

CONSIDERATIONS ABOUT APPROXIMATE AND RIGOROUS METHODS FOR SECOND-ORDER GLOBAL ANALYSIS IN BUILDINGS WITH REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Ingrid Kelly Leal de Assis

Thiago Bomjardim Porto

ingridkelly.leal@gmail.com

thiago.porto@cefetmg.br

Department of Civil Engineering and Environment- CEFET MG

Raymundo Mattoso Street, 900, CEP 35790-000, Minas Gerais/Curvelo, Brazil

Thiago Pena Bortone

Antônio Ribeiro de Oliveira Neto

thiago.bortone@cefetmg.br

antonioribeiro@cefetmg.br

Department of Civil Engineering and Environment- CEFET MG

Raymundo Mattoso Street, 900, CEP 35790-000, Minas Gerais/Curvelo, Brazil

Abstract. This paper presents an evaluation of the approximate methods for the calculation of plane frames subjected to horizontal actions from wind force, considering the current numerical resources available. In the past, it was common to use equivalent plane frame in the calculation of tall reinforced concrete buildings, in the definition of ultimate limit states (ULS) and for the evaluation of the lateral displacements of the building in service limit states (SLS). From these trivial analyzes, usually theoretical, verifications of the structure's instability parameters were made. It is known, however, that simplified structural analysis, such as obtaining the parameters α and γ_z , causes eventual inaccuracy in the internal forces and the deflection values of the building, since it is not considering the real three-dimensional interaction among the main constituent elements of the structure: slabs, beams and pillars. In view of the above, the purpose of this research was to make a comparison of the results obtained analytically in a usual 9th floor reinforced concrete building, with the results of a 3D structural design and analysis software in accordance with NBR 6118/2014. Finally, after a systematic analysis of the results obtained from the analytical and numerical models of the pilot building, some considerations are made, especially regarding the use of simplified structural analysis methods.

Keywords: Structural Analysis, Second order effects, numerical modeling, simplified models, Reinforced concrete.

1 Introdução

O desenvolvimento das cidades juntamente com seu crescimento populacional, evidencia a escassez dos espaços urbanos que demanda uma solução para a conciliação de tais adversidades. A trabalhabilidade já existente no concreto, somado a uma resistência cada vez maior devido aos avanços tecnológicos, têm permitido a multiplicação dos espaços urbanos através da construção de edifícios cada vez mais altos, com baixo consumo de materiais e rapidez na execução, sem deixar de lado a segurança estrutural. Garantir tal segurança, se torna o maior desafio relacionado à urbanização vertical visto que, devido a esbelteza elevada, o estudo da estabilidade dos edifícios altos se torna um desafio para os projetistas.

Em função da simplicidade e facilidade de uso, as análises realizadas pelos engenheiros estruturais são usualmente feitas no regime elástico-linear. Nestes estudos, considera-se uma relação linear entre os esforços solicitantes e seus efeitos sobre a estrutura. Para que essa premissa seja válida, é necessário que sejam lineares as relações entre as deformações e as tensões, chamada “linearidade física” e entre os deslocamentos e as deformações, chamada de “linearidade geométrica”.

A análise estrutural linear é aplicável quando se tem um nível de solicitação que produz baixos níveis de tensão e os deslocamentos horizontais na estrutura são pequenos o suficiente de tal forma que o equilíbrio possa ser assumido na posição indeslocável da estrutura (forma original). Segundo Silva [1], a análise estrutural linear é sempre importante, uma vez que é de fácil utilização e compreensão. Assim, ela deve ser utilizada até mesmo como uma primeira aproximação da análise não-linear.

A análise estrutural não-linear física e geométrica ainda é muito pouca utilizada nos escritórios de projeto no Brasil, embora tenha sua importância reconhecida pelos projetistas de engenharia de estruturas. O desenvolvimento de softwares comerciais que possibilitam a análise estrutural não linear seria a forma mais adequada de introduzir este estudo no cotidiano do projeto estrutural em concreto armado. Uma análise estrutural não-linear possibilita projetos mais realistas, portanto, modelos numéricos mais rigorosos, proporcionando assim projetos mais econômicos e seguros. Diante deste cenário, a tendência atual das normas, inclusive a brasileira, é encorajar a utilização da análise não-linear no projeto de estruturas de concreto armado.

Neste contexto, este artigo pretende contribuir ao melhor entendimento do tema proposto, tecendo algumas considerações sobre os métodos aproximados e rigorosos para análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado, demonstrando a importância dessa consideração no desenvolvimento de projetos estruturais racionais e seguros.

2 Estabilidade estrutural

Quando uma estrutura é submetida a esforços externos, a mesma sofre deformações, implicando-se que as forças devem satisfazer as condições de equilíbrio na posição deformada. Usualmente, essas deformações são pequenas em comparação com as dimensões dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) que compõem a estrutura. Em função disso, essas deformações são desprezadas na formulação do equilíbrio estrutural. Tem-se então, uma análise de 1ª ordem.

Se o equilíbrio é avaliado na estrutura em sua posição deformada, levando-se em consideração os esforços adicionais provenientes das excentricidades criadas na condição deformada da estrutura, a análise é conhecida como “análise em teoria de 2ª ordem”. Nos tempos atuais, existem situações em que a utilização da teoria de 2ª ordem é essencial, principalmente no projeto estrutural de edificações esbeltas. Segundo Carvalho e Pinheiro [2], pode-se admitir que os momentos de 2ª ordem são pequenos quando inferiores a 10% dos momentos de 1ª ordem.

De acordo com a NBR 6118 [3], os efeitos de 2ª ordem podem ser divididos em efeitos globais, locais e localizados. Teoricamente, essas 3 situações devem ser verificadas, a rigor, considerando as não linearidades geométricas e físicas. Por se tratar de uma análise não trivial, admite-se separar os problemas e verificar inicialmente a estabilidade global, a local e finalmente a localizada, Porto e Fernandes [4]. No presente estudo, será abordado apenas a estabilidade global, ficando a local e a localizada, referente ao dimensionamento dos pilares fora do escopo desta pesquisa.

3 Estabilidade global

Segundo a NBR 6118 [3], admite-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem quando a edificação em análise é de nós fixos (indeslocáveis). Neste caso, os deslocamentos horizontais dos nós do pórtico são pequenos. No entanto, quando os esforços de 2ª ordem são superiores a 10% dos esforços de 1ª ordem, assume-se que a estrutura é flexível, portanto, de nós móveis (deslocáveis). Assim, uma análise rigorosa estrutural deve ser feita.

A maioria dos escritórios de projeto no Brasil, fazem a concepção estrutural dos edifícios considerando os mesmos como indeslocáveis, facilitando assim o modelo estrutural. Isso se justifica, pois, na prática (rotina de projetos), torna-se indispensável a utilização de modelos simplificados que, a rigor, possibilitam soluções estruturais suficientemente aproximadas do comportamento real. A NBR 6118 [3] apresenta as condições para a dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem. As formulações matemáticas dos processos aproximados lá apresentados podem ser vistos com riqueza de detalhes nos trabalhos de Franco [5] e Vasconcelos [6].

3.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro α é usualmente utilizado para classificar a estrutura de acordo com a deslocabilidade lateral de seus nós. Ele não leva em conta a fissuração dos elementos. Segundo a NBR 6118 [3] uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos (indeslocável) se:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \leq \alpha_1. \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1n & \text{se } n \leq 3 \\ \alpha_1 &= 0,6 & \text{se } n \geq 4 \end{aligned}$$

Em que:

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

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

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

$E_{cs}I_c$ representa o 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.

3.2 Coeficiente γ_z

Segundo a NBR 6118 [3] o coeficiente γ_z , avalia a necessidade ou não de se considerar os esforços globais de segunda ordem para estruturas reticuladas para edificações acima de quatro pavimentos. O coeficiente γ_z é determinado pela equação (2):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}. \quad (2)$$

Em que:

$M_{1,tot,d}$ é o 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;

$\Delta M_{tot,d}$ é 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 da análise de 1ª ordem.

Admite-se que a edificação é indeslocável (nós fixos) se for obedecida a condição: $\gamma_z \leq 1,1$. Caso essa condição não seja satisfeita, uma análise não-linear de segunda ordem deve ser feita. Uma solução aproximada consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) pela multiplicação dos esforços horizontais por **0,95** γ_z , desde que, $\gamma_z \leq 1,3$.

Araújo [7] afirma que a utilização do coeficiente γ_z sobre o parâmetro de instabilidade α é preferível uma vez que esse último só indica se a estrutura pode ser considerada indeslocável ou não, ao passo que o primeiro pode também ser utilizado para uma avaliação aproximada dos esforços globais na estrutura.

4 Estudo de caso

O edifício piloto deste trabalho, analiticamente resolvido por Araújo [7], possui 9 pavimentos com área projetada de 192,6 m². A garagem está no térreo do edifício. Em sua concepção inicial foi considerada uma estrutura reticulada, utilizando-se o concreto armado como sistema estrutural. A planta baixa do pavimento tipo é apresentada na Figura 1 e o corte arquitetônico do edifício é apresentado na Figura 2.

4.1 Dados da superestrutura do edifício

O edifício piloto foi considerado com resistência a compressão característica $f_{ck} = 25\text{MPa}$, com classe de agressividade ambiental (CAA) igual a II (NBR 6118/2014), coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$, módulo de Elasticidade $E_c = 23.800\text{ MPa}$ e peso Específico $\gamma_c = 25\text{ kN/m}^3$. Foram utilizados os aços CA-50 e CA-60, com respectivos módulos (tensões características) de escoamento f_y iguais a 500 MPa e 600 MPa. A forma do pavimento tipo é apresentada na Figura 3. Apresenta-se na Tabela 1 as cargas verticais adotadas nas lajes. Para definição das mesmas, utilizou-se a NBR 6120 [8].

Tabela 1. Cargas de serviço nas lajes do pavimento tipo – kN/m². Adaptado de Araújo [7]

Laje	Permanentes			Acidental	Carga Total	
	Peso Próprio	Revestimento	Alvenaria			
L201 = L214	2,50	0,80		3,30	1,5	4,80
L202 = L215	2,50	0,80	0,63	3,93	1,5	5,43
L203 = L216	2,50	0,80		3,30	1,5	4,80
L204 = L217	2,50	0,80		3,30	1,5	4,80
L205 = L210	2,50	0,80		3,30	1,5	4,80
L206 = L211	2,50	0,80		3,30	1,5	4,80
L207 = L212	2,50	0,80	1,43	4,73	1,5	6,23
L208 = L213	2,50	0,80		3,30	2,0	5,30
L209	2,50	0,80	1,80	5,10	2,5	7,60

4.2 Solução analítica da edificação

Araújo [7] calculou os nove pavimentos do presente estudo de caso utilizando-se o modelo de charneiras plásticas para as lajes e o modelo de vigas contínuas para os elementos de barra horizontais. O resumo das cargas totais verticais nas vigas do pavimento tipo é apresentado na Figura 4. A carga correspondente ao peso próprio das paredes é apresentada na Tabela 2. As paredes internas possuem 15 cm de espessura e as paredes externas possuem 25 cm de espessura. A altura da alvenaria que fica abaixo das vigas que compõem a estrutura de contraventamento estrutural possuem 220 cm.

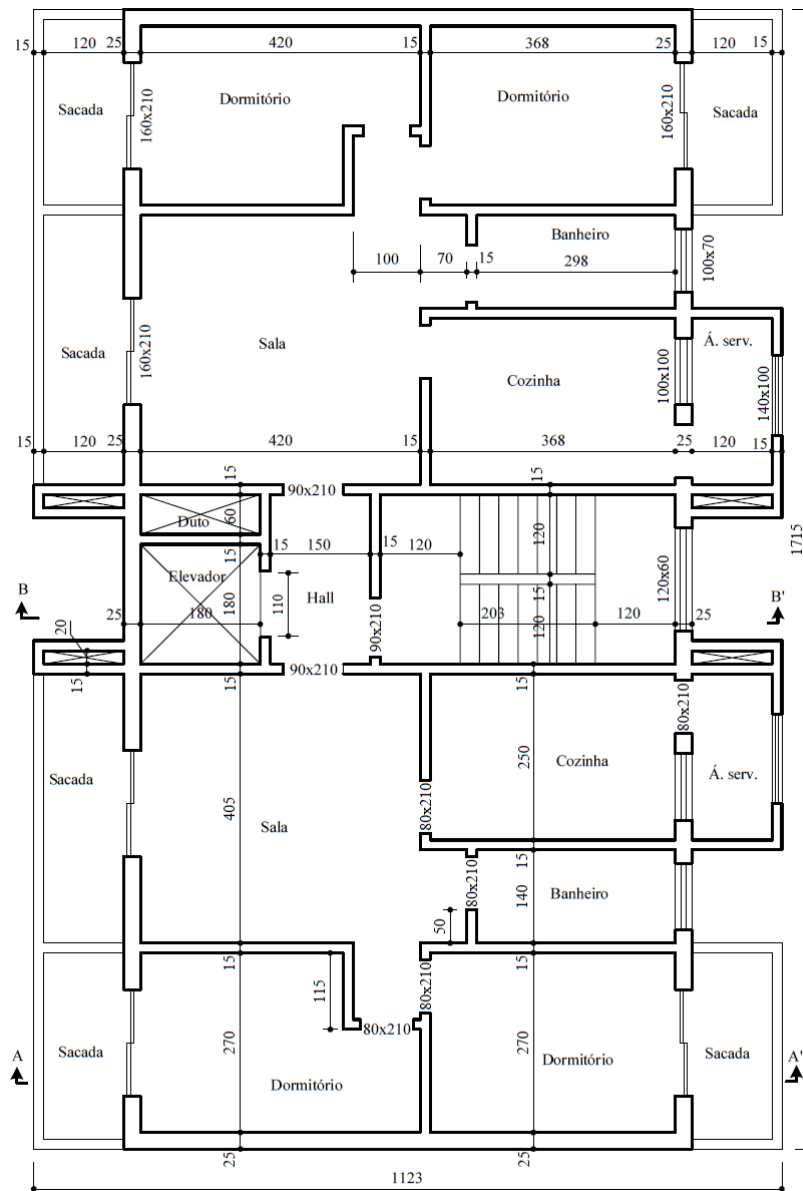


Figura 1. Planta baixa do pavimento tipo. Adaptado de Araújo [7]

Para a análise de estabilidade global da edificação função da ação do vento utilizou-se o modelo de pórticos planos, formando assim dois sistemas de contraventamento para a edificação (direção x e direção y). Neste estudo, a estrutura foi caracterizada como indeslocável, portanto, de nós fixos. O cálculo das forças devido a ação do vento foi baseado na NBR 6123 [9]. Para o cálculo do coeficiente de arrasto, considerou-se as dimensões em planta da edificação de 11,23 m x 17,15 m e a altura $H=39,95\text{m}$, conforme é apresentado na Figura 5. Para a direção x encontrou-se um $CA=1,33$, ao passo que para a direção y encontrou-se 1,10. Assumiu-se que a edificação será construída na região Sul do país com velocidade básica correspondente a 45m/s. O fator topográfico S_1 adotado foi 1,0. Considerou-se categoria IV para a rugosidade do terreno e classe B. Como se trata de um edifício residencial, adotou-se $S_3=1,0$. Uma abordagem detalhada do tema, pode ser encontrado em Porto e Fernandes [10].

Tabela 2. Peso das paredes do pavimento tipo. Adaptado de Araújo [7]

t (cm)	h_e (cm)	Tijolo furado (kN/m)	Tijolo maciço (kN/m)
15	246	4,80	
15	230	4,49	
15	220	4,29	5,94
25	230	7,48	

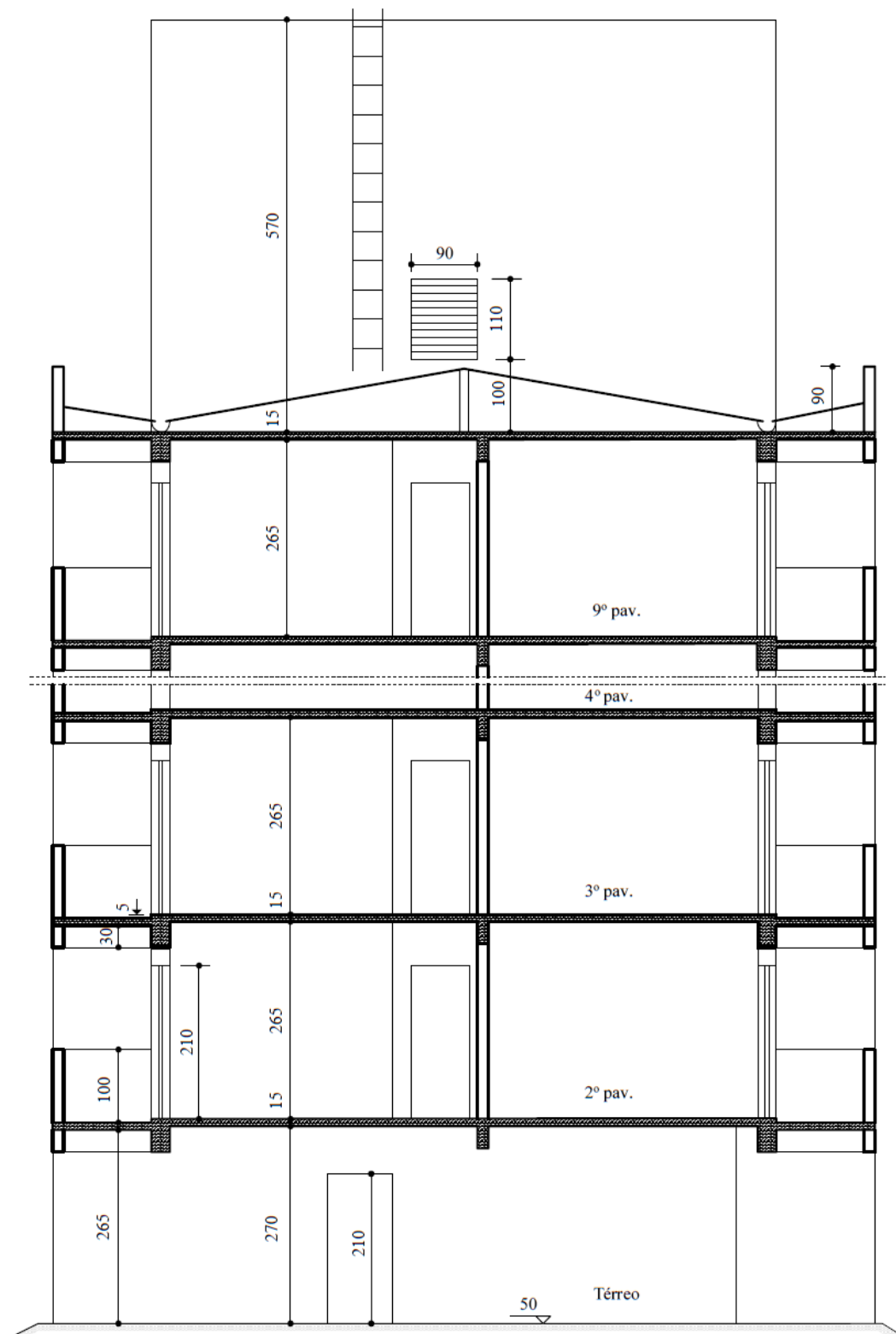


Figura 2. Corte A-A'. Adaptado de Araújo [7]

Apresenta-se nas Figuras 6 e 7 respectivamente os pórticos planos referentes aos sistemas de contraventamentos adotados na direção x e y da edificação. Analiticamente, considerando-se uma análise em termos de Estado Limite de Serviço (ELS) encontrou-se um deslocamento médio no pórtico na direção x na ordem de 2,17 cm e 1,42 cm na direção y. Para a consideração aproximada da não linearidade física do concreto, proveniente da fluência, retração e fissuração, adotou-se uma minoração de 30% da rigidez em todos os elementos estruturais da edificação (vigas, pilares e lajes).

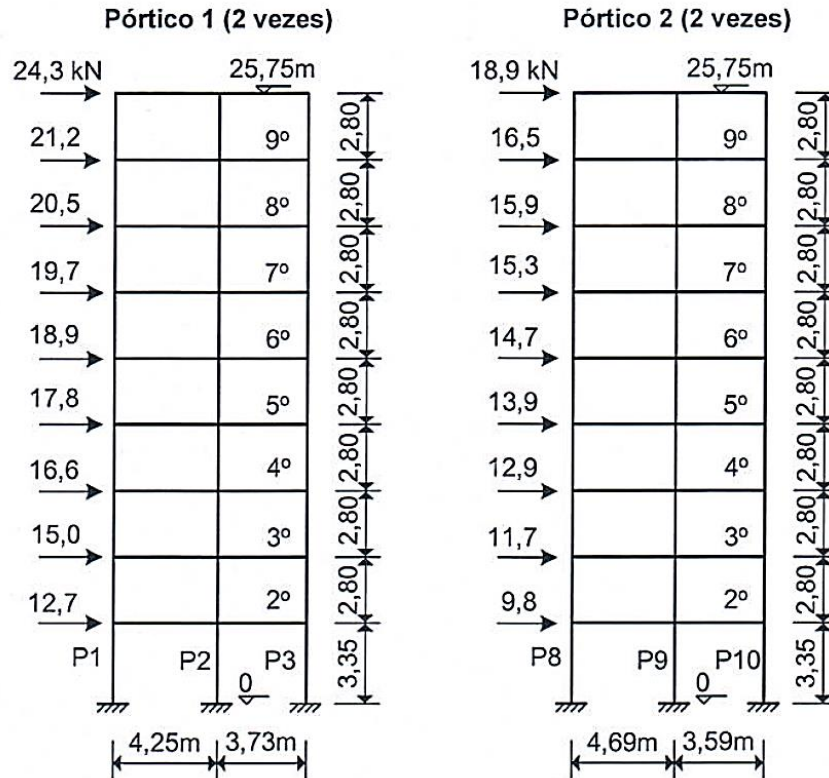


Figura 6. Força do vento nos pórticos de contraventamento na direção x. Adaptado de Araújo [7]

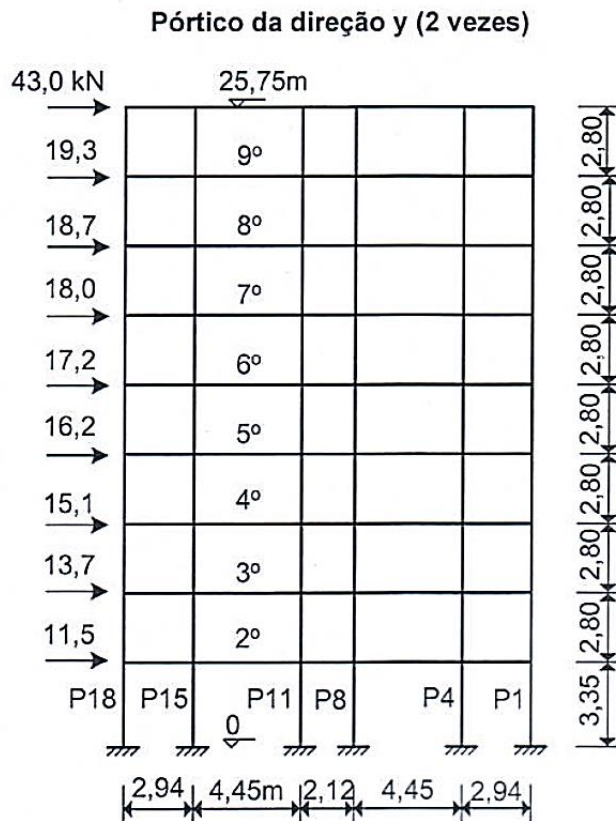


Figura 7. Força do vento nos pórticos de contraventamento na direção y. Adaptado de Araújo [7]

Pretendeu-se neste trabalho aferir o quão aproximado de um modelo rigoroso está o modelo de pórticos planos, largamente utilizado em escritórios de projetos estruturais no país.

4.3 Modelagem Numérica no TQS

Com o objetivo de avaliar a acurácia da solução analítica proposta por Araújo [7] dois modelos numéricos tridimensionais foram propostos, Figura 8. O primeiro, chamado nesta pesquisa como modelo IV trata-se de um pórtico espacial onde as cargas verticais das lajes são transferidas para as vigas por processo aproximado e há uma interação 3D entre as barras verticais (pilares) e barras horizontais (vigas) do modelo, portanto ocorre uma solidarização dos esforços e deslocamento horizontais do edifício. O segundo, chamado nesta pesquisa como modelo VI trata-se de um pórtico espacial onde as cargas verticais das lajes são transferidas para as vigas por processo rigoroso e há uma interação 3D entre a grelha (lajes), barras horizontais (vigas) e barras verticais (pilares), portanto ocorre uma maior solidarização dos esforços e deslocamento horizontais da edificação.

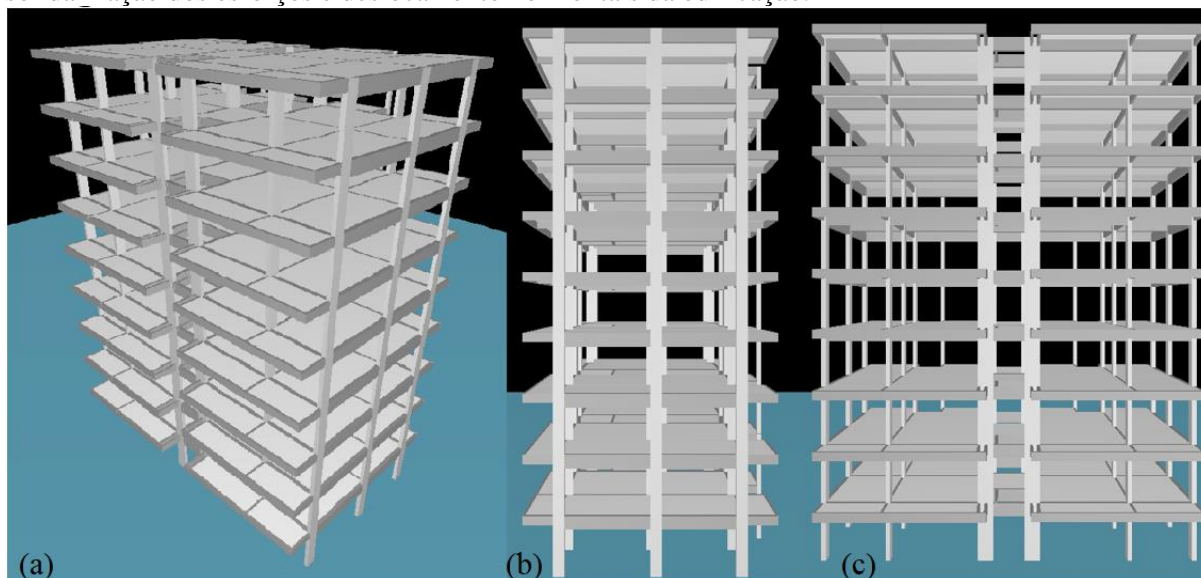


Figura 8. Modelagem do edifício piloto no TQS: (a) Isométrico; (b) Vista lateral; (c) Vista Frontal

O modelo VI do TQS possibilita uma análise conjunta das lajes e vigas. Neste estudo, a malha da grelha foi de $25 \times 25 \text{ cm}^2$. Para definição do espaçamento entre as barras da grelha, um estudo de convergência foi realizado, iniciando de uma dimensão de $100 \times 100 \text{ cm}^2$, e chegando-se a $25 \times 25 \text{ cm}^2$ com resultados convergentes. A análise iterativa foi feita com a variação de $10 \times 10 \text{ cm}^2$ por processamento.

5 Resultados e análises

Com o intuito de parametrizar a análise desta pesquisa, as variáveis estudadas foram: deslocamentos horizontais máximos nos modelos avaliados, bem como parâmetros de indeslocabilidade α e γ_z . As Figuras 9 e 10 apresentam os resultados dos deslocamentos nas direções x e y no ELS para o modelo IV e as Figuras 11 e 12 apresentam os resultados dos deslocamentos nas direções x e y no ELS para o modelo VI. Na Tabela 3 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos nesta análise de deslocamentos. Nas Figuras 13 e 14 apresenta-se na forma de gráficos os deslocamentos em x e y respectivamente para os três modelos analisados. Obteve-se uma média de 1,81 cm de deslocamento na direção x e 1,28 cm na direção y.

Tabela 3. Resumo dos resultados para deslocamentos máximos nas direções x e y em cm.

Modelo	x (cm)	y (cm)
Analítico	2,17	1,42
IV	1,60	1,18
VI	1,66	1,23

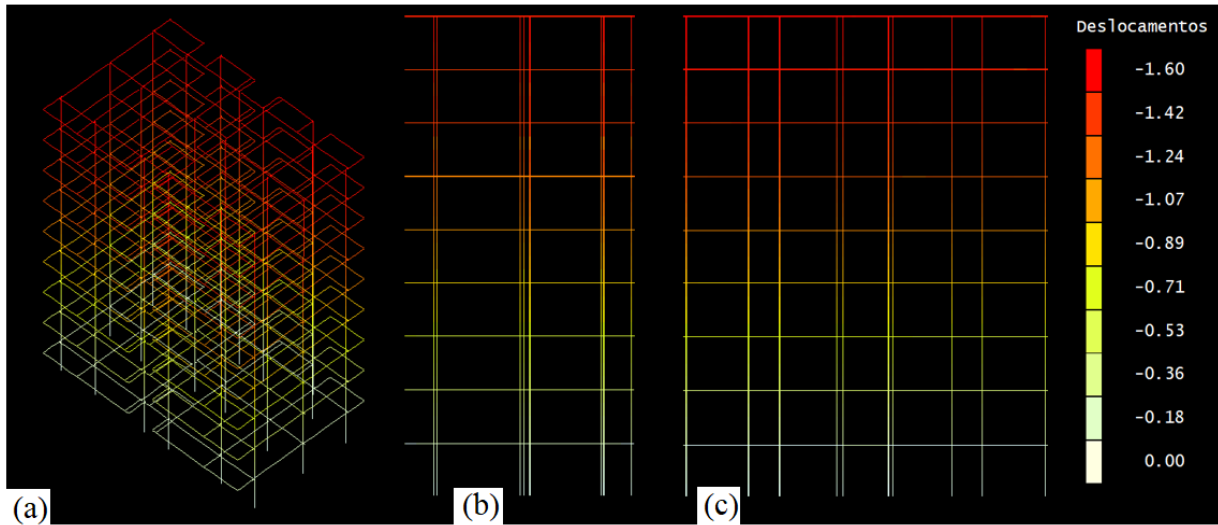


Figura 9. Modelo IV. Deslocamento direção x (cm): (a) Isométrico; (b) Vista lateral; (c) Vista frontal.

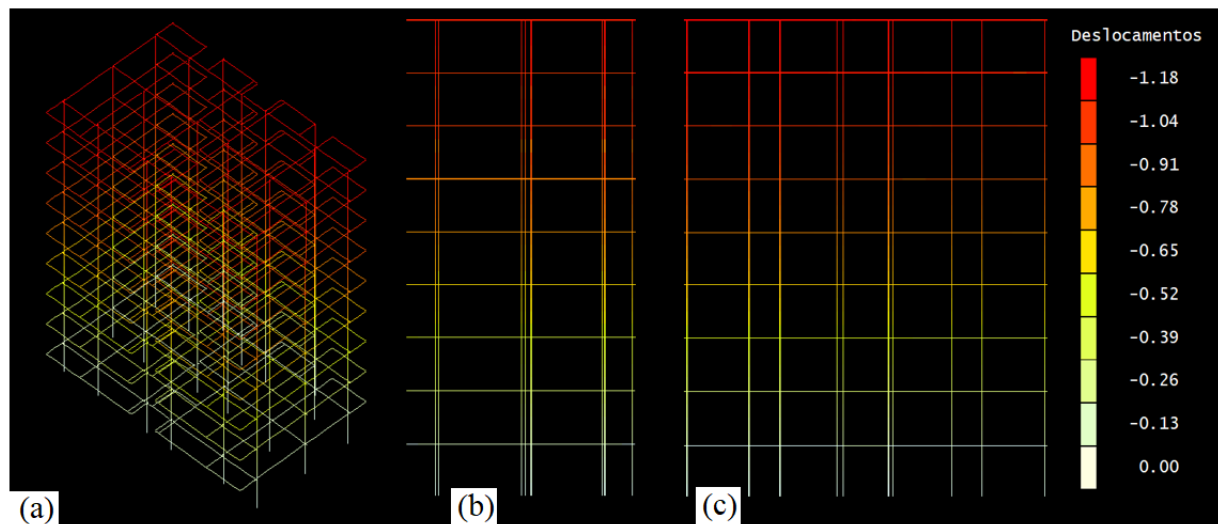


Figura 10. Modelo IV. Deslocamento direção y (cm): (a) Isométrico; (b) Vista lateral; (c) Vista frontal.

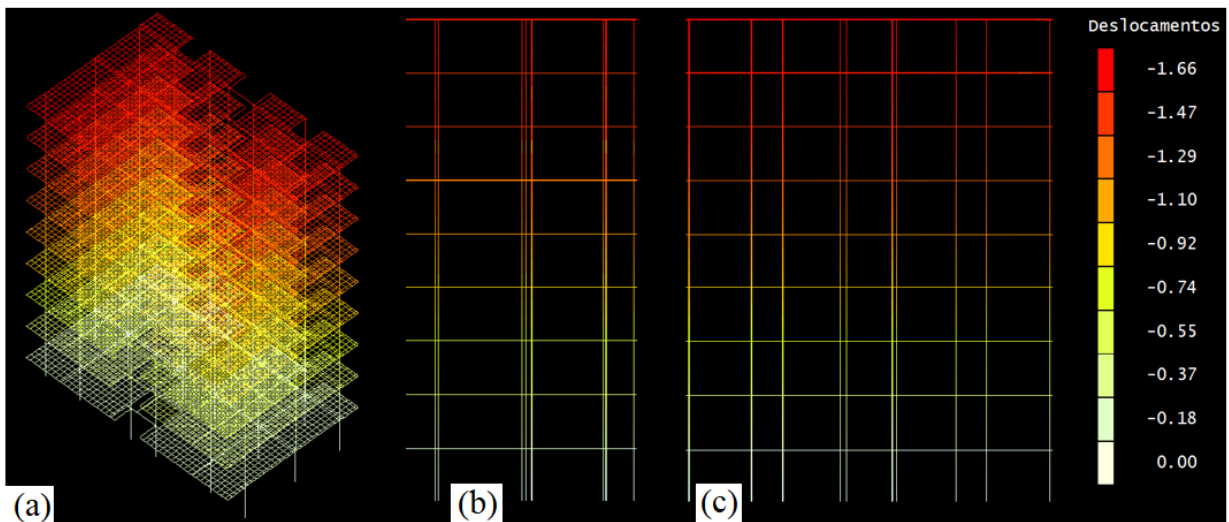


Figura 11. Modelo VI. Deslocamento direção x (cm): (a) Isométrico; (b) Vista lateral; (c) Vista frontal.

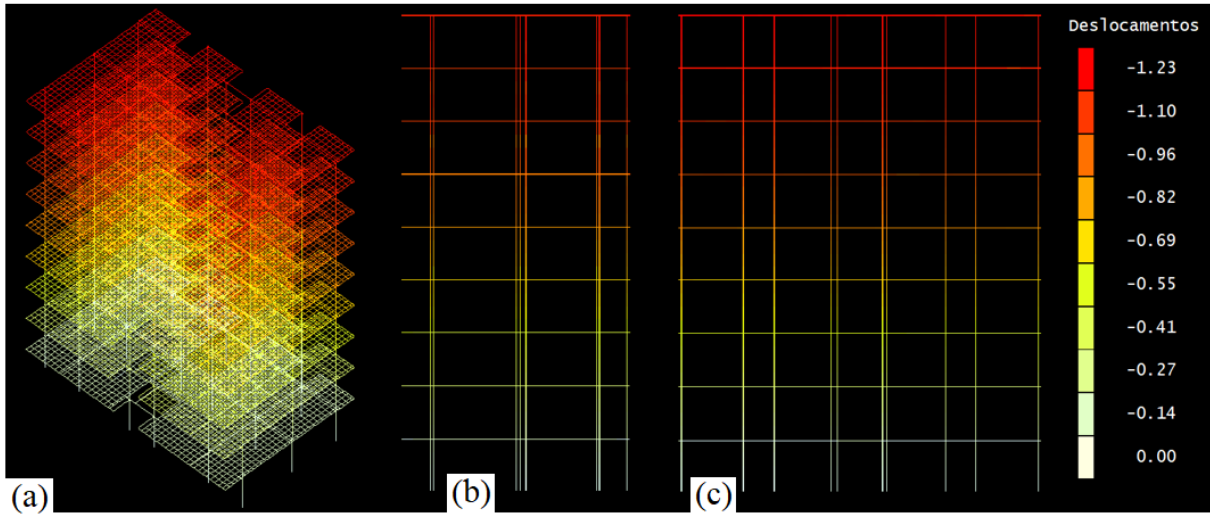


Figura 12. Modelo VI. Deslocamento direção y (cm): (a) Isométrico; (b) Vista lateral; (c) Vista frontal.

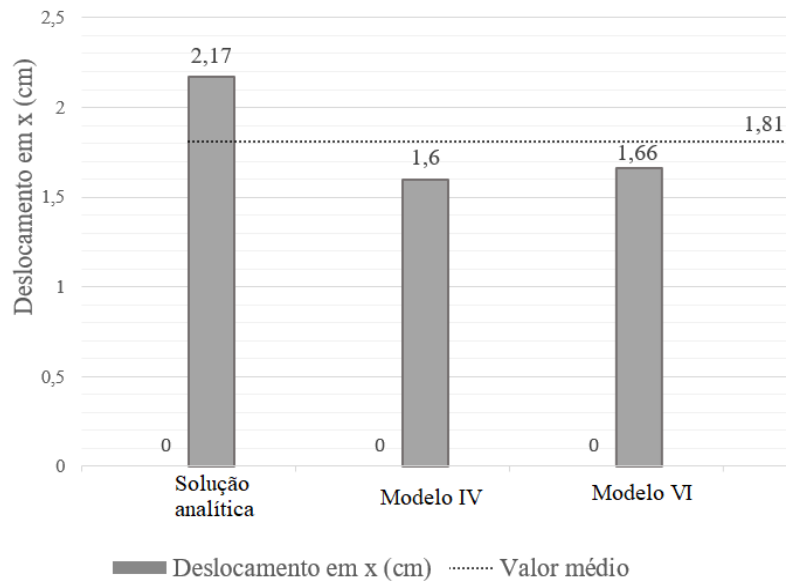


Figura 13. Gráfico Deslocamento em (x) X Modelo analisado.

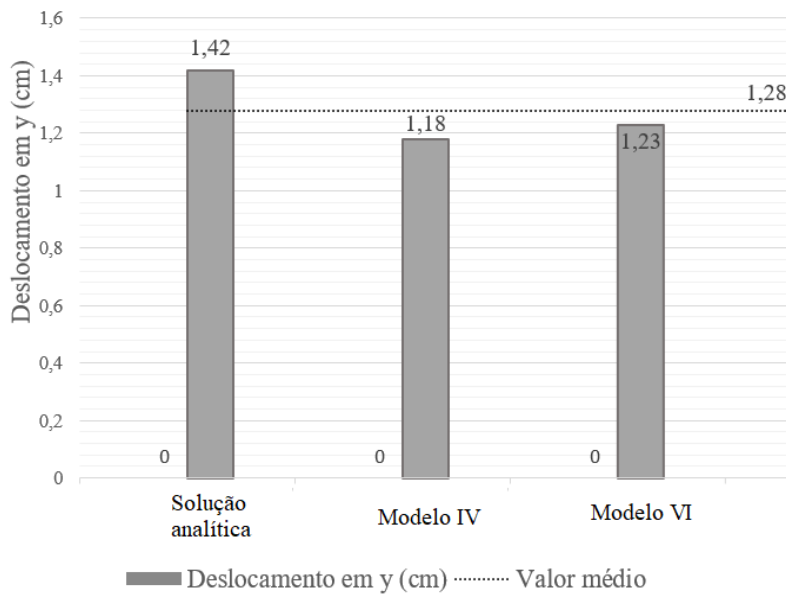


Figura 14. Gráfico Deslocamento em (y) X Modelo analisado.

Os resultados obtidos em termos de deslocabilidade lateral do edifício foram de acordo com o esperado. Na direção x, nos três modelos analisados o deslocamento foi superior que na direção y, uma vez que a inércia do prédio é menor na direção x. Em ambas as direções, obteve-se na solução analítica deslocamentos superiores as soluções numéricas. Isso já era esperado, uma vez que utilizou-se na análise pórticos planos como elementos de contraventamento, sem interação tridimensional entre os elementos estruturais. Trata-se de uma análise aproximada, no entanto, a favor da segurança. Encontrou-se no modelo IV deslocamentos em x e y superiores ao modelo VI. Isso é justificado função das premissas idealizadoras de cada modelo. No IV o programa TQS considera o critério de diafragma rígido para as lajes e vigas, ao passo que no modelo VI, considera-se a grelha formada pelas lajes e vigas como elemento plano bidimensional deformável.

Apresenta-se na Tabela 4 o resumo dos resultados obtidos na modelagem numérica realizada para os coeficientes de instabilidade α e γ_z . Nas Figuras 15 a 18 apresenta-se em forma de gráfico os resultados obtidos de estabilidade global em termos dos 3 modelos analisados para esta pesquisa. A ordem de grandeza dos coeficientes obtidos são próximos, validando assim os modelos propostos.

Tabela 4. Resumo dos resultados para deslocamentos máximos nas direções x e y em cm.

Coefficiente	Solução analítica	Solução numérica IV	Solução numérica VI
α_x	0,47	0,499	0,485
α_y	0,49	0,566	0,552
$(\gamma_z)_x$	1,07	1,056	1,053
$(\gamma_z)_y$	1,07	1,071	1,067

Na solução analítica a consideração da não linearidade física foi considerada minorando a rigidez dos elementos estruturais (EI) em 30%, conforme recomendações da NBR 6118. Esperava-se que os coeficientes de instabilidade α_x e α_y fossem maiores que nas soluções numéricas, uma vez que a análise linear física no software TQS estava desabilitada, assim como a geométrica. No entanto, isso não ocorreu. Acredita-se que o motivo esteja relacionado ao critério de flexibilização da ligação viga-pilar e a consideração da rigidez axial dos pilares.

No modelo IV os coeficientes de instabilidade α_x e α_y foram respectivamente 0,499 e 0,566. Já no modelo VI que considera a deformabilidade conjunta das lajes e vigas, calculadas como grelha, obteve-se 0,485 e 0,552 para os eixos x e y respectivamente. Esse resultado evidencia que a solidarização das lajes e vigas auxiliaram na estabilização lateral da edificação. Assim, pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, uma vez que a edificação em análise é de nós fixos (indeslocáveis). A diferença relativa entre os valores extremos obtidos para o parâmetro α_x é de 5,8%, ao passo que para α_y é de 11,87%, valores estes considerados pequenos, tendo em vista a natureza distinta dos modelos analisados.

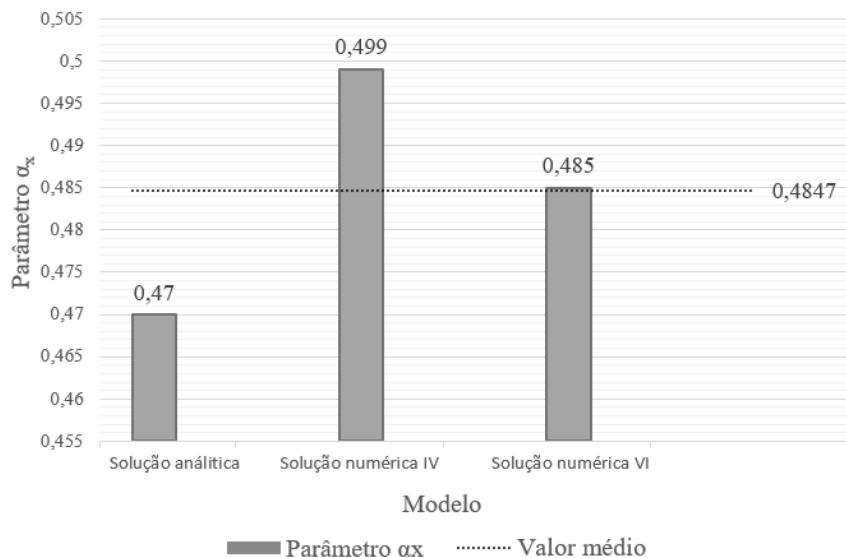


Figura 15. Parâmetro de estabilidade (α_x) X Modelo.

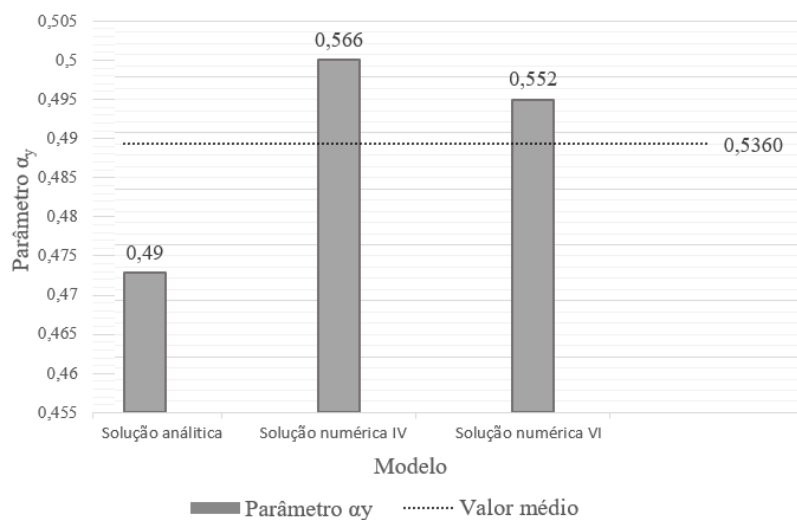


Figura 16. Parâmetro de estabilidade (α_y) X Modelo.

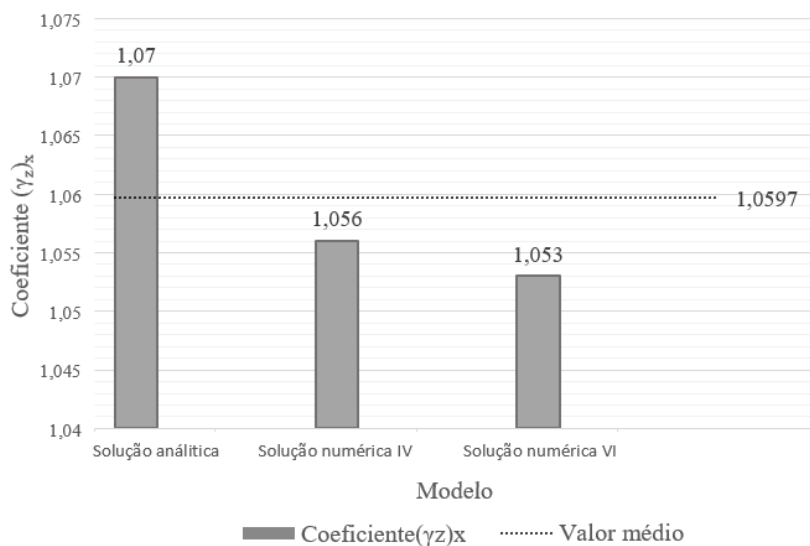


Figura 17. Coeficiente (γ_{zx}) X Modelo.

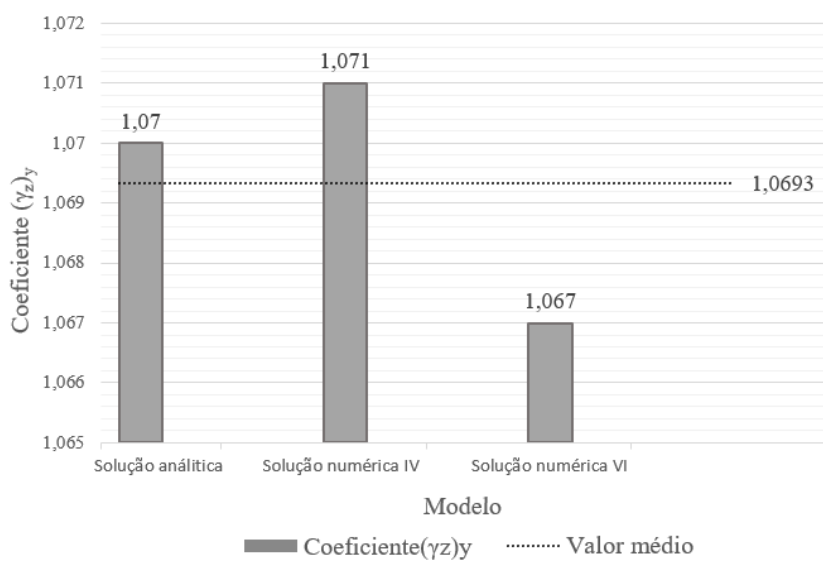


Figura 18. Coeficiente (γ_{zy}) X Modelo.

Analisando-se as Figuras 17 e 18, conclui-se que a edificação em análise é de nós fixos (indeslocáveis), uma vez que o parâmetro de instabilidade γ_z nas direções x e y é inferior a 1,1. Portanto, pode-se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem, não havendo assim, necessidade de majorar os esforços solicitantes nos elementos estruturais da edificação (vigas, lajes e pilares) por γ_z . A diferença relativa entre os valores obtidos nas análises numéricas utilizando o TQS para o parâmetro $(\gamma_z)_x$ é de 0,28%, ao passo que para $(\gamma_z)_y$ é de 0,37%, valores estes considerados baixos. Logo, a consideração da deformabilidade conjunta entre as vigas e lajes não é relevante para a análise deste parâmetro de estabilidade.

6 Conclusões

Nesta pesquisa concluiu-se, a partir do estudo de caso analisado, que a consideração de uma análise numérica tridimensional com solidarização simultânea de deformações e solicitações, possibilita uma redistribuição dos esforços ao longo da estrutura, caracterizada por deslocamentos menores e parâmetros de instabilidade pequenos. Essa consideração no projeto, traz consigo a concepção de projetos mais realistas e muitas vezes mais econômicos, como usualmente é observado em termos de taxa de armadura dos pilares, vigas e lajes, onde o consumo diminui substancialmente.

Na prática da engenharia civil, é inevitável a utilização de modelos aproximados que, no entanto, possibilitam uma idealização físico-matemática suficientemente aproximada do comportamento real da estrutura. Para análises conceituais e básicas, considerando as ações horizontais absorvidas por pórticos planos, as soluções analíticas continuam sendo uma boa ferramenta para auxílio aos projetistas de engenharia de estruturas na concepção estrutural. Este artigo mostrou que a ordem de grandeza dos deslocamentos em x e y, bem como os parâmetros de instabilidade obtidos em análises rigorosas e simplificadas (aproximadas) são próximos e convergem.

Por fim, embora uma análise linear aproximada seja bastante utilizada em escritórios de cálculo estrutural no Brasil, há situações em que a utilização de análises de segunda ordem é fundamental para se obter resultados satisfatórios, como por exemplo análise de estruturas esbeltas de edifícios de concreto armado, onde o nível de tensão solicitante alcance a fissuração do concreto, plastificações e outros comportamentos não lineares do material. Neste caso, o projeto estrutural deve atender com segurança os estados limites de serviço (ELS) e os estados limites últimos (ELU) da estrutura. Assim, uma avaliação rigorosa dos esforços solicitantes, deformações e deslocamentos da edificação sob ações verticais e horizontais deve ser feita. Uma boa concepção estrutural deve antecipar o comportamento real da estrutura, nas fases elástica, fissurada e nas vizinhanças do colapso.

Agradecimentos

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais (CEFET MG) pelo apoio a esta pesquisa. Os autores gostariam de agradecer também o apoio do Engenheiro Guilherme Covas pela disponibilização do Software TQS para modelagem numérica do estudo de caso deste trabalho.

Referências bibliográficas

- [1] R. M. da SILVA. Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia São Carlos. São Carlos. 1996.
- [2] R. C. Carvalho e L. M. Pinheiro. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. 2 Ed. Pini, São Paulo. 2009
- [3] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118, Projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] T. B. Porto e D. S. G. Fernandes. Projeto estrutural de um edifício em concreto armado. 2 Ed. Puc Minas. FUMARC, Belo Horizonte. 2016.

- [5] M. Franco. Instabilidade Local e Global dos Edifícios Altos de Concreto Armado. Coletânea de trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios, 11p. São Paulo, Instituto de engenharia, 1997.
- [6] A. C. Vasconcelos. Origem dos parâmetros de estabilidade α e γ_z . Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios, 11p. São Paulo, Instituto de engenharia, 1997.
- [7] J. M. Araújo. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 2. Ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
- [8] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6120, Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro 1980.
- [9] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6123, Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [10] T. B. Porto e D. S. G. Fernandes. Curso básico de concreto armado. Editora Oficina de Textos. São Paulo. 2015.