

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DOS ARRANJOS DOS PILARES E TIPOS DE LAJES NA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

STUDY OF THE INFLUENCE OF PILLAR ARRANGEMENTS AND TYPES OF LAJES IN THE GLOBAL STABILITY OF ARMED CONCRETE BUILDINGS

Adriano Dias de Souza Andrade¹

Douglas Freitas Augusto dos Santos²

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Civil – Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos

² Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Estrutural – Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos (Orientador)

RESUMO: Com o crescimento populacional uma crescente demanda por moradia tem ocorrido. Com isso as edificações verticais tem se tornado uma opção cada vez mais atraente, tanto para fins comerciais como residenciais. Porém, o dimensionamento destas edificações é uma grande responsabilidade, pois pode sofrer instabilidade com ações horizontais devido ao vento e verticais devido a sua finalidade. Neste sentido, o presente trabalho faz uma análise da influência dos arranjos dos pilares e diferentes tipos de lajes na contribuição da estabilidade global de edifícios de concreto armado. Para isto, foi realizado a modelagem computacional, através do software Eberick, de uma edificação de 4 pavimentos, no qual variou-se entre lajes maciças, nervuradas e treliçadas, bem como o arranjo dos pilares. Através do diagnostico, constatou que a estrutura é de nós móveis, ou seja é necessário considerar os efeitos de segunda ordem, obtendo um maior valor na direção x e menor na y em todas as situações, isso ocorre pelos arranjos dos pilares ter maior inércia nesta direção ou maior rigidez. Diante do resultado é possível identificar a melhor situação dos pilares e tipo de laje, garantindo a funcionalidade e segurança da estrutura.

Palavras Chaves: Arranjos dos pilares; Tipos lajes; Concreto armado.

ABSTRACT: With the population growth a growing demand for housing has occurred. With this vertical buildings has become an increasingly attractive option for both commercial and residential purposes. However, the dimensioning of these buildings is a great responsibility, as it can suffer instability with horizontal actions due to the wind and vertical due to its purpose. In this sense, the present work makes an analysis of

the influence of the pillar arrangements and different types of slabs in the contribution of the global stability of reinforced concrete buildings. For this, computational modeling was carried out, through the Eberick software, of a 4-storey building, in which it varied between solid, ribbed and trussed slabs, as well as the arrangement of the pillars. Through the diagnosis, it was found that the structure is of mobile nodes, that is, it is necessary to consider the effects of second order, obtaining a greater value in the direction x and smaller in the y in all situations, this is because the arrays of the pillars have greater inertia in this direction or greater stiffness. Before the result is possible to identify the best situation of the pillars and type of slab, guaranteeing the functionality and security of the structure.

Keywords: Arrangement of pillars; Types slabs; Reinforced concrete.

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem-se contemplado um grande crescimento nas cidades, principalmente nas grandes metrópoles. E esse crescimento se reflete diretamente nas construções. Os edifícios estão cada vez mais altos e os projetos mais audaciosos. Com isso, essas edificações ficam excessivamente esbeltas podendo gerar instabilidade nas estruturas. Além dessa esbeltez, outro fator determinante da instabilidade das estruturas é o vento. Como se sabe, a força do vento se torna maior quanto maior for a altura (HAUCH, 2010).

A principal consequência desses avanços é a probabilidade de se atingir um estado de instabilidade, principalmente nos pilares que são os maiores responsáveis por manter a estabilidade global das estruturas (ZUMAETA, 2016).

Circunstância antes analisados somente em edificações específicas (edifícios altos ou obras de arte), como os efeitos de segunda ordem e estabilidade global e local das estruturas, no momento atual se tornou mais frequente à avaliação destes, em empreendimentos (MEDEIROS, 2018).

Desta maneira, é importante que o engenheiro civil tenha conhecimento da influência destas ações, afim de propor soluções mais eficazes e entender melhor o comportamento dos elementos estruturais em uma edificação.

As edificações além de satisfazerem as necessidades dos clientes, devem também serem seguras, duráveis e economicamente viáveis. E o estudo das estruturas, afeta diretamente no cumprimento desses requisitos. Sendo assim, uma boa concepção estrutural e a escolha do tipos de sistemas é fundamental para a estabilidade da mesma.

2 METODOLOGIA

2.1 DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Foi realizada uma análise de um edifício hipotético, considerando localizado na cidade de Porto Nacional (TO). O edifício tem estrutura aporticada de concreto armado, possuindo 16,50 metros de altura a partir do nível do terreno e é composto por um pavimento térreo e 4 pavimentos tipo, com o pé direito de 3 metros, cobertura e caixa d'água. Suas dimensões em planta são de 12,25 x 14,85 metros. Cada andar conta com quatro salas comerciais e com banheiro em cada sala, hall social e escada. Na Figura 1 é apresentada a planta do pavimento tipo do edifício.

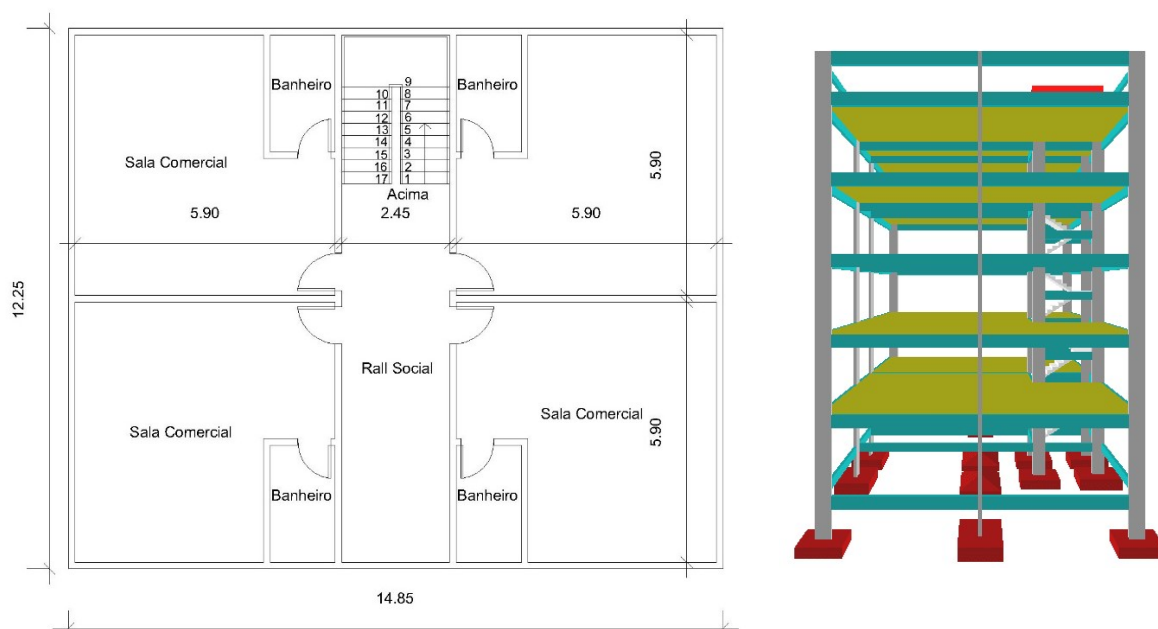


Figura 1– Planta do pavimento tipo e vista lateral
Fonte: Elaborada pelo Autor (2018)

2.1.1 Levantamento de Carregamentos

As ações verticais podem ser permanentes e acidentais. As ações permanentes verticais é constituído pelo peso próprio e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes que são vigas, pilares, lajes, revestimentos e alvenaria de vedação.

Segundo a NBR 6120 (1980), as ações acidentais verticais é toda a carga que atuar sobre a estrutura em função da ocupação da edificação (pessoas, móveis,

materiais diversos, veículos etc.). Nesta edificação foram considerados os seguintes carregamentos, representados na Tabela 1, baseadas na NBR 6120 (1980).

Tipo	Carregamento	Peso específico dos materiais (kN/m³)
Permanente	Peso próprio da estrutura	25,0 (kN/m³)
Permanente	Parede	13,0 (kN/m³)
Tipo	Carregamento	Valores mínimos das cargas verticais (kN/m²)
Permanente	Revestimento	1,0 (kN/m²)
Acidental	Cobertura	0,5 (kN/m²)
Acidental	Sobrecarga Tipo	2,0 (kN/m²)

Tabela 1- levantamento dos carregamentos

Fonte: Adaptada da NBR 6120(1980)

a) Vento

A ação do vento é uma das principais causas do surgimento de esforços horizontais nas edificações altas. Para avaliar a ação do vento no local da obra, inicialmente consulta-se no mapa das isopletras fornecido na norma NBR 6123 (1988), a equação 1 expressa a velocidade característica.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 1}$$

Sendo,

V_k = Velocidade característica

V_o = Velocidade básica do vento;

S_1 = Fator topográfico;

S_2 = Fator relacionado com a rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S_3 = Fator estatístico;

Para obter os esforços no pórtico, primeiro o cálculo da velocidade característica do vento, conforme o mapa - Isopletras da velocidade básica V_o (m/s) da NBR 6123 (2003) um $V_o = 30 \text{ m/s}^2$.

No fator topográfico (S_1) foi considerado um terreno plano ou pouco acidentado resultando em um $S_1 = 1,0$; já o fator S_2 que é produto da combinação dos efeitos da Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno foi definida classe A ("maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros") e classe IV ("Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada."), obtendo $F_R = 1$, $p = 0,12$ e $b = 0,86$ de acordo com o item 5 da NBR 6123 (2003).

No fator, S_3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Portanto foi definido conforme a Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico (S_3) da NBR 6123 (2003), conforme o grupo 2 (Edificações para hotéis e residência. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação) $S_3 = 1,0$.

Conhecendo-se o valor de V_k , calcula-se o valor da pressão de obstrução q^* (pressão perpendicular à superfície da estrutura), dada pela expressão: $q^* = 0,0613V_k^2$, onde q^* : pressão de obstrução em kgf/m^2 e V_k em m/s .

Para transformar essa pressão de obstrução em pressão estática, a ser aplicada à estrutura, faz-se necessário conhecer o coeficiente de arrasto. Esse coeficiente é usado para se obter a pressão global (ou mesma a força global) que o vento exerce na estrutura. A pressão estática é dada pela expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{Equação 2}$$

onde,

C_a = é o coeficiente de arrasto

q = é a pressão dinâmica ou pressão de obstrução

A_e = Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra").

Aplicando a fórmula $V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$ foi possível determinar a Velocidade característica (V_k), em seguida com a fórmula da pressão estática foi possível obter a força de arrasto na direção X e Y, na qual foi utilizada no modelo.

2.1.2 Materiais da Superestrutura

a) Concreto

Foi admitido para o concreto um F_{ck} de 25 MPa. O módulo de elasticidade foi calculado conforme a NBR 6118 (2014), pela equação 1.

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 3}$$

Onde, α_e é o coeficiente de ajuste baseado no agregado utilizado, adotado 1,0 (granito). Resultando em $E_{ci} = 28.000 \text{ MPa}$.

b) Aço

O Aço considerado foi o CA-50, segundo as recomendações da NBR 6118 (2014), e o coeficiente de Poisson adotado foi de 0,2.

2.1.3 Combinações

Os estados limites depende-se dos requisitos esperados para uma edificação, que a mesma deva garantir condições adequadas de segurança, funcionalidade e durabilidade, de modo a atender todas as necessidades para as quais foi projetada, ao longo de sua vida útil de acordo com NBR 6118 (2014). Neste sentido as combinações para verificação do desempenho da estrutura foram todas geradas através do Software Eberick.

2.1.4 Coeficiente γ_z

Cavalheiro (2016) explica que esse coeficiente surgiu do empenho de se obter um método capaz de detectar se a estrutura é de nós móveis ou fixos e, além disso, estimar os esforços de segunda ordem quando relevantes, sem ter que realizar uma análise de segunda ordem.

Para o cálculo do coeficiente, os procedimentos a serem seguidos são:

a) Primeiro faz-se uma análise de primeira ordem levando em consideração as cargas verticais e horizontais. Uma redução da rigidez da estrutura é realizada com o objetivo de considerar, de forma aproximada, a não-linearidade física.

b) Calculam-se os acréscimos de momentos, através da relação:

$$\Delta M_d = R_d \cdot e_d \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

ΔM_d = acréscimos de momentos; R_d = Valor de projeto da resultante de todas as cargas verticais; $e_{,d}$ = deslocamento de primeira ordem do ponto de aplicação da resultante R_d .

Essa avaliação, válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, é efetuada a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, adotando-se os valores de rigidez dados em 15.7.3 da norma. NBR 6118 (2014) γ_z é determinado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ = 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 da análise de primeira ordem;

$M1_{tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$. Outra situação seria γ_z entre $1,1 > \gamma_z \leq 1,3$, a norma considerar a estrutura sendo de nós móveis, sendo necessário considerar os esforços globais de segunda ordem. NBR 6118 (2014).

2.2 MODELOS NÚMERICOS

2.2.1 Modelo I

O edifício é composto por pórticos e lajes. A estrutura é composta de 14 pilares (P) de acordo com a figura 2, os pilares adotados conforme a solicitação do carregamento foram de 15 x 60 cm para todas as situações, tendo restrições em alguns casos por não atender as solicitações. No modelo A, laje maciça o P8 e P9 é 17 x 60 cm. A nervurada e modelo B de novo arranjo de pilares o P8 e P9 é 16 x 60 cm. Já a treliçada o P8 e P9 é de 17 x 60 cm e o P7 e P10 é de 16 x 60 cm. As vigas com dimensões de 14 x 50 cm para todas as situações, com exceção da viga do patamar da escada com 14 x 40 cm. Nas quatro situações, foram considerado três tipos diferentes de lajes, maciças com 12 cm de espessura, nervuradas e treliçadas com 21 cm e o modelo B no qual foi testado outro arranjo de pilares com laje maciça de 12 cm, sendo as mesma cargas em todos os casos.

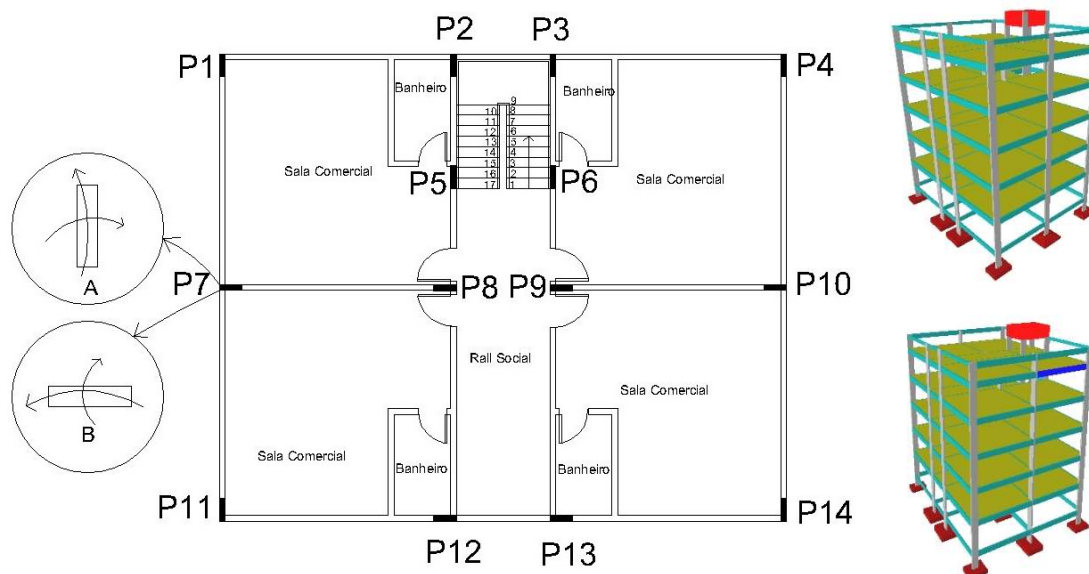


Figura 2– Planta do pavimento tipo
Fonte: Elaborado pelo Autor (2018)

2.2.2 Modelo II

Neste a estrutura tem o mesmo formato do modelo I, a diferença que neste modelo não levou em consideração a imposição arquitetônica conforme a figura 3, sendo utilizado somente laje maciça. Os pilares adotados no modelo é de 15 x 60 cm para as duas situações, as vigas se manteve as mesmas do modelo I.

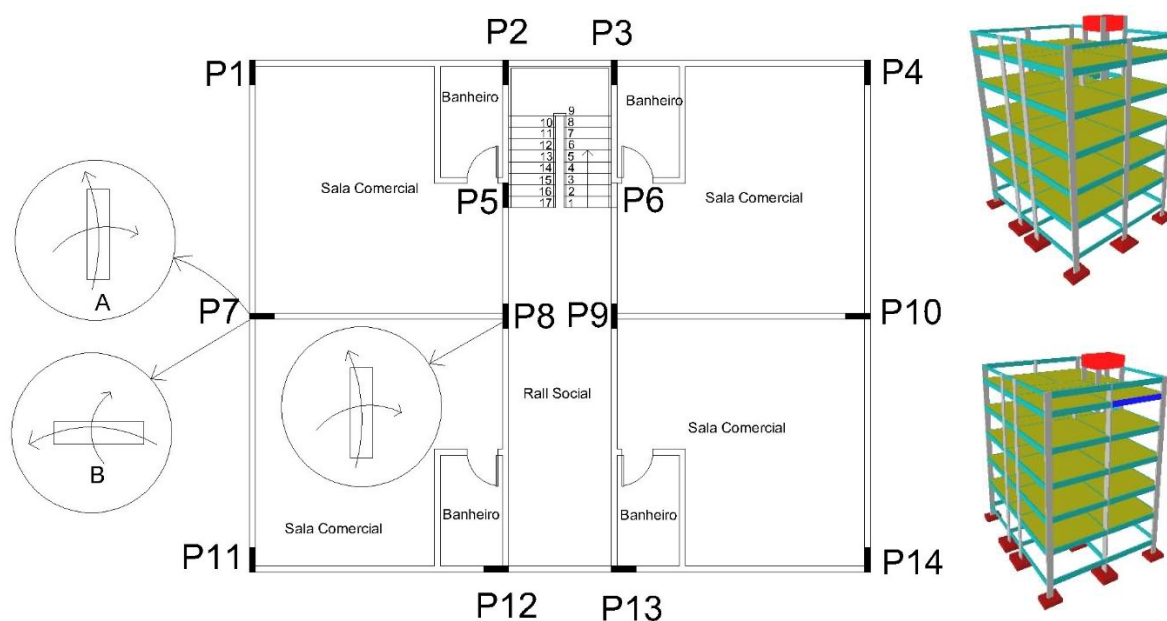


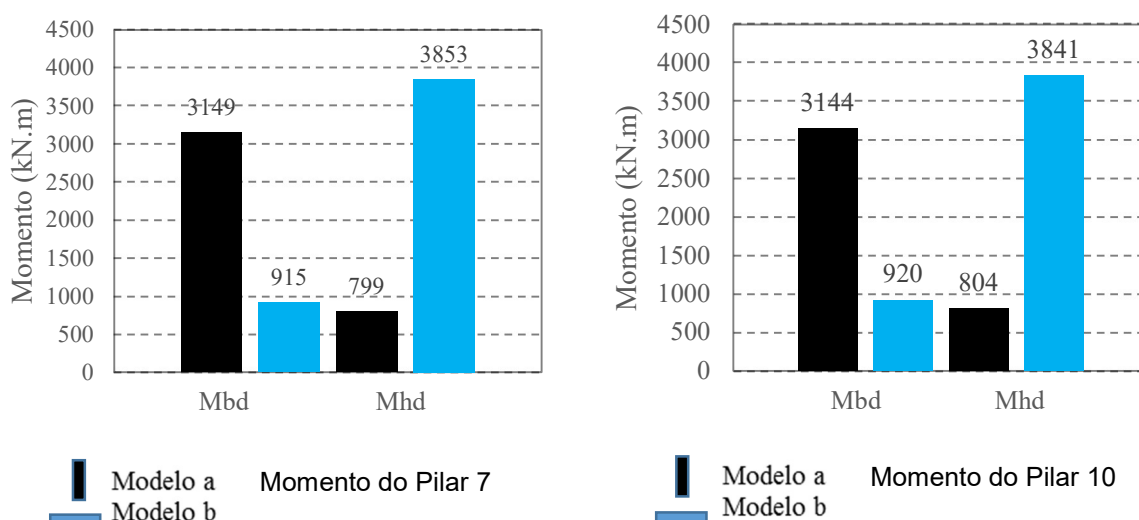
Figura 3– Planta do pavimento tipo e Representação da estrutura com os arranjos dos pilares
Fonte: Elaborado pelo Autor (2018)

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 MOMENTOS

Os momentos foram analisados no P7 e P10, sendo base (M_{bd}) e altura (M_{hd}), no qual foi estudado duas posições diferentes por meio de combinações de carregamentos. Conforme o gráfico 1, a análise do modelo A e B em P7 e P10 gerou duas situações, sendo P7 em A com M_{bd} 3149 kN.m e M_{hd} 799 kN.m. Comparando com P10 não teve muita diferença nos dados, como podemos observar em A o M_{bd} 3144 kN.m e em M_{hd} é 804 kN.m. Já no modelo B em P7 é M_{bd} 915 kN.m e M_{hd} de 3853 kN.m, e em P10 em M_{bd} 920 kN.m e M_{hd} de 3841 kN.m. De acordo com os resultados, a melhor situação é o modelo A por apresentar o menor momento.

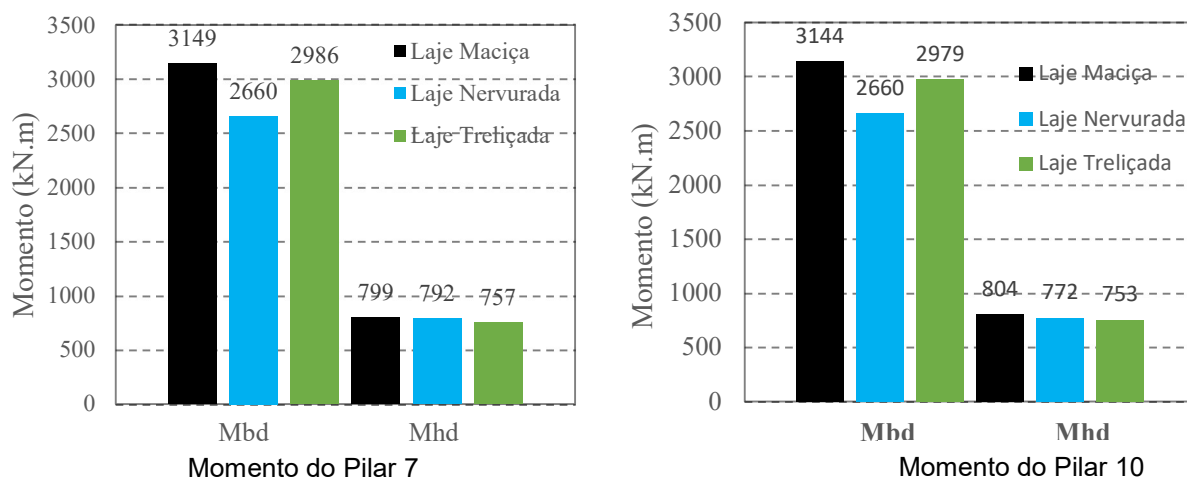
Gráfico 1 – Momento de tombamento dos arranjos dos pilares



Fonte: Autor (2018)

No gráfico 2 foi considerado três tipos de lajes: maciça, nervurada e treliçada. Conforme os resultados, não há muita diferença de dados tanto em M_{bd} como em M_{hd} , no comparativo do momento em P7 e P10, alcançando o melhor desempenho a laje nervurada, em M_{bd} 2660 kN.m, em P7 e P10. Já em M_{hd} teve uma pequena diferença entre P7 com 792 kN.m e P10 com 772 kN.m.

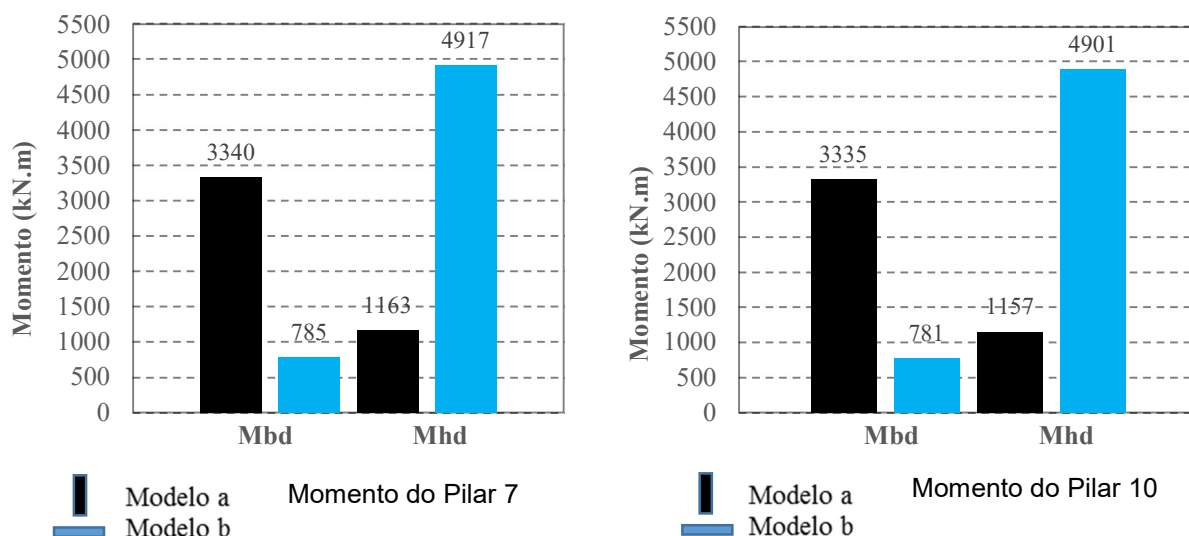
Gráfico 2 – Momento de tombamento para laje maciça, nervurada e treliçada



Fonte: Autor (2018)

No gráfico 3 é uma situação na qual não considerou a imposição arquitetônica da estrutura, sendo analisado duas situações diferentes por meio de combinação de carregamentos, modelo A e B. O momento em A em P7 é de M_{bd} 3340 kN.m e M_{hd} 1163 kN.m, comparando com P10 manteve-se quase o mesmo valor, sendo em A o M_{bd} 3335 kN.m e em M_{hd} e 1157 kN.m. Já o modelo B em P7 é M_{bd} 785 kN.m e em M_{hd} de 4917 kN.m, e o P10 é de M_{bd} 781 kN.m e o M_{hd} é de 4901 kN.m. Sendo assim, a melhor situação é o modelo A por apresentar o menor momento.

Gráfico 3 – Momentos de tombamento dos arranjos dos pilares

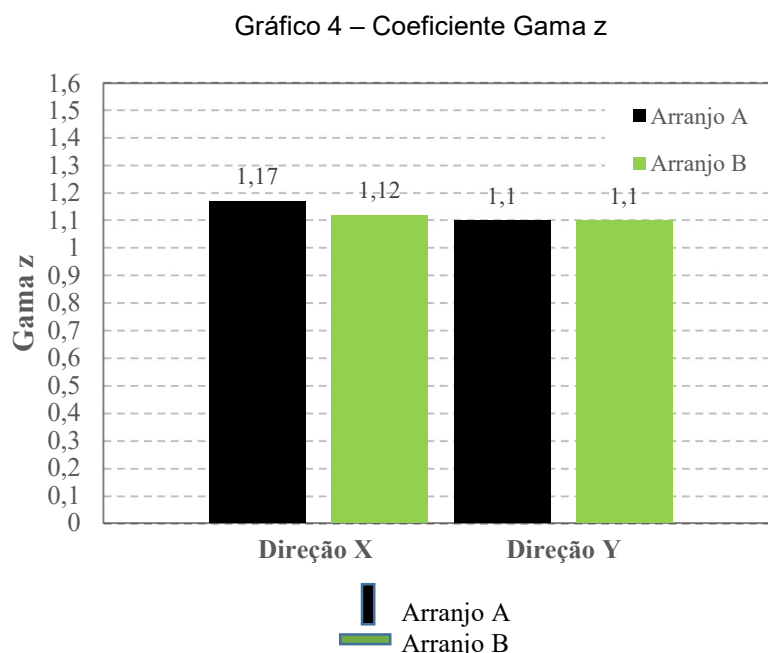


Fonte: Autor (2018)

3.2 Gama Z

Na verificação da estabilidade global da estrutura utilizou-se parâmetro gama-z, conforme o gráfico 4. Comparando os arranjos A e B os resultados obtidos foram em A na direção x de 1,17 e y de 1,10, sendo B em x 1,12 e y de 1,10.

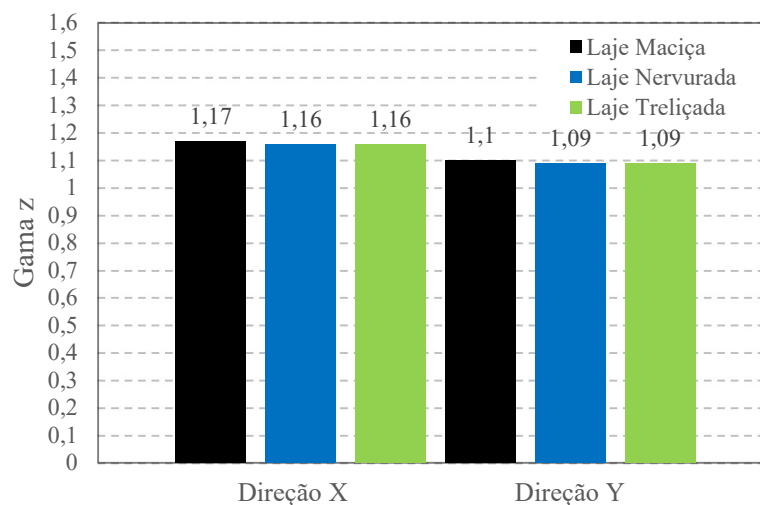
Diante do exposto, podemos observar que a direção y manteve o mesmos valores para as duas situações, isso ocorre pelos arranjos dos pilares ter maior inércia nesta direção. Conforme a NBR 6118 (2014), a estrutura é de nós móveis, ou seja, é necessário considerar os efeitos de segunda ordem. O melhor resultado para o gama z, de acordo com o gráfico é o arranjo B por apresentar o menor valor.



Fonte: Autor (2018)

No gráfico 5 é analisado um comparativo de laje maciça, nervurada e treliçada, para verificação do melhor desempenho na estrutura. Os dados em laje maciça na direção x 1,17 e y 1,10. A nervurada e treliçada em x 1,16 e y 1,09. Nesta situação os resultados foram muito próximos, com uma pequena diferença para laje maciça apresentando o maior coeficiente gama z.

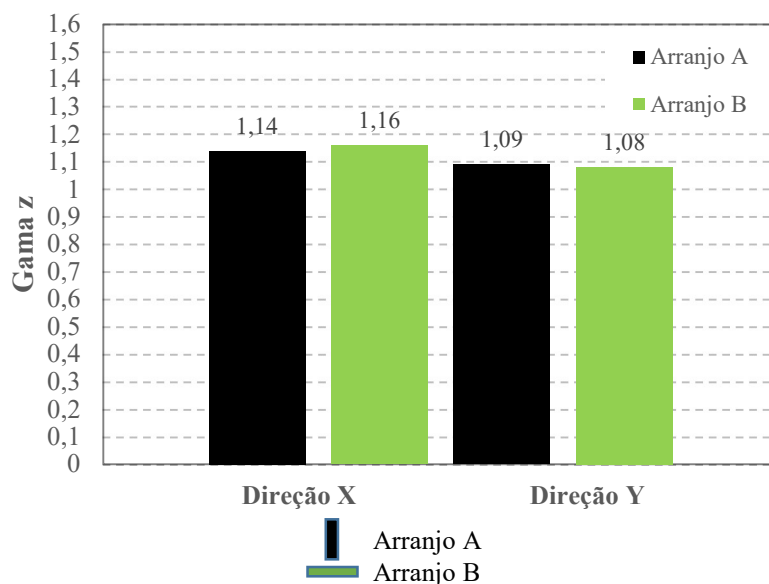
Gráfico 5 – Coeficiente Gama z



Fonte: Autor (2018)

No gráfico 6 é uma situação na qual não se considerou a imposição arquitetônica na estrutura, sendo verificado duas situações diferentes A e B. O caso A o gama z na direção x é de 1,14 e y 1,09, já a situação B o x é de 1,16 e y 1,08. O arranjo A apresentou o melhor resultado.

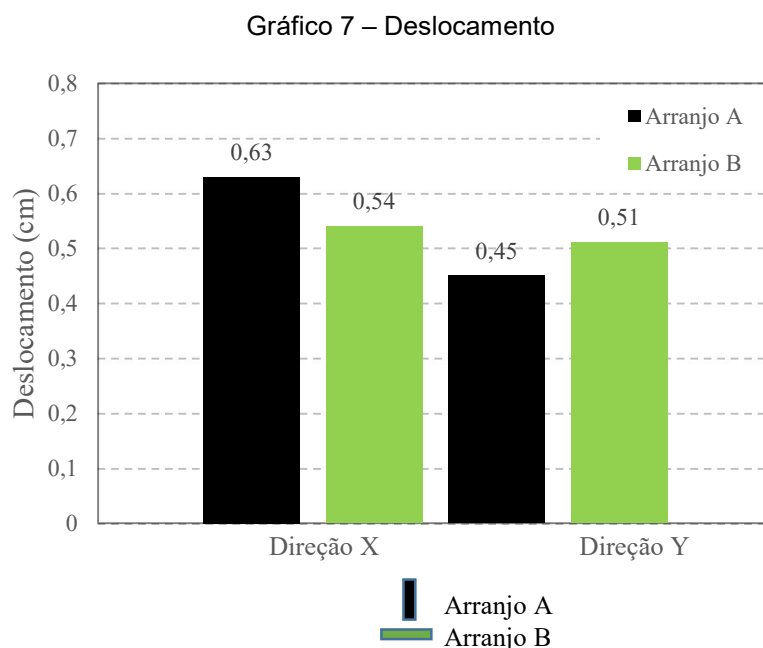
Gráfico 6 – Coeficiente Gama z



Fonte: Autor (2018)

3.3 Deslocamentos

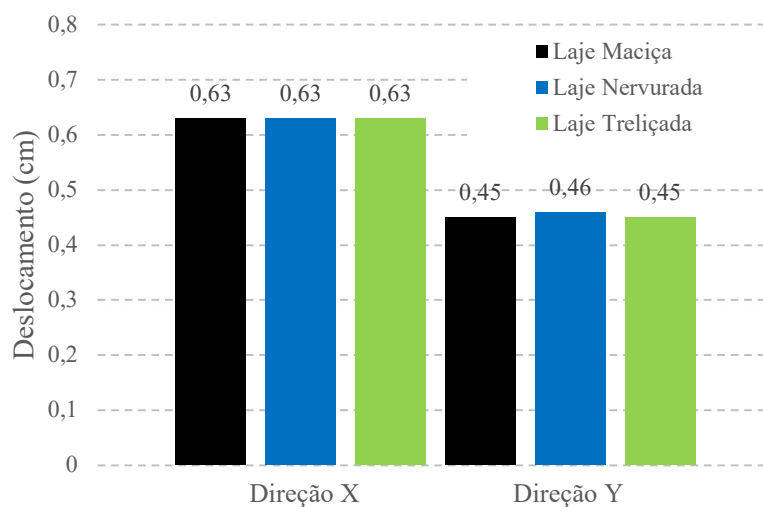
O gráfico 7 apresenta um comparativo do deslocamento horizontal, entre o arranjo A e B. No primeiro caso é analisado o arranjo A com deslocamento na direção x 0,63 cm e y 0,45 cm, já a condição B apresentou –se melhor resultado com x 0,54 cm e y 0,51 cm.



Fonte: Autor (2018)

O gráfico 8 é estudado um comparativo entre laje maciça, nervurada e treliçada, com o objetivo de verificar o menor deslocamento. Neste sentido, os dados obtidos na direção x foram todos iguais 0,63 cm e y de 0,45 cm, com exceção da nervurada que foi de 0,46 cm.

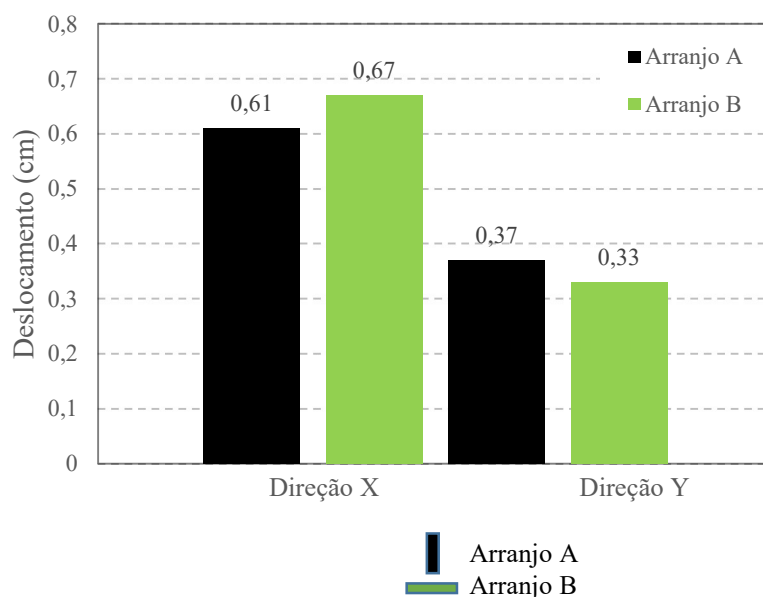
Gráfico 8 – Deslocamento



Fonte: Autor (2018)

Os dados do gráfico 9, não levou em consideração a imposição arquitetônica, sendo verificado duas posições diferentes nos arranjos A e B. Os dados adquiridos foram em A, na direção x 0,61 cm e y 0,37 cm e B em x 0,67 cm e y 0,33 cm. Diante dos resultados analisados o arranjo A apresentou-se menor deslocamento.

Gráfico 9 – Deslocamento



Fonte: Autor (2018)

A NBR 6118:2014 orienta sobre os valores limites de deslocamento, na verificação do estado limite de deformações excessivas da estrutura. Esse movimento lateral do edifício conforme orientações da norma, em função da ação do vento é de

$H/1700$, sendo o H a altura total da edificação. O edifício estudado a altura e 16,50 metros, podendo ter um deslocamento máximo de 0,97 cm. Desse modo, todos os modelos estudados estão dentro do valor limite estabelecido pela norma.

4 CONCLUSÃO

O estudo deste trabalho tem como objetivo contribuir para o entendimento da influência que o arranjo dos pilares gera em estrutura apórticada de concreto armado e demonstrar o melhor tipo de laje no comportamento estrutural, contribuindo com a rigidez e estabilidade global de edifício. Através dos modelos propostos, verificou-se os diferentes desempenhos nas análises das edificações.

Neste sentido, o modelo I do arranjo A apresentou-se o menor momento, já o gama z e o deslocamento ficou maior do que do arranjo B, mas a espessura do P8 e P9 é de 17 x 60 cm em A. No arranjo B o P8 e P 9 é de 16 x 60 cm. Sendo assim, a melhor disposição dos pilares é do arranjo B.

No comparativo dos tipos de lajes, considerou-se a maciça, nervurada e treliçada. No processamento dos dados a laje maciça o P8 e P9 ficou de 17 x 60 cm e a laje nervurada, o P8 e P9 é de 16 x 60 cm a treliçada foi a que apresentou uma situação desfavorável com P8 e P9 de 17 x 60 cm e P7 e P10 de 16 x 60 cm. Neste estudo os resultados analisado foram muito próximo, tendo a laje nervurada com o melhor resultado e uma menor solicitação na seção dos pilares de maior carregamento na estrutura, isso se deve pelo fato da arquitetura ter valores bem aproximados.

O modelo II que não levou em consideração a definição da arquitetura existente, foi considerado a melhor situação, isso reflete na importância do diálogo entre o arquiteto e o engenheiro civil na concepção dos projetos arquitetônico e estrutural.

Neste caso, pode-se verificar a importância de analisar os arranjos dos pilares numa estrutura, como pode ser observado a situação A, obteve o menor momento, menor gama z e deslocamento. Com isso a uma redução na seção dos pilares, por apresentar menor momento, gerando economia no sistema estrutural da edificação.

5 REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 (1980). Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Disponível em: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2014/02/nbr6120.pdf>. Acesso em: 19 Mai. 2018

_____. **NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento.** 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/abnt-6118-projeto-de-estruturas-de-concreto-procedimento>. Acesso em: 19 Mai. 2018

_____. **NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações.** 2013. 66f. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Disponível em: http://www.professormendoncauenf.com.br/crr_nbr_6123_forcasvento.pdf. Acesso em: 13 Outubro. 2018

HAUCH, Anderson da Silva. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado.** 2010. Trabalho de conclusão de curso (Engenheiro civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Instituto de Tecnologia, Ijuí 2010. Programa de graduação em Engenharia Civil. Disponível em: http://www.projetos.unijui.edu.br/petegc/wp-content/uploads/tccs/tcc-titulos/2010/Analise_da_Estabilidade_Global_de_Estruturas_de_Concreto_Armado.pdf. Acesso em: 20 out. 2018

CAVALHEIRO, Rafael. **Análise da estabilidade global de edifícios em concreto armado com parâmetros Yz e FAVt.** 2016. Monografia (Graduação) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco. 2016. Disponível em: https://www.eec.ufg.br/up/140/o/AN%C3%81LISE_DA_ESTABILIDADE_GLOBAL_D_E_ESTRUTURAS_DE_CONCRETO_ARMADO_DA_CIDADE_DE_GOI%C3%82NIA.pdf. Acesso em: 28 Mar. 2018

MEDEIROS, José Odilon Barros de. **Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA.** 2018. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Instituto de Tecnologia, Belém 2018. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Disponível em: <http://ppgec.propesp.ufpa.br/ARQUIVOS/dissertacoes/2018/joseodilon.pdf.pdf>. Acesso em: 20 out. 2018

ZUMAETA, Winston. **Análise da estabilidade de edifícios com estrutura de concreto armado.** Disponível em: [file:///C:/Users/Usuario/Downloads/E-book-An%C3%A1lise-da-Estabilidade-de-Edif%C3%ADcios%20\(3\).pdf](file:///C:/Users/Usuario/Downloads/E-book-An%C3%A1lise-da-Estabilidade-de-Edif%C3%ADcios%20(3).pdf). Acesso em: 07 Mai. 2018.