

Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado Situadas em Belém/PA

José Odilon Barros de Medeiros¹

Helder Gonçalves Costa²

Alcebiades Negrão Macedo³

Bernardo Nunes de Moraes Neto⁴

Resumo

Devido ao crescimento exponencial das populações urbanas, a necessidade por espaço para habitação tem crescido significativamente. Novos materiais e métodos de análise estrutural são criados e aprimorados para que seja extraído o máximo de desempenho e segurança estrutural com o menor custo. Deste modo, este artigo tem o objetivo de contribuir para os estudos referentes à análise da estabilidade global e avaliação dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, a partir da análise comparativa dos parâmetros de estabilidade, com as premissas descritas na NBR 6118 [4]. Em relação ao estado limite último, foram avaliados os seguintes coeficientes: α e γ_z - sugeridos pela NBR 6118 [4], bem como FAVt e RM2M1 - obtidos pelo Sistema CAD/TQS. No que concerne ao estado limite de serviço, foram analisados e comparados com os limites normativos os resultados relativos aos deslocamentos horizontais no topo das edificações. Para tal, foram realizadas modelagens computacionais representando nove estruturas fictícias distintas submetidas às ações das cargas usuais de projeto atuantes sobre edifícios residenciais, conforme os aspectos da NBR 6120 [12], além da avaliação quanto à influência da consideração das cargas de vento nos referidos modelos estruturais. No que se refere ao desenvolvimento das estruturas, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa CAD/TQS. A partir da obtenção dos resultados foi constatado que nas estruturas mais altas os parâmetros relativos ao ELU e ELS superaram os limites normativos, e que o fato relativo à desconsideração da ação do vento no cálculo estrutural pode comprometer de maneira significativa o comportamento e a segurança, uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados podem ser até 41% inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação dos critérios descritos na NBR 6123 [5], ocasionando por sua vez estruturas subdimensionadas, levando a resultados catastróficos, como a ruína através de colapso progressivo.

Palavras-chave: Estabilidade Global, Efeitos de 2ª Ordem, Vento, Colapso Progressivo.

1 Introdução

Os autores Nahum e Oliveira [1] relatam que devido à escassez e ao custo elevado do espaço nos centros das grandes cidades, a execução de edifícios cada vez mais altos tem sido a principal solução encontrada pelas construtoras. Dessa forma, de acordo com Oliveira *et al.* [2], atualmente tem se tornado comum a construção de estruturas mais econômicas e esbeltas, e edifícios mais elevados e arrojados.

Diante dos avanços ocorridos na área de engenharia estrutural, Moncayo [3] explica que a análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios

é indispensável nos dias atuais, diferentemente de outras épocas. Entre os vários motivos pode-se citar aperfeiçoamento que a tecnologia do concreto sofreu, tornando-se possível a execução de concretos de elevada resistência, que podem ultrapassar valores de 50 MPa, permitindo a construção de estruturas mais esbeltas. Há poucas décadas, a resistência usual em estruturas de concreto era em torno de 15 MPa a 20 MPa.

O autor Moncayo [3] também relata que na análise de estabilidade de estruturas devem ser consideradas as ações horizontais que são originadas principalmente pelas ações do vento e pelas imperfeições geométricas.

¹ Discente do PPGEC da Universidade Federal do Pará, neto.engcivil@yahoo.com.br

² Discente do PPGEC da Universidade Federal do Pará, helder@c3ae.com.br

³ Docente do PPGEC da Universidade Federal do Pará, anmacedo@yahoo.com.br

⁴ Docente do PPGEC da Universidade Federal do Pará, bnmn@hotmail.com

De acordo com Oliveira *et al.* [2], quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são os efeitos das solicitações presentes, principalmente as decorrentes das ações laterais. Nestes casos, a análise da estabilidade global e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural.

Em relação aos efeitos de segunda ordem, Oliveira *et al.* [2] mencionam que estes surgem quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada. Dessa forma as forças existentes interagem com os deslocamentos, produzindo solicitações adicionais. Assim, as solicitações de segunda ordem introduzidos pelos deslocamentos horizontais da estrutura, quando sujeita a cargas verticais e horizontais, são denominados efeitos globais de segunda ordem.

1.1 Justificativa

A análise das estruturas mais esbeltas requer cuidados especiais, uma vez que os deslocamentos causados pelas ações horizontais e verticais costumam ser mais acentuados, elevando os riscos de ruína. Face ao exposto algumas metodologias tradicionais de análise estrutural passam a fornecer resultados mais distantes do comportamento real dessas estruturas, devido às simplificações existentes, sendo que essa diferença poderá ser tanto a favor quanto contra a segurança ou economia dos empreendimentos em determinados casos.

Mesmo com a facilidade oferecida pelos *softwares* de análise estrutural, onde os modelos são tratados por métodos mais precisos, ainda assim é importante se ter adequado domínio sob os critérios adotados, de maneira que haja uma correta validação dos resultados encontrados, bem como uma análise precisa do comportamento dos sistemas estruturais em relação aos estados limites último e de serviço.

Diante dessas situações encontra-se devida justificativa para a elaboração deste trabalho, podendo o mesmo contribuir de maneira significativa ao entendimento dos conceitos relacionados aos parâmetros globais de projeto usados na avaliação do comportamento das edificações de concreto, e dos critérios recomendados pelas NBR 6118 [4] e NBR 6123 [5] para a condução das análises e obtenção dos resultados.

1.2 Objetivos

Como objetivo geral, este trabalho se propõe a contribuir para avaliação da estabilidade global em edifícios de concreto armado, a partir da análise

numérica e estudo do efeito oriundo da ação do vento atuante em cada estrutura, tendo como base os parâmetros globais de projeto, que servem de referência para verificação do comportamento estrutural.

Ademais, será realizada uma análise numérica estrutural no sistema computacional CAD/TQS utilizando o modelo de grelhas para as lajes e pórtico espacial para as vigas e pilares. Serão estudados 3 (três) tipologias estruturais com aspectos arquitetônicos e relação comprimento por largura diferentes, aplicando uma variação relativa à altura na ordem de 9, 18 e 36 pavimentos para cada tipologia, respectivamente, sendo que o pé-direito considerado nessa pesquisa é de 3 m. Assim, o presente trabalho abrangerá as classificações de edifícios baixos, médios e altos.

Em específico, serão analisados os parâmetros enumerados a seguir.

- 1 Estabilidade global (Estado Limite Último):
 - a) Coeficiente α – estabelecido pela NBR 6118 [4];
 - b) Coeficiente γ_z – estabelecido pela NBR 6118 [4];
 - c) Coeficiente FAVt – desenvolvido pela CAD/TQS;
 - d) Coeficiente RM2M1 – desenvolvido pela CAD/TQS.
- 2 Deformações excessivas (Estado Limite de Serviço):
 - a) Deslocamentos horizontais no topo de edifícios – estabelecido pela NBR 6118 [4].

1.3 Revisão Teórica

Oliveira [6] relata que na análise das estruturas de concreto armado, os modelos de cálculo são frequentemente admitidos como elástico-lineares, pela simplicidade e facilidade que essa simplificação oferece aos problemas envolvidos. Esse modelo pressupõe a relação linear entre as tensões e deformações dos materiais, bem como a conservação da configuração geométrica inicial da estrutura. Entretanto, de acordo com Vieira [7], apesar dessa consideração ser permitida em um grande número de sistemas estruturais, a adoção dessas hipóteses nas estruturas mais flexíveis poderá levar a resultados contra a segurança, pois nesses casos, os efeitos não-lineares presentes passam a exercer grande importância no comportamento final.

Segundo Passos [8], as estruturas de concreto armado apresentam um comportamento não-linear relevante, isto é, uma relação não-linear entre esforços e deslocamentos, decorrente de sua não-linearidade física e geométrica. Tal comportamento é inerente a

toda estrutura de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração durante a análise estrutural.

1.3.1 Aspectos gerais sobre a não-linearidade física (NLF)

De acordo com Vieira [7], a não-linearidade física é proveniente do comportamento não-linear dos materiais quando submetidos a acréscimos de tensões e de deformações. Isso significa, que não existe proporcionalidade entre as tensões e deformações, não sendo válida a Lei de Hooke.

Feitosa e Alves [9] relatam que a variação das características físicas do material para um dado carregamento é um fator usualmente incorporado na análise das estruturas de concreto armado. A discrepância entre a capacidade resistente dos elementos estruturais e esforços solicitantes atuantes, leva aos engenheiros, à necessariamente trabalhar com este material fora dos limites de proporcionalidade elástica. Face ao exposto, com a finalidade de simplificar a análise e dimensionamento, a NBR 6118 [4] propõe o artifício de alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos componentes da estrutura, adotando coeficientes de redução para cada tipo de elemento estrutural de acordo com a relevância deste para a estabilidade global, e tipo de carregamento o qual o elemento é submetido. O referido código normativo em seu item 15.3, torna obrigatória a análise das estruturas de concreto armado levando-se em consideração da NLF, e no item 15.7.2 são indicados os valores a serem adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, quando se leva em conta os efeitos de 2ª ordem globais em edifícios com quatro ou mais pavimentos.

$$\text{Lajes: } (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (1)$$

$$\text{Vigas: } (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (2)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (3)$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (4)$$

Sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto e E_{ci} o módulo de deformação tangencial inicial do concreto. Admite-se ainda que, quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o fator de instabilidade global (γ_2) for menor que 1,3, a rigidez secante de vigas e pilares seja tomada como:

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (5)$$

A NBR 6118 [4] adverte que estes valores são aproximados, e que por isso, somente devem ser utilizados na análise global. Já Vieira [7] enfatiza que

também é importante ressaltar que tais reduções não precisam ser utilizadas para as análises no estado-limite de serviço, pois nesses casos é permitida a consideração do comportamento linear dos materiais nas análises globais e que em virtude das dificuldades de implementação de uma análise não-linear mais refinada.

1.2.3 Aspectos gerais sobre a não-linearidade geométrica (NLG)

De acordo com Kimura [10], a não-linearidade geométrica também acarreta em um desempenho não-linear da estrutura, porém, a razão desse comportamento passa a ser pela mudança na sua geometria provocada por deformações enquanto um carregamento é aplicado. Isso significa que mesmo para um material com comportamento elástico-linear, a estrutura ainda poderá apresentar uma resposta não-linear, causada pelos efeitos das deformações em função das cargas atuantes. Com a consideração do equilíbrio na posição deformada, surgem efeitos adicionais na estrutura denominados efeitos de segunda ordem ou efeitos P-Δ.

1.1.1 Parâmetros de controle da estabilidade global

– Coeficiente α

Atualmente, a NBR 6118 [4] permite a consideração do parâmetro α , como indicador de instabilidade para estruturas reticuladas simétricas, sua expressão é apresentada da seguinte forma:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (6)$$

sendo

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;

$(E_{cs} \cdot I_c)$ – somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Sendo que o valor de I_c deverá ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

Portanto, a estrutura será considerada como de nós fixos quando o valor de α for menor que α_1 dado por:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ - para } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 - \text{para } n \geq 4$$

Em que n representa o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

A NBR 6118 [4] estabelece que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, é conveniente adotar $\alpha_1 = 0,6$.

No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, é adotado $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, é recomendado adotar $\alpha_1 = 0,5$.

Moncayo [3] enfatiza que no estudo do parâmetro α , embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não-linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite, pois o comportamento não-linear não surge apenas devido à fissuração, uma vez que o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não-linear.

– Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um método aproximado que avalia a importância dos efeitos de segunda ordem globais na estrutura. Sua grande vantagem em relação ao coeficiente α é que, além de avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem, é possível determinar, de forma aproximada, os esforços finais na estrutura a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, isto é, sem a necessidade de se fazer uma análise não-linear de segunda ordem.

Levando-se em consideração que as ações verticais atuantes possuem diversos pontos de aplicação no edifício, obtém-se a formulação do γ_z de forma generalizada, apresentada na NBR 6118 [4], no seu item 15.5.3:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

onde

$M_{1,tot,d}$ – soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momentos de primeira ordem);

$\Delta M_{tot,d}$ – 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 1ª ordem (momentos de segunda ordem obtidos com a primeira iteração).

– Coeficiente $FAVt$ (CAD/TQS)

No sistema CAD/TQS, é calculado o chamado *fator de amplificação das solicitações horizontais*, ou simplesmente $FAVt$. Esse fator é calculado para cada combinação de estado limite último definida no edifício, utilizando-se exatamente a mesma formulação do coeficiente γ_z . A diferença é que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais são considerados e o resultado final passa a depender da magnitude das forças horizontais (vento), ou seja, a única parcela que é calculada de uma maneira diferente em relação ao γ_z é o $\Delta M_{tot,d}$ (solicitações de segunda ordem).

De acordo com os MANUAIS CAD/TQS [11], a formulação do $FAVt$ é a seguinte:

$$FAVt = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8)$$

onde

$M_{1,tot,d}$ – soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momentos de primeira ordem);

$\Delta M_{tot,d}$ – soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais provocados pelos carregamentos verticais e horizontais em seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem.

De acordo com os MANUAIS CAD/TQS [11], tais deslocamentos são provenientes do fato da estrutura não ser simétrica, por exemplo, um edifício no alto da orla da praia, com todas as sacadas voltadas para o mar, sendo que do outro lado não existe nenhuma sacada. Essas sacadas constituem balanços que geram um momento em cada piso, o que provoca o deslocamento horizontal devido às cargas verticais.

– Coeficiente RM_2M_1 (CAD/TQS)

Segundo Feitosa e Alves [9], à medida que uma edificação é construída, as deformações axiais sofridas pelos pilares, decorrentes do peso próprio da estrutura, são compensadas no processo construtivo pelo nivelamento dos pavimentos. Essa compensação (efeito construtivo) é incorporada na modelagem, de maneira simplificada, a partir da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial. Essa adaptação garante a obtenção de resultados compatíveis com a realidade, em particular, no caso dos diagramas de momentos fletores das vigas e lajes dos pavimentos superiores.

De acordo com o referido autor, essa adaptação, no entanto, é válida somente para a análise do comportamento de edifícios quando da atuação das cargas verticais. Para as ações horizontais, como o vento, a majoração da área dos pilares não é considerada. Para tanto, a TQS Informática, desenvolveu a técnica para o cálculo do processo $P-\Delta$ de uma forma objetiva chamada “ $P-\Delta$ em dois passos”. O método “ $P-\Delta$ em dois passos” consiste em calcular linearmente a estrutura, num primeiro momento considerando somente os esforços verticais.

Nessa etapa, as rigidezes axiais dos pilares são majoradas para contemplar os efeitos construtivos, e a distribuição de forças normais e esforços nos elementos (vigas e pilares) são armazenados. Num segundo momento, o cálculo passa a ser não linear e iterativo, com a aplicação somente das ações horizontais. Agora, a rigidez axial dos pilares não é mais majorada, como no primeiro momento, e consideram-se as deformações obtidas na 1ª etapa (matriz de rigidez armazenada da primeira análise linear).

Nas iterações seguintes, corrige-se sucessivamente essa matriz com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais (não linearidade geométrica). O processo se repete até a obtenção da convergência da estrutura. Diante disso, os resultados finais, isto é, os deslocamentos nodais, esforços nas barras e reações dos apoios de 1ª e 2ª ordem, são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos, de acordo com os MANUAIS CAD/TQS [11]. Adicionalmente, com a finalidade de facilitar a interpretação dos dados gerados a partir do processamento da estrutura pelo método do $P-\Delta$, a TQS Informática criou um coeficiente denominado RM_2M_1 , indicador importante para avaliação da amplificação das solicitações devidas aos efeitos de 2ª ordem, calculado segundo o mesmo princípio de cálculo do γ_2 conforme

$$RM_2M_1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (8)$$

onde

M_1 : – momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 : – somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de $P-\Delta$ em uma combinação não-linear.

Para Vieira [7], a grande motivação para o desenvolvimento deste coeficiente está no fato de que na análise $P-\Delta$, por se tratar de um processo não-linear, já são encontrados os momentos finais na estrutura (1ª ordem + 2ª ordem), o que causa certa dificuldade em

se ter uma ideia global da magnitude dos efeitos de segunda ordem.

– *Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais*

A NBR 6118 [4], no seu item 13.3, descreve como deslocamentos-limites, certos valores práticos utilizados na verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas das estruturas. De acordo com a referida norma, é necessário limitar tais deslocamentos tanto no topo das edificações, devido aos problemas de fissuração que esses podem causar nos elementos não estruturais, especificamente nas paredes de vedação que apesar de não fazerem parte da estrutura, sofrem a influência desta.

Os limites para os deslocamentos horizontais no caso da edificação como um todo são:

$$D_{htopo} = \frac{H}{1700} \quad (9)$$

onde H é a altura total do edifício.

2 Metodologia e modelos estruturais

Neste tópico, serão apresentados e descritos os modelos estruturais em concreto armado que foram concebidos considerando-se as condições de vento na cidade de Belém-PA. É importante ressaltar que as referidas edificações não existem, ou seja, são modelos estruturais fictícios apresentados apenas para a análise e avaliação no decorrer desta pesquisa. Assim, para melhor compreensão do presente trabalho, as estruturas serão classificadas conforme duas características (planta de fôrmas e altura total). No que se refere à planta de formas, foram estabelecidas variações em relação ao comprimento e largura dos modelos estruturais. Diante disso, tem-se três tipos de estruturas distintas (tipo A, B e C).

Ressalta-se que na escolha e apresentação das plantas de fôrmas, houve preocupação com o dimensionamento dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) quanto ao estado limite último e estado limite de serviço e com as dimensões mínimas recomendadas pela NBR 6118 [4], uma vez que para a análise dos efeitos de segunda ordem, é de extrema importância que todos os elementos estruturais sejam definidos através do dimensionamento no sistema CAD/TQS, fato que foi levado em consideração neste trabalho.

Tendo em consideração a escolha referente ao número de pavimentos de cada modelo estrutural,

destaca-se que esta foi realizada conforme a altura média dos edifícios construídos nos grandes centros urbanos, obedecendo a uma variação linear proporcional da altura de cada edificação, e caracterizando os modelos estruturais como baixos, médios e altos, admitindo que o pé-direito entre pavimentos considerado nessa pesquisa é de 3 m. Dessa forma as estruturas são classificadas em:

- ✓ Classe 1 (nove pavimentos) – Altura: 27,00 m;
- ✓ Classe 2 (dezoito pavimentos) – Altura: 54,00 m;
- ✓ Classe 3 (trinta e seis pavimentos) – Altura: 108,00 m.

Assim, combinando-se o tipo e a classe para cada modelo estrutural, estes serão designados como:

“Estrutura A1”, “Estrutura A2”, “Estrutura A3”, “Estrutura B1”, “Estrutura B2”, “Estrutura B3”, “Estrutura C1”, “Estrutura C2” e “Estrutura C3”.

De uma forma geral foi estabelecido que a resistência característica do concreto adotada para todos os modelos estruturais é de 40 MPa, resultando em um módulo de elasticidade de 35,42 GPa, conforme a NBR 6118 [4] e considerando como agregado graúdo o seixo.

Para a análise das estruturas no TQS será empregado o modelo IV. Nesse modelo a estrutura é simulada como pórtico espacial composto de barras que simulam as vigas e pilares, sendo as lajes admitidas como diafragmas rígidos, de modo que os deslocamentos sejam compatibilizados em todos os nós de cada nível da estrutura. Vale ressaltar que é considerado no presente artigo que todos os pilares de fundação das referidas estruturas possuem uma profundidade igual a 1,50 m.

Para as cargas verticais introduzidas nos modelos estruturais, foram obedecidas algumas recomendações da NBR 6120 [12] que define o peso específico dos materiais assim como as cargas acidentais atuantes. Os carregamentos verticais aplicados são 1 kN/m² para o revestimento das lajes e 1,5 kN/m² para as sobrecargas acidentais.

Os carregamentos horizontais devido ao vento são calculados automaticamente pelo sistema, com base nas orientações da NBR 6123 [5]. Nesse sentido, basta apenas definir os fatores de cálculo, de acordo com as características das edificações em cada exemplo e este são:

- ✓ Velocidade básica;
- ✓ Fator topográfico;
- ✓ Categoria de rugosidade;
- ✓ Classe da edificação;
- ✓ Fator estatístico.

2.1 Estruturas A1, A2 e A3

A geometria das estruturas A1, A2 e A3 é oriunda da planta de formas tipo A, que tem uma área por pavimento igual a 250 m². Tais estruturas são compostas por lajes maciças, vigas e pilares com dimensões apresentadas nas Figuras 1, 2 e 3.

2.2 Estruturas B1, B2 e B3

A geometria das estruturas B1, B2 e B3 é oriunda da planta de formas tipo B, que tem uma área por pavimento igual a 253 m². Tais estruturas são compostas por lajes maciças, vigas e pilares com dimensões apresentadas nas Figuras 4, 5 e 6.

2.3 Estruturas C1, C2 e C3

A geometria das estruturas C1, C2 e C3 é oriunda da planta de formas tipo C, que tem uma área por pavimento igual a 348 m². Tais estruturas são compostas por lajes maciças, vigas e pilares com dimensões apresentadas nas Figuras 7, 8 e 9.

3 Resultados e Discussões

3.1. Coeficiente α

A partir da obtenção dos resultados, é importante ressaltar que os valores de α devem ser comparados ao limite normativo igual a 0,6 de acordo com o item 15.5.2 da NBR 6118 [4], uma vez que todas as estruturas modeladas e analisadas no decorrer desta pesquisa têm um número de pavimentos superior a 4.

De acordo com o gráfico apresentado através da Figura 10, é possível constatar que todos os modelos estruturais são classificados como estruturas de nós móveis, uma vez os seus resultados ultrapassam as condicionantes normativas.

É relevante destacar que as estruturas A1, A2 e A3 são modelos totalmente simétricos em planta, todavia é perceptível verificar que ocorreu uma variação numérica de até 6% referente ao parâmetro α quando são comparadas as direções de incidência do vento em cada estrutura, sendo que o vento incidente na direção X é o cenário mais desfavorável. No entanto, quando são comparados os resultados obtidos por meio de análises lineares entre os modelos na situação mais desfavorável percebe-se que existem variações da ordem de até 75%.

Devido ao lançamento estrutural ineficiente, percebe-se que há uma disparidade entre os resultados relativos ao coeficiente α nas duas direções dos

modelos estruturais B1, B2 e B3 uma vez que na direção Y tais resultados superam o limite normativo. Não obstante, na direção X os valores de α encontram-se inferiores ao limite especificado na NBR 6118 [4], exceto o resultado da estrutura B3. Os valores determinados a partir da análise numérica apresentam variações de até 52% apenas considerando a direção da incidência do vento, fato que é preocupante e que traz a necessidade de uma revisão do lançamento estrutural no intuito de equilibrar a rigidez nas duas direções das estruturas mencionadas. Já quando são avaliados os resultados comparando os três modelos estruturais na direção Y, é possível constatar que ocorrem diferenças significativas de até 102%.

No que concerne aos resultados referentes ao coeficiente α calculados para as estruturas C1, C2 e C3, percebe-se que há uma variação significativa entre tais valores em relação ao limite normativo estabelecido na NBR 6118 [4]. Porém, essa variação é menor do que a ocorrida nas estruturas B1, B2 e B3. Ressalta-se que no lançamento estrutural de tais modelos estruturais foram utilizados pilares em “L”. Esses elementos contribuem significativamente para o contraventamento estrutural e também para o incremento de rigidez na estrutura em relação às duas direções de incidência do vento, principalmente em estruturas esbeltas onde o travamento também pode ser feito por pórticos e pilares-parede. A partir dos valores apresentados acima, foram identificadas variações de até 24% apenas considerando a direção da incidência do vento. Nesse caso, considerando a magnitude da discrepância apresentada, é importante frisar que não é necessária uma revisão do lançamento estrutural dos modelos C1, C2 e C3 com objetivo de equilibrar a rigidez nas direções X e Y. Já quando são avaliados os resultados comparando os três modelos estruturais na direção X, é possível constatar que ocorrem diferenças significativas de até 86%. Em relação à variação dos resultados quando comparados com as premissas descritas na NBR 6118 [4], destaca-se principalmente os valores oriundos da estrutura C3.

3.2 Coeficiente γ_z

A partir da análise dos resultados das estruturas A1, A2 e A3 no que diz respeito ao coeficiente γ_z observa-se na Figura 11 que não se vislumbra nenhum cenário favorável para resultados inferiores ao limite do coeficiente preconizado pela NBR 6118 [4]. No que concerne à variação da magnitude do efeito do vento em cada direção, constata-se que a incidência do vento no eixo X é superior se comparado ao eixo Y, considerando uma variação máxima do parâmetro γ_z de até 2,5% entre as direções. Já quando é

comparado cada modelo estrutural na situação relativa à incidência do vento mais desfavorável, nota-se que os valores obtidos resultaram numa variação máxima de aproximadamente 19%. No mais, certifica-se que na estrutura A3, ocorre um incremento significativo de momentos de 2ª ordem na direção X, devido ao fato de que o coeficiente γ_z supera o limite estabelecido na NBR 6118 [4] em mais de 20%.

Em relação as estruturas B1, B2 e B3 é possível inferir que os resultados de maneira geral na direção Y, estão acima do limite normativo, onde destaca-se principalmente os valores obtidos referentes a estrutura B3. Vale salientar que apenas o resultado da estrutura B3 na direção Y ultrapassa o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ estabelecido pela NBR 6118 [4] que sugere a possibilidade de multiplicar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ da combinação de ações do carregamento considerada para estimar os esforços finais globais de primeira e segunda ordem.

Ademais, é relevante afirmar que o posicionamento dos pilares nas edificações altas é um fator de grande importância, já que pilares mal posicionados impedem a formação dos pórticos nas direções de atuação do vento e, dessa maneira, tornam os edifícios flexíveis, conforme constatado nas estruturas B1, B2 e B3. Também é justificável atentar para a distribuição dos pilares segundo as suas respectivas inércias, uma vez que os pilares com inércias maiores devem estar distribuídos segundo as direções ortogonais de atuação do vento. Dessa forma, as inércias principais maiores distribuídas nas duas direções enrijecem o edifício de modo geral.

Face ao exposto na Figura 11, é importante relatar que nenhum dos resultados oriundos dos modelos estruturais C1, C2 e C3 nas direções X e Y ultrapassam o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ estabelecido pela NBR 6118 [4] que permite a possibilidade de multiplicar as solicitações horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ da combinação de ações do carregamento considerada para estimar as solicitações finais globais de primeira e segunda ordem, tornando dispensável uma análise rigorosa de 2ª ordem.

3.3 Coeficiente FAVt

No tocante às estruturas A1, A2 e A3 vale destacar que devido tais estruturas serem totalmente simétricas, os valores de γ_z e FAVt são praticamente idênticos.

Assim, as solicitações finais obtidos por qualquer um desses dois parâmetros serão os mesmos. Desse modo, corrobora-se a afirmação conceitual na qual descreve que a assimetria da estrutura é um fator determinante para a distinção do parâmetro FAVt em

relação ao coeficiente γ_z .

Em relação às estruturas B1, B2 e B3 e tendo como base os resultados apresentados, certifica-se que a variação do coeficiente $FAVt$ considerando a direção Y de incidência do vento na estrutura é o pior cenário no que concerne à rigidez da edificação, sendo consequência do lançamento estrutural adotado. Nota-se que os resultados relativos ao coeficiente $FAVt$ sofrem variações vultuosas quando são comparados os modelos estruturais na direção Y, onde tais diferenças chegam na ordem de até 26%. Outrossim, verificando a variação do coeficiente $FAVt$ em relação a direção de incidência do vento, confirma-se que ocorre uma diferença de aproximadamente 22%.

No que se referem aos resultados apresentados, obtidos para o coeficiente desenvolvido pela CAD/TQS nas estruturas C1, C2 e C3, é válido afirmar que os valores relativos ao parâmetro $FAVt$ são *muito próximos aos resultados obtidos para o coeficiente γ_z* , fato que ocorreu em todas as estruturas analisadas nesta pesquisa devido a simetria dos modelos estruturais. Nota-se que os resultados relativos ao coeficiente $FAVt$ têm variações importantes quando são comparados os modelos estruturais na direção X, onde tais diferenças chegam na ordem de até 14%. Igualmente, verificando a variação do coeficiente $FAVt$ em relação a direção de incidência do vento, confirma-se que ocorre uma diferença de aproximadamente 5%, sendo consequência de um lançamento estrutural coeso que permitiu a formação de pórticos, sendo que esses contribuíram para o incremento de rigidez nas duas direções das referidas estruturas.

3.4 Coeficiente RM_zM_1

No caso de todos os modelos estruturais foi evidenciado que os resultados ficaram muito próximos aos valores obtidos referentes aos parâmetros γ_z e $FAVt$, apresentado uma variação de até 2%, conforme apresentado na Figura 13. No mais, tendo como base os resultados obtidos, é ratificada a afirmativa feita anteriormente quanto à direção de incidência do vento mais desfavorável para cada estrutura.

Perante o exposto, destaca-se que a partir dos resultados obtidos, tornou-se possível estabelecer uma estimativa dos efeitos de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem, considerando a direção Y de incidência do vento.

3.5 Deslocamentos horizontais no topo de edifícios

Quando o deslocamento horizontal no topo do edifício ultrapassa os valores impostos pela norma, pode ser necessário o enrijecimento da estrutura,

seja com o aumento da seção de pilares e vigas, a criação de alguns núcleos rígidos (pilares parede), o giro de alguns pilares para que a sua maior inércia fique na direção de menor inércia do edifício, utilização de contraventamentos ou qualquer outra solução que minimize tais deslocamentos. Porém, não é o caso para se adotar nos modelos estruturais A1, A2 e A3 uma vez que os resultados referentes aos deslocamentos atenderam as premissas descritas na NBR 6118 [4].

No tocante aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais A1, A2 e A3 apresentados no gráfico da figura 14, constata-se que os resultados em geral ficaram abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118 [4], exceto o deslocamento referente à estrutura A3, que superou a condicionante normativa em torno de 5%.

Em relação aos modelos estruturais B1, B2 e B3, constata-se que os resultados em geral ficaram abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118 [4], exceto o deslocamento referente à estrutura B3, que superou a condicionante normativa em torno de 22%, sendo necessária a revisão da concepção estrutural e a adoção de medidas que visem melhorar o desempenho em serviço da referida estrutura.

Os resultados relativos aos modelos estruturais C1, C2 e C3, foi constatado que estes em geral ficaram abaixo do limite da norma, exceto o deslocamento referente à estrutura C3, que superou numericamente a condicionante normativa em torno de 58%, sendo necessário o enrijecimento estrutural do referido modelo.

3.6 Relações entre os parâmetros de estabilidade

Após a análise e dimensionamento dos modelos estruturais, foi possível estabelecer uma tendência de comportamento numérico dos resultados, a partir da obtenção dos valores referentes aos coeficientes α , γ_z , $FAVt$ e RM_zM_1 para as duas direções de incidência do vento. Tais resultados foram plotados no gráfico apresentado nas Figuras 15, 16, 17 e 18, sendo possível condicionar uma relação entre os parâmetros supracitados.

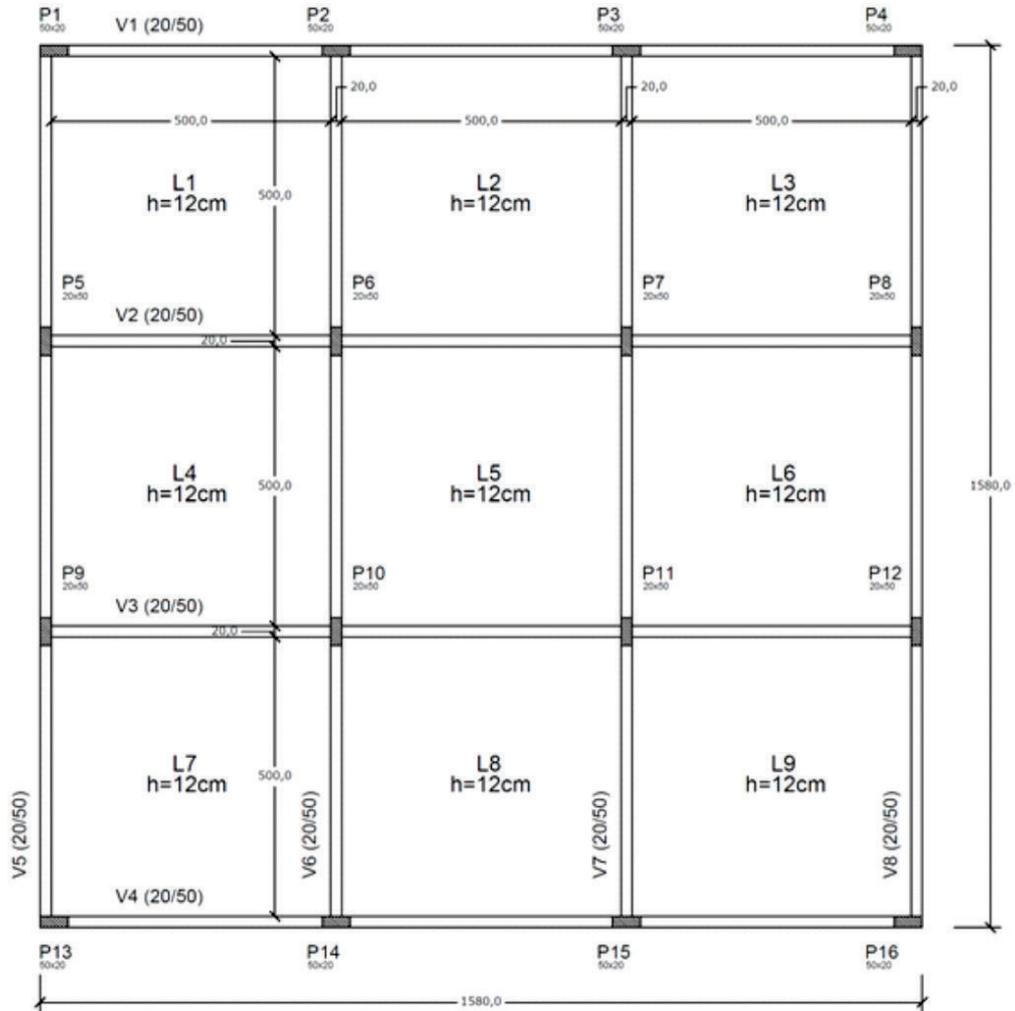
Desta forma, as expressões obtidas para o cálculo dos parâmetros de estabilidade estudados são:

$$\gamma_z = 0,1702\alpha^2 + 0,0313\alpha + 0,9881 \quad (10)$$

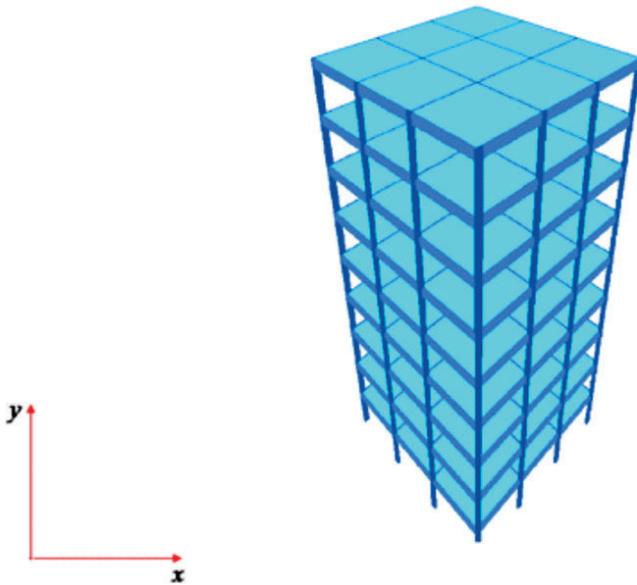
$$FAVt = 0,9882.\gamma_z + 0,0159 \quad (11)$$

$$RM_zM_1 = 1,0233.\gamma_z - 0,0209 \quad (12)$$

$$RM_zM_1 = 1,0356.FAVt - 0,0374 \quad (13)$$

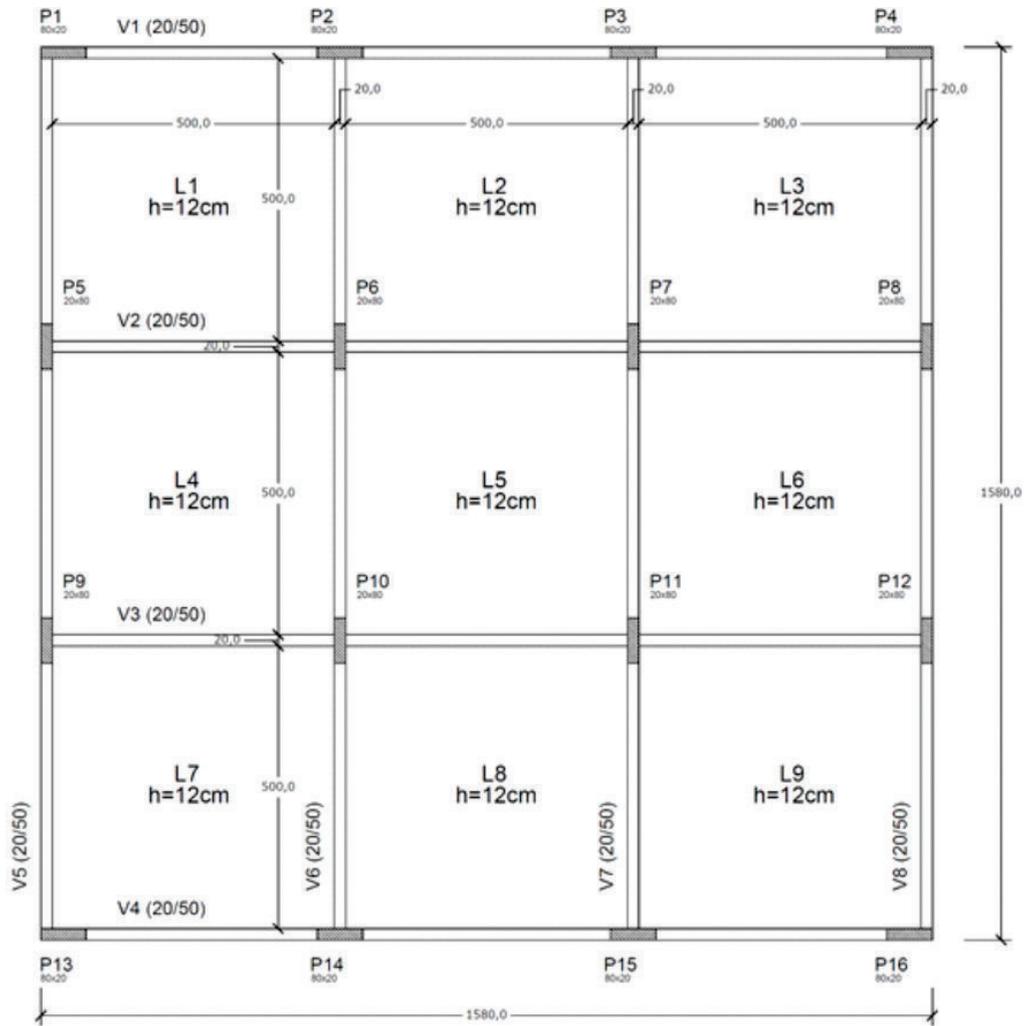


(b) Planta de formas.

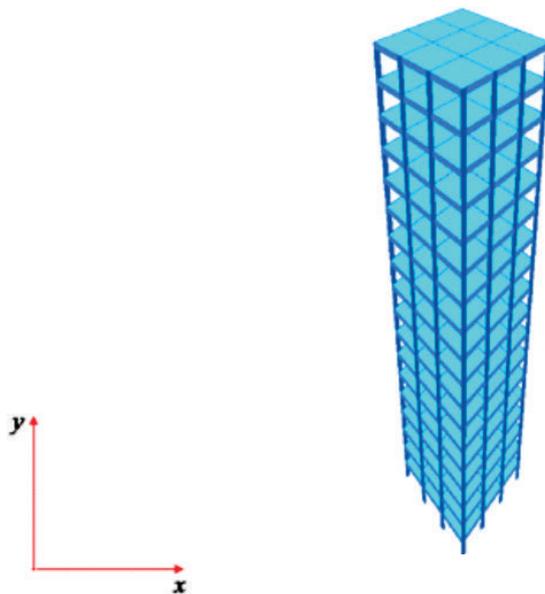


(a) Perspectiva 3D.

Figura 1 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural A1 (medidas em cm).

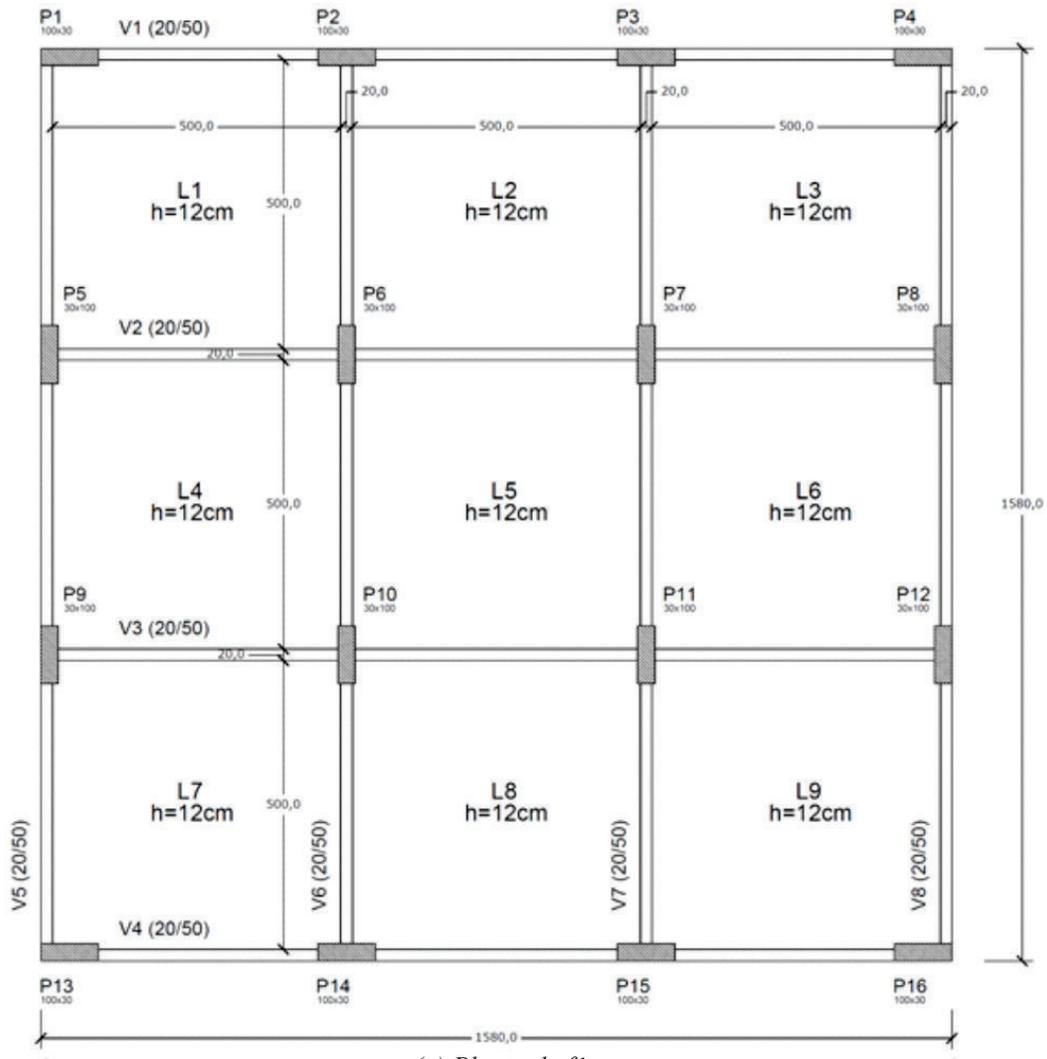


(a) Planta de fôrmas.

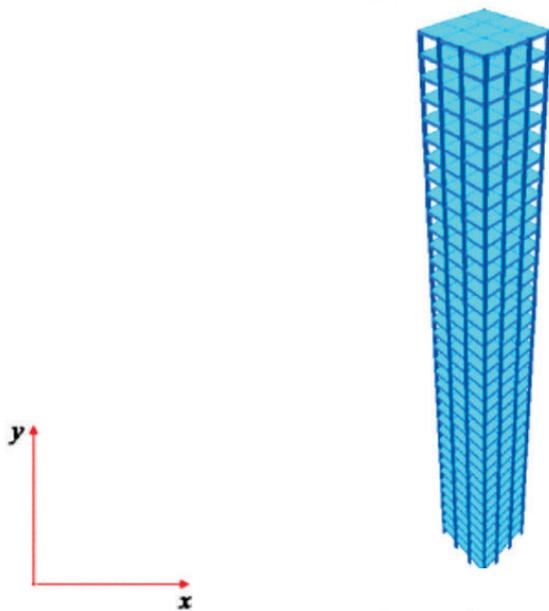


(b) Perspectiva 3D.

Figura 2 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural A2 (medidas em cm).

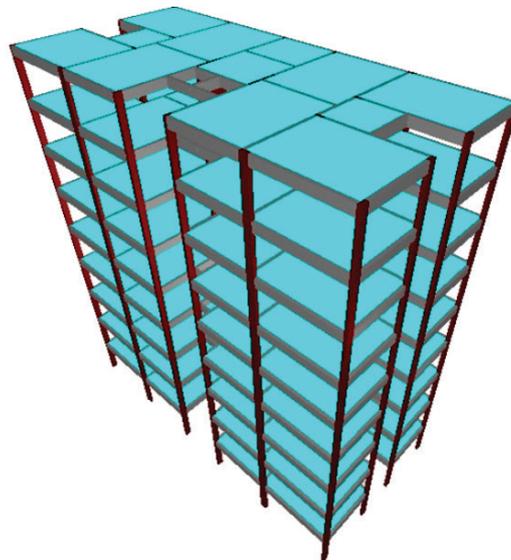


(a) Planta de fôrmas.

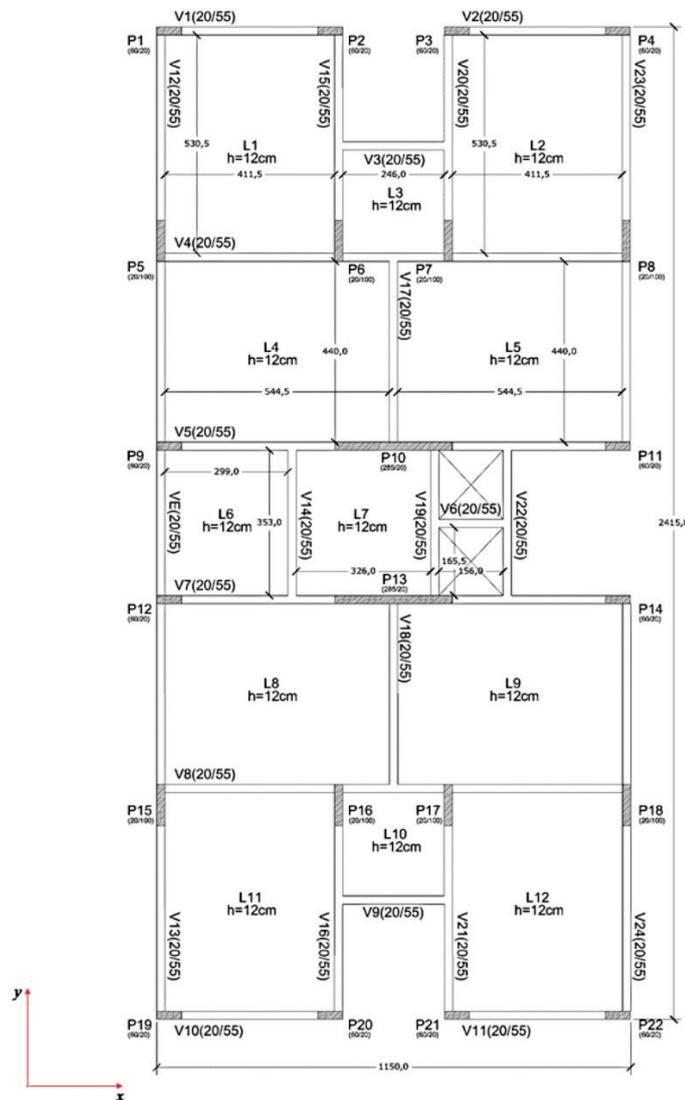


(b) Perspectiva 3D.

Figura 3 – Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A3 (medidas em cm).

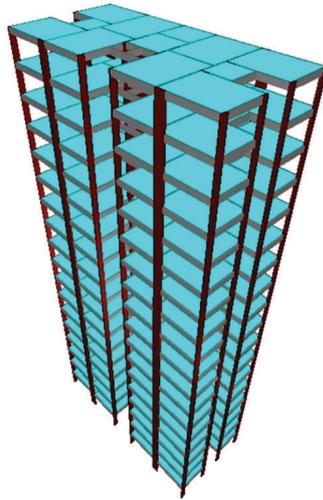


(a) Perspectiva 3D.

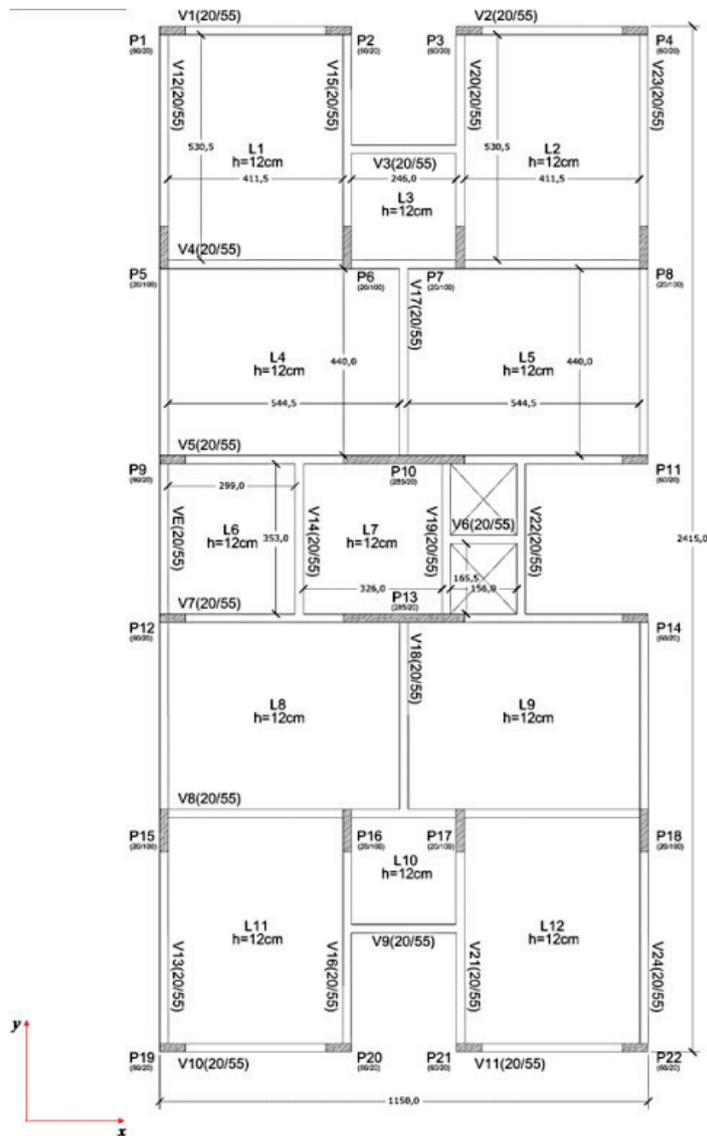


(b) Planta de formas.

Figura 4 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural B1 (medidas em cm).

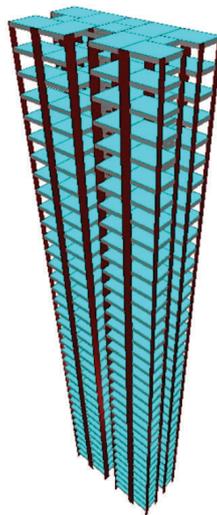


(a) Perspectiva 3D.

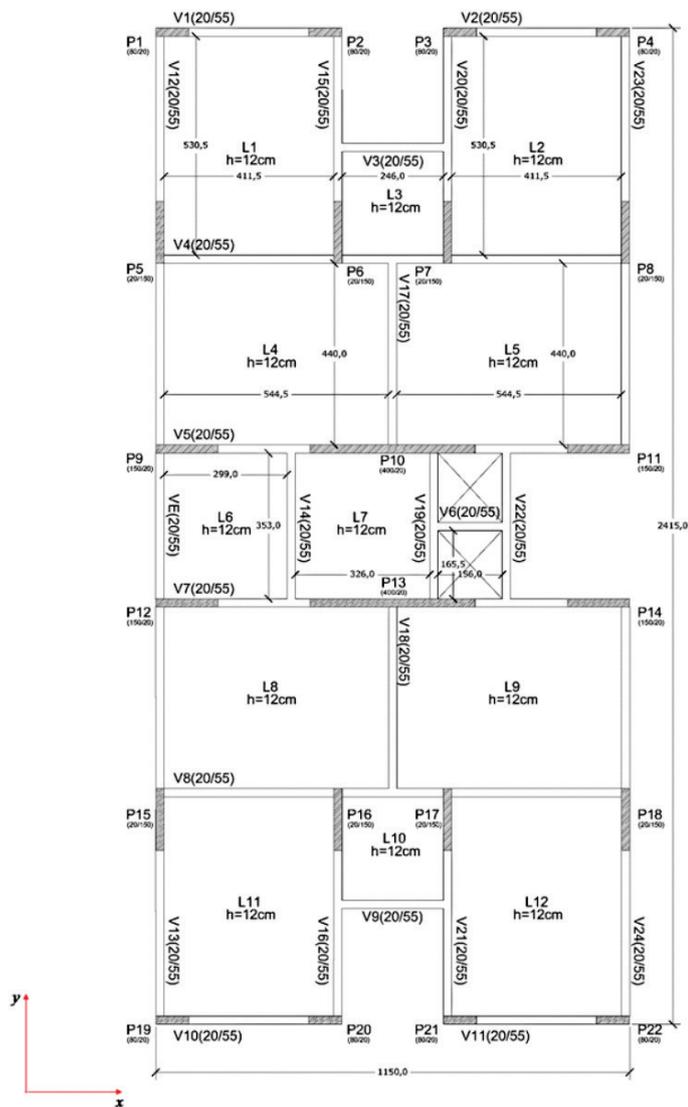


(b) Planta de formas.

Figura 5 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural B2 (medidas em cm).

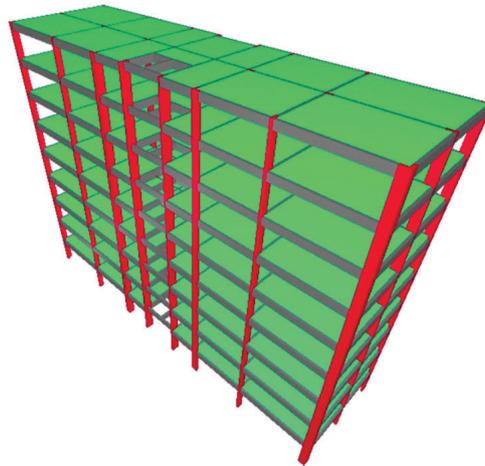


(a) Perspectiva 3D.

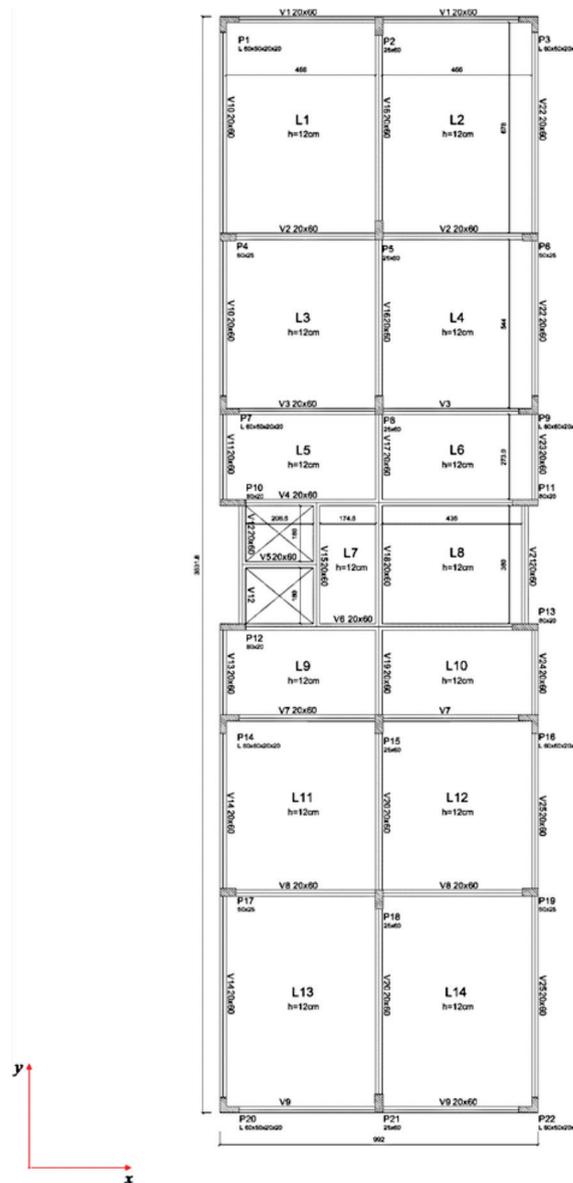


(b) Planta de formas.

Figura 6 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural B3 (medidas em cm).

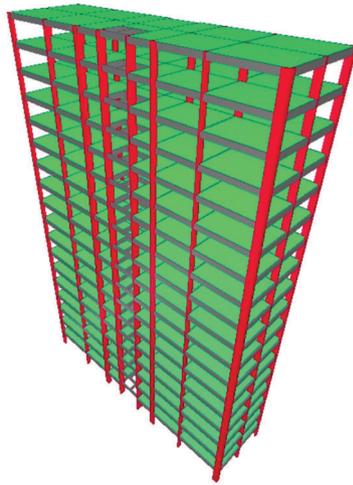


(a) Perspectiva 3D.

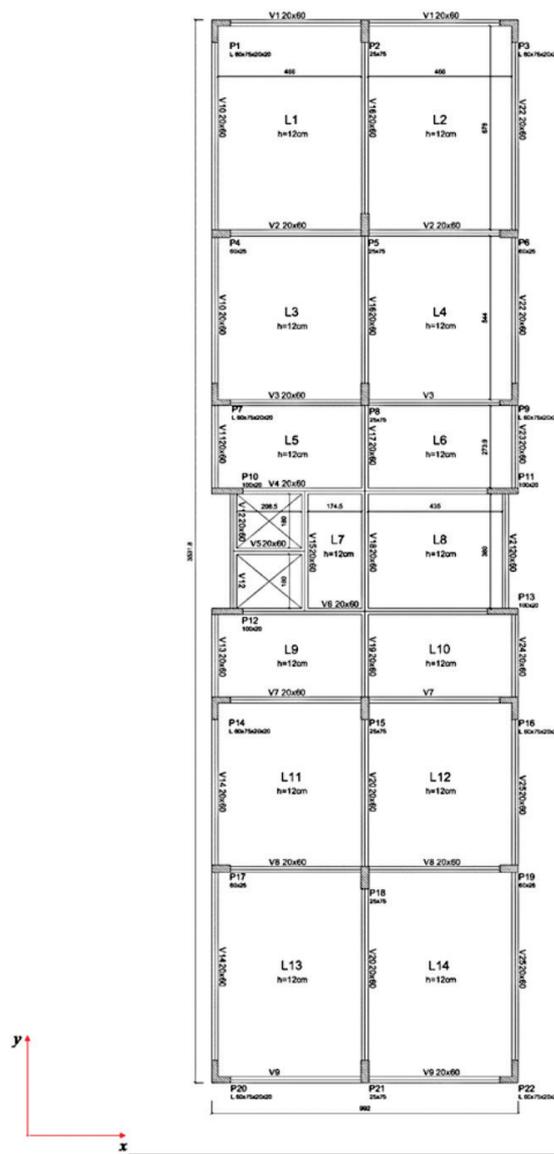


(b) Planta de formas.

Figura 7 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural C1 (medidas em cm).

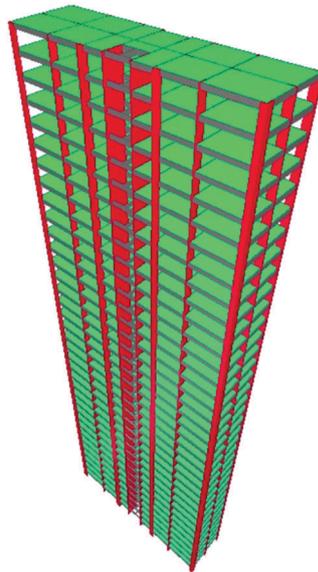


(a) Perspectiva 3D.



(b) Planta de formas.

Figura 8 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural C2 (medidas em cm).



(a) Perspectiva 3D.



(b) Planta de formas.

Figura 9 – Planta de formas e perspectiva do modelo estrutural C3 (medidas em cm).

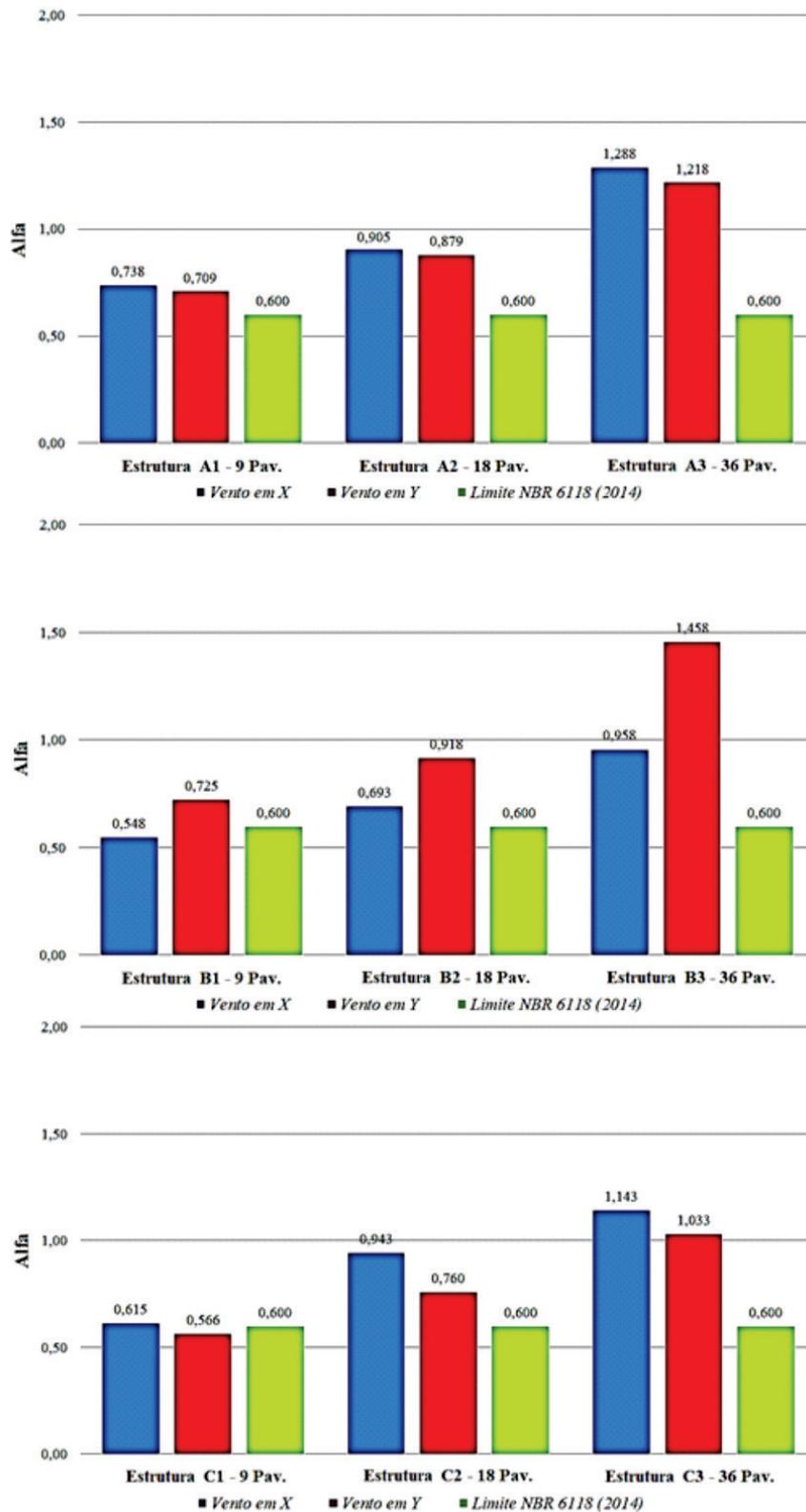


Figura 10 – Variação do coeficiente α nos modelos estruturais.

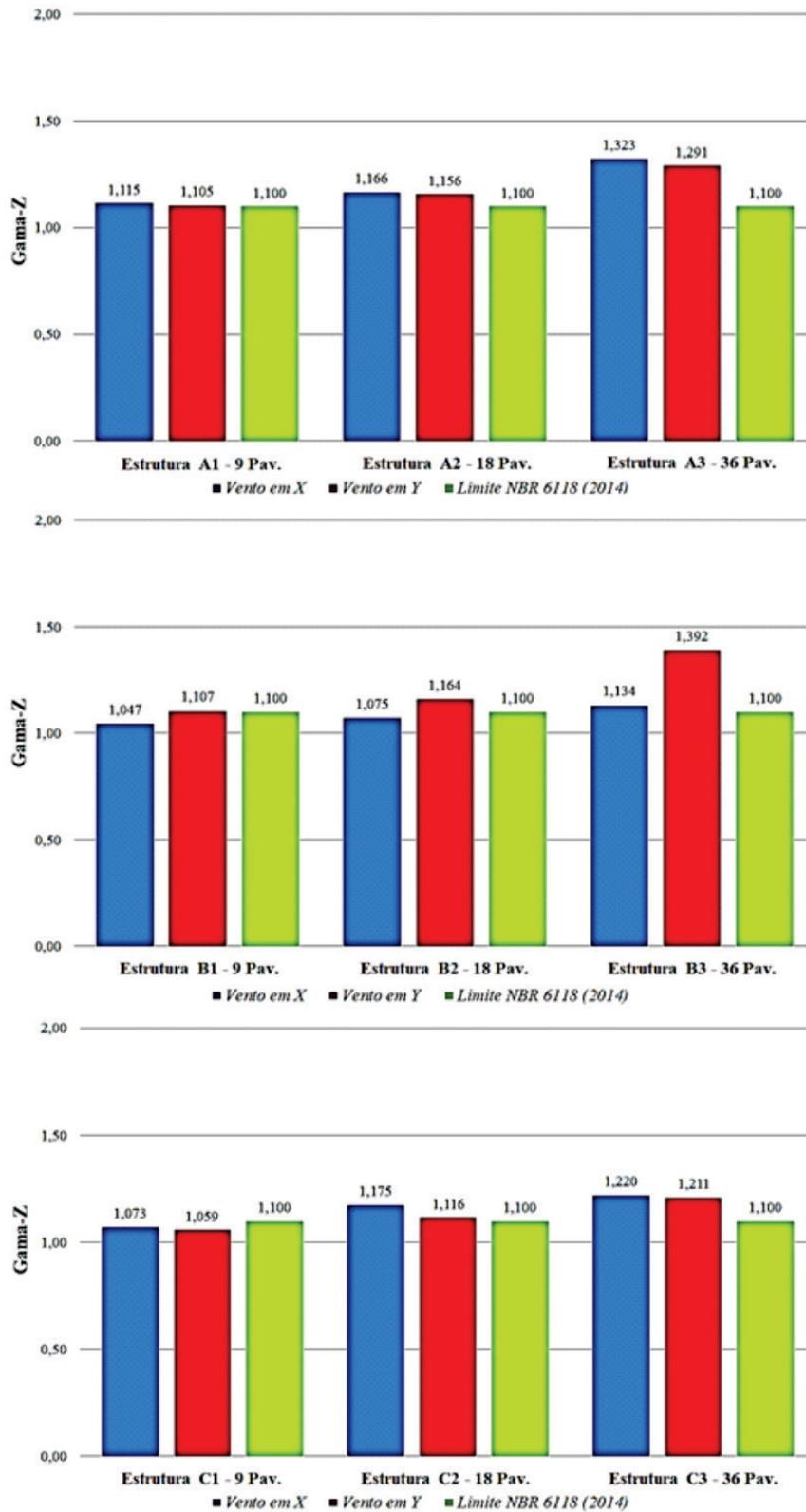


Figura 11 – Variação do coeficiente γ_z nos modelos estruturais.

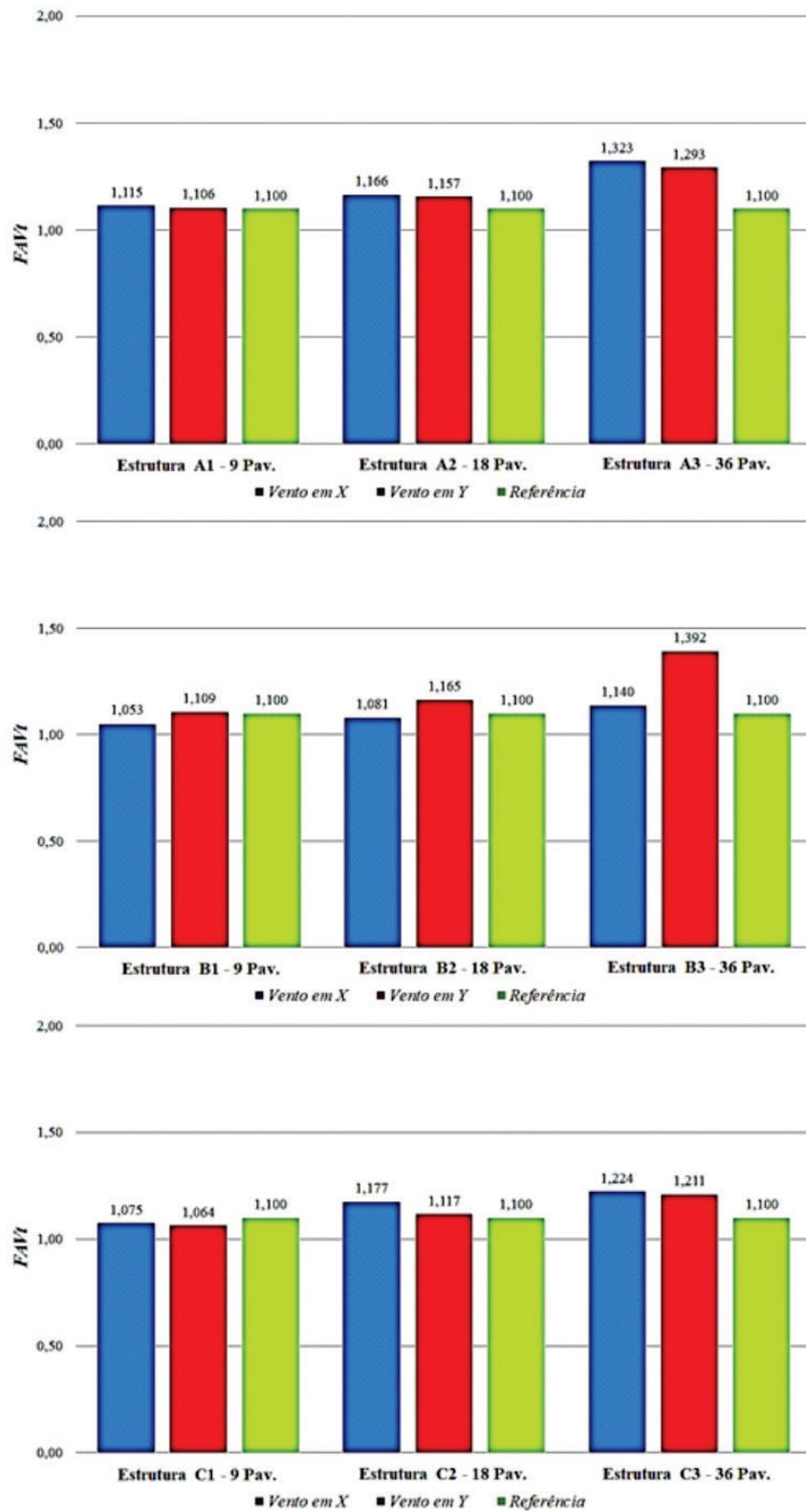


Figura 12 – Variação do coeficiente $FAVt$ nos modelos estruturais.

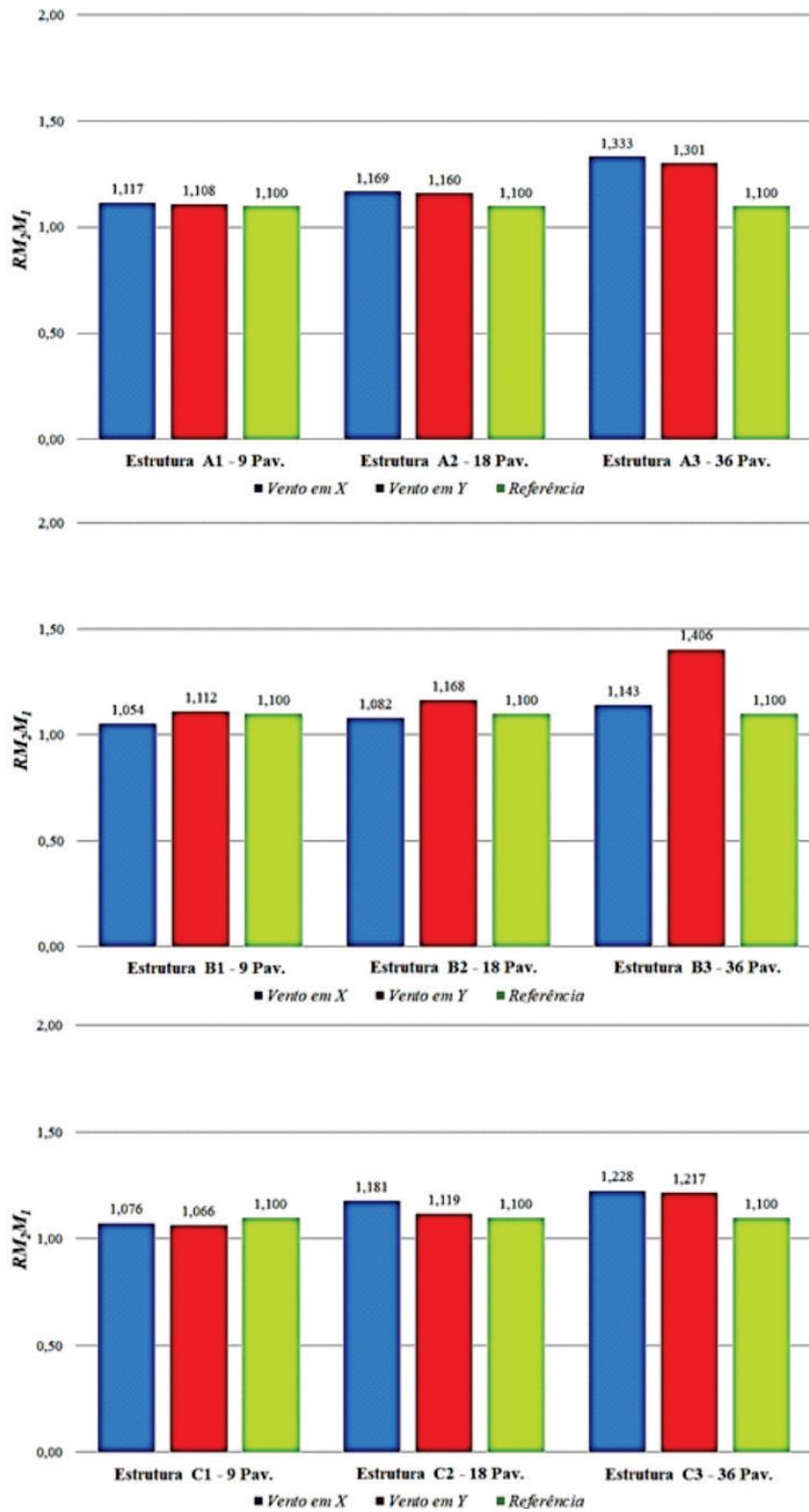


Figura 13 – Variação do coeficiente RM_2M_1 nos modelos estruturais.

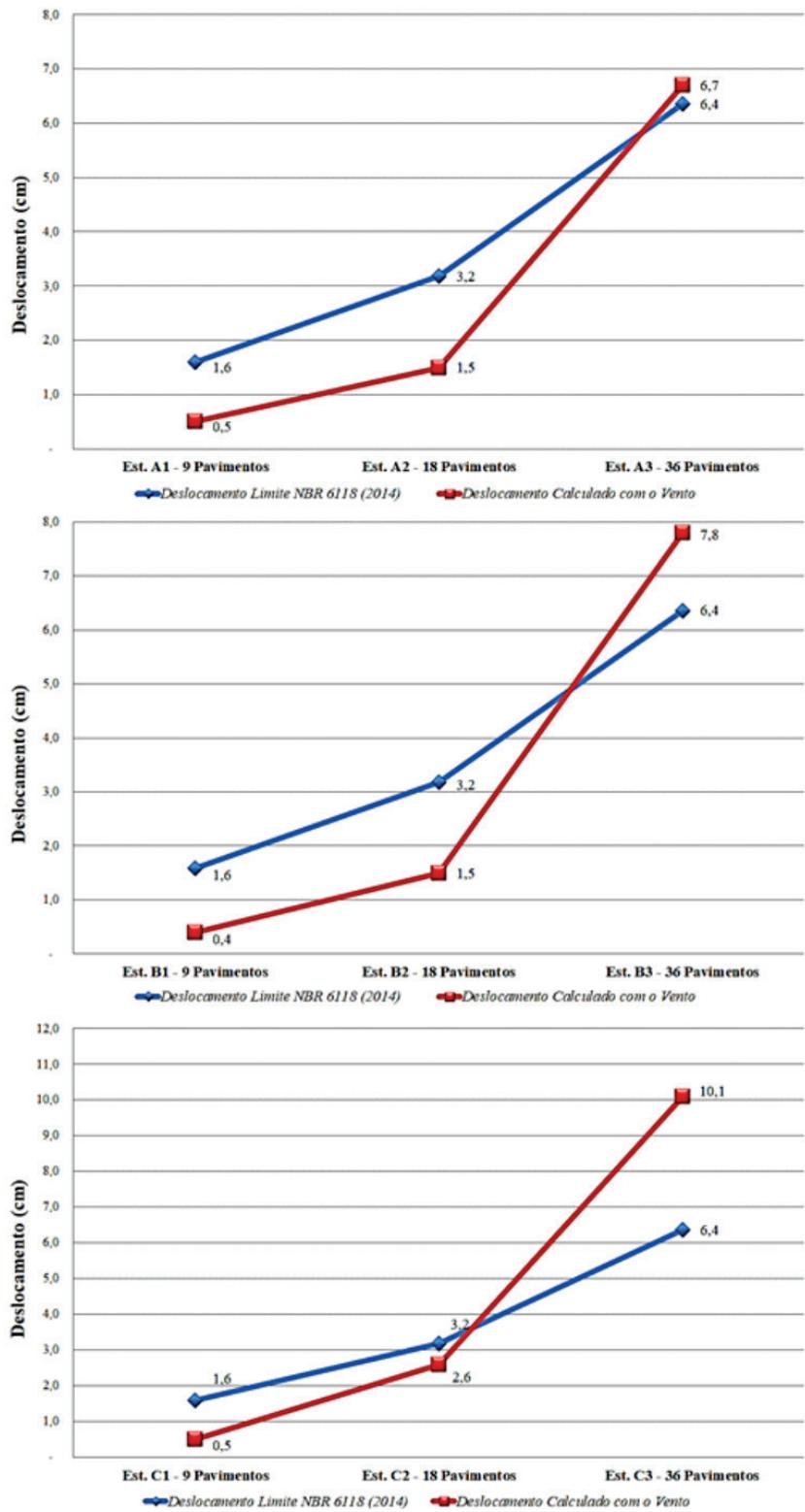


Figura 14 – Deslocamentos no topo dos modelos estruturais.

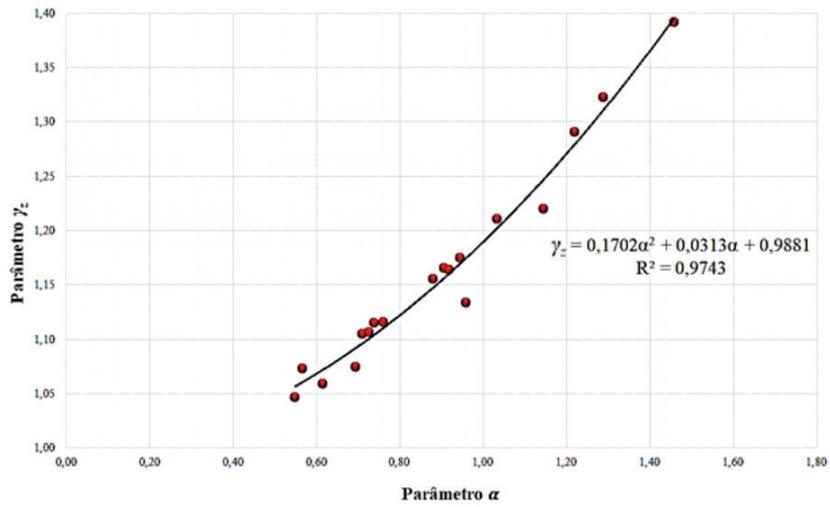


Figura 15 – Relações entre os parâmetros α e γ_z .

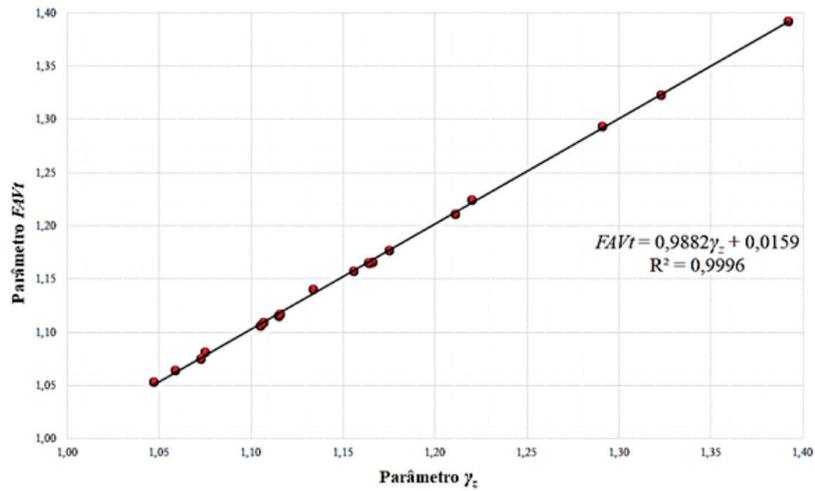


Figura 16 – Relação entre os parâmetros γ_z e $FAVt$.

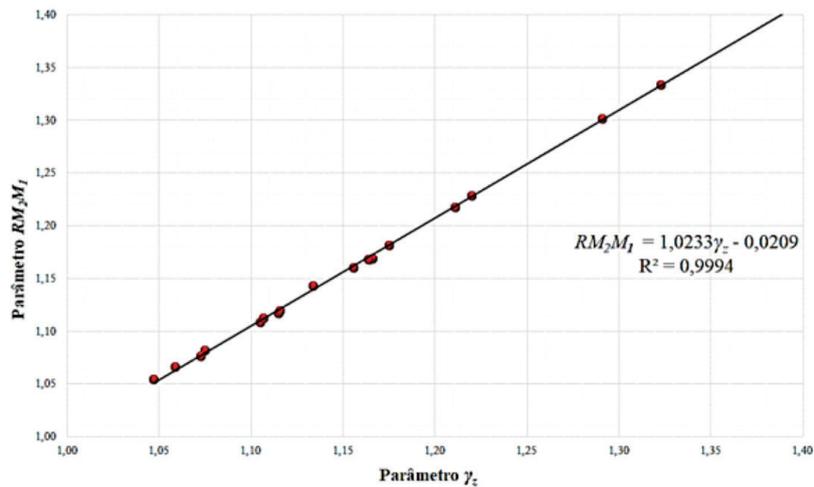


Figura 17 – Relação entre os parâmetros γ_z e RM_2M_1 .

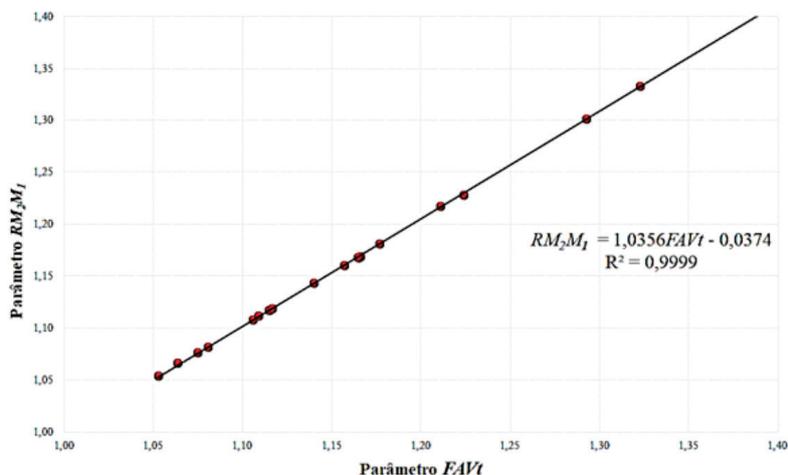


Figura 18 – Relação entre os parâmetros $FAVt$ e RM_2M_1 .

4 Conclusões

Em relação à análise da estabilidade global no estado limite último, constata-se que foram obtidos bons resultados quando são comparados os coeficientes γ_z e o RM_2M_1 , uma vez que ambos indicaram que todas as estruturas são de nós móveis e que a partir dos resultados obtidos para os modelos estruturais, foi comprovado que o coeficiente γ_z oferece resultados bastante precisos como um coeficiente médio de avaliação da magnitude dos efeitos globais de segunda ordem, sendo que as diferenças de até 2% são insignificantes se comparado com os resultados relativos ao coeficiente RM_2M_1 . No mais, vale ressaltar que o parâmetro α em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas. Como é comum que estruturas sejam assimétricas, tanto geometricamente quanto na questão relacionada à vinculação entre elementos ou ações aplicadas na estrutura, infere-se que na maioria dos casos este parâmetro não é adequado para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas.

Em relação ao coeficiente $FAVt$, que é um fator de amplificação das solicitações horizontais ou de vento, cabe registrar que seus resultados foram muito bons em comparação com os valores oriundos do processo $P-\Delta$. Todavia, é importante relatar que neste trabalho a maioria das estruturas analisadas possuíam simetria nas duas direções em planta, resultando γ_z e $FAVt$ praticamente idênticos. Diante disso torna-se necessária a realização de mais estudos para consolidar este coeficiente como parâmetro de estabilidade.

Avaliando-se de uma maneira geral o parâmetro RM_2M_1 , que é igual a 1 para as estruturas sem a consideração dos carregamentos oriundos do vento,

destacam-se os resultados das estruturas A3, B3 e C3 uma vez que as solicitações finais de 1ª e 2ª ordens calculados para tais estruturas poderão ser até 34, 41 e 23% respectivamente, inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação das premissas descritas na NBR 6123 [5], podendo levar as referidas estruturais a resultados catastróficos, como a ruína através de colapso progressivo.

No tocante ao estado limite de serviço, destacam-se os resultados relativos aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais A3, B3 e C3 uma vez que os mesmos superaram o limite estabelecido na NBR 6118 [4] em torno de 5, 22 e 58%, respectivamente. Desse modo é possível inferir que a esbeltez da estrutura contribui para o incremento de deslocamentos horizontais no topo das edificações.

Conclui-se, portanto, que a análise da estabilidade global pode auxiliar de forma racional e eficiente, no que diz respeito à melhoria do projeto estrutural, e que a realização adicional das verificações dos parâmetros de estabilidade, além da avaliação dos efeitos oriundos da ação do vento, demonstraram-se muito relevantes no intuito de garantir uma concepção estrutural mais adequada e isenta de riscos que podem comprometer a segurança das edificações.

4 Referências bibliográficas

- [1] NAHUM, K. A. R. OLIVEIRA, D. R. C.; Monitoramento de pilares em edifícios altos de concreto armado. Rev. IBRACON. 2010, vol.3, n.2, pp.179-194. ISSN 1983-4195.
- [2] OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C.

- F. INOUE, H.; Considerações sobre a determinação do coeficiente γ_z . Rev. IBRACON. 2013, vol.6, n.1, pp.75-100. ISSN 1983-4195.
- [3] MONCAYO, W. J. Z. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, p. 221. 2011.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- [6] OLIVEIRA, J. C. A. Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado. Tese de doutorado em estruturas e construção civil – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 121. 2009.
- [7] VIEIRA, V. V. S. Análise de parâmetros globais de projeto em edifícios com estrutura de concreto armado. 185p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.
- [8] PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. AZEVEDO, M. S. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas. Rev. IBRACON. 2016, vol.9, n.2, pp.244-262. ISSN 1983-4195.
- [9] FEITOSA, L. A. ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. Rev. IBRACON. 2015, vol.8, n.2, pp.196-224. ISSN 1983-4195.
- [10] KIMURA, A. E. Pilares. Notas de aula. Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto para Edifícios. Faculdade de Engenharia São Paulo, São Paulo, 2010.
- [11] MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2016.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.