

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE LAJES MACIÇAS E NERVURADAS ANALISANDO A ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO

Ayrla Silva Situba

Universidade UNA de Catalão – Campus Santa Cruz
Marcelo Victor; Professor Orientador, Curso de Engenharia Civil
ayrlasittuba@gmail.com

Resumo

Este trabalho tem como objetivo realizar o comparativo entre lajes maciças e nervuradas e realizar o estudo da estabilidade global em edifícios utilizando o Software Eberick (Altoqi). Sabendo que as lajes maciças são mais rígidas se comparado com as lajes nervuradas, o presente projeto tem como finalidade comprovar que as lajes maciças por serem mais rígidas que as lajes nervuradas, conseqüentemente terá um menor deslocamento no topo da edificação. Desta forma, foram feitas análises comparativas através das alterações na redução de rigidez dos elementos estruturais conforme prescritos na NBR 6118/2014, comparando com 70% de rigidez e sem nenhuma redução na sua rigidez e alterações na resistência característica a compressão de concreto armado, observando os resultados notou-se que a medida que a resistência característica do concreto é maior, mais deslocáveis será o edifício, devido ao módulo de deformação do material. Desta forma, foi possível verificar os procedimentos afim de melhorar a estabilidade da estrutura alterando os critérios de projeto.

Palavra-Chave: Estabilidade global; redução de rigidez, deslocamentos.

Abstract

This work aims to make a comparison between solid and ribbed slabs and to study the global stability in buildings using the Eberick Software (Altoqi). Knowing that solid slabs are more rigid compared to ribbed slabs, this project aims to prove that solid slabs, as they are more rigid than ribbed slabs, will consequently have a smaller displacement at the top of the building. Thus, comparative analyzes were carried out through changes in the reduction of stiffness of structural elements as prescribed in NBR 6118/2014, comparing with 70% stiffness and without any reduction in its stiffness and changes in the characteristic compressive strength of reinforced concrete, observing The results showed that the greater the characteristic strength of concrete, the more displaceable the building will be, due to the material's deformation modulus, without changing its strength. In this way, it was possible to verify the procedures in order to improve the stability of the structure by changing the design criteria.

Keywords: Global stability; stiffness reduction, displacement.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um tipo de material de construção composto, que provem das misturas em adequadas proporções de: água, agregado miúdo (areia) e agregado graúdo (pedra ou brita). Atualmente, para melhorar sua propriedade física é possível o emprego de adições ou aditivos químicos e outros componentes como microsilica, polímeros etc. Esses materiais são adicionados à dosagem do concreto imediatamente antes ou durante a mistura. Através de ensaios com amostras do material em concreto, é possível obter resultados que demonstram que a capacidade de resistir a tração é menor, sabendo disso, afirma-se que a utilização deste material sem qualquer armadura, não é adequada para a composição dos elementos estruturais, visto que muitos estão sujeitos a tração (FILHO, F. R. J; CHUST, R. 2014. p.29).

Inicialmente a concepção do concreto juntamente com fios e barras de aço se deu a partir da necessidade de obter uma maior resistência quanto a tração, já que o aço é uma matéria resistente a tração e também mais deformável, logo, as junções destes dois elementos se portam como um único elemento capaz de resistir e satisfazer os requisitos de aderência (GIONGO, S. JOSÉ, 2009).

A armadura passiva são armaduras empregadas em estruturas de concreto armado convencional, em que o desempenho estrutural das barras é visível no momento que o concreto começa a deformar. Ao contrário, as armaduras ativas em que a sua protensão tende a induzir a compressão na estrutura de concreto antes que o mesmo consiga se deformar, conhecido como concreto protendido.

Basicamente, unindo esses materiais, como o aço e concreto, tendem a trabalhar mutuamente pelo fato de que tanto o aço quanto o concreto possuem forças de aderências ao longo de suas superfícies, enquanto que as armaduras somente atuam quando são alongadas decorrentes da deformação do concreto (FILHO, F. R. J; CHUST, R. 2014).

Em estruturas convencionais de concreto armado, sua durabilidade está diretamente ligada as características de concreto e de sua espessura e qualidade do cobrimento da armadura. Esta camada atua como uma proteção do aço contra os efeitos de oxidação, temperaturas elevadas, impactos físicos e químicos. Para tal, deve-se atentar para que o concreto seja dosado e vibrado de forma adequada e sem quaisquer fissuras com aberturas em excesso (AMORIM, A. A, 2010).

É de extrema relevância a escolha do tipo de lajes para utilizar em um edifício, pois é um dos elementos no qual mais consome material. Devido a evolução da arquitetura moderna, surgiram modelos arquitetônicos com vãos maiores, trazendo à tona estudos que apresentam soluções estruturais. Logo, foram desenvolvendo lajes com diversos tipos como alternativas para substituir as convencionais. Além disso, a medida que os edifícios têm se tornado mais altos, assim como também a sua esbeltez, deslocamentos por efeito das ações horizontais que atuam na edificação e análise dos esforços, torna indispensável para um excelente projeto.

Ao passar dos anos, a arquitetura dos edifícios tem se tornado cada vez mais altas, mais esbeltas e menos rígidas. Desta forma, as soluções devem partir com o propósito de solucionar os problemas de instabilidade em edifícios, pode destacar os pórticos e núcleos de rigidez, conhecidos como elementos de contraventamento, tem como proveito a possível redução de rigidez de outros elementos afim de favorecer a interação com o projeto arquitetônico reduzindo as incompatibilidades e os novos métodos construtivos como lajes nervuradas, treliçadas e lisas. Desta forma, é importante realizar uma análise do projeto como um todo, já que adotando a solução anterior pode ocasionar em um projeto de fundações complexos, pois os esforços de momento fletores gerados são de grande magnitude (BUENO, E. M.M, 2009).

O presente trabalho tem como intuito a análise da estabilidade global em edifícios, por competência dos parâmetros de γ_z , visando entender o desempenho estrutural, além de realizar um estudo comparativo das lajes maciças e nervuradas afim de compreender a sua influência na questão estrutural e como isso afeta a estabilidade comparando os deslocamentos no topo de da edificação para as respectivas lajes.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. LAJES

As lajes são elementos estruturais planos bidimensionais possuindo duas dimensões, sendo, comprimento e largura, sobre a terceira que é a espessura. São destinadas a receber os carregamentos atuantes, provenientes de ações acidentais. Estas ações são perpendiculares a superfície da laje, podendo então ser cargas concentradas, distribuídas linearmente ou distribuídas pelo percurso do plano. Deste modo, as ações são absorvidas pela laje e as mesmas são transmitidas para os apoios como vigas ou diretamente nos pilares (BASTOS, PAULO. 2005).

Assim sendo, as lajes podem ser interpretadas como elementos estruturais planos, cuja sua dupla função tem como objetivo resistir aos esforços normais atuantes no seu plano perpendicular e aos esforços tangenciais que agem paralelo a esse plano.

Pode-se classificar lajes em: lajes moldadas “in loco”, nas quais são construídas totalmente na obra, ou seja, no local em que será utilizada estruturalmente. As lajes pré-moldadas, as que recebem para a sua construção, elementos pré-fabricados, em que geralmente são construídas fora do canteiro de obras (PINHEIRO, G. 2016.).

Segundo os estudos de CASTRO E NOGUEIRA, estes elementos encontram-se de concreto armado ou protendido, além disso, as lajes podem ser classificadas quanto a sua natureza e tipos de apoios, como:

- Natureza:

- Laje maciça: Lajes em concreto armado ou protendido que se constitui inteiramente de uma placa maciça.

- Laje nervurada: As nervuras da laje são constituídas na sua zona de tração, em que são dispostas armaduras e de uma mesa comprimida.

- Laje Lisa: São as que estão diretamente apoiadas sobre os pilares e não possui capiteis.

- Laje em grelhas: São lajes nervuradas espaçadas a mais de um metro entre nervuras, de modo a calcular as nervuras como uma espécie de grelhas de vigas e como uma laje independente, a mesa.

- Laje cogumelo: As que são apoiadas nos pilares, com ausência de vigas, que possui capiteis.

•Tipos de Apoios:

- Apoiadas diretamente sobre as vigas ou alvenarias
- Apoiadas diretamente sobre o solo
- Apoiadas nos pilares (apoios discretos)

Assim sendo, existem diversos tipos de lajes atualmente no mercado. Edifícios de muitos pavimentos, a laje por consequência corresponde a uma grande quantidade de concreto, logo, é necessário ter conhecimento afim de escolher com precisão o tipo de laje que se adequa a cada projeto.

2.1.1. Lajes Maciças

Culturalmente, as lajes maciças têm sido as mais utilizadas, sendo de alta resistência e bom isolamento acústico e térmico, porém com um peso próprio mais elevado se comparado com as outras lajes no mercado. Desta forma, este tipo de laje conta com bastante mão de obra especializada. Constitui-se de uma malha de aço e concreto armado, sendo moldada in loco, por formas de madeiras. A estrutura é apoiada nas vigas, assim transmitindo seus esforços para os pilares. Portanto, não são indicadas para obras muito pequenas por ser inviável economicamente, além de que não usam para vencer grandes vãos, já que isso aumentaria o peso próprio de modo considerável sem qualquer ganho de resistência (GIONGO, S. JOSÉ, 2007).

- Laje armada em uma direção

Logo, tem-se:

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} > 2 \quad (2.1.1a)$$

Em que:

L_x = Lado de menor vão

L_y = Lado de maior vão

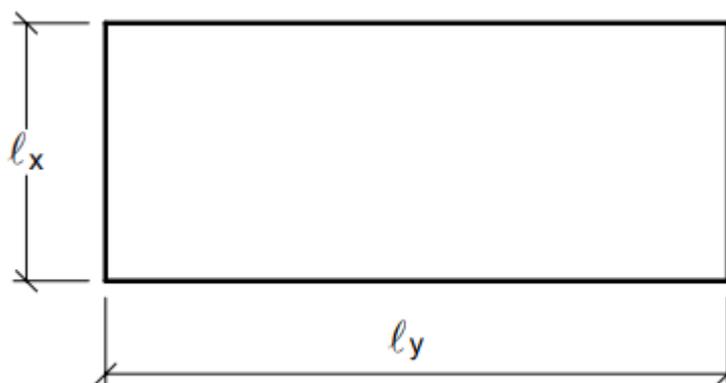


Figura 1- Vãos da laje armada em uma direção. (BASTOS, 2005.)

As lajes maciças podem ser tanto armadas em uma quanto em duas direções. Entende que na verdade possuem armaduras em suas duas direções, sabendo que estes esforços solicitantes de uma maior magnitude atuam no menor vão. Desta forma, a armadura principal tem como função resistir ao momento fletor nesta direção, desprezando a existência da outra direção. Logo, é calculada similar a um conjunto de vigas-faixa na direção de menor vão. Para a direção do maior vão, a armadura de distribuição é disposta com seção transversal mínima conforme a NBR 6118:2014, afim de cooperar com a direção principal, antecipando de uma eventual concentração de esforços (BASTOS, 2005).

- Laje armada em duas direções

Enquanto que nas lajes armadas em uma direção o esforço na direção secundária são desprezados, nas lajes armadas em duas direções os esforços são importantes para as duas direções, ou seja, as armaduras irão resistir os esforços para as duas direções.

Logo, tem-se:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \leq 2 \quad (2.1.1b)$$

Em que:

l_x = Lado de menor vão

l_y = Lado de maior vão

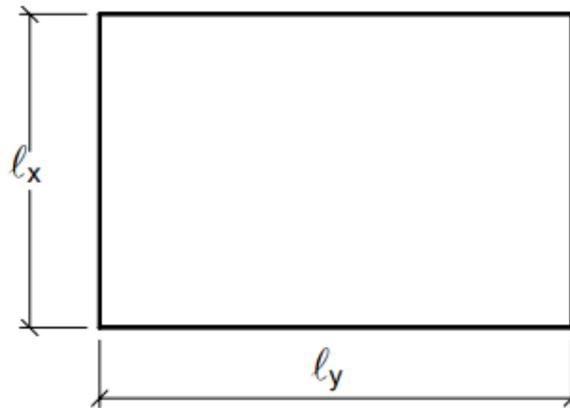


Figura 2 - Vãos da laje armada em duas direções. (BASTOS, 2005.)

2.1.2. Lajes Nervuradas

As lajes nervuradas são feitas de nervuras, compostas por vazios que são feitos através de cubetas plásticas. É composta por uma série de vigas nas quais se cruzam solidarizadas entre si através da mesa, como uma espécie de grelha, podendo ser moldadas no local ou então nervuras pré-moldadas. Se comparado com lajes maciças, podem obter uma economia de pelo menos até 30% de concreto e aço. Isso se dá por sua leveza e a possibilidade de construir em maiores vãos, logo, há menos pilares, podendo ser uma execução mais rápida além de refletir numa construção mais sustentável (PINHEIRO, G. 2016).

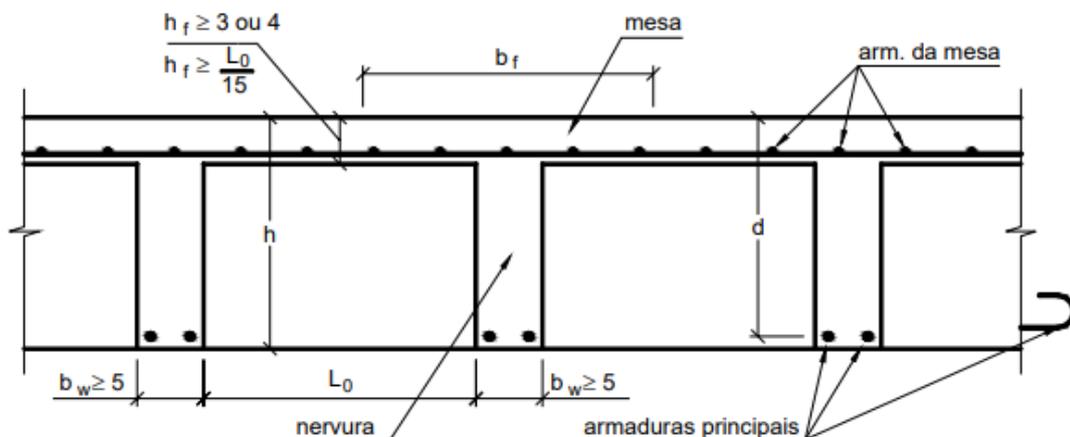


Figura - 3 Laje nervurada - Seção transversal (BASTOS, 2005)

Na NBR 6118/2014, item 13.2.4.2 apresentam algumas especificações quanto as dimensões das lajes nervuradas, devendo então primeiramente que a espessura da mesa deve ser maior ou então igual a $1/15$ de distanciamento entre nervuras e maior ou igual a 3 caso não haja tubulação horizontal embutida. Quando houver tubulações embutidas o valor mínimo é de 4 cm para diâmetro de até 12,5 mm. Para as nervuras, sua espessura não deve ser menor que 5 cm e para nervuras que possuem espessuras menores que 8 cm deve conter armadura de compressão (BASTOS, 2005).

Conforme a civilização evoluiu, a arquitetura moderna está cada vez com vãos maiores e tem ganhado o mercado, com isso, as lajes maciças foram se tornando inviável economicamente em sua maioria. Para isso, as lajes nervuradas surgiram como uma solução mais econômica e capaz de vencer grandes vãos, isso ocorre devido a não presença do concreto entre as suas nervuras, possibilitando um menor peso próprio. Devido ao efeito da punção, causadas por tensões na região da laje nervurada com o pilar, necessita realizar uma região consistente afim de resistir a compressão na laje. As fôrmas para execução das nervuras podem ser reutilizáveis, tornando sustentável, ou utilizando de materiais como o poliestireno expandido, polipropileno e plástico (FERREIRA, S. F. L, 2016).

2.2. ESTABILIDADE GLOBAL

2.2.1. Efeitos de 2ª ordem

A verificação de estabilidade global em edifícios ou de um elemento estrutural é um dos fatores mais importantes, pois visa certificar a segurança estrutural em relação as deformações ocasionadas pelas ações verticais e horizontais. No estudo da estabilidade, seus esforços são calculados a partir da geometria inicial, com a ausência de deformação, são classificados de efeitos de 1ª ordem. Já os provenientes da deformação da estrutura são efeitos de 2ª ordem, o que conduz a não linearidade entre deformação e ação.

Conforme a estrutura for mais estável, menor será seu efeito de 2ª ordem, assim como quanto maior o seu efeito de 2ª ordem, menos estável será a estrutura. Ou seja, sua estabilidade é inversamente proporcional quanto a sua sensibilidade diante os efeitos de 2ª ordem (KIMURA, 2007).

Segundo a NBR 6118:2014 sugere que é primordial a análise de estabilidade global antes de executar um projeto, é imposto também que seja considerado os efeitos de 2ª ordem para considerar se a estrutura é estável.

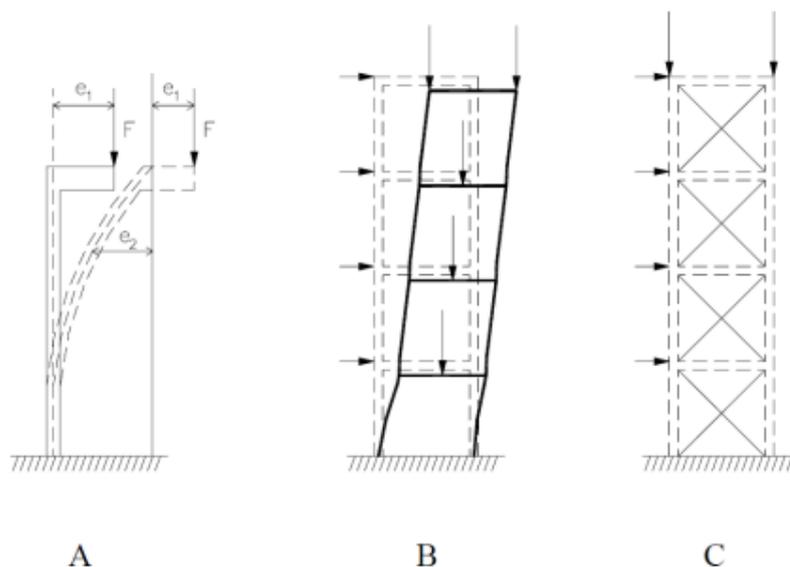


Figura 4 - Efeitos de 2ª ordem. (FUSCO, 1995, p. 366)

São chamados de efeitos de 2ª ordem aqueles esforços consequentes aos deslocamentos devido as ações de cargas vertical e horizontal.

Observa-se que na NBR 6118/2014, no seguinte item 15.4.2, em que refere a mobilidade dos elementos. As estruturas são classificadas em estruturas de “nós fixos” e nós móveis”.

No caso em que os deslocamentos desses nós das estruturas sejam pequenos, consequentemente, os esforços de 2ª ordem são desprezados, sendo, menor que 10% dos esforços de 1ª ordem, são denominados de nós fixos. Assim, ao serem estruturas flexíveis, mais deslocáveis e seus esforços de 2ª ordem forem maiores que 10% que os de 1ª ordem, são denominados de nós móveis, não podendo ser maior que 30% dos esforços de 2ª ordem, ou seja, 1,3 máximo para coeficiente γ_z . Logo, os efeitos de 2ª ordem cooperam para o acréscimo dos esforços totais.

2.2.2. Não linearidades

Os cálculos de análises de não linearidades é onde demonstra como a estrutura responde, sendo tanto em deslocamentos, como em esforços ou então tensões em que possui um comportamento não linear. Então deve sempre levar em consideração seus efeitos para que as análises da estrutura seja o mais próximo possível da realidade, já que é um comportamento que caracteriza estruturas de concreto armado (KIMURA, 2007).

Desta forma, o comportamento não linear da estrutura sob qualquer ação é classificado conforme seus efeitos. As que mais se destacam são a não linearidade física (NLF) e a não linearidade geométrica (NLG).

2.2.2.1. Não linearidade geométrica (NLG)

Em uma estrutura pode conter o comportamento não linear, mesmo que seja feito de um elemento que contenha um material que obedeça a lei de Hooke. Ao considerar a estrutura já deformada, automaticamente está considerando os a NLG, já que estes esforços e as ações são afetados pela deformação, a NLG considera a não proporcionalidade entre causa e efeito mesmo que o material seja elástico linear (BUENO, E. M.M, 2009).

O comportamento de não linearidade geométrica ocorre devido aos momentos fletores adicionais decorrente de uma deflexão lateral. Para isso, estes efeitos são associados as equações de equilíbrio de modo a considerar a estrutura deformada e as relações de deslocamento-deformação.

2.2.2.2. Não linearidade física (NLF)

Enquanto que a não linearidade geométrica obedece a lei de Hooke, a NLF ocorre devido o material não demonstrar uma relação de tensão deformação, logo, o desempenho deste material não é elástico linear (BUENO, E. M.M, 2009).

2.2.3. Coeficiente γ_z

Nos trabalhos de FRANCO E VASCONCELOS (1991) onde o coeficiente γ_z teve sua origem, com a finalidade de ser um processo mais simples de modo a estimar com exatidão os esforços de 2ª ordem. Sendo assim, o coeficiente é empregado como uma espécie de majorador dos efeitos de 1ª ordem, afim de obter os esforços finais, em que já são incluídos os de 2ª ordem. Logo, se torna dispensável a verificação de 2ª ordem.

Desta forma, a medida que a estrutura for mais esbelta, terá uma maior necessidade de análise dos efeitos de segunda ordem que são definidos por parâmetros de estabilidade, auxiliando na definição ao considerar ou não os seus efeitos de 2ª ordem, em conformidade com a norma o coeficiente γ_z . O γ_z mensura a vulnerabilidade da estrutura ao efeito de 2ª ordem, além de ser utilizado para majorar os de 1ª ordem por conta de suas cargas horizontais afim de obter efeitos próximos aos de 2ª ordem.

Segundo a NBR 6118/2014 o coeficiente γ_z tem como intuito avaliar a sensibilidade da estrutura ao efeito da não linearidade geométrica.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta Md}{M_1 d}} \quad (2.2.1)$$

Em que:

$M_1 d$ – É a soma das forças horizontais em relação a base da estrutura (tombamento).

ΔMd – É a soma das forças verticais que atuam na estrutura, pelo deslocamento horizontal obtido na análise de 1ª ordem.

Após realizar o cálculo, é possível determinar através dos resultados obtidos se a estrutura é classificada de nós fixos se $\gamma_z \leq 1.10$, caso contrário é classificada de nós moveis.

2.2.4. Processo P – Delta

O método P-Delta tem como fundamento o estudo de equilíbrio da estrutura que fora deformada após análise de 1ª ordem. O conceito deste processo é aplicar cargas horizontais fictícias na edificação de modo a reproduzir o efeito não linear.

Em edifícios com assimetria ou carga lateral, com rigidez ou massa, geram deslocamentos laterais nos pavimentos. Assim, as cargas que atuam na vertical geram momento adicional que são iguais a soma da carga vertical “P” multiplicado pelo deslocamento lateral “Delta”. Estes esforços adicionais são conhecidos como 2ª ordem, pois se calcula após a deformação (RAMALHO; CORREA; CAMPOÓ, 2005).

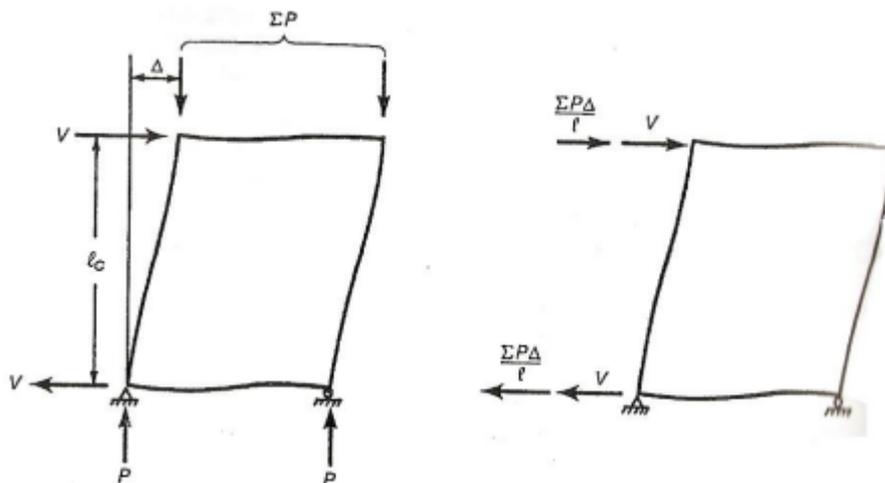


Figura 5 – Deformação da estrutura com cargas originais e fictícias (Fonte: BUENO, E. M.M, 2009)

Os efeitos do P-Delta estão diretamente ligados a instabilidade de sua estrutura, logo. No Software Eberick, após o incremento das cargas fictícias, é feito uma nova análise que apresentam os novos deslocamentos horizontais, tomando os valores dessa análise como base, são feitas novas análises até que sejam encontradas diferenças de modo significativo nas iterações. Desta forma, é possível obter os deslocamentos finais da edificação afim de calcular os esforços para realizar o dimensionamento.

3. METODOLOGIA

O trabalho tem como objetivo a análise do comportamento global da estrutura de um edifício residencial com 10 pavimentos tipos idênticos (incluindo carregamento), além do reservatório. A distância de um pavimento ao outro é de 3,15 metros e a altura total do edifício é de 31,50 metros.

O pórtico será analisado utilizando o programa de cálculo estrutural EBERICK2021, no qual fora obtido a licença mensal do modulo que permite a execução do projeto de até 12 pavimentos, comercializado pela empresa AltoQi. (SOFTWARE ALTOQI EBERICK, 2021).

Na Figura abaixo é ilustrado a planta arquitetônica do pavimento tipo do projeto.



Figura 6 – Planta arquitetônica pavimento tipo (SOUZA, 2019)

Para realizar a análise usando o software, é preciso avaliar o Pórtico Unifilar 3D juntamente com os relatórios gerados após processar a estrutura. Desta forma, é possível verificar os maiores deslocamentos dos elementos estruturais, além de compreender melhor o desempenho da estrutura. Assim, deve também verificar o descolamento do pilar no topo da estrutura.

Por fim, realizar a verificação de estabilidade global utilizando o coeficiente Gama-Z, se maior que 1,1, a estrutura é denominada como sendo nós móveis, dessa forma, deve ser considerado os efeitos de 2ª ordem utilizando o método P-Delta.

- E. Como resultado tem-se a majoração dos carregamentos horizontais se comparado aos originais.
- F. É realizado as combinações de forma normal.

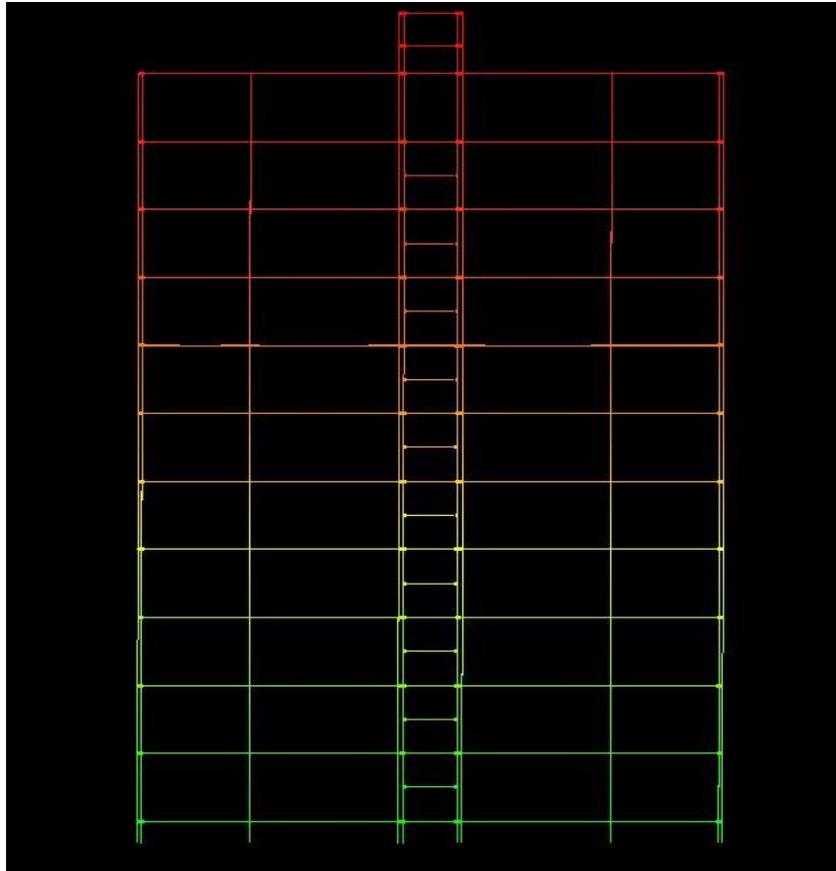


Figura 8 - Pórtico da estrutura analisada

3.1. CARACTERÍSTICAS

Para análise das cargas horizontais decorrentes da força do vento foram usados os seguintes parâmetros conforme estabelecidos pela NBR 6123/1987:

Velocidade do vento: 35 m/s (Considerando Catalão – GO)

Categoria: IV

Classe: B

Fator topográfico: $S1 = 1,0$

Fator estatístico: $S3 = 1,0$

Os coeficientes de arrasto são:

- Coeficiente de arrasto para a direção x: $C_{ax} = 0.89$
- Coeficiente de arrasto para a direção y: $C_{ay} = 1.36$

Para processar a verificação de estabilidade global, fez-se alterações para os seguintes critérios:

1. Modificar a rigidez dos seguintes elementos estruturais:
 - A. Sem nenhuma consideração na redução de rigidez dos elementos.
 - B. Considerando 70% para pilares e vigas.
 - C. Considerando a rigidez conforme prescreve a norma NBR 6118/2014, sendo 0.3 para lajes, 0.4 para vigas e 0.8 para pilares.

2. Modificar a resistência característica a compressão do concreto empregado no projeto:
 - A. Análise usando f_{ck} variável, sendo:
 - Fundação ao Pavimento 1 (40Mpa)
 - Pavimento 2 ao pavimento 5 (35 Mpa)
 - Pavimento 6 ao pavimento 9 (30 Mpa)
 - Pavimento tipo 10 ao Reservatório (25 Mpa)

Tabela 3.1 - Variação do módulo de elasticidade conforme variação de f_{ck}

Pavimento	F_{ck} (Mpa)	E_{ci} (Mpa)	E_{cs} (Mpa)
Fundação ao Pavimento 1	40	35418	30105
Pavimento 2 ao 5	35	33130	25161
Pavimento 6 ao 9	30	30673	26072
Pavimento 10 ao Reservatório	25	28000	23800
$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2}$ e $E_{cs} = 0,85E_{ci}$			

Fonte: (Autoria própria)

- B. Análise aplicando f_{ck} contínuo de 30 Mpa.
- C. Análise aplicando f_{ck} contínuo de 40 Mpa.

4. RESULTADOS E ANALISES

Para processar a análise de estabilidade foram feitas diversas combinações pelo parâmetro de γz . Estes valores elevados de γz calculados foram obtidos da seguinte combinação de acordo com a Equação 4.1:

$$1.4G1+1.4G2+1.4S+1.2R+1.4Q+1.1A+0.72T1+0.84V1+0.41D1 \quad (4.1)$$

Em que:

G1 – Peso próprio da estrutura;

G2 – Carga adicional (Alvenaria, revestimentos e etc.);

S – Solo (Ação horizontal devido ao empuxo que o solo opera nas paredes;

Q – Carga acidental;

A – Água (Atribui ao empuxo devido ao reservatório);

V – Vento (Carregamentos horizontais ao longo da edificação);

T – Temperatura (Variação de temperatura de uma edificação);

Em conformidade com a NBR 6118/2014, a verificação dos esforços finais sendo (1ª ordem mais a 2ª ordem) com princípio a majoração adicional de esforços horizontais considerando 0,95 de γz , afim de determinar os esforços globais de 2ª ordem, desde que para o γz seja menor ou igual a 1,3. Desta forma, no projeto o γz foi adotado de 1,3.

A princípio no projeto fora realizado a verificação sem qualquer redução de rigidez com a finalidade de realizar o comparativo dos resultados que fora obtido com relação a 70% de rigidez para vigas e pilares e também um comparativo de redução de rigidez conforme a norma 6118/2014 prescreve, sendo 30% para lajes,

80% para pilas e 40% para vigas. As tabelas a seguir demonstram o comparativo dos resultados obtidos.

O deslocamento encontrado no alto da edificação para as direções X e Y, respectivamente, foram de 0.61 cm e 1.09 cm para as lajes maciças, enquanto que para as lajes nervuradas nas direções X e Y, nessas ordens, 0.63 cm e 1.07cm, sendo que ambos foram inferiores ao limite definido de 2.26 cm. Já para o valor de γ_z encontrado para a direção X foi de 1.14 e para a direção Y foi de 1.07 para laje maciça e para as lajes nervuradas para a direção X foi de 1.15 e para a direção Y foi de 1.07, também abaixo de 1,30 como citado na NBR 6118/2014.

O edifício fora analisado aplicando 70% de redução de rigidez para pilar e viga para os dois tipos de lajes. Os resultados para laje maciça no alto da edificação foram de 0.63 cm de deslocamento em X e de 1.08 cm em Y, enquanto que os valores de γ_z foram de 1.21 cm para X e 1.09 cm para Y. Para as lajes nervuradas foram de 0.65 cm para X e de 1.06 para Y, enquanto que os valores de γ_z foi de 1,21 em x e 1,10 em y. Todos os valores que foram obtidos estão abaixo do limite de 2,26 cm e de 1,30 para γ_z .

Por fim, fez-se a verificação utilizando 30% de rigidez para as lajes, 40% para as vigas e 80% para os pilares. Os resultados dos deslocamentos para as lajes maciças foram de 0.61 cm na direção X e de 1.11 na direção Y, já os resultados para γ_z foi de 1.28 cm para a direção X e de 1.13 cm para a direção Y. Para a laje nervurada o deslocamento foi de 0.64 cm na direção X e de 1.08 cm para a direção Y, já os resultados para γ_z foi de 1.29 para direção x e de 1.13 para direção y. Em ambas as direções foram respeitados os limites estabelecidos de 2,26 e de 1,30 para γ_z .

Tabela 4.1 - Deslocamento conforme as variações nas reduções de rigidez para lajes maciças

Lajes Maciças						
Deslocamento com diferentes reduções na rigidez						
Pavimento	Sem redução		0,7 Ec.lc - vigas e pilares		0,3Eci.lc – lajes 0,4Eci.lc - vigas 0,8Eci.lc – pilares	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	0.61	1.09	0.63	1.08	0.61	1.11
10	0.57	1.01	0.58	1.00	0.57	1.03
9	0.54	0.95	0.55	0.94	0.54	0.97
8	0.50	0.87	0.51	0.86	0.50	0.89
7	0.45	0.78	0.46	0.77	0.45	0.80
6	0.40	0.68	0.41	0.67	0.40	0.70
5	0.34	0.57	0.35	0.56	0.34	0.58
4	0.27	0.45	0.28	0.44	0.27	0.46
3	0.20	0.33	0.21	0.32	0.21	0.34
2	0.13	0.21	0.14	0.20	0.13	0.21
1	0.06	0.09	0.07	0.09	0.06	0.09
Fundação	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01

Fonte: Próprio Autor.

Tabela 4.2 – Resumo deslocamento topo da edificação para lajes maciças e coeficiente de γz

Lajes Maciças			
Parâmetro de Estabilidade Global	Sem Redução	0,7 Ec.lc - Vigas e Pilares	0,3Eci.lc – Lajes 0,4Eci.lc - Vigas 0,8Eci.lc – Pilares
Deslocamento no topo da edificação - Direção X	0.61	0.63	0.61
Deslocamento no topo da edificação - Direção Y	1.09	1.08	1.11
γz - Direção X	1.14	1.21	1.28
γz - Direção Y	1.07	1.09	1.13

Fonte: Próprio Autor.

O valor de γz para nenhuma redução de rigidez com relação a 70% de redução de rigidez para viga e pilar foi de 5,38% para a direção X e de 1,53% para a direção Y. Enquanto que a divergência não considerando redução na rigidez se comparado para 30% para as lajes, 40% para as vigas e 80% para os pilares foram de 10,76% para direção X e de 4,61% para direção Y. Por último, a divergência entre os 70% de redução para viga e pilar e 30%, 40% e 80% para lajes, vigas e pilares foi de 5,38% para direção X e 3,07% para direção Y.

Tabela 4.3. Deslocamento conforme as variações nas reduções de rigidez para lajes nervuradas

Lajes Nervuradas						
Deslocamento com diferentes reduções na rigidez						
Pavimento	Sem redução		0,7 Ec.lc - vigas e pilares		0,3Eci.lc – lajes 0,4Eci.lc - vigas 0,8Eci.lc – pilares	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	0.63	1.07	0.65	1.06	0.64	1.08
10	0.59	0.99	0.60	0.99	0.59	1.00
9	0.55	0.93	0.57	0.93	0.56	0.94
8	0.51	0.85	0.53	0.85	0.52	0.87
7	0.46	0.76	0.48	0.77	0.47	0.78
6	0.41	0.66	0.42	0.66	0.41	0.68
5	0.35	0.55	0.36	0.56	0.35	0.57
4	0.28	0.44	0.29	0.44	0.28	0.45
3	0.21	0.32	0.22	0.32	0.21	0.33
2	0.14	0.20	0.14	0.20	0.14	0.21
1	0.06	0.09	0.07	0.09	0.07	0.09
Fundação	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01

Fonte: Próprio Autor.

Tabela 4.4. Resumo deslocamento topo da edificação para lajes nervuradas e coeficiente de γ_z

Lajes Nervuradas			
Parâmetro de Estabilidade Global	Sem Redução	0,7 Ec.lc - Vigas e Pilares	0,3Eci.lc – Lajes 0,4Eci.lc - Vigas 0,8Eci.lc – Pilares
Deslocamento no topo da edificação - Direção X	0.63	0.65	0.64
Deslocamento no topo da edificação - Direção Y	1.07	1.06	1.08
γ_z - Direção X	1.15	1.21	1.29
γ_z - Direção Y	1.07	1.10	1.13

Fonte: Próprio Autor.

O valor de γ_z para nenhuma redução de rigidez com relação a 70% de redução de rigidez para viga e pilar foi de 4,61% para a direção X e de 2,30% para a direção Y. Enquanto que a divergência não considerando redução na rigidez se comparado para 30% para as lajes, 40% para as vigas e 80% para os pilares foram de 10,76% para direção X e de 4,61% para direção Y. Por último, a divergência entre os 70% de redução para viga e pilar e 30%, 40% e 80% para lajes, vigas e pilares foi de 6,15% para direção X e 2,30% para direção Y.

Com base nos resultados obtidos é possível observar que quanto maior redução na rigidez, maior é o deslocamento, desta forma, usar 70% de rigidez em vigas e pilares, tem uma redução significativa na rigidez da estrutura como um topo, se comparado com 30% para lajes, 40% para vigas e 80% para pilares.

O comparativo dos deslocamentos horizontais com as reduções propostas pela norma NBR 6118/2014 e os valores de γ_z utilizando a não redução, demonstra que ao não considerar a redução é errado, já que o NLF está presente no edifício, pois o concreto armado não se aplica a lei de Hooke cujo material é heterogêneo. Logo, é necessário considerar a NLF.

Logo, foi possível determinar que as lajes maciças, independente das modificações realizadas, se mostrou mais rígidas, ou seja, seus deslocamentos no geral foram menores se comparado com as lajes nervuradas, obtendo os resultados como esperado.

4.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTENCIA CARACTERISTICA DE CONCRETO

No edifício foi usado um fck variável por pavimento, conforme citado na tabela 3.1 e com rigidez de 70% para vigas e pilares. Os resultados são apresentados na tabela 4.1.1.

Tabela 4.1.1 - Deslocamento com 70% de rigidez em vigas e pilares em laje maciça

Lajes Maciças						
0,7 Ec.lc - viga e pilar						
Pavimento	Variável		40 Mpa		30 Mpa	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	0.58	0.99	0.51	0.88	0.62	1.06
10	0.53	0.91	0.47	0.82	0.58	0.99
9	0.50	0.85	0.45	0.77	0.55	0.93
8	0.46	0.78	0.41	0.71	0.51	0.85
7	0.41	0.69	0.38	0.64	0.46	0.77
6	0.36	0.60	0.33	0.56	0.41	0.66
5	0.30	0.50	0.28	0.47	0.35	0.56
4	0.24	0.39	0.23	0.37	0.28	0.44
3	0.18	0.28	0.17	0.27	0.21	0.32
2	0.12	0.17	0.11	0.17	0.14	0.20
1	0.05	0.07	0.05	0.07	0.06	0.09
Fundação	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01

Fonte: Próprio Autor.

Tabela 4.1.2 - Deslocamento com 70% de rigidez em vigas e pilares em laje nervurada

Lajes Nervuradas						
0,7 Ec.lc - viga e pilar						
Pavimento	Variável		40 Mpa		30 Mpa	
	X	Y	X	Y	X	Y
Cobertura	0.60	0.99	0.53	0.89	0.65	1.06
10	0.55	0.91	0.49	0.82	0.60	0.99
9	0.52	0.85	0.46	0.77	0.57	0.93
8	0.48	0.78	0.43	0.71	0.53	0.85
7	0.43	0.69	0.39	0.64	0.48	0.77
6	0.37	0.60	0.34	0.56	0.42	0.66
5	0.31	0.50	0.29	0.47	0.36	0.56
4	0.25	0.39	0.23	0.37	0.29	0.44
3	0.19	0.28	0.18	0.27	0.22	0.32
2	0.12	0.17	0.11	0.17	0.14	0.20
1	0.05	0.07	0.05	0.07	0.07	0.09
Fundação	0.00	0.01	0.00	0.01	0.00	0.01

Fonte: Próprio Autor.

Através dos resultados é possível observar que conforme o fck é maior, menor é seu deslocamento no topo da edificação. O fck variável e fck de 40 Mpa, ambos atenderam a norma para a estabilidade do edifício. Logo, não necessariamente é preciso um fck maior para que atenda a norma. Desta forma, quanto maior o fck, menor será o seu deslocamento no topo da edificação.

Tabela 4.1.3 - Efeitos de 2ª ordem P – Delta Lajes Nervuradas

Análise P - Delta (Laje Nervurada)						
Deslocamentos no topo da edificação						
	Variável		40 Mpa		30 Mpa	
Acidental	0.11	»» 0.12 (+4.96%)	0.11	»» 0.11 (+4.48%)	0.13	»» 0.13 (+5.34%)
Vento X+	2.95	»» 3.45 (+16.99%)	2.66	»» 3.08 (+15.65%)	3.14	»» 3.74 (+19.03%)
Vento X-	2.95	»» 3.45 (+16.99%)	2.66	»» 3.08 (+15.65%)	3.14	»» 3.74 (+19.03%)
Vento Y+	5.56	»» 5.96 (+7.26%)	5.04	»» 5.37 (+6.69%)	5.93	»» 6.40 (+7.98%)
Vento Y-	5.56	»» 5.96 (+7.26%)	5.04	»» 5.37 (+6.69%)	5.93	»» 6.40 (+7.98%)
Desaprumo X+	1.12	»» 1.32 (+17.52%)	1.02	»» 1.18 (+16.16%)	1.20	»» 1.44 (+19.65%)
Desaprumo X-	1.12	»» 1.32 (+17.51%)	1.02	»» 1.18 (+16.16%)	1.20	»» 1.44 (+19.65%)
Desaprumo Y+	0.52	»» 0.56 (+7.45%)	0.48	»» 0.51 (+6.87%)	0.56	»» 0.61 (+8.20%)
Desaprumo Y-	0.52	»» 0.56 (+7.45%)	0.48	»» 0.51 (+6.87%)	0.56	»» 0.61 (+8.20%)

Fonte: Próprio Autor.

Tabela 4.1.4 - Efeitos de 2ª ordem P – Delta Lajes Maciças

Análise P - Delta (Laje Maciça)			
Deslocamentos no topo da edificação			
Variável	40 Mpa		30 Mpa
Acidental	0.06 »» 0.06 (+3.45%)	0.05 »» 0.05 (+3.16%)	0.06 »» 0.07 (+3.77%)
Vento X+	2.95 »» 3.46 (+17.51%)	2.66 »» 3.09 (+16.14%)	3.14 »» 3.76 (+19.64%)
Vento X-	2.95 »» 3.46 (+17.51%)	2.66 »» 3.09 (+16.14%)	3.14 »» 3.76 (+19.64%)
Vento Y+	5.56 »» 5.97 (+7.45%)	5.04 »» 5.38 (+6.88%)	5.93 »» 6.42 (+8.20%)
Vento Y-	5.56 »» 5.97 (+7.45%)	5.04 »» 5.38 (+6.88%)	5.93 »» 6.42 (+8.20%)
Desaprumo X+	1.15 »» 1.36 (+18.11%)	1.04 »» 1.22 (+16.70%)	1.23 »» 1.48 (+20.34%)
Desaprumo X-	1.15 »» 1.36 (+18.12%)	1.04 »» 1.22 (+16.70%)	1.23 »» 1.48 (+20.34%)
Desaprumo Y+	0.53 »» 0.58 (+7.67%)	0.49 »» 0.52 (+7.08%)	0.57 »» 0.62 (+8.45%)
Desaprumo Y-	0.53 »» 0.58 (+7.67%)	0.49 »» 0.52 (+7.08%)	0.57 »» 0.62 (+8.45%)

Fonte: Próprio Autor.

No método de análise P-Delta, os desaprumos nas lajes maciças foram maiores devido ao seu peso próprio elevado se comparado com as lajes nervuradas. Desta forma, quanto maior o peso, maior será o seu momento.

Tabela 4.1.5 - Resumo comparativo para diferentes resistências de concreto adotada para laje maciça

Lajes Maciças			
Parâmetro de Estabilidade Global	Variável	40 Mpa	30 Mpa
Deslocamento no topo da edificação - Direção X	0.58	0.51	0.63
Deslocamento no topo da edificação - Direção Y	0.99	0.88	1.06
γ_z - Direção X	1.18	1.17	1.21
γ_z - Direção Y	1.08	1.08	1.09

Fonte: Próprio Autor

O valor de γ_z considerando para fck variável para 40 Mpa foi de 0.76% para a direção X, já para a direção Y não houve alteração. Enquanto que a divergência de fck variável para 30 Mpa foram de 2,31% para direção X e de 0.77% para direção Y. Por último, a divergência entre o fck de 40 Mpa para 30 Mpa foi de 3,07% para direção X e 0,77% para direção Y.

Tabela 4.1.6 - Resumo comparativo para diferentes resistências de concreto adotada para laje nervurada

Lajes Nervuradas			
Parâmetro de Estabilidade Global	Variável	40 Mpa	30 Mpa
Deslocamento no topo da edificação - Direção X	0.60	0.53	0.65
Deslocamento no topo da edificação - Direção Y	0.99	0.89	1.06
γ_z - Direção X	1.19	1.18	1.21
γ_z - Direção Y	1.09	1.08	1.10

Fonte: Próprio Autor.

O valor de γ_z considerando para f_{ck} variável para 40 Mpa foi de 0.76% para a direção X, assim como para a direção Y também foi 0,76%. Enquanto que a divergência de f_{ck} variável para 30 Mpa foram de 1,53% para direção X e de 0.77% para direção Y. Por último, a divergência entre o f_{ck} de 40 Mpa para 30 Mpa foi de 2,30% para direção X e 1,53% para direção Y.

4.2. COMPARATIVO CONSUMO DE AÇO E CONCRETO

Após as análises comparativas da influência da resistência características do concreto no deslocamento da estrutura, realizou o comparativo do consumo de aço e concreto para f_{ck} variante, f_{ck} de 40 Mpa e f_{ck} de 30 Mpa.

Os gráficos a seguir mostram os resultados obtidos dos comparativos realizados neste capítulo.

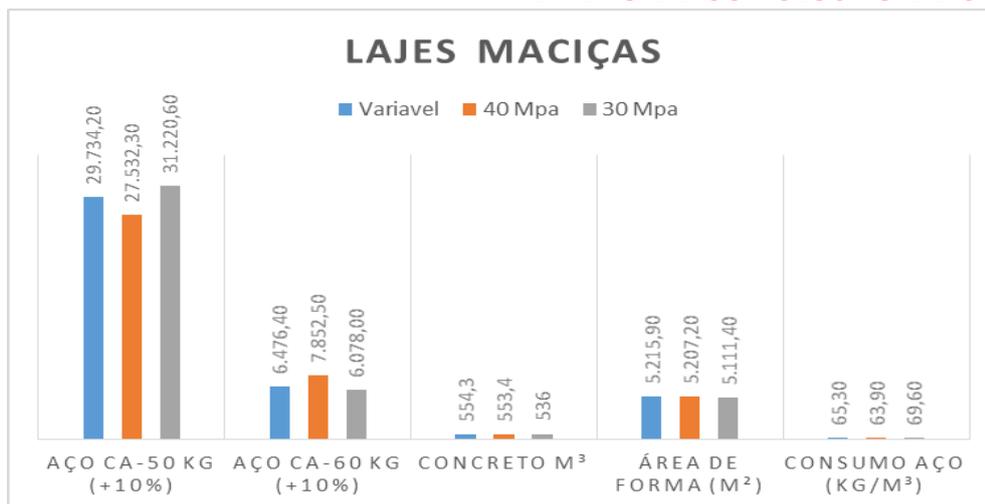


Figura 9 - Consumo de Aço e Concreto Lajes Maciças. (Fonte: Proprio Autor)

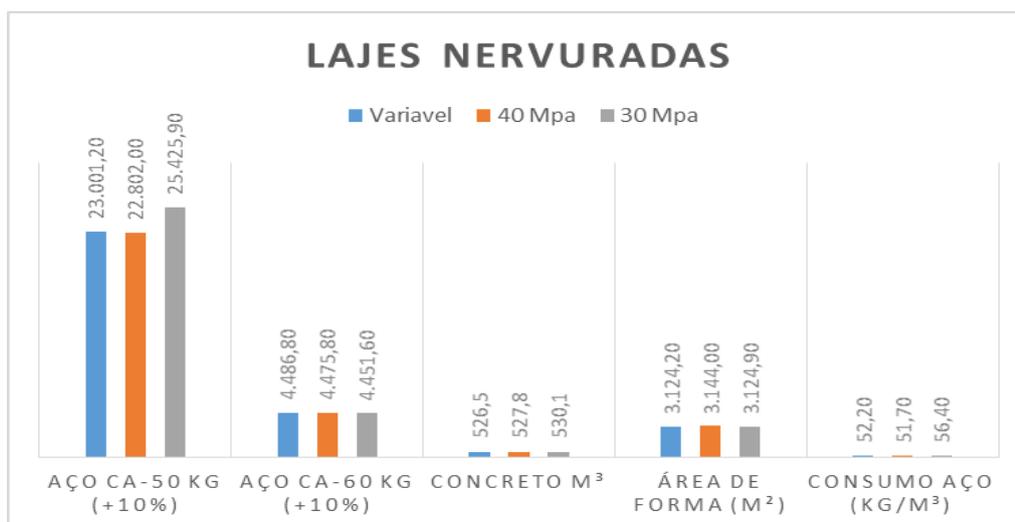


Figura 10 - Consumo de Aço e Concreto Lajes Maciças. (Fonte: Proprio Autor)

Os resultados apontaram que o consumo de aço no geral foi maior para fck de 30 Mpa. Enquanto que para fck variável e fck de 40 Mpa obteve uma menor diferença entre eles, logo ambos satisfazem as condições da estrutura.

5. CONCLUSÃO

A elaboração do trabalho permitiu uma melhor compreensão a respeito dos tipos de lajes, e também sobre estabilidade global de edifícios. De modo a entender as características dos assuntos apresentados, obtendo uma maior percepção ao avaliar os resultados.

No estudo foi possível perceber as características particulares de cada assunto, adquirindo maior sensibilidade na avaliação dos resultados, e percebendo o impacto que cada solução estrutural tem nos valores finais, tanto para o consumo de material para as lajes, como para os valores de deslocamento horizontal para a estabilidade global.

As análises feitas inicialmente adotando diferentes valores de rigidez tanto vigas, quanto para pilares e lajes, com o objetivo de considerar a NLF do concreto armado. Constatou que o deslocamento foi maior para as reduções consideradas para 70% para vigas e pilares, isso ocorre pelo fato de que a estabilidade do edifício está diretamente ligada a rigidez do pórtico.

O comparativo entre as lajes maciças e nervuradas se mostraram como esperado, pois as lajes maciças como sendo mais rígida, teve um menor deslocamento se comparado com as lajes nervuradas. Ao alterar a rigidez dos elementos foi possível observar uma alteração na estabilidade global do edifício, na mesma análise, considerando sem nenhuma redução na rigidez nos elementos estruturais, afim de demonstrar como seria caso o engenheiro não considerasse a NLF do concreto. Constatou-se que para laje maciça a diferença foi de 5,38% na direção X e 1,53% para Y e para lajes nervuradas foi de 4,61% na direção X e de 2,30% para direção Y, usando 70% para vigas e pilares e 10,76% usando os valores prescritos na norma NBR 6118/2014 sendo, 30% da rigidez para lajes, 40% de vigas e 80% para pilares.

A estabilidade global comparando diferentes alterações do fck foi analisada a princípio utilizando um fck variável no decorrer dos pavimentos e fck de 30Mpa e 40Mpa ao longo de todos os pavimentos. Conforme mostra a tabela 4.1.1 e 4.1.2, nota-se que a medida que a resistência característica do concreto é maior, menor foram os deslocamentos, ou seja, mais estável a estrutura se torna. Logo, mesmo usando a resistência característica do concreto variável é possível projetar o edifício.

Portanto, o edifício pode ser projetado usando f_{ck} tanto variável quanto contínuo com f_{ck} de 40Mpa.

A análises realizadas no trabalho foi capaz de constatar o modo de como determinados parâmetros atuam na estabilidade global dos edifícios, a fim de demonstrar que é possível realizar alterações no projeto com a finalidade de proporcionar a estrutura uma melhor instabilidade.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 - **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 - **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ALTOQI EBERICK, 2021. Disponível em:
<<https://altoqi.com.br/eberick/>> Acesso em: 26 de agosto de 2021.

ALVES, C. E; PAIXÃO, M. F.J. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. Joao Pessoa, 2020.

AMORIM, F.L.N.D; SANTOS, M.D; TELES, C.V.D; JESUS, S.L. **Influência dos efeitos globais de segunda ordem em manifestações patológicas em um edifício de concreto**. Sergipe, 2020.

BASTOS, P. **Lajes de concreto**. Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2015.

BUENO, M. MARIA E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Brasília, 2009.

CASTRO, S. F; NOGUEIRA, L. J. D. **Sistemas estruturais de lajes – Parâmetros de escolhas da solução estrutural de lajes**. Belém, Pará. 2010.

CHINEM, M. R. **Avaliação da estabilidade global**. Goiânia, 2010.

GIONGO, S. J. **Concreto armado – Introdução e propriedades dos materiais**. São Carlos, 2009.

FERREIRA. S. F. L. **Estudo de diferentes tipos de lajes em um edifício com estrutura em concreto armado**. Caruaru, 2016.

FILHO, F. R. J; CHUST, R. **Calculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 4º edição. São Carlos, 2014.

FRANCO; VASCONCELOS, A. C. **Avaliação prática dos efeitos de 2ª ordem em edifícios**. Rio de Janeiro, 1991.

FUSCO, P. B. **Técnicas de Armar as Estruturas de Concreto**. São Paulo, 1995.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado - cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo, 2018.

PINHEIRO, G. Análise comparativa de dois tipos de lajes com ênfase na influência do vão e do carregamento no estado limite de deformações excessivas. Florianópolis, 2016.

RAMALHO. CORREA. CAMPOÓ. Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. São Carlos, USP.

SOUZA, R. V. Avaliação comparativa técnica entre 8 tipos de lajes em um edifício de 10 pavimentos. Goiatuba, 2019.

TROMBETTA, T. D. Estabilidade global de edifícios – Aplicação do parâmetro de instabilidade α e processo P-Delta. Pato Branco, 2016.