

ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DINÂMICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO: MODELAGEM, ANÁLISE E FABRICAÇÃO DIGITAL

Eduardo Gianisela Pricoli – eduardopricoli@outlook.com

Janilson Ramos de Lima – janilsonsh@gmail.com

Vitor Silva de Paula – vitordepaula10@gmail.com

Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Jr. (Orientador) – alfonso.pappalardo@mackenzie.br

RESUMO

A engenharia precisa tornar-se cada vez mais versátil e preparada para atender os diversos desafios estruturais impostos a ela. Segundo Kimura (2007), a análise estrutural é a etapa mais importante na elaboração de um projeto. Este trabalho busca introduzir os conceitos de estabilidade global e dos efeitos dinâmicos aos engenheiros iniciantes. Para tanto, foi elaborado um estudo de caso dos efeitos causados pela ação do vento no edifício modelo de trinta e dois andares com cinco concepções de sistemas estruturais, modelados no software TQS e avaliado seu desempenho estrutural diante dos parâmetros de estabilidade e desempenho dinâmico para conforto dos ocupantes, de acordo com as normas vigentes NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6123 (ABNT, 1988). Os sistemas de contraventamento se mostraram eficazes no aumento da rigidez da estrutura e no desempenho de estabilidade. Contudo, eles não forneceram um desempenho dinâmico ideal por se tratar de estrutura muito esbelta. Para melhor visualização e divulgação de projetos apresenta-se neste trabalho uma tendência nos escritórios dos projetistas estruturais, a fabricação digital de modelos 3D, para melhor prestação de serviços e despertar a sensibilidade estrutural dos clientes finais.

Palavras-chave: Estabilidade global e efeitos dinâmicos. Contraventamentos. Fabricação digital.

GLOBAL STABILITY AND DYNAMIC EFFECTS DUE TO THE ACTION OF WIND ON REINFORCED CONCRETE BUILDING STRUCTURES: MODELING, ANALYSIS AND DIGITAL MANUFACTURING

ABSTRACT

Engineering needs to become increasingly versatile and prepared to meet the various structural challenges imposed on it. According to Kimura (2007), structural analysis is the most important step in designing a project. This work seeks to introduce the concepts of global stability and dynamic

¹ Artigo do Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, EE, UPM, São Paulo, 2021.

effects to beginning engineers. For that, a case study of the effects caused by the wind action in the model building of thirty-two floors with five conceptions of structural systems, modeled in the TQS software was elaborated and its structural performance was evaluated in front of the parameters of stability and dynamic performance for comfort of the occupants, according to the current norms NBR 6118 (ABNT, 2014) and NBR 6123 (ABNT, 1988). The bracing systems proved to be effective in increasing the rigidity of the structure and in the stability performance. However, they did not provide an ideal dynamic performance because it is a very slender structure. For better visualization and dissemination of projects, this work presents a trend in the offices of structural designers, the digital fabrication of 3D models, to better provide services and awaken the structural sensitivity of end customers.

Keywords: Global stability. Bracing. Pathologies. Dynamic effects. 3D printing

1 INTRODUÇÃO

Há alguns anos, os edifícios eram formados por estruturas mais largas, com elementos de grandes dimensões em planta e baixa altura, assim as verificações dos efeitos causados pelo vento eram feitas por processos simplificados de cálculo à mão e pouco precisos, visto que, dificilmente estruturas com essas características sofreriam grandes deslocamentos horizontais, tão pouco atingiriam acelerações importantes que pudessem causar grandes transtornos.

Nos dias atuais o cenário mudou, com a necessidade de um melhor aproveitamento nos espaços das cidades, devido à densidade populacional, houve um intenso processo de verticalização das edificações, aliado a evolução da tecnologia em *softwares* de cálculo estrutural (LACERDA, 2014), criou-se uma grande demanda de estruturas com dimensões pequenas em plantas e com grandes alturas. A importância na análise da estabilidade do equilíbrio das estruturas é grande, pois a ruína pode manifestar-se repentina e violentamente, causando graves prejuízos (CARMO, 1995). Desta forma torna-se necessário o desenvolvimento de simulações computacionais que preveem o comportamento físico dessas estruturas, a fim de dimensionar e detalhar seus elementos estruturais no projeto de forma a garantir seu desempenho estrutural tanto para a segurança quanto para o conforto humano. Tais simulações computacionais podem ser feitas através de diversos modelos computacionais de *softwares*, tanto comerciais quanto científicos.

A análise dinâmica nas estruturas é realizada porque o vento é considerado uma ação flutuante, o carregamento do vento nas edificações é função do tempo, da intensidade e direção. Devido a isso, a estrutura ao ser submetida à essas ações podem causar desconforto às pessoas. Segundo Pereira e Ramalho, (2007), “A partir do momento que um edifício recebe à atuação lateral do vento, sabe-se que toda a edificação é afetada, pois, este esforço causa deslocamento horizontal na estrutura”.

A engenharia dispõe de diferentes tipos de sistemas estruturais. Os chamados sistemas de contraventamento que são sistemas auxiliares com o intuito de resistir a solicitações extemporâneas

que possam vir a surgir Carneiro e Martins (2008), estes sistemas de contraventamento existem principalmente para enrijecer a edificação, absorver os carregamentos horizontais e servir de travamentos laterais aos deslocamentos horizontais, provindos do vento, tornando-as menos instáveis. Estes mesmos sistemas de contraventamentos garantem menores valores de acelerações e frequências de vibrações.

Existem diversos tipos de sistemas de contraventamento, os mais comuns são: núcleos rígidos, que são sistemas compostos por uma ou mais lâminas de geometria com dimensões consideravelmente maiores do que os outros pilares da mesma estrutura, com formatos mais comuns em “L”, “I” ou “U”. Sistemas de contraventamentos treliçados que consistem em elementos estruturais constituídos por barras, que ligam de forma diagonal os nós dos pórticos formando módulos triangulares. Segundo Fusco (1995), “quando se organiza o arranjo geral das estruturas de edificações altas, é indispensável que os pilares utilizados na edificação sejam contraventados por elementos estruturais, suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção”.

Muito se discute sobre a estabilidade global dos edifícios e por sua complexidade que exige cada vez mais técnica e eficiência. É imprescindível avaliar o comportamento da estrutura por meio da análise da estabilidade global, verificando os efeitos das ações nas estruturas e quais elementos responsáveis pela absorção das ações horizontais e verticais ocorrentes (PEREIRA FILHO, 2019). Com variadas concepções estruturais e por vezes, caracterizados por reduzido grau de experimentação técnica ou hiper elasticidade interna, às estruturas construídas com toda segurança para durar anos e garantir o conforto aos ocupantes têm sofrido, cedo, as consequências de falhas projetuais, ocasionadas, dentre outros fatores, por uma concepção estrutural deficiente. Este cenário que teve crescimento significativo nas últimas duas décadas, desperta a atenção do meio técnico da engenharia e a preocupação dos ocupantes destas edificações.

A consciência desta necessidade tem recentemente impulsionado o mercado da construção numa busca por maior qualidade técnica e conseqüente aumento de segurança e de conforto, o que leva os projetistas a reavaliarem seus projetos segundo os critérios de segurança e de utilização da estrutura prescritos nas normas de projetos vigentes e torna a utilização de *software* e modelos estruturais cada vez mais necessária. O uso destes *softwares* busca mitigar a ocorrência de problemas de falta de estabilidade e vibrações excessivas dos pavimentos produzidos pela ação humana e oscilações da torre já na concepção dos projetos.

Dessa forma o estudo desenvolvido neste trabalho procura contribuir com comparativos entre sistemas de contraventamentos, buscando a máxima eficiência e melhor custo-benefício, para evitar esse quadro preocupante de deficiências crescentes. Um estudo prévio de sensibilidade estrutural, e testes em diferentes modelos aumenta a confiabilidade da concepção estrutural e diminui custos. Uma eficiente modelagem computacional da estrutura do edifício é essencial para se poder garantir

segurança aos resultados numéricos e conseqüentemente às análises e a busca de soluções. Assim, como o estudo dos sistemas especiais de atenuação de vibrações aumentam a segurança estrutural e o conforto dos ocupantes de uma edificação.

A impressão de modelos 3D da estrutura deve ser uma prática cada vez mais usual de projetistas estruturais na entrega do serviço. As estruturas, normalmente, são embutidas nas vedações e não são evidenciadas nas maquetes físicas expostas nos *stands* de venda de edifícios. Nos lançamentos de empreendimentos imobiliários, as maquetes arquitetônicas são indispensáveis como forma de divulgação de projetos arquitetônicos e atração do interesse dos clientes. Por outro lado, a apresentação dos projetos estruturais também deve estar presente nas campanhas publicitárias, incluídos como uma forma de apelo promocional, podem balizar as decisões dos futuros clientes em relação à qualidade do produto.

Em relação à avaliação do desempenho da estabilidade global nos modelos este estudo compara os valores, obtidos nas análises, dos parâmetros: γ_z , α , FAVt e os deslocamentos máximos. No âmbito do conforto humano, as acelerações nodais e apresenta os resultados obtidos das análises com interpretações de acordo com as normas: NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 6123 (ABNT, 1988). Discutindo diante dos resultados supracitados quais dentre os modelos analisados apresentam melhor desempenho estrutural e sua eficiência quanto ao consumo de materiais e facilidade construtiva.

2 METODOLOGIA

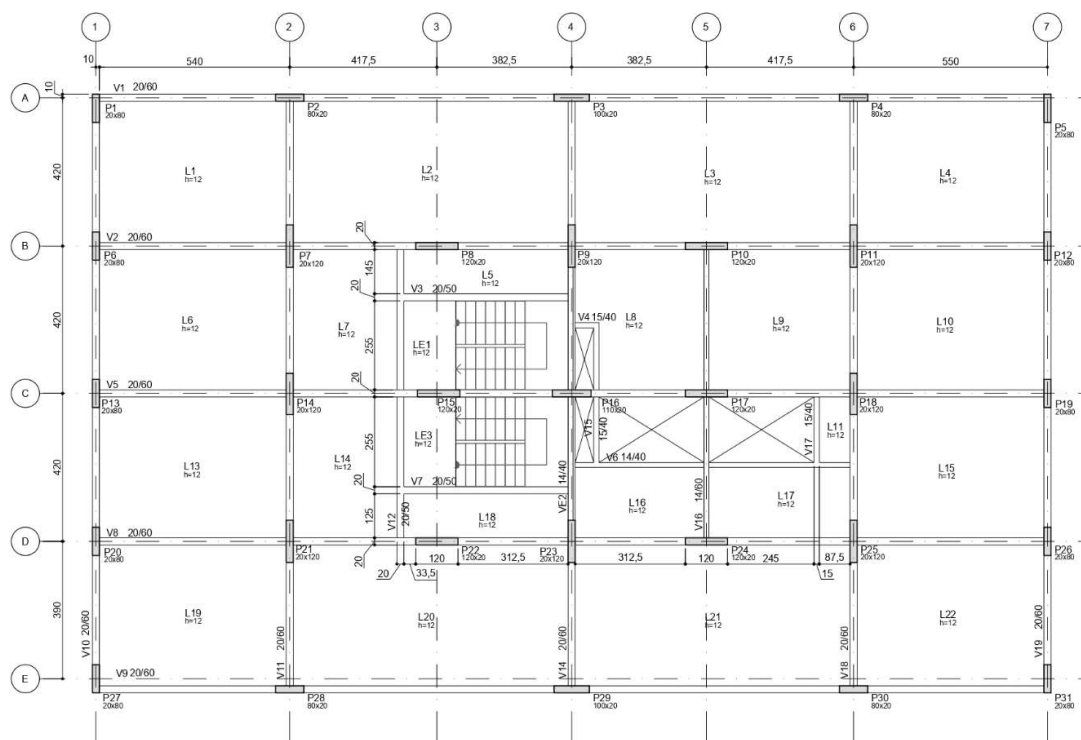
Este trabalho estuda cinco tipos de modelos estruturais, sendo que quatro deles possuem a mesma planta de forma, concebida pelos autores, com a diferença de que em cada modelo existe um sistema de contraventamento externo distinto dos demais modelos. O quinto modelo contém um sistema de contraventamento composto por um núcleo rígido. Foi utilizado para a análise estrutural o *software* CAD/TQS, realizada através do pórtico espacial na configuração de modelo VI, que neste a laje é discretizada junto ao pórtico espacial e ajuda a estrutura a absorver parte dos esforços horizontais.

Para a montagem do carregamento de vento foi consultada a norma NBR 6123 (ABNT, 1988) e foram utilizados os seguintes dados: velocidade básica do vento (V_0) igual 45 m/s; Fator topográfico (S1) igual a 1; Categoria da rugosidade do terreno I (S2); Classe da edificação C (S2); Fator estatístico igual a 1,00 (S3). Com esses dados chega-se nos coeficientes de arrasto para as direções de 90° e 270° igual a 1,43 e para as direções de 0° e 180° igual a 1,2.

Este edifício se trata de um anteprojeto e não possui um projeto de arquitetura, sua finalidade é apenas estudar o desempenho de sistemas de contraventamento. Sendo adotados de forma arbitrária pelos autores, os valores de carregamentos permanentes das lajes iguais a $0,2 \text{ tf/m}^2$ e acidental $0,3 \text{ tf/m}^2$, para as vigas um carregamento permanente de $1,07 \text{ tf/m}$.

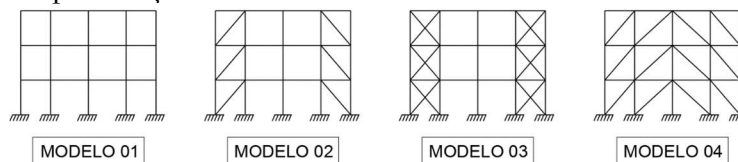
O edifício possui 32 andares tipos, de pé-direito igual a 2,88 metros, mais um reservatório no topo de 2,8 metros de altura, totalizando 94,96 metros. O concreto utilizado em todos os elementos estruturais foi o C50.

Figura 7 – Planta de Formas.



Fonte: autores (2021).

Figura 8 – Apresentação dos modelos com sistema de contraventamento externo.



Fonte: autores (2021).

3 REVISÃO DA LITERATURA

A norma NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que o estado-limite último de instabilidade é quando uma estrutura, que contém elementos solicitados por flexo-compressão, adquire deslocamentos devido aos carregamentos, que geram acréscimos de solicitações maiores que a capacidade resistiva.

Os efeitos de 2ª ordem são os esforços gerados pelos deslocamentos das cargas iniciais da estrutura que, em sua maioria, geram ou aumentam os braços de alavancas e excentricidades, deformando ainda mais a estrutura e aumentando os esforços, assim sucessivamente até chegar num limite ou à ruptura. Os efeitos de 2ª ordem são somados após a análise dos efeitos de 1ª ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014, p.104), na Seção 15.5.1, permite desconsiderar esses efeitos de 2ª ordem, quando não ultrapassar em 10% os valores de 1ª ordem. Para efeito de cálculo, nesta

condição a estrutura é considerada de nós fixos, quando os deslocamentos são tão pequenos que podem ser desprezados. Quando isso não acontece a estrutura precisa passar por cálculos mais austeros.

2.1 PARÂMETRO DE INSTABILIDADE A

Este parâmetro estabelece se a estrutura pode ser considerada de nós fixos ou não, determinando, assim, se no cálculo estrutural, o engenheiro calculista poderá desprezar os efeitos de 2ª ordem, por serem pequenos demais.

O parâmetro de instabilidade α foi demonstrado pela primeira vez em 1967 por Beck & König (1966), utilizando a equação de Euler, a equação da carga crítica na flambagem (P_{crit}).

$$P_{crit} = \frac{\pi EI}{L_e^2} \quad (1)$$

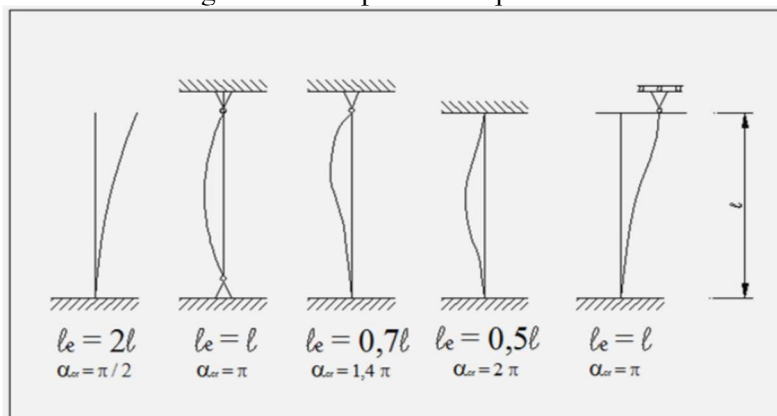
A equação 1 pode ser escrita como:

$$P_{crit} = \alpha_{cr}^2 \frac{EI}{l^2} \quad (2)$$

em que:

α_{cr} = constante que depende do comprimento equivalente de acordo com a figura 1.

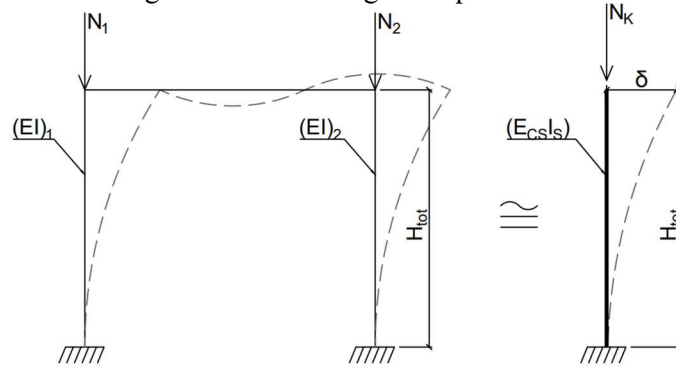
Figura 1 – Comprimento equivalente.



Fonte: Freitas (2015).

Para a formulação do α , os autores idealizaram um pórtico simétrico num pilar único, engastado na base e livre na outra extremidade, cuja rigidez representa a rigidez equivalente do pórtico e a carga atuante é a soma das cargas verticais, como mostrado na figura a seguir:

Figura 2 – Pilar de rigidez equivalente.



Fonte: autores (2021).

Escreve-se a equação utilizada pela NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (3)$$

em que:

H_{tot} = altura total da estrutura medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

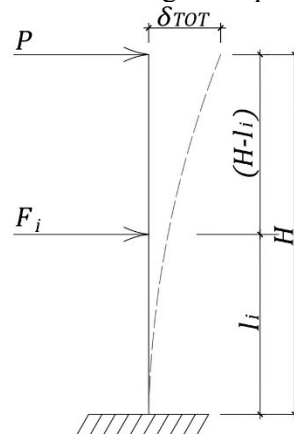
N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão;

$E_{cs} I_c$ = de um pilar equivalente de seção constante;

A rigidez ($E_{cs} I_c$) da equação 3 deve ser calculada através de um pórtico equivalente, constituído por uma barra vertical engastada na base, submetida às forças do vento, sendo já conhecido o deslocamento no topo. É facilmente determinada utilizando os teoremas da mecânica dos materiais, por exemplo, aplicando o teorema de Castigliano. Sendo que F representa as forças do vento ao longo do edifício, que devem ser consideradas atuando concomitantemente.

Figura 3 – Cálculo da rigidez equivalente do α .



Fonte: autores (2021).

$$\delta_{tot} = \frac{\partial U}{\partial P} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\int^s \frac{M^2}{2EI} dx \right) = \int^s \left(\frac{M}{EI} \cdot \frac{\partial M}{\partial P} \right) dx \quad (4)$$

$$\delta_{tot} = \frac{\partial U}{\partial P} = \frac{1}{EI} \left[\int_0^{H-l_i} (-x)(-Px) dx + \int_{H-l_i}^H (-x)[-Px - Fx + F(H-l_i)] dx \right] \quad (5)$$

$$\delta_{tot} = \frac{\partial U}{\partial P} = \frac{1}{EI} \int_{H-l_i}^H [Fx^2 + Fx(H-l_i)] dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{Fx^3}{3} - \frac{Fx^2(H-l_i)}{2} \right]_{H-l_i}^H \quad (6)$$

$$EI = \sum \left[\frac{F_i l_i^2}{2\delta_{tot}} \left(H - \frac{l_i}{3} \right) \right] \quad (7)$$

Para a estrutura ser considerada de nós fixos o valor de α não pode ser maior que α_1 :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1n \quad \text{se: } n \leq 3; \\ \alpha_1 &= 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4; \end{aligned} \quad (8)$$

em que:

n = é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

2.2 COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z avalia o quão relevante são os efeitos de segunda ordem globais, estimando a ordem de grandeza destes em relação aos efeitos de primeira ordem. É um coeficiente muito importante para a engenharia estrutural, por sua praticidade em determinar os valores dos esforços de segunda ordem. A casa decimal do coeficiente é interpretada como sendo uma porcentagem de efeitos de segunda ordem correspondente aos de primeira ordem. Por exemplo: um valor de γ_z igual a 1,15 indica que os efeitos de segunda ordem correspondem a 15% dos efeitos de primeira.

Diversos pesquisadores tentaram determinar limites para o valor de γ_z , a fim de usá-lo como um parâmetro de segurança à estabilidade, podendo citar: Pinto (1997), que recomenda não ultrapassar valores maiores que 1,20 e Carmo (1995), de acordo com suas análises, afirma que podem atingir até 1,30. A norma NBR 6118 (ABNT, 2014, p.106) impõe o limite de 1,30, na seção 15.7.2 e permite desconsiderar os efeitos de segunda ordem caso atinja valores iguais ou inferiores a 1,10, na seção 15.5.3.

Deduzido pela primeira vez pelos engenheiros Augusto Carlos de Vasconcelos e Mário Franco (FRANCO, 1991). Pode ser calculado pela fórmula:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)} \quad (9)$$

em que:

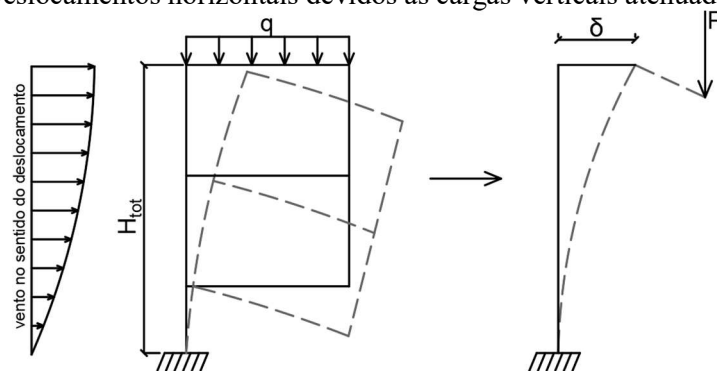
$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

2.3 FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS OU DE VENTO (FAVT)

Em estruturas assimétricas a disposição das cargas verticais atuantes provoca deslocamentos horizontais. Quando o vento incide na mesma direção desses deslocamentos, os braços de alavancas aumentam e os esforços de momentos são amplificados pelo vento. A figura 4 ajuda a entender como é possível ter deslocamentos horizontais devido às cargas verticais em estruturas assimétricas e como o vento incidente na mesma direção do deslocamento pode atenuar os esforços de segunda ordem.

Figura 4 – Deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais atenuados pelo vento.



Fonte: autores (2021).

O coeficiente γ_z não leva em conta estes deslocamentos. Diante disso, a TQS criou o coeficiente FAV_t que tem a mesma formulação e função do coeficiente γ_z , porém, a parcela correspondente aos esforços de segunda ordem ($\Delta M_{tot,d}$) é calculada levando em consideração os deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais. O valor do coeficiente FAV_t é dado por:

$$FAV_t = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)} \quad (10)$$

em que:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, levando em conta os deslocamentos horizontais devido às cargas verticais e horizontais, obtidos na análise de primeira ordem.

2.4 DESLOCAMENTO-LIMITE NO TOPO DA EDIFICAÇÃO

As verificações do Estado Limite de Serviço (ELS) de uma estrutura estão relacionadas ao comportamento que ela irá apresentar efetivamente, a fim de evitar desconfortos, patologias e

discrepâncias entre as considerações utilizadas nos cálculos e a realidade. Sendo então dispensados os coeficientes de majoração e minoração para a realização dos cálculos dos esforços e rigidezes. No que tange às ações devido ao vento, as verificações de serviço basicamente são: deformações máximas e vibrações (serão discutidas nas próximas seções).

Segundo a tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 77), os deslocamentos das movimentações laterais dos edifícios, para combinação frequente ($\psi_1 = 0,3$), não podem exceder os valores das seguintes equações.

$$\delta_t \leq \psi_1 \cdot \frac{H_{tot}}{1700} \quad ; \quad \delta_i \leq \psi_1 \cdot \frac{H_i}{850} \quad (11)$$

em que:

δ_t = deslocamento máximo no topo do edifício;

δ_i = deslocamento máximo entre pavimentos;

H_{tot} = altura total do edifício;

H_i = altura entre pavimentos.

ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para ELS, tabela 11.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 69).

2.5 EFEITOS DINÂMICOS DEVIDO À TURBULÊNCIA ATMOSFÉRICA

Diferente dos estudos de estabilidade que consideram o vento como um carregamento estático e utilizam a velocidade média do vento para seus cálculos, os estudos dinâmicos examinam os efeitos causados pelas variações de direção e módulos das velocidades do vento para efetuar seus cálculos, considerando, não a velocidade média, mas, a velocidade com a maior probabilidade de ocorrência. Essas variações de direção e módulos ocorrem por um edifício ser um obstáculo para o fluxo de massa passante que provocam turbulências. Estas são responsáveis por vibrações longitudinais nas estruturas. No Brasil a norma NBR 6123 (ABNT, 1988, p.36), no item 9.5 diz que a amplitude máxima da aceleração não pode exceder a $0,1 \text{ m/s}^2$, a fim de garantir o conforto para a habitação humana, porque acelerações iguais ou inferiores a esse valor não são percebidas pelos seres humanos. Apesar disso a mesma norma permite que esse valor seja ultrapassado uma vez a cada dez anos. A fórmula dada para a amplitude máxima da aceleração é:

$$a_j = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_j^2 \cdot u_j^2 \quad (12)$$

em que:

a_j = amplitude máxima da aceleração;

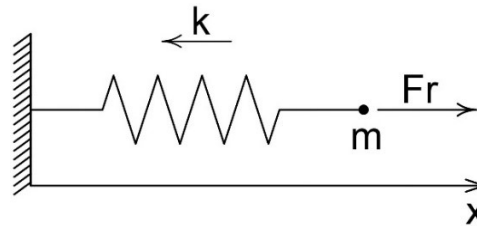
f_j = frequência natural no modo j;

u_j = deslocamento no nível z no modo j.

2.6 FREQUÊNCIA NATURAL DA ESTRUTURA

A frequência natural de uma estrutura é a frequência que quando alcançada, a estrutura entra em ressonância, obtendo grandes amplitudes de deslocamentos. Pode ser obtida a partir de sua equação de movimento. O caso mais simples e elementar é oscilador harmônico composto por um corpo de massa m ligado a uma mola de rigidez k , possuindo apenas um grau de liberdade. Se realizar a somatórias das forças atuantes no corpo, quando a mola está fora de sua posição natural e aplicar a segunda lei de Newton:

Figura 5 – Oscilador harmônico não amortecido.



Fonte: autores (2021).

$$\vec{F}_r = -k\vec{x} \quad \rightarrow \quad m \frac{d^2x}{dt^2} = -kx \quad (13)$$

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{k}{m}x = 0 \quad (14)$$

A equação 14 é uma equação diferencial linear e homogênea, cuja solução é a equação de movimento do sistema, resolvendo para o instante de tempo e posição inicial, iguais a 0, obtém-se:

$$x(t) = A \sin \left[(T + t) \sqrt{\frac{k}{m}} \right] \quad (15)$$

em que:

T = é o período, intervalo de tempo decorrido após a partícula repetir seu estado físico de um tempo anterior;

A = amplitude máxima da mola;

m = massa do corpo;

k = rigidez da mola;

$x(t)$ = a posição do corpo em função do tempo.

Para que a equação 15 seja verdadeira, o inverso do período deve ser:

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (16)$$

em que:

f_n = é frequência natural do sistema.

A equação da aceleração é obtida derivando duas vezes a equação de movimento em relação ao tempo:

$$a(t) = \frac{d^2x}{dt^2} = - \left(\sqrt{\frac{k}{m}} \right)^2 A \sin \left[(T + t) \sqrt{\frac{k}{m}} \right] \quad (17)$$

Substituindo a equação 15 e 16 na equação 17:

$$a(t) = -4 \cdot \pi^2 \cdot f_n^2 \cdot x(t) \quad (18)$$

Na prática, as estruturas recebem forças de atrito viscoso do vento, que amortecem o movimento oscilatório. Barcelos Neto (2004, p. 44) afirma que se pode chegar, através de experiências, à expressão da força que atua sobre o corpo, chamada *atrito viscoso*.

$$\vec{f} = -b\vec{v} \quad (19)$$

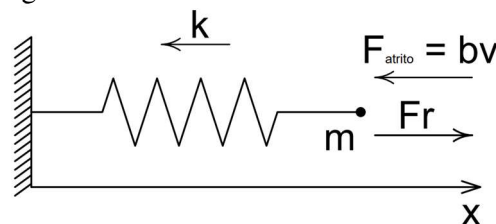
em que:

\vec{f} = força de atrito viscoso.

b = constante positiva que depende do meio e da geometria do corpo.

\vec{v} = vetor velocidade.

Figura 6 – Oscilador harmônico amortecido.



Fonte: autores (2021).

A somatória das forças atuantes no corpo com a ação do atrito viscoso é dada por:

$$\frac{d^2x}{dt^2} + \frac{b}{m} \left(\frac{dx}{dt} \right) + \left(\frac{k}{m} \right) x = 0 \quad (20)$$

A equação 20 é uma equação diferencial linear homogênea de segunda ordem cuja solução não convém ser mostrada neste trabalho. Segundo YOUNG e BUDYNAS (1989), a equação da frequência natural de uma viga engastada numa extremidade, e livre na outra, submetida a uma carga linear distribuída é dada por:

$$f_n = \frac{K_n}{2\pi} \sqrt{\frac{gEI}{wL^4}} \quad (21)$$

em que:

f_n = frequência natural da estrutura;

K_n = constante onde n se refere ao modo de vibração;

g = aceleração da gravidade;

w = carregamento por unidade de comprimento;

EI = rigidez flexional;

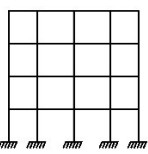
L = comprimento da viga.

De acordo com o item 23.3, da NBR 6118 (ABNT, 2014), a frequência própria da estrutura deve se afastar o máximo possível da frequência crítica, no mínimo 1,2 vez, sendo que a segunda depende da destinação da estrutura. A frequência natural associada ao modo de vibração de deslocamento lateral da edificação deve ser maior que 1 Hz para desprezar os efeitos de amplificação dinâmica produzida pelas rajadas de vento.

4 RESULTADOS

O modelo 01 foi feito para servir de base comparativa para os outros modelos, não é de se esperar que este modelo tenha um bom desempenho estrutural diante das ações horizontais, visto que não possui um sistema específico para absorver os esforços do vento.

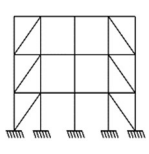
Quadro 1 – Resumo estrutural do modelo 01.

Modelo 01	Ângulo do Vento	α	γz	Frequência no modo 1 (Hz)	Aceleração no Topo (m/s^2)	Deslocamentos Máximos no Topo (cm)
	90,00°	0,864	1,15	0,222	0,262	6,29
	270,00°	0,864	1,15		0,262	6,29
	0,00°	0,907	1,19		0,128	3,14
	180,00°	0,907	1,19		0,128	3,14

Fonte: TQS versão 22.5 (BRASIL, 2021).

No modelo 02, foram inseridas barras na diagonal ligando os cruzamentos das vigas com os pilares em todos os quadros das duas colunas externas. Na concepção deste modelo visou-se a economia do projeto, visto que é o mais leve dentre os modelos com sistemas de contraventamento.

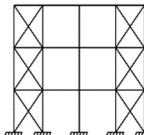
Quadro 2 – Resumo estrutural do modelo 02.

Modelo 02	Ângulo do Vento	α	γz	Frequência no modo 1 (Hz)	Aceleração no Topo (m/s^2)	Deslocamentos Máximos no Topo (cm)
	90,00°	0,841	1,13	0,226	0,251	6,03
	270,00°	0,841	1,13		0,251	6,03
	0,00°	0,759	1,11		0,120	2,26
	180,00°	0,759	1,11		0,120	2,26

Fonte: TQS versão 22.5 (BRASIL, 2021).

Na tentativa de se obter melhores valores dos parâmetros de estabilidade, foi modelado o terceiro edifício. Nele foi adicionado mais uma barra diagonal nos quadros contraventados, formando a figura de um “X”.

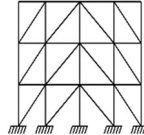
Quadro 3 – Resumo estrutural do modelo 02.

Modelo 03	Ângulo do Vento	α	γ_z	Frequência no modo 1 (Hz)	Aceleração no Topo (m/s ²)	Deslocamentos Máximos no Topo (cm)
	90,00°	0,818	1,12	0,235	0,237	5,32
	270,00°	0,818	1,12		0,237	5,32
	0,00°	0,736	1,10		0,112	1,97
	180,00°	0,736	1,10		0,112	1,97

Fonte: TQS versão 22.5 (BRASIL, 2021).

Não sendo satisfatório os valores dos resultados das análises, foi modelado o quarto edifício, com as barras distribuídas em toda a fachada do edifício.

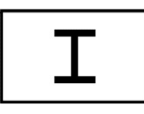
Quadro 4 – Resumo estrutural do modelo 04.

Modelo 04	Ângulo do Vento	α	γ_z	Frequência no modo 1 (Hz)	Aceleração no Topo (m/s ²)	Deslocamentos Máximos no Topo (cm)
	90,00°	0,657	1,07	0,267	0,234	4,27
	270,00°	0,657	1,07		0,234	4,27
	0,00°	0,486	1,04		0,106	1,19
	180,00°	0,486	1,04		0,106	1,19

Fonte: TQS versão 22.5 (BRASIL, 2021).

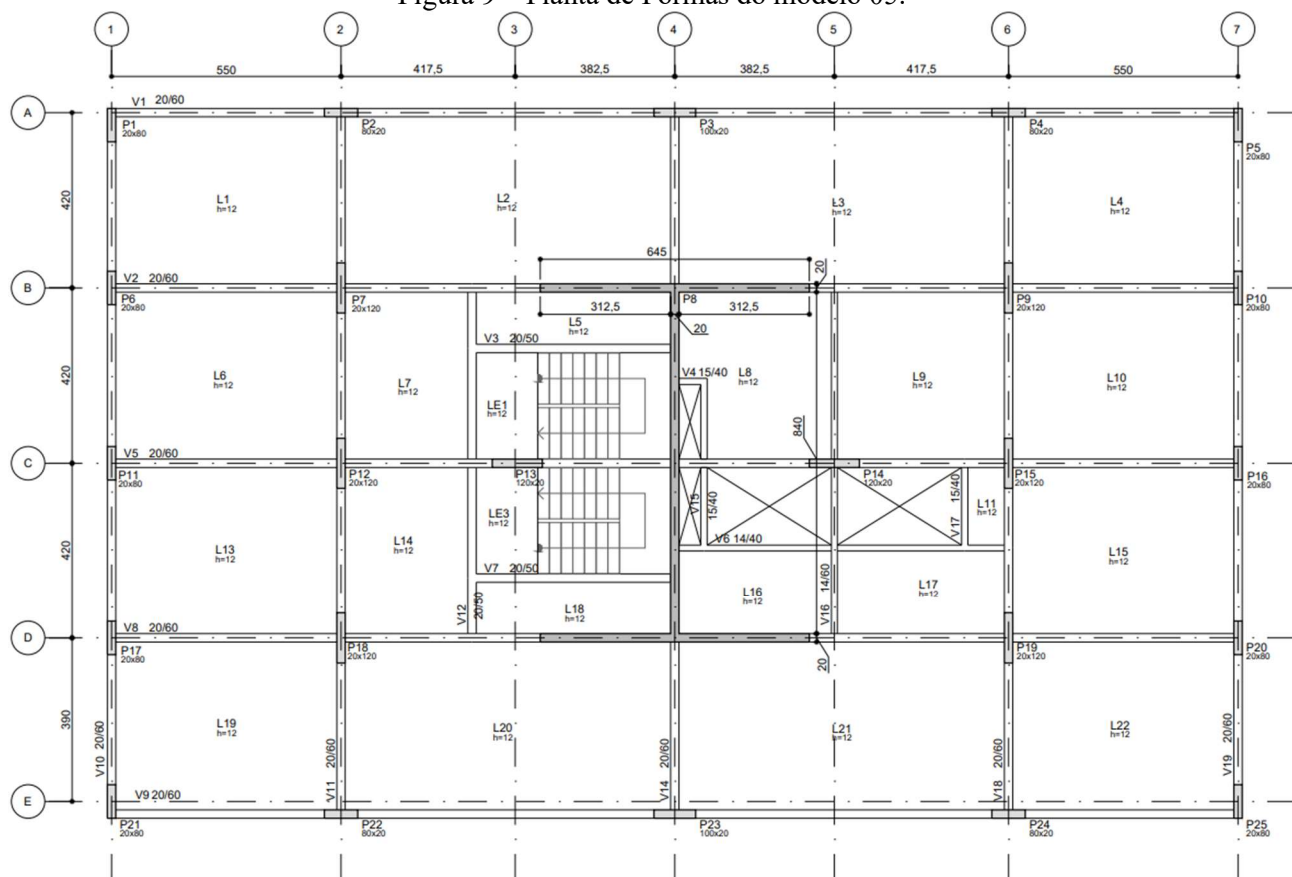
A fim de comparar o desempenho dos modelos anteriores com um sistema de contraventamento mais comum em edifícios de concreto armado, foi modelado o quinto edifício, contendo um núcleo bastante rígido no centro do edifício, com uma geometria que é apropriada para resistir à flexão, a geometria de um “I”. Na prática, por algumas questões, ao invés de um núcleo rígido, é mais comum se utilizar vários pilares parede (núcleos rígidos), porém para simplificar a modelagem, utilizou-se apenas um.

Quadro 5 – Resumo estrutural do modelo 05.

Modelo 05	Ângulo do Vento	α	γ_z	Frequência no modo 1 (Hz)	Aceleração no Topo (m/s ²)	Deslocamentos Máximos no Topo (cm)
	90,00°	0,636	1,06	0,235	0,261	3,74
	270,00°	0,636	1,06		0,261	3,74
	0,00°	0,819	1,13		0,131	2,67
	180,00°	0,819	1,13		0,131	2,67

Fonte: TQS versão 22.5 (BRASIL, 2021).

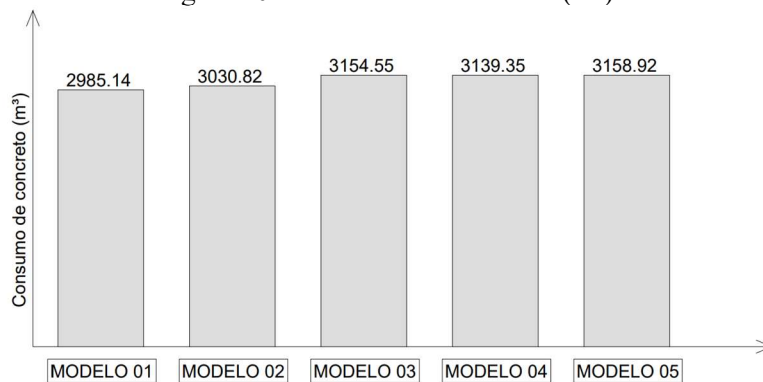
Figura 9 – Planta de Formas do modelo 05.



Fonte: autores (2021).

Para ser possível realizar o comparativo do custo, foi levantado o volume de concreto de cada modelo.

Figura 10 – Consumo de concreto (m³).



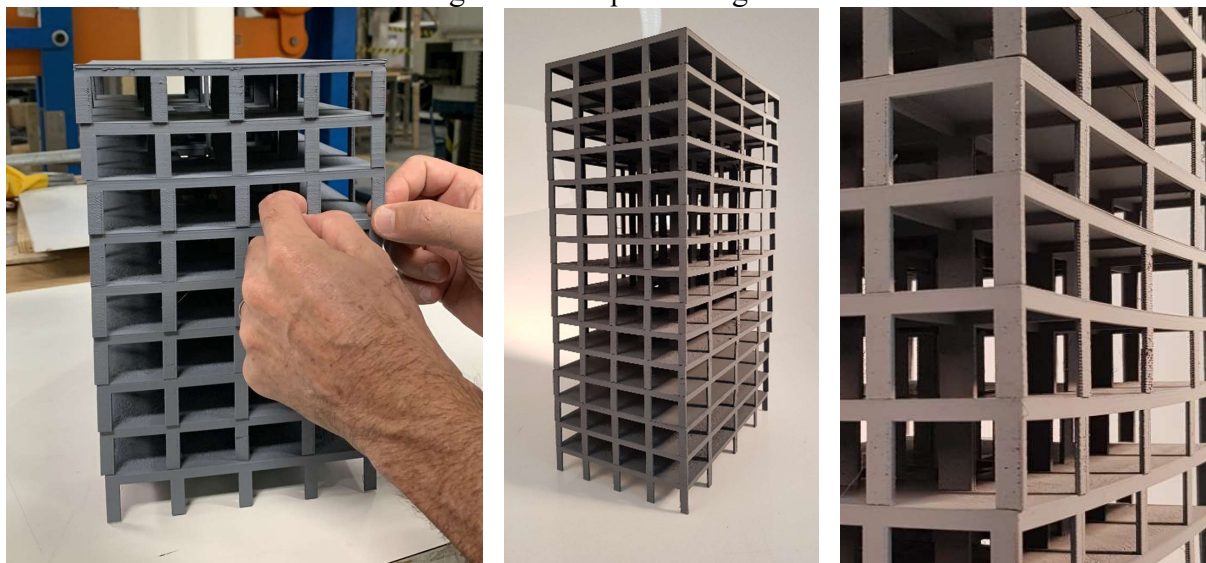
Fonte: autores (2021).

Encerradas as simulações computacionais, o modelo do CAD/TQS foi transformado em um arquivo (.STL) e levado para o laboratório da engenharia elétrica da escola de engenharia do Mackenzie, para então ser impresso em uma impressora 3D, modelo GT Max 3D.

Nas primeiras tentativas, houve uma grande dificuldade em compatibilizar o modelo (.STL) com o *software* de operação das impressoras, na questão da escala, uma vez que o CAD/TQS utiliza escala 1:1 centímetros, e para que a realização da impressão, o modelo precisou ser reduzido em 10 vezes.

O modelo do CAD/TQS então foi exportado para o AutoCad, os elementos estruturais foram no tipo de 3D Faces, e precisaram ser refeitos em 3D Solid. Foram impressos diversos pavimentos separadamente na escala de 1:100, depois foram coloridos e colados.

Figura 11 – Impressão digital.



Fonte: autores (2021).

5 DISCUSSÃO

Os resultados obtidos do processamento do modelo 01 evidenciam a importância de se projetar elementos e sistemas próprios para absorver as forças horizontais. Apesar de os valores estarem dentro dos limites impostos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), valores de γz superiores a 1,10 são reprovados por pesquisadores, por exemplo, Pinto (1997) conclui que para valores de γz entre 1,15 e 1,20, as estimativas dos efeitos de segunda ordem começam a apresentar imprecisões na ordem de 3% contra a segurança. Também para valores de γz entre 1,1 e 1,3 e valores de α maiores que 0,6 a estrutura não é constituída de nós fixos, mas de nós móveis, sendo necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais. Observa-se que os valores de FAVt foram iguais aos valores de γz em todos os edifícios, pois as estruturas são relativamente simétricas. De acordo como item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014, pg.77), o valor limite dos deslocamentos horizontais provocados pela ação do vento para combinação frequente é de $H/1700$, para o edifício em questão, é igual 5,59 cm. Nas direções de 90° e 270° os deslocamentos forma maiores do que os permitidos, nesta verificação o modelo 01 foi reprovado.

Os resultados do modelo 02 apresentam pouca melhoria na estabilidade e no conforto, a estrutura em ambas as direções é classificada como de nós móveis diante dos valores de γz e α , portanto, apresentam efeitos de segunda ordem globais significativos. Na questão dos deslocamentos, para as direções de 90° e 270° os deslocamentos formam maiores do que os permitidos, nesta verificação a estrutura foi reprovada.

O modelo 03 se mostrou mais rígido que o modelo 02, apresentando um valor de γz para as direções de 0° e 180° igual a 1,10, sendo classificada como estrutura de nós fixos nesta direção, de acordo com o item 15.5.3, da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.105). Porém, pelo item 15.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.104), por apresentar um valor de α maior que 0,6, a estrutura é composta por nós móveis. Nas direções 0° e 270° , a estrutura é composta de nós móveis para ambos os parâmetros, γz e α . Nas direções de 90° e 270° os deslocamentos também foram reprovados.

A partir dos dados do modelo 04, verifica-se que ele é estável para os valores de γz em todas as direções de vento e não apresentam efeitos de segunda ordem importantes. Na verificação do parâmetro α , a estrutura apresenta nós móveis, para as direções de 90° e 270° . Este foi o primeiro modelo que apresentou os deslocamentos abaixo do limite e a estrutura foi aprovada nesta verificação.

O desempenho estrutural do modelo 05 foi pior que o modelo 04 e melhor que o modelo 03, sendo que o núcleo rígido foi bastante competente em diminuir os deslocamentos no topo.

Diante de todos os resultados, pode-se concluir que os sistemas de contraventamento, compostos por barras diagonais dispostas em todos os quadros da estrutura, possuem grande capacidade de fornecer rigidez, o bastante para tornar a estrutura estável. Interessante o fato de que apesar de os núcleos rígidos serem os mais utilizados em estruturas de concreto armado, ele apresentou resultados similares ou até piores do que os sistemas de contraventamento externos. O fato de os projetistas optarem por utilizarem núcleos rígidos em seus projetos de edifícios de concreto armado se deve às questões arquitetônicas, executivas e pelo fato de não ser convencional dimensionar elementos de concreto armado à tração, uma vez que na tração apenas as armaduras de aço trabalham e o concreto fissa. Em edifícios de estruturas metálicas, tais fatores não se aplicam, pois os perfis de aço são facilmente montados nas diagonais interligando os nós das estruturas, e eles trabalham muito bem na compressão e tração. Portanto, as estruturas metálicas podem melhor usufruir do grande ganho de desempenho estrutural e rigidez oferecido pelas estruturas externas de contraventamento dispostas ao longo da fachada.

Os sistemas de contraventamento tiveram capacidade de reduzir as acelerações nodais no topo. Porém, por se tratar de uma estrutura bastante alta, nenhum sistema foi suficiente para atender a condição de conforto do item 9.5, da norma NBR 6123 (ABNT, 1988, p.36), o que é realmente muito difícil de se conseguir em estruturas altas e esbeltas.

A fabricação digital da estrutura foi feita em polipropileno, confeccionou-se 15 lajes, devido ao filamento da impressora ser da cor vermelha, pintaram-se as lajes na cor cinza, trazendo realismo ao modelo. A impressão 3D foi satisfatória, trazendo ao edifício um aspecto realístico e atendendo à proposta inicial de trazer sensibilidade estrutural às pessoas que o contemplam.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante de todos os dados levantados, conclui-se que o melhor sistema de contraventamento foi do modelo 04. Este modelo se sobressaiu no quesito de fornecer rigidez a estrutura, quase tornou desnecessária a consideração dos efeitos de segunda ordem em todas as direções, obtendo valores satisfatórios de γ_z , α e deslocamento no topo, para estruturas desse porte. Ficando necessária apenas nas direções de 90° e 270°, a consideração dos efeitos de segunda ordem, por uma diferença de 0,057 no parâmetro α . O modelo 04, além de possuir o melhor desempenho estrutural foi o mais eficiente, pois utiliza menos concreto do que os outros dois modelos que tiveram um desempenho estrutural similar e razoavelmente bom.

Nos dias atuais, as impressoras 3D estão se tornando cada vez mais acessíveis e tomando espaço nos escritórios de estruturas. É de interesse dos engenheiros estruturais obterem modelos físicos reduzidos de suas estruturas projetadas, pois elas são úteis para expor o trabalho do engenheiro estrutural, bem como suas ideias para os arquitetos e construtores. Com o exemplar do modelo impresso deste trabalho, as pessoas que o observam podem identificar os conceitos da engenharia estrutural de forma menos abstrata e mais palpável.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. 3. ed. Versão corrigida. Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: Procedimento. 1. Ed. Rio de Janeiro: ABNT, jun. 1988.

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. São Carlos, 1995. 112 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios**. Curitiba: Porto, 2008. 87 p.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro, p.307-323, 1991.

FREITAS, F. C. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico da Universidade Federal, Vitória, 2015.

FUSCO, P.B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto**. 2. Ed. São Paulo: Editora PINI, 1995.

LACERDA, M. M. S. et al. **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso**. REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.9, n.2, p.24-37, 2014.

BARCELOS NETO, JOÃO. **Mecânica Newtoniana, Lagrangiana e Hamiltoniana**. 1. Ed. São Paulo: Editora Livraria da Física, 2004.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 2. Ed. São Paulo: Editora PINI, 2007.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219f. Dissertação (Mestrado em Ciências, Programa de Engenharia Civil (Estruturas)) - EESC-USP, São Carlos, 2011.

PEREIRA FILHO, João Tomás. **Influência da concepção estrutural na estabilidade global de edifícios em concreto armado**. 2019. 128 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

PEREIRA, G. S.; RAMALHO, M. A. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. Cadernos de engenharia de estruturas, São Carlos, v. 9, n. 36, p. 19-47, 2007.

PINTO, R. S. (1997). **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

YOUNG, W. C. **Roark's Formulas for Stress and Strain**. 6th Edition. New York: Mc-Graw-Hill, 1989.

BECK, H.; KÖNIG, G. **Restraining forces in the analysis of tall Buildings**. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS. Proceedings. Pergamon Press, Oxford, 1966.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao estagiário Victor Dyrjawoj do Laboratório da Engenharia Elétrica da EEUPM, por ter se esforçado na realização de alguns ajustes no modelo CAD e ajudar a imprimir maior número de pavimentos em curto tempo.

Agradecemos também ao Prof. Frank Luiz Prado Smit, responsável pelo FABLAB do Curso de Engenharia Elétrica da EEUPM e ao Prof. Bruno Luis Soares de Lima, Coordenador do Curso de Engenharia Elétrica da EEUPM.