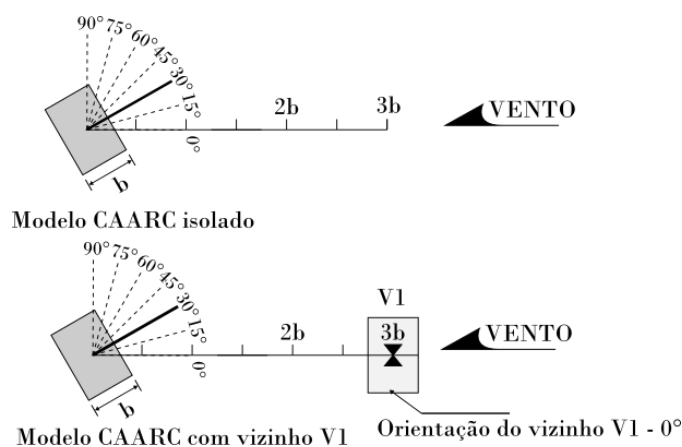


Figura 2. Direção do vento, posição do vizinho V1 e ângulos de orientação do CAARC: vista em planta

Por fim, para análise dos resultados referentes aos índices de confiabilidade β , são apresentados gráficos que

relacionam a confiabilidade determinada com os respectivos ângulos de orientação do CAARC.

3 Estudo experimental

De acordo com Melbourne [3], o *Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council* (CAARC), com o objetivo de manter um modelo específico para comparações futuras dos métodos de ensaios executados em distintos centros de investigação, propôs em 1969 um modelo que seria considerado padrão, denominado *CAARC Standard Tall Building*.

A Figura 3 mostra o modelo CAARC em escala reduzida com todas as tomadas de pressão, que são sensores eletrônicos fixados no modelo reduzido, instaladas e já posicionado no túnel de vento para realização de ensaios, com intuito de aplicar a técnica *HFPI*. As dimensões do modelo reduzido são de 112,50 mm por 75,00 mm de base e altura de 450 mm. Foram distribuídas 280 tomadas considerando as quatro fachadas do modelo, colocadas em 10 linhas horizontais de 28 tomadas. Diferentemente de uma avaliação de pressões médias, são determinadas as pressões instantâneas em todas as tomadas de pressão ao longo da duração do ensaio, e armazenadas em um banco de registro de dados para então realizar computação numérica com a técnica *HFPI*.

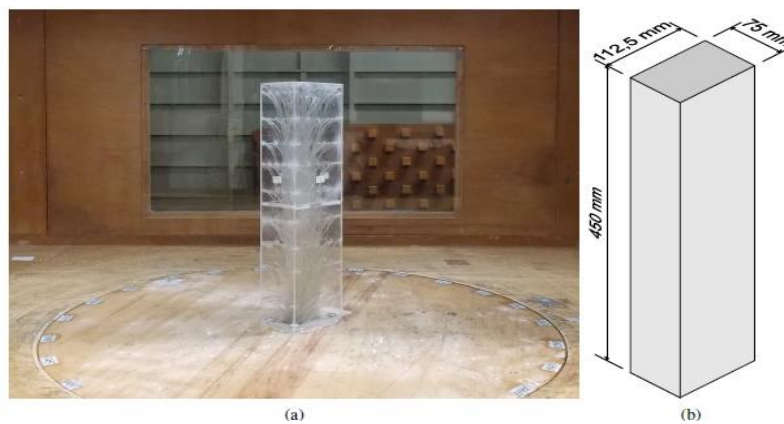


Figura 3. (a) Modelo CAARC instrumentado com tomadas de pressões; (b) Dimensões do modelo reduzido

Na correta simulação do escoamento do vento, são necessárias considerações de fatores de escala que associam propriedades, geométricas e dinâmicas, do modelo com a edificação em tamanho real. Cada ensaio realizado no túnel de vento teve duração de 16s, com aproximadamente um registro a cada 0.002 segundo, representando ventos com rajadas de 10 minutos, associados ao fator da escala de tempo aproximado de 0.027.

As dimensões do modelo e protótipo, isto é, edificação em escala real, estão associadas pela escala de 1:406. O modelo padrão CAARC convertido em escala real, então, representa uma edificação prismática de seção retangular com base de dimensões 30.48 m x 45.72 m e altura de 182.88 m. Estas dimensões não inteiras devem-se ao fato de o modelo ter sido criado originalmente em unidade inglesa, 100 x 150 x 600 pés³. A cobertura é plana e sem parapeitos. As paredes externas são lisas, sem janelas e sem outros detalhes de fachada.

4 Aplicação numérica com *HFPI*

A integração de pressões em alta frequência, mais conhecida por *High Frequency Pressure Integration* (*HFPI*), é uma técnica numérica em que as pressões instantâneas, determinadas em ensaio ao longo do tempo em diversos pontos da estrutura, são convertidas em forças variáveis ao longo do tempo que, aplicadas ao modelo teórico com propriedades já em escala real, geram respostas dinâmicas.

Os dispositivos eletrônicos medidores de pressão aplicados no modelo reduzido relacionam-se às pressões instantâneas $\vec{p}(t)$ geradas nos ensaios e associadas às áreas de influência, A_i , para cada i -ésima tomada. Sendo assim, o cálculo integral das forças totais $\vec{P}(t)$ atuantes, em cada direção, na edificação é realizado pela eq. (1):

$$\vec{P}(t) = \int_S [\vec{p}(t) \vec{u}_F] dA, \quad (1)$$

sendo S as superfícies relacionadas à resultante $\vec{P}(t)$ que se quer determinar e \vec{u}_F cossenos diretores na direção escolhida para adquirir as forças. Rotinas no *software* MATLAB R2018 foram utilizadas para esta etapa.

Após a determinação de forças pelas integrações nas zonas definidas pela divisão das fachadas da estrutura, passa-se para a etapa de cálculo das respostas dinâmicas. É usado o método de superposição modal, aplicando-se rotinas no Spyder Python 2.7, no qual as respostas totais são dadas pela soma das respostas encontradas em cada modo de vibração para cada direção correspondente, partindo da equação matricial do equilíbrio dinâmico do sistema, mostrado na eq. (2):

$$M\ddot{\vec{u}}(t) + C\dot{\vec{u}}(t) + K\vec{u}(t) = \vec{P}(t), \quad (2)$$

sendo M a matriz de massa, C matriz de coeficientes de amortecimento, K a matriz de rigidez, e $\ddot{\vec{u}}(t)$, $\dot{\vec{u}}(t)$ e $\vec{u}(t)$ os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento respectivamente.

A Equação (2) pode ser desacoplada com a consideração do vetor de forma modal \vec{q}_k , conforme eq. (3):

$$[\vec{q}_k^T M \vec{q}_k] \ddot{u}_k(t) + [\vec{q}_k^T C \vec{q}_k] \dot{u}_k(t) + [\vec{q}_k^T K \vec{q}_k] u_k(t) = [\vec{q}_k^T \vec{P}(t)]. \quad (3)$$

Com as respostas de deslocamentos modais $u_k(t)$, pode-se então encontrar os deslocamentos finais da edificação, somando-se os deslocamentos $\vec{u}_k(t)$ correspondentes à direção desejada corrigidos pelo vetor de forma modal, conforme eq. (4):

$$\vec{u}_k(t) = \vec{q}_k u_k(t). \quad (4)$$

O conjunto de acelerações no topo é definido a partir dos resultados de deslocamentos, aplicando derivadas de segunda ordem.

Como dados de entrada para montagem das matrizes no método da superposição, tem-se as propriedades dinâmicas do modelo em escala real, considerando cada modo de vibração translacional com forma modal linear. As frequências naturais em torno dos eixos x e y, conforme Fig. 1, são ambas de 0.2 Hz, a razão de amortecimento crítico estrutural vale 1%, massa específica distribuída uniformemente com valor de 160 kg/m³ ao longo de todo o corpo estrutural do modelo padrão e rigidez associada ao momento de inércia de massa de 426465000 tm². Estes dados, junto às dimensões já citadas, são valores padrões definidos do modelo CAARC, suficientes para análises dinâmicas, independentemente do tipo de material estrutural e da disposição de pilares e vigas.

Na Figura 4 há uma representação do modelo numérico do CAARC, aplicada na forma de algoritmos, sendo i o número correspondente ao pavimento, e representação equivalente modelada no SAP 2000 por Sudbrack [4].

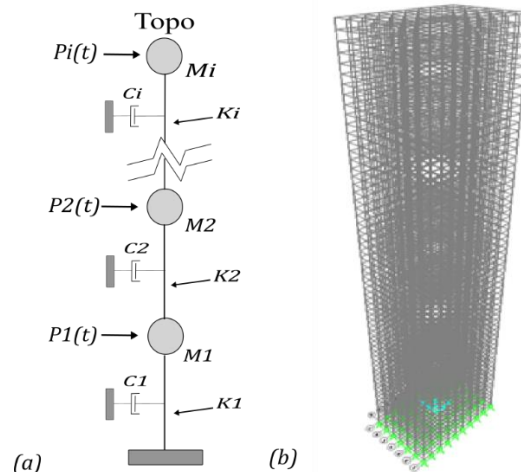


Figura 4. Modelos numéricos do CAARC: a) Spyder e MATLAB e b) SAP 2000 por Sudbrack [4]

As massas de lajes, vigas e pilares de cada pavimento são concentradas nos pontos de aplicação das forças correspondentes aos pavimentos. O pé-direito é de pouco mais de 3m, totalizando 60 andares até o topo. Os procedimentos para determinação das respostas dinâmicas são aplicados separadamente para cada direção translacional.

5 Análise de confiabilidade

Na análise de desempenho via confiabilidade são utilizadas funções de falha $G(X)$, em que X representa variável aleatória de deslocamentos ou acelerações, a depender da função de falha analisada. O domínio de falha ocorre para $G(X) < 0$. O domínio de segurança é representado por $G(X) > 0$, no qual os requisitos de desempenho estrutural são atendidos. A função de estado limite é caracterizada por $G(X) = 0$. As funções de falha definidas neste estudo relacionam-se às respostas no topo da edificação, conforme eq. (5), (6), (7) e (8):

$$G1 = d_{lim} - |d_x|, \quad (5)$$

$$G2 = d_{lim} - |d_y|, \quad (6)$$

$$G3 = a_{lim} - |a_x|, \quad (7)$$

$$G4 = a_{lim} - |a_y|, \quad (8)$$

sendo d_x, d_y, a_x e a_y as respostas numéricas translacionais de deslocamentos e acelerações, respectivamente. d_{lim} representa o critério limite normativo de $H/1700$, sendo H a altura total da estrutura, preconizado nas normas NBR 6118 [5] e na ACI 435.3R-68 [6], convertida para análise de ventos com período de recorrência anual. a_{lim} corresponde ao critério limite de acelerações de 13 cm/s^2 , conforme a ISO 10137 [7].

O método de Monte Carlo funciona com o princípio de geração de realizações aleatórias considerando distribuição de frequências bem definidas. Para formação do conjunto de realizações, são gerados números aleatórios associados à uma distribuição qualquer. Primeiramente, uma distribuição uniforme no intervalo de zero a um é utilizada, para então ser convertida numa distribuição qualquer pretendida, através de tratamento isoprobabilístico. Deve ser adotada distribuição coerente com o comportamento associado à cada variável aleatória.

Considerando a repetição das simulações e aquisição de N soluções, pode-se aproximar a probabilidade de falha \bar{P}_f considerando a média empírica do número de simulações pertencentes ao domínio de falha, como mostra a eq. (9):

$$\bar{P}_f = \frac{\sum_{j=1}^N (G(X) \leq 0)}{N}. \quad (9)$$

Neste estudo foram possíveis análises com mais de 600 milhões de simulações, admitindo a determinação de probabilidades de falha na ordem de 10^{-8} , com nível de confiança acima de 99%. Os índices de confiabilidade β são determinados em função das probabilidades de falha, aplicando-se a inversa da função de distribuição cumulativa normal padrão, simbolizada por Φ^{-1} , como mostrado na eq. (10)

$$-\beta = \Phi^{-1}[\bar{P}_f]. \quad (10)$$

O índice de confiabilidade alvo anual considerado para edificações altas é $\beta_0 = 3.5$. Este valor pode ser determinado a partir de informações definidas nas normas EN 1990 [8] e ASCE 7-10 [9], considerando categoria de estruturas em que graves consequências ocorrem em caso de falhas.

6 Resultados e discussões

Nos gráficos que mostram a análise na direção x , isto é, na direção perpendicular à maior fachada, os ângulos de orientação do CAARC de 0° a 45° trazem índices de confiabilidade relativos às respostas longitudinais, de maneira geral, em relação à direção do vento, assim como ângulos de 45° a 90° mostram índices, em geral, relativos às respostas transversais à direção atuante do vento. Analogamente, os dados nos gráficos relativos às respostas na direção y , ou seja, na direção perpendicular à menor fachada, os ângulos de orientação do CAARC de 0° a 45° trazem índices associados às respostas transversais, e de 45° a 90° índices associados às respostas longitudinais ao vento.

A Figura 4 mostra os índices de confiabilidade gerados dos resultados de acelerações na direção x para análise de confiabilidade com critério limite de 13 cm/s^2 . Verifica-se que os índices de confiabilidade para análise do edifício isolado (ISO) são bem maiores do que os índices para os casos analisados com o vizinho V1 (CAARC+V1), indicando aumento das acelerações na presença de vizinhança. Importante observar que, para todos

os ângulos de orientação do CAARC, os índices de confiabilidade encontram-se acima do índice alvo β_0 , demonstrando ótima confiabilidade da estrutura quanto acelerações na direção x, com e sem vizinho.

A Figura 5 apresenta os índices de confiabilidade gerados dos resultados de acelerações na direção y. De forma similar, há também ótima confiabilidade tanto para os casos isolados quanto para os casos com o vizinho, havendo pequena inversão de posições para ângulos acima de 85° .

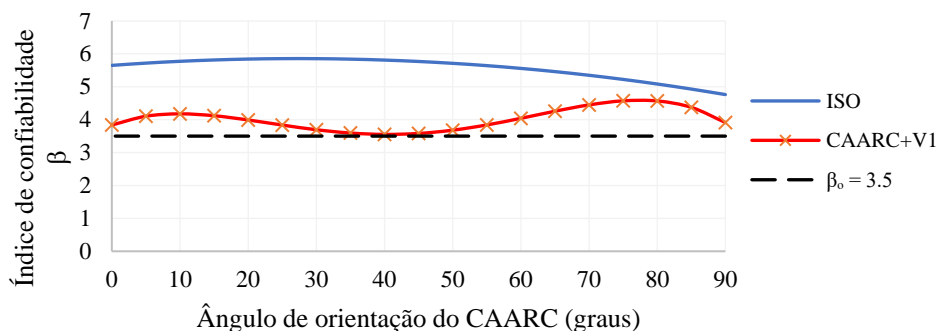


Figura 4. Índices relativos às acelerações no topo na direção x, associadas ao critério limite de 13 cm/s^2

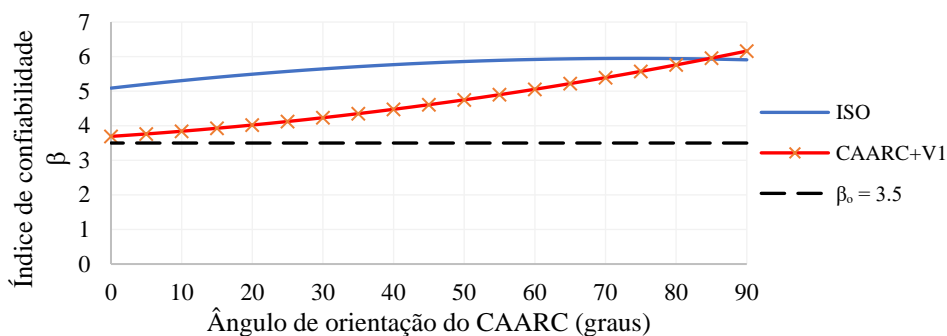


Figura 5. Índices relativos às acelerações no topo na direção y, associadas ao critério limite de 13 cm/s^2

A Figura 6 mostra os índices de confiabilidade associados aos resultados de deslocamentos na direção x para análise com critério limite de $H/1700$. Praticamente todos os índices de confiabilidade gerados são menores que o índice alvo β_0 . Percebe-se a grande diferença de resultados entre o modelo Isolado e com vizinho V1. Para orientação de 0° a 60° do CAARC, predominantemente respostas longitudinais, há piores índices para o modelo isolado, sendo até negativos, indicando péssima confiabilidade. O contrário ocorre para ângulos acima de 60° .

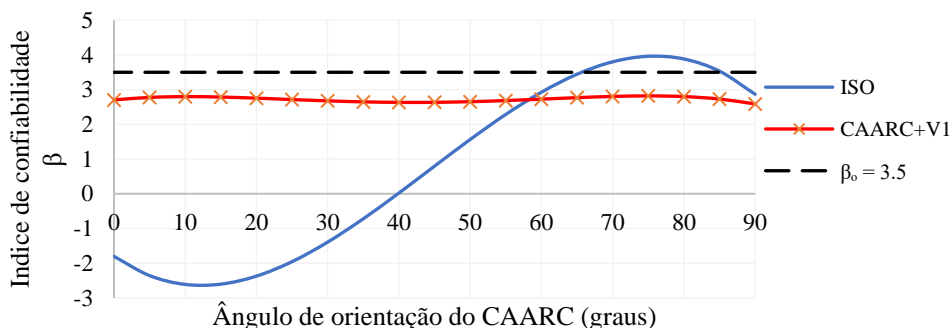


Figura 6. Índices relativos aos deslocamentos no topo na direção x, associados ao critério limite de $H/1700$

A Figura 7 mostra os índices de confiabilidade associados aos resultados de deslocamentos na direção y. Neste caso, para orientação de 0° a 60° do CAARC, predominantemente respostas transversais, há piores índices

nas configurações com existência do vizinho. Porém, acima de 60° , respostas longitudinais, os índices são piores para o caso isolado, corroborando parcialmente com resultados anteriores na direção x.

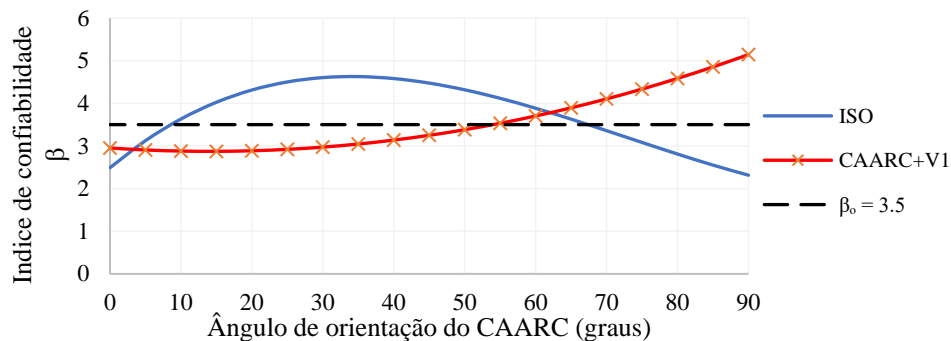


Figura 7. Índices relativos aos deslocamentos no topo na direção y, associados ao critério limite de $H/1700$

7 Conclusões

Com a análise de confiabilidade é bastante perceptível a diferença de resultados ocasionada pela presença da edificação vizinha. Na análise de acelerações, em ambas as direções translacionais, apesar de todas as situações estudadas apresentarem ótimos índices de confiabilidade, é nítida a piora de seus valores quando é considerada a existência do vizinho, com diferenças em alguns casos em até 40%. Na análise de deslocamentos longitudinais identifica-se uma obstrução que o vizinho fornece, devido ao aumento bastante significativo de confiabilidade demonstrado, indicando grande redução de deslocamentos longitudinais com presença do vizinho. Para o caso isolado, são encontrados péssimos índices, negativos, comprovando a total perda de desempenho do edifício CAARC quanto aos deslocamentos. Além disso, há aumento dos deslocamentos transversais, ocasionados por fenômenos de desprendimento de vórtices, gerados pelo fluxo turbulento da vizinhança.

O Estado Limite de Serviço é um dos grandes fatores a ser levado em consideração no planejamento de estruturas, especialmente numa edificação alta, na qual os efeitos decorrentes de um mau dimensionamento podem ser bastante perigosos. Com isso, é clara a importância da inclusão do efeito de vizinhança em procedimentos de verificação e dimensionamento.

Authorship statement. The authors hereby confirm that they are the sole liable persons responsible for the authorship of this work, and that all material that has been herein included as part of the present paper is either the property (and authorship) of the authors, or has the permission of the owners to be included here.

Referências

- [1] J. Blessmann e J. D Riera. “Wind Excitation of Neighbouring Tall Buildings”. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 18, pp. 91-103,1985.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [3] W. H Melbourne. “Comparison of measurements on the CAARC Standard Tall Building model in simulated model wind flows”. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 6 ed., pp. 79-88, 1980.
- [4] A. Sudbrack. Análise de estruturas de concreto armado sob efeito do vento com auxílio de software computacional. Centro Universitário Univates. Rio Grande do Sul, 2016.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [6] American Concrete Institute. Committee 435.3R-68. Allowable deflections. Detroit, 1984.
- [7] International Organization for Standardization. ISO 10137: Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings and Walkways Against Vibrations. Geneva, 2007.
- [8] Eurocode. EN 1990: Basis of Structural Design - Annex C: Basis for Partial Factor Design and Reliability Analysis. Brussels. 2002.
- [9] American Society of Civil Engineers. ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, 2010.