



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Fabianna Cardoso Batista

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30 PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTE F_{CK} AO LONGO DA ALTURA

Palmas - TO

2019

Fabianna Cardoso Batista

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTE F_{CK} AO LONGO DA
ALTURA

Projeto elaborado e apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do Curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Professor MSc. Roldão Pimentel Araújo Júnior.

Palmas - TO

2019

Fabianna Cardoso Batista

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE 30
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM DIFERENTE F_{CK} AO LONGO DA
ALTURA

Projeto elaborado e apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do Curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Professor MSc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

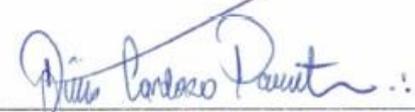
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP



Prof. Esp. Denis Cardoso Parente

Centro Universitário Luterano de Palmas - CEULP

Palmas-TO

2019

Á Deus, por estar sempre presente, me fazendo ter forças para superar os desafios da vida.

E aos meus pais Arnaldo Pereira Batista e Eusimar Marinho Cardozo, principalmente à minha mãe “Eusa”. Pelos ensinamentos e por sempre acreditarem no meu potencial.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por ter me dado força e saúde para superar as dificuldades nessa longa trajetória.

Ao meu orientador, Roldão Araújo, pelos ensinamentos, pela paciência com a minha pessoa e pelo incentivo para conclusão deste curso.

À minha amada mãe, pelo dom da vida, por sempre apoiar meus projetos, por ter paciência e estar sempre presente na minha vida, em todas as ocasiões.

Ao meu irmão, Maicon Rill, pelo apoio e incentivo para terminar o curso.

A todos os professores, pela dedicação no exercício de suas funções, pela amizade, e atenção.

A todos os meus colegas, principalmente Dheyne e Heleno Henrique, por acreditarem no meu potencial e estarem sempre dispostos a me reerguer durante esta trajetória acadêmica.

RESUMO

BATISTA, F. C. **Análise do Comportamento Estrutural de um edifício de 30 pavimentos em concreto armado com diferente f_{ck} ao longo da altura.** 2019. 55 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Bacharel em Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

Em Palmas-TO é evidente o aumento acelerado na quantidade de edifícios de múltiplos pavimentos, a cidade está em amplo processo de verticalização das edificações. Dessa forma, surge a necessidade de estudos cada vez mais aprimorados sobre o comportamento da estabilidade global das estruturas dos edifícios e dos materiais a serem usados, sabendo que quanto maior a esbeltez, maiores serão as ações horizontais nesses edifícios, e por consequente os esforços de segunda ordem. Durante a realização deste trabalho foi utilizado o *software Eberick V8*, como ferramenta de auxílio, na avaliação da estabilidade global de um edifício de 30 pavimentos, a partir do coeficiente Gama-Z. Nos modelos estudados adotou-se o f_{ck} constante de 50 MPa em toda a estrutura, e outro com o f_{ck} variando ao longo da altura, de forma decrescente a cada 10 pavimentos, 50, 40 e 30 MPa. A partir desses modelos foi levado em consideração os efeitos de segunda ordem no processo de cálculo. Os resultados constataram que o Gama-Z foi ligeiramente menor para o modelo com f_{ck} constante em todos os pavimentos, assim como os deslocamentos horizontais. Isto pode ser devido à maior rigidez da estrutura com a resistência constante. Os momentos fletores e esforços solicitantes na fundação foram mais expressivos nos elementos de maior rigidez. Em relação ao custo e ao consumo de materiais, foi verificado que houve pouca mudança na quantidade de aço em relação aos modelos, e que, apesar da quantidade de concreto ter sido igual, devido a não alteração na dimensão dos elementos, foi o de maior relevância no custo final devido a variação de resistência utilizada nos modelos. Com isso, chegou-se à conclusão que todos os modelos estruturais atenderam no quesito segurança, porém o modelo estrutural com variação na resistência do concreto apresentou a melhor relação custo-benefício.

Palavras-chave: edifício de múltiplos pavimentos, resistência do concreto, coeficiente gama-Z.

ABSTRACT

BATISTA, F. C. **Structural behavior analysis of a 30-story reinforced concrete building with different f_{ck} along the height.** 2019. 55 f. Course Conclusion Work (Graduate) – Bachelor of Civil Engineering, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO.

In Palmas-TO is evident the accelerated increase in the number of multi-storey buildings, the city is in the process of verticalization of buildings. Thus, there is a need for increasingly improved studies on the behavior of the overall stability of the building structures and materials to be used, knowing that the greater the slenderness, the greater the horizontal actions in these buildings, and consequently the efforts of second order. During this work, the Eberick V8 software was used as an aid tool to evaluate the overall stability of a 30-story building, using the Gamma-Z coefficient. In the studied models the constant f_{ck} of 50 MPa was adopted throughout the structure, and another with the f_{ck} varying along the height, decreasing every 10 floors, 50, 40 and 30 MPa. From these models was taken into account the effects of the second order in the calculation process. The results found that the Gamma-Z was slightly smaller for the model with constant f_{ck} on all floors, as well as the horizontal displacements. This may be due to the higher rigidity of the structure with constant strength. The bending moments and requesting efforts in the foundation were more expressive in the elements of greater rigidity. Regarding the cost and consumption of materials, it was found that there was little change in the amount of steel compared to the models, and that, although the amount of concrete was equal, due to no change in the size of the elements, was the largest relevance in the final cost due to the resistance variation used in the models. Thus, it was concluded that all structural models met safety, but the structural model with variation in concrete strength presented the best cost-benefit ratio.

Keywords: multistory building, concrete strength, Z-gamma coefficient.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estado Limite Último (ELU)	19
Figura 2 - Estado Limite de Serviço (ELS)	20
Figura 3 - Análise linear	21
Figura 4 - Análise não-linear	21
Figura 5 - Planta baixa pavimento tipo (sem escala).....	30
Figura 6 - Corte esquemático (sem escala, comprimento em centímetros).....	31
Figura 7 - Configuração de materiais e durabilidade	32
Figura 8 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	35
Figura 9 - Configurações do Vento	36
Figura 10 - Rugosidade do terreno	36
Figura 11 - Definição da fundação	37
Figura 12 - Configurações do projeto - Análise	38
Figura 13 - Pórtico do edifício em 3D (sem escala).....	40
Figura 14 - Coeficiente γ_z (Gama-Z).....	42
Figura 15 - Deslocamentos Horizontais no topo da edificação (cm)	43
Figura 16 - Croqui do pavimento térreo	45
Figura 17 - Gráfico de momentos solicitantes nos blocos de fundação	46
Figura 18 - Custo total do concreto por elemento estrutural	48
Figura 19 - Custo total do aço por elemento estrutural	49
Figura 20 - Total de custos da estrutura.	49
Figura 21 - Custo total do projeto estrutural	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados - Análise Estática Linear.....	41
Tabela 2 - Esforços atuantes nos blocos de fundação dos dois modelos em estudo	44
Tabela 3 - Custo unitário do concreto, aço e fôrma.....	47

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CEULP - Centro Universitário Luterano de Palmas

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

NLF - Não Linearidade Física

NLG - Não Linearidade Geométrica

SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisas de Custo e Índices da Construção Civil

ULBRA - Universidade Luterana do Brasil

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_z	Coefficiente de Instabilidade Gama-Z
Δ	Deslocamento na Horizontal
P- Δ	Efeito P-Delta
Mpa	Mega Pascal
f_{ck}	Resistência Característica a Compressão do Concreto
V_0	Velocidade Básica do Vento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1. Objetivo Geral.....	15
1.1.2 Objetivos Específicos	15
1.2. JUSTIFICATIVA	16
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	17
2.1 PROJETO ESTRUTURAL	17
2.2 CONCRETO ARMADO	17
2.2.1 Resistência característica do concreto à compressão (F_{CK})	18
2.2.2 Resistência característica do concreto à tração.....	18
2.3 ALTOQUIEBERICK	18
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL	19
2.4.1 Estado Limite Último	19
2.4.2 Estado Limite de Serviço	20
2.5 ANÁLISE LINEAR	20
2.6 ANÁLISE NÃO-LINEAR	21
2.6.1 Não Linearidade Física (NLF)	22
2.6.2 Não-Linearidade Geométrica (NLG)	22
2.7 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	22
2.7.1 Ação do vento nas edificações	23
2.7.2 Ações verticais	23
2.8 ESTABILIDADE GLOBAL	23
2.9 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	24
2.10 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	24
2.10.1 Análise P-Δ.....	24
2.10.2 Parâmetro Gama Z (γ_Z).....	25
2.11 FUNDAÇÃO	25
2.12 AÇO CA 50	26
2.13 SINAPI	26
2.13.1 Relatório de Insumos	26
2.14 RESULTADOS DE TRABALHOS SEMELHANTES	27
2.14.1 Artigo 1	27

2.14.2 Artigo 2	27
3 METODOLOGIA.....	29
3.1 DEFINIÇÃO DA ARQUITETURA EM ESTUDO.....	29
3.2 PARÂMETROS DOS MATERIAIS	32
3.2.1 Lançamento dos Elementos Estruturais	33
3.2.2 Definição dos carregamentos verticais.....	33
3.2.2.1 <i>Cargas verticais permanentes</i>	33
3.2.2.2 <i>Cargas verticais acidentais</i>	34
3.2.3 Definição das ações horizontais	34
3.2.4 Definição de fundação e vínculos.....	37
3.2.5 Processamento e dimensionamento das estruturas através de primeira e segunda ordem	37
3.2.6 Pórtico Espacial.....	38
3.2.7 Análise da estabilidade global através do coeficiente ΨZ.....	38
3.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO.....	39
3.4 DETERMINAÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO E DO PESO DE AÇO UTILIZADO	39
3.5 PARÂMETROS DE COMPOSIÇÃO DE CUSTO	39
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	40
4.1 ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	41
4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES NA FUNDAÇÃO.....	43
4.3 INDICATIVO DE CUSTOS E CONSUMO DE MATERIAIS	47
5 CONCLUSÃO.....	52
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	53
APÊNDICES	55

1 INTRODUÇÃO

No começo da civilização humana as construções de edifícios eram feitas com rochas sedimentares, o que podemos considerar como sendo concretos sedimentares. Tais edificações eram bastante robustas e rígidas, o que prejudicava na área útil. Logo se percebeu a importância da utilização de um material que fosse resistente e ao mesmo tempo ocupasse menos espaço.

O concreto moderno, utilizado atualmente para os mais diversos tipos de estruturas, vem do trabalho de inúmeros homens que ao longo dos anos aperfeiçoaram materiais, técnicas e teorias. Nos últimos anos surgiram novas técnicas construtivas e os edifícios ficaram cada vez mais altos, exigindo uma eficácia maior da estrutura como um todo. No final do século XX surgiu o computador, ferramenta de muita valia para a engenharia. Em seguida vieram os *softwares*, que auxiliam nas análises de esforços estruturais, facilitando os estudos, e assim colaborando com a definição do método construtivo a ser utilizado nas obras.

Deste modo, o presente trabalho irá apresentar a análise do comportamento estrutural de um edifício em concreto armado de múltiplos pavimentos com o f_{ck} variando ao longo de sua altura. Para isso será levado em consideração um modelo sem variação no f_{ck} para que seja feita a comparação e análise da estabilidade global da estrutura.

A constatação de como a estrutura se comporta quando sofre esforços é de suma importância, pois através dessas análises podemos averiguar como os elementos estruturais se comportam, facilitando assim a definição da qualidade do material a ser empregado na execução da obra.

A determinação da resistência característica do concreto tem ligação direta com o custo final do empreendimento e tem bastante relevância na concepção estrutural, pois esta influencia na vida útil e desempenho da estrutura.

Para que seja feita uma melhor análise dos modelos estruturais, será utilizado o programa computacional *Eberick*, desenvolvido pela AltoQi. Tal programa foi escolhido por possuir um ótimo sistema gráfico de entrada de dados, associado a análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo a NBR 6118:2014, além da visualização tridimensional da estrutura modelada.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Analisar a influência da variação do f_{ck} , resistência característica do concreto, ao longo da altura da superestrutura de um edifício de 30 pavimentos em concreto armado, com o auxílio do software Eberick da AltoQi, considerando as ações verticais e horizontais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar a estabilidade global da estrutura, considerando o coeficiente gama-z;
- Avaliar os resultados dos esforços na fundação.
- Determinar indicativos de custo referente à resistência do concreto;

1.2. JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento dos grandes centros é percebido através do aumento da população. Em contrapartida aumentam-se as construções de um modo geral, principalmente residenciais. A cidade de Palmas, por exemplo, vem crescendo rapidamente, nas últimas décadas tem sido a capital que vem crescendo em uma proporção maior do que as demais capitais. Segundo dados estimativos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), entre os anos de 2013 e 2014 Palmas foi a cidade que teve o maior índice de crescimento geométrico.

Para acompanhar essa demanda há a necessidade de mais construções. A solução mais propícia para atender a essa demanda é a construção de edifícios verticalizados, pois se aproveita melhor o espaço horizontal, possibilitando ainda mais desenvolvimento para o município.

E outro problema surge decorrente das grandes alturas dessas edificações, se faz necessário um estudo das ações horizontais provocadas pelos ventos, e a consideração é imprescindível, pois deve haver o máximo cuidado para manter a estrutura o mais estável possível sem que haja a necessidade de uma elevação no custo da obra.

Com isso, é necessário fazer um estudo em relação ao modo como o prédio reagirá diante dos esforços que a estrutura estará exposta, para que não haja problemas futuros. Para isso a ajuda da tecnologia nos faz presente, com softwares capazes de simular tais solicitações, possibilitando otimizar resultados dos cálculos estruturais.

Com a assistência desses softwares computacionais voltados para a área de projeto estrutural, ficou mais fácil a análise e a comparação das estruturas de um modo geral, facilitando a determinação da melhor e mais viável maneira de se projetar e executar um edifício.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 PROJETO ESTRUTURAL

O projeto estrutural ou cálculo estrutural é o dimensionamento das estruturas que suportaram as cargas ao qual a edificação será solicitada, são elas lajes, vigas e pilares. Sendo responsável pela segurança, economia e durabilidade.

Para Kimura (2007), a elaboração de um projeto estrutural de um edifício é um trabalho diferenciado e que envolve certas particularidades. É um trabalho intelectual que exige tanto conhecimento teórico como prático, proporciona inúmeros desafios e envolve grandes responsabilidades. De forma simplificada pode ser subdividida em três etapas principais: definição de dados ou concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e emissão de plantas finais.

O projeto arquitetônico consiste na primeira fase do projeto estrutural. A partir dele são definidos os posicionamentos das vigas e pilares, bem como as dimensões de todos os elementos estruturais.

Conforme Alva (2007, p.4) é importante considerar o comportamento primário dos elementos estruturais básicos, podendo ser resumidos da seguinte forma:

Laje: elemento estrutural bidimensional, apoiado em seu contorno nas vigas, constituindo os pisos dos compartimentos; recebe as cargas (ações gravitacionais) do piso transferindo-as para as vigas de apoio; submetida predominantemente à flexão nas duas direções ortogonais;

Viga: elemento de barra sujeito predominantemente à flexão, apoiada em pilares e, geralmente, embutida nas paredes; transfere para os pilares o peso da parede apoiada diretamente sobre ela e as reações das lajes;

Pilar: elemento unidimensional, geralmente vertical, sujeitos predominantemente à flexo-compressão, fornecendo apoio às vigas; transferem as cargas para as fundações.

2.2 CONCRETO ARMADO

A mistura de cimento, agregados e água na quantidade adequada origina o concreto, material de construção resistente aos esforços de compressão e que unido ao aço, material resistente à tração, formam o concreto armado. A associação destes materiais gera muitas vantagens nas construções como a flexibilidade, economia e simplicidade de execução, entre outras.

Segundo Bastos (2006):

O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10% da sua resistência à compressão). Assim sendo, é imperiosa a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes. Com esse material composto (concreto e armadura – barras de aço), surge então o chamado ‘concreto armado’, onde as barras da armadura absorvem as tensões de tração e o concreto absorve as tensões de compressão, no que pode ser auxiliado também por barras de aço (caso típico de pilares, por exemplo).

2.2.1 Resistência característica do concreto à compressão (F_{CK})

A resistência do concreto à compressão é a característica mecânica mais importante do concreto e é um dos elementos para o cálculo estrutural, medido na unidade de mega pascal (MPa). Para determiná-la são feitos corpos-de-prova cilíndricos do lote de concreto, segundo a NBR 5738 (Moldagem de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto) e estes são ensaiados segundo a NBR 5739 (Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos).

Alguns fatores influenciam na resistência do concreto, são eles: qualidade do material utilizado para sua fabricação (cimento, agregados, água, aditivos), a dosagem destes materiais, o processo de fabricação (mistura, transporte, cura). Deste modo é necessário que haja acompanhamento de todo o processo de fabricação do concreto para que a resistência pré-estabelecida seja garantida.

2.2.2 Resistência característica do concreto à tração

Geralmente não se conta com a resistência à tração do concreto para as definições de estados limites da estrutura, mas é necessário saber o seu valor, pois tem papel importante em determinados problemas como por exemplo a deformação, a fissuração, etc.

O valor da resistência à tração pode ser determinado através dos métodos de: fendilhamento, quando a carga atua sobre o corpo-de-prova cilíndrico colocado na horizontal; tração axial, onde a força atua “puxando” o corpo-de-prova cilíndrico nas duas extremidades; e, por flexão, onde a carga é aplicada no corpo-de-prova que está sobre dois apoios, conforme a NBR 12142 (Concreto-Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos).

2.3 ALTOQI EBERICK

Segundo a AltoQi (2017):

O *Eberick V10* é um software para projeto estrutural em concreto armado moldado in-loco e concreto pré-moldado que engloba as etapas de lançamento, análise da estrutura, dimensionamento e o detalhamento final dos elementos. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014, além da

visualização tridimensional da estrutura modelada. Trata-se de um programa diferenciado, com diversos recursos que proporcionam alta produtividade na elaboração dos projetos e no estudo de diferentes soluções para um mesmo projeto. O *Eberick* pode ainda ser complementado por diversos módulos, conforme o tipo e a necessidade dos seus projetos.

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

Á partir da análise estrutural é que serão calculados os efeitos das ações ao qual estará submetida a estrutura, ou seja, significa demonstrar através de um modelo como a estrutura reagirá aos esforços solicitantes e deslocamentos.

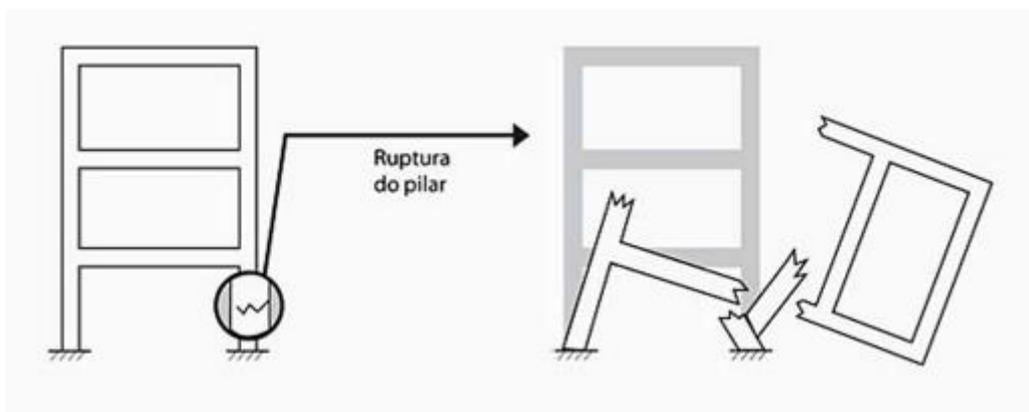
O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações dos estados-limites último e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura. (NBR 6118, ABNT, 2014)

2.4.1 Estado Limite Último

O estado limite último se dá quando a estrutura tem um colapso parcial ou total, e está diretamente relacionado à resistência da estrutura, conforme pode ser visualizado na figura 1.

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003, p.2) no projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por: perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido; ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais; transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático; instabilidade por deformação e instabilidade dinâmica,

Figura 1 - Estado Limite Último (ELU)



Fonte: Kimura (2007).

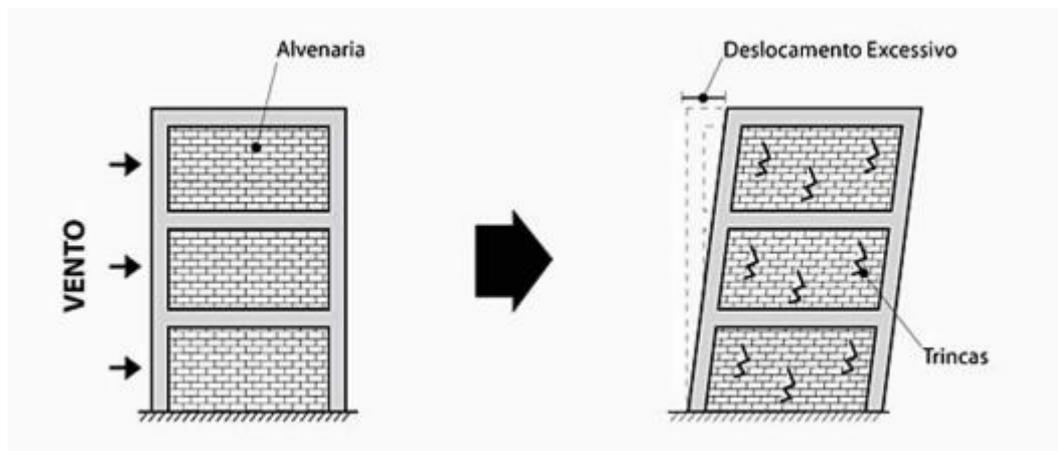
2.4.2 Estado Limite de Serviço

Segundo Kimura (2007, p.61), “o estado limite de serviço é alcançado quando o edifício deixa de ter o seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento da estrutura, que não seja a ruína da mesma propriamente dita.”

Definição segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) - Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

A figura abaixo demonstra como a estrutura se comporta diante do estado limite de serviço.

Figura 2 - Estado Limite de Serviço (ELS)



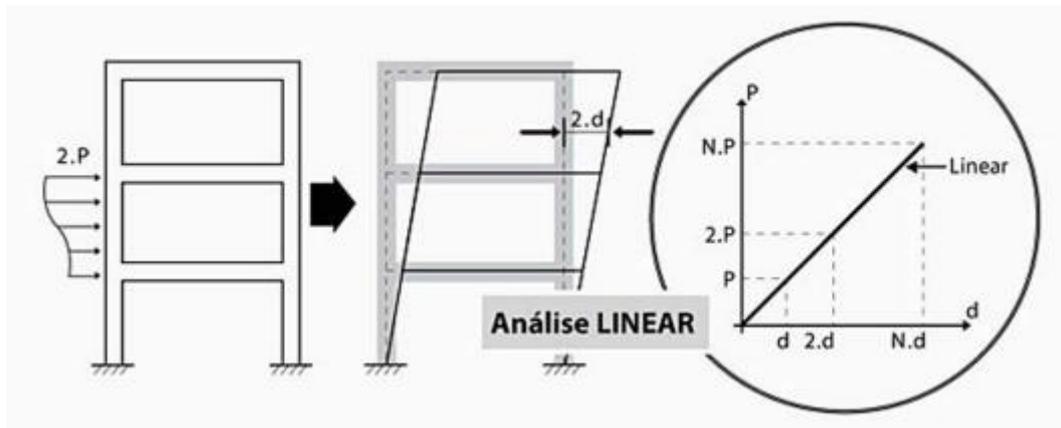
Fonte: Kimura (2007).

2.5 ANÁLISE LINEAR

Kimura (2007) demonstra como funciona este tipo de análise:

Nesta análise admite-se o comportamento elástico-linear para os materiais. Na figura 3, podemos ver que a carga aplicada horizontalmente na estrutura no valor de ‘2.P’ é linearmente proporcional ao deslocamento gerado no valor de “2.d”. Ou seja, a estrutura responde de forma linear à medida que o carregamento é aplicado.

Figura 3 - Análise linear



Fonte: Kimura (2007).

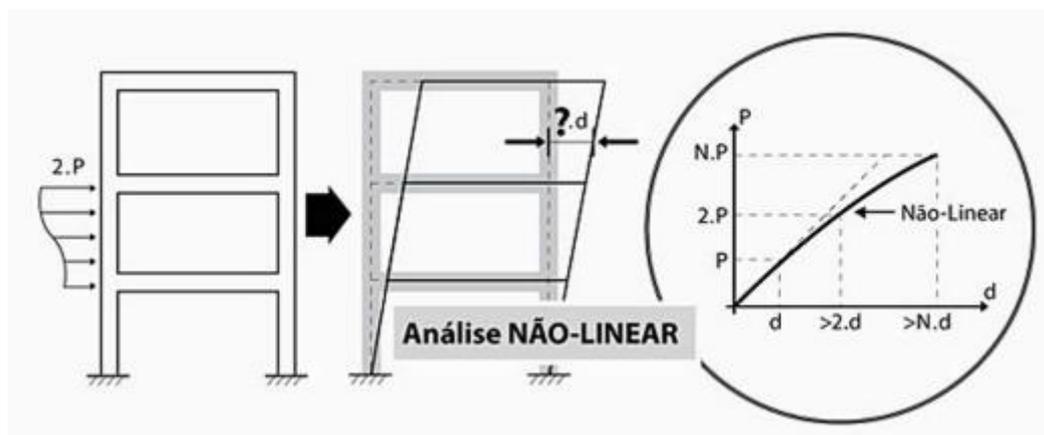
“Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados-limites de serviço.” (NBR 6118, ABNT, 2014)

2.6 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Segundo Kimura 2007, a análise linear é um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, possui um comportamento não-linear, ou seja, desproporcional à medida que um carregamento é aplicado. Como mostra a figura a seguir.

“No que se refere ao projeto de edifícios de concreto armado, a avaliação da rigidez é realizada através da adoção de métodos simplificados e/ou rigorosos. Nos métodos simplificados estão incluídos o parâmetro α , coeficiente γ_Z , e o método $P-\Delta$, e a obtenção dos esforços e deslocamentos na estrutura é feita pela análise elástica-linear. Nesta análise a consideração dos efeitos não-lineares também é simplificada.” (ANDRADE NETO, 2013, p.19)

Figura 4 - Análise não-linear



Fonte: Kimura (2007)

Segundo Pinto 2002, “os efeitos não-lineares se dividem, segundo a sua natureza, em efeitos devidos à mudança de posição da estrutura no espaço, conhecidos por não-linearidade

geométrica (NLG), e aqueles referentes ao comportamento não-linear do material, conhecidos por não-linearidade física (NLF).”

2.6.1 Não Linearidade Física (NLF)

A não-linearidade física leva em conta o comportamento do material empregado na estrutura. Em edifícios de concreto armado as propriedades dos materiais (concreto e aço) sofrem alterações à medida que o carregamento é aplicado na estrutura, condição que gera uma resultado não-linear da mesma. Comportamento esse facilmente percebido em gráficos de tensão x deformação gerados a partir de ensaios elaborados para o concreto.

Uma maneira aproximada de considerar a não-linearidade física em uma estrutura de concreto armado, isto é, levar em conta a variação do comportamento do material à medida que o carregamento é aplicado no edifício, é alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos que o compõe. (KIMURA, 2007 p.468)

2.6.2 Não-Linearidade Geométrica (NLG)

Segundo Wordell (2003), “a atuação simultânea de ações verticais e horizontais ou, ainda, em alguns casos, ações apenas verticais nos edifícios, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estrutura. Este efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõem a estrutura e é chamado de não-linearidade geométrica. Deve-se, então, dar atenção aos esforços adicionais (segunda ordem global), que surgirão, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura e sim na sua posição deformada.”

2.7 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

As ações atuantes na estrutura são divididas em basicamente dois tipos: as ações verticais e horizontais. Também podendo ser qualquer outro fator que gere tensões, deformações, isto é, que afete a estrutura e seus materiais, fazendo com que diminua a resistência da mesma.

As ações verticais são suportadas pelas lajes, que as transmitem para as vigas, podendo trabalhar em conjunto. Em seguida podem transmitir os esforços para outras vigas que se apoiam e transmitem aos pilares toda a carga. Pilares os quais estão apoiados na fundação, enfim transmitindo as cargas para o solo.

E as ações horizontais que conforme a região tem influência consideravelmente alta, assim como a altura das edificações. Para atender a demanda de construções altas e esbeltas é

necessário levar em consideração tais ações para que a resistência dos elementos estruturais atenda a esta solicitação.

Como detalha Bastos (2014), diversos tipos de ações horizontais podem atuar sobre as estruturas. Estas são determinadas de acordo com a função/importância, localização e materiais utilizados na estrutura. No caso de edifícios, as ações horizontais mais comumente consideradas são: ações de vento, ações devidas às imperfeições geométricas, ações sísmicas e ações de impacto. Cabendo ao engenheiro detalhar a relevância de cada tipo de ação.

2.7.1 Ação do vento nas edificações

O vento é uma ação importante no projeto de edifícios de múltiplos pavimentos, pois quanto maior a edificação, maior será a ação do vento atuando diretamente sobre as paredes, que será transmitida às vigas, pilares e fundação. Para melhorar a resistência da estrutura como um todo pode ser adotado os pilares paredes.

Essa ação pode ser quantificada de acordo com a NBR 6123:1998, norma que indica como deve ser feito o cálculo para as ações horizontais na estrutura.

2.7.2 Ações verticais

As ações verticais são classificadas segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980, p.1-2) como cargas permanentes e acidentais. Onde as cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes. E as cargas acidentais são todas aquelas que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.), com algumas peculiaridades definidas na norma.

2.8 ESTABILIDADE GLOBAL

Para Zumaeta Moncayo (2011) a verificação da estabilidade global de um edifício de concreto armado é essencial na elaboração do projeto estrutural. Tem como objetivo garantir a segurança da estrutura diante do estado limite último, que retrata a perda de resistência da estrutura. Tal verificação é feita a partir dos coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global.

Segundo Kimura (2007), a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem, isto é, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura.

2.9 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Para Kimura (2007) verificar os deslocamentos horizontais num edifício de concreto consiste basicamente em checar, sob ponto de vista global, os movimentos laterais da estrutura provocados tanto pelas ações horizontais, o vento, por exemplo, como por ações verticais, um edifício com balanço dos lados.

De acordo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p.77-78) os deslocamentos-limite são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Os limites para deslocamentos de efeitos em elementos não estruturais, paredes, provocado pela ação do vento para combinação frequente ($y_1 = 0,30$) é de $H/700$, onde H é altura total do edifício.

O deslocamento característico obtido no topo da estrutura é calculado pelo programa *Eberick* através do método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y.

Portanto é preciso multiplicar o deslocamento característico pelo fator y_1 para obter o deslocamento frequente e em seguida poder compará-lo ao deslocamento limite.

2.10 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Através dos cálculos dos parâmetros de estabilidade é possível avaliar a estabilidade global de edifícios. E em alguns casos, também é possível estimar os efeitos de segunda ordem.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014, p.100) os efeitos de segunda ordem, podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura, ou seja, tais efeitos não precisam ser levados em consideração caso sejam inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem.

2.10.1 Análise P- Δ

Este método é bastante utilizado para a análise de segunda ordem, visto que a aplicação é relativamente simples e oferece estimativas satisfatórias desses efeitos. Também é conhecido como Método da carga lateral fictícia. Consiste em um cálculo onde o efeito dos deslocamentos é transformado em forças horizontais equivalentes.

Como explica Bastos (2014) quando uma estrutura é solicitada por um carregamento, esta se deforma até alcançar uma posição de equilíbrio de 1ª ordem. Os nós da estrutura não sendo fixos, estes poderão se deslocar uma certa distância Δ . Nesta situação, se um carregamento transversal à Δ for aplicado, este irá interagir com a deformação inicial da

estrutura, produzindo solicitações, momentos fletores, que não existiriam caso a configuração indeformada fosse considerada.

2.10.2 Parâmetro Gama Z (γ_z)

“O coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem.” (ZUMAETA MONCAVO, 2011)

Segundo a NBR 6118 (2014, p.105) o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1, tot,d}}$$

Onde,

$M1, tot,d$ – é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

Logo se considera a estrutura como sendo de nós fixos se a condição $\gamma_z \leq 1,1$ for obedecida, e de nós móveis caso $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$.

De acordo a norma valores acima do limite de 1,30 revelam que a estrutura possui um elevado grau de instabilidade, ou seja, é uma estrutura sem estabilidade suficiente para garantir segurança. E que valores abaixo de 1,0, ou até negativos, são incoerentes e também indicam que a estrutura é instável.

2.11 FUNDAÇÃO

Fundações são elementos estruturais, cuja função é transmitir as cargas da estrutura ao solo onde se apoia. Através de estudos geotécnicos é possível identificar os tipos de solo. A partir da identificação pode-se adotar o tipo mais adequado de fundação a ser executada.

Segundo Alva (2007, p.4-5) existe dois grupos principais de fundações, que são:

- Fundações profundas: As fundações profundas são utilizadas quando não é viável economicamente o emprego de fundações diretas. Em uma fundação profunda, a carga

pode ser transmitida predominantemente pela vaze ou por atrito lateral ou ainda por estas duas formas em conjunto. Os tipos mais comuns são as estacas e os tubulões.

- Fundações superficiais – são empregadas quando o terreno apresenta um solo superficial com resistência relativamente elevada e baixa compressibilidade. Nestes tipos de fundações também conhecidas como fundações diretas ou rasas, as ações são transmitidas ao solo predominantemente pela base. São fundações do tipo rasa as sapatas e radiers.

2.12 AÇO CA 50

O aço é uma liga metálica de carbono e ferro, sendo de 0,03% a 2,00% de carbono, agente químico que lhe confere maior ductilidade, permitindo a sua dobradura para execução das armaduras.

As barras de aço são classificadas em categorias a partir do valor da resistência de escoamento (f_{yk}). O Aço CA 50 possui resistência (f_{yk}) equivalente á 500 MPa.

Devem ser usados os diâmetros seções transversais para projeto de acordo a NBR 7480:2007 (Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado). Segundo a norma mencionada (ABNT, 2007, p. 2-3) as barras e os fios de aço destinados a armadura para concreto armado, devem apresentar homogeneidade quanto às suas características geométricas. Sendo a barra da categoria CA-50 obrigatoriamente providas de nervuras transversais oblíquas.

2.13 SINAPI

O SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) segundo estabelece regras e critérios para elaboração do orçamento de referência de obras e serviços de engenharia. Tem a gestão compartilhada entre a CAIXA e o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Onde a CAIXA é responsável pela área de engenharia, especificação de insumos, composições de serviços, e o IBGE pela pesquisa mensal de preços dos insumos, tratamento dos dados coletados e formação dos índices. (CAIXA, 2017)

2.13.1 Relatório de Insumos

Os insumos estão em permanente manutenção pelos órgãos competentes, Caixa e IBGE, para manter as descrições atualizadas com o mercado.

O relatório de insumos apresenta a média de valores dos insumos (materiais, mão-de-obra e equipamentos utilizados na construção civil). Esses dados são coletados pelo IBGE em todo o país e atualizados mensalmente na base de dados do SINAPI que é mantido pela Caixa Econômica Federal.

2.14 RESULTADOS DE TRABALHOS SEMELHANTES

Para que seja feito o estudo de caso foi necessário buscar conhecimento sobre os parâmetros que o abrangem e também analisar alguns trabalhos semelhantes ao assunto. A partir deste estudo segue abaixo resultados de alguns casos similares.

2.14.1 Artigo 1

No artigo “Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial em concreto armado” foi analisado, no programa CYPECAD, uma estrutura de 17 pavimentos em concreto armado sendo 14 pavimentos tipo, 2 garagens, salão de festa, salão de jogos, 99 boxes e 6 lojas. Onde o objetivo do estudo foi analisar a influência da resistência do concreto na deformação dos elementos estruturais, no consumo de aço e no custo global da estrutura. Os valores do f_{ck} usados foram de 20 MPa, 25 MPa, 30 MPa, 35 MPa e 50MPa.

Os resultados obtidos foram demonstrados em gráficos onde pode-se perceber que quanto maior a resistência do concreto menores são as deformações sofridas pela estrutura.

Em relação ao consumo de aço, o aumento de resistência teve influência direta nas lajes que apresentaram menor consumo quanto maior a resistência do concreto. No elemento viga observou-se um aumento de consumo para o f_{ck} maior que 35 MPa. Já nos pilares os valores foram semelhantes para o f_{ck} de 30 MPa e 35 MPa sendo também os de menor consumo apresentado. De forma global a estrutura que menos necessitou de armadura foi a de 30 MPa.

Quanto ao custo da estrutura em modo geral o dimensionamento feito com f_{ck} igual a 30MPa foi a que apresentou menores gastos.

2.14.2 Artigo 2

No artigo “Análise da variação da resistência característica do concreto em edifícios entre pavimentos e elementos estruturais” foi apresentada uma proposta de estudo a ser analisado, no programa TQS, onde serão quatro modelos de um edifício de 20 pavimentos com plantas e dimensões não apresentadas no artigo. O objetivo do estudo é analisar quatro modelos estruturais do edifício, variando o f_{ck} ao longo da altura e entre os elementos estruturais, quanto ao comportamento estrutural e a quantidade de carga que chega na fundação.

O primeiro não apresentará nenhum tipo de variações no f_{ck} ., servindo como base para comparação com os demais. No segundo o f_{ck} dos pilares será constante em todos os pavimentos e variado entre as vigas e lajes. O terceiro apresentará mudança de f_{ck} por bloco

sendo cada bloco 6 pavimentos e manterá os valores da resistência entre os elementos estruturais. Por fim, o quarto também apresentará variações por bloco de pavimentos, porém variando o f_{ck} entre os elementos estruturais por bloco.

As possíveis conclusões a serem tiradas são de que a variação do f_{ck} de acordo as solicitações de cada elemento estrutural é o método que trará maiores vantagens do que os modelos convencionais. A distribuição da resistência na estrutura afetará diretamente no consumo de aço e conseqüentemente no custo total da obra.

3 METODOLOGIA

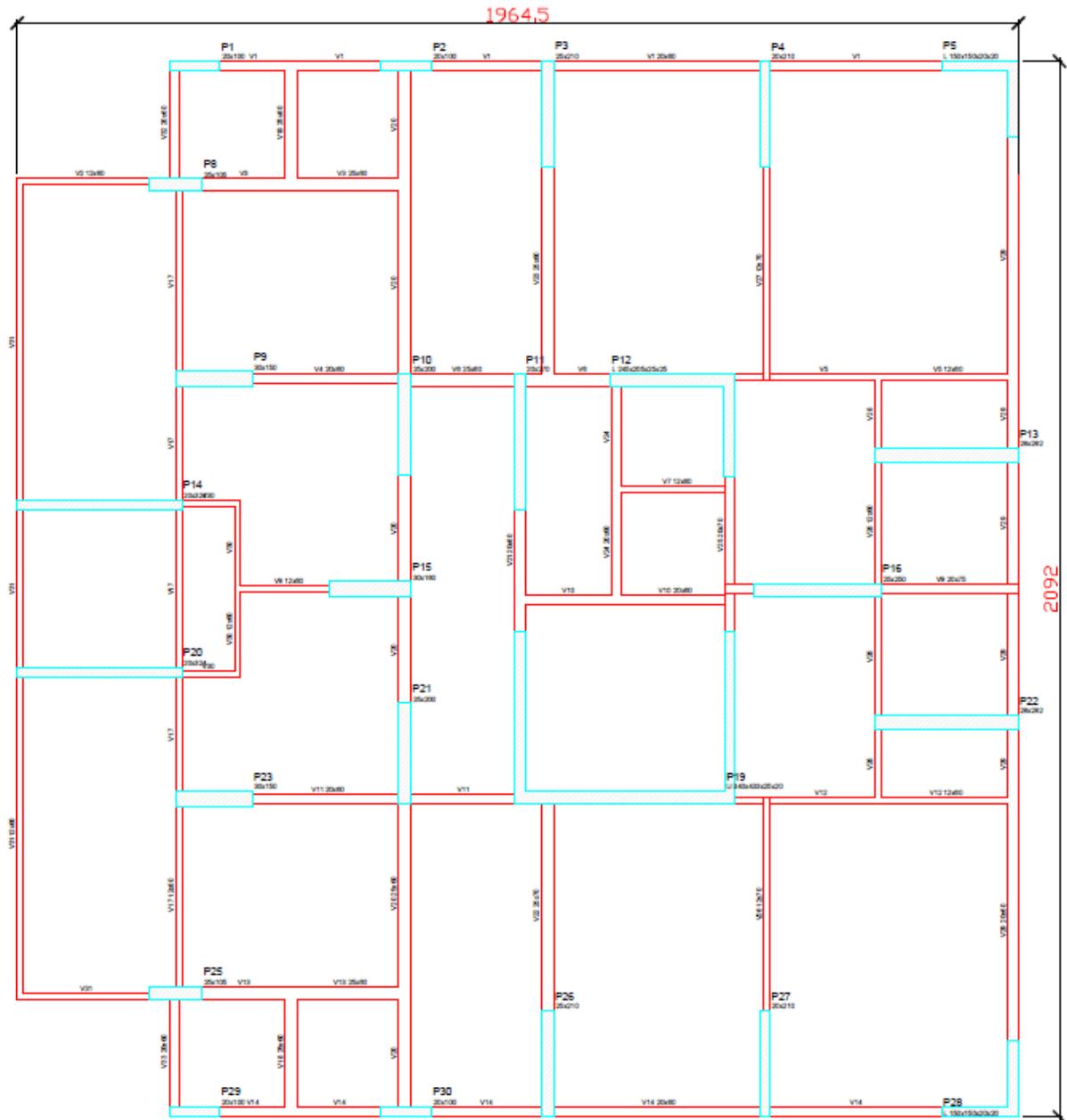
O presente trabalho consiste em uma pesquisa teórica com aplicação prática baseada em estudo de caso, onde inicialmente foi feita uma revisão bibliográfica. Tendo como finalidade desenvolver dois modelos de projeto estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado que seja mais real possível, utilizando um *software* computacional. Onde um dos modelos irá apresentar o mesmo f_{ck} ao longo da altura e o outro terá variação a cada 10 pavimentos, onde o valor diminuirá ao longo da altura, sendo assim os últimos pavimentos de menor resistência. A análise do comportamento global foi feita a partir de um projeto arquitetônico adquirido de um escritório de arquitetura localizado na cidade de Palmas-TO e adotado para realizar o estudo.

3.1 DEFINIÇÃO DA ARQUITETURA EM ESTUDO

O modelo arquitetônico adotado para este trabalho foi um edifício residencial de 30 pavimentos, sendo todos pavimentos tipo e cobertura. Os pavimentos tipo são compostos por dois apartamentos cada, tendo a área do pavimento tipo $362,54m^2$, conforme pode ser visualizado nas figuras 5 e 6.

Este modelo foi escolhido para o desenvolvimento deste trabalho por retratar bem a realidade dos projetos de múltiplos pavimentos executados atualmente, proporcionando assim uma análise mais real possível.

Figura 5 - Planta baixa pavimento tipo (sem escala)



Fonte: Escritório arquitetônico com sede em Palmas-TO

Figura 6 - Corte esquemático (sem escala, comprimento em centímetros)



Fonte: Escritório arquitetônico com sede em Palmas-TO

3.2 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Para utilização do software, alguns parâmetros foram adotados e configurados.

Para o primeiro modelo seguem as seguintes configurações, mantendo a resistência do concreto ao longo da altura, conforme detalhado abaixo e demonstrado na figura 7 a seguir:

- A classe de agressividade adotada II (moderada), por ser em local onde não existe umidade constante e o risco de deterioração da estrutura ser pequeno.
- Cobrimento das peças de concreto 3cm.
- Armaduras do tipo CA50.
- Tipo de agregado – Brita 1 – diâmetro de agregado de 19mm.
- Resistência do concreto para efeito de cálculo estrutural igual a 50MPa.

Figura 7 - Configuração de materiais e durabilidade

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-50	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-50	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-50	3 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-50	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-50	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-25	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-20	3 cm		Bitolas...
Muros	C-25	3 cm		Bitolas...
Radier	C-25	3 cm		Bitolas...

Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

Para o segundo modelo seguem as mesmas configurações, diferindo somente a resistência do concreto, conforme a seguir:

- A classe de agressividade adotada II (moderada), por ser em local onde não existe umidade constante e o risco de deterioração da estrutura ser pequeno.

- Cobrimento das peças de concreto 3cm.
- Armaduras do tipo CA50.
- Tipo de agregado – Brita 1 – diâmetro de agregado de 19mm.
- Resistência do concreto para efeito de cálculo estrutural foi distribuída por pavimentos, considerando todos os elementos estruturais, sendo que para os 10 (dez) primeiros pavimentos é de 50MPa, nos 10 (dez) seguintes 40MPa e nos 10 (dez) últimos 30MPa;

3.2.1 Lançamento dos Elementos Estruturais

O lançamento dos elementos estruturais dos dois modelos que foram comparados foi no *software Eberick v8*. Sendo que o f_{ck} do primeiro modelo se manteve constante ao longo da altura. Em seguida o segundo modelo teve alteração na resistência do concreto, sendo aplicada uma resistência maior nos pavimentos inferiores, conforme especificado no item 3.2.

A princípio adotou-se a locação de pilares proposta pelo projeto arquitetônico. Os pilares que não atenderam aos requisitos necessários foram locados com distância entre eixo de 4m e 6m de preferência, pois a partir disso as vigas ficariam fora do tamanho padrão, aumentando também as taxas de armaduras e dificultando a execução.

Para as vigas o essencial é que a sua largura seja igual à largura das paredes, proporcionando mais estética ao projeto. A altura das vigas não apresentou valores muito diferentes, pois dificultaria na execução. O tamanho dos vãos ficou limitado entre 3,5m e 6,0m.

As lajes são maciças, pois suporta melhor os esforços.

3.2.2 Definição dos carregamentos verticais

Os valores de carregamentos foram de acordo a norma de Cargas para cálculo estrutural de edifícios, NBR 6120 (ABNT, 1980), onde são classificadas como permanentes e acidentais. Sendo as permanentes o peso próprio da estrutura, os pesos de todos os elementos construtivos fixos e as instalações permanentes. E as acidentais que são as cargas que podem atuar na estrutura em função do uso (pessoas, móveis, materiais, diversos, veículos e etc).

3.2.2.1 Cargas verticais permanentes

Para o estudo de caso em questão adotou-se alvenaria de tijolo furado com carga de 1300 Kgf/m³, com altura de 2,75m e espessura de 11,5cm e 19cm sendo distribuídas as cargas das alvenarias nas vigas e em alguns casos na laje, considerando as alturas das vigas dos pavimentos superiores.

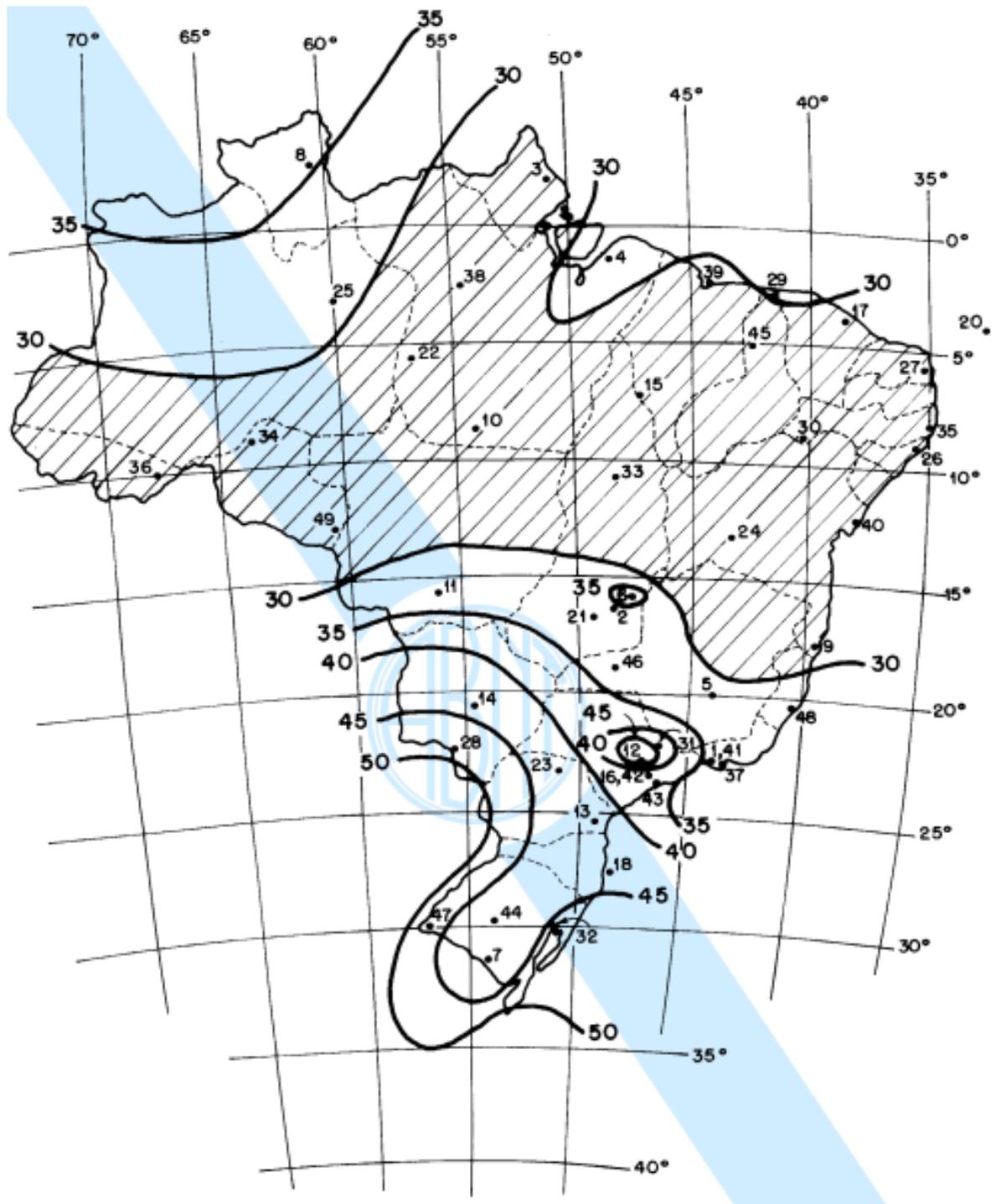
3.2.2.2 Cargas verticais acidentais

Foi usado o valor de 1,5 kN/m² valor recomendado pela NBR 6120:1980 em ambientes de edifícios residenciais. Sendo adotado para o térreo e pavimentos tipo os valores:

- Dormitórios, cozinhas, copas e banheiros: 150 kgf/m²;
- Compartimentos destinados às despensas, lavanderia e área de serviço: 200 kgf/m²;
- Escadas: 300 kgf/m²;
- Terraço inacessível a pessoas: 70 kgf/m²

3.2.3 Definição das ações horizontais

As ações horizontais foram calculadas a partir da norma de Forças devidas ao vento em edificações NBR 6123:1988, onde foi considerada a velocidade média para o estado do Tocantins de 33m/s, adotado conforme o gráfico de isopletras da velocidade básica apresentada pela norma, conforme pode ser visto na figura 8. E como mostra na figura 9, foi estabelecido para a topografia S1=1.0, e para o fator estatístico S3=1.0.

Figura 8 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: NBR 6123:1988.

Figura 9 - Configurações do Vento

Configurações de Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Direção X

Direção Y

Ângulo °

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Edificação

Nível do solo cm

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Fator Estatístico S3

Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

Foi adotado para a rugosidade do vento, valores que se assemelham aos terrenos disponíveis em Palmas-TO, conforme mostrado na figura 10.

Figura 10 - Rugosidade do terreno

Rugosidade do terreno

Categoria de rugosidade do terreno, conforme item 5.3.1 da NBR 6123/88:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

3.2.4 Definição de fundação e vínculos

O tipo de fundação a ser utilizada para os dois modelos foi blocos sobre estacas, conforme demonstrado na figura 11. Por se tratar uma fundação profunda permitindo cargas altas ao terreno, mesmo as camadas da superfície sendo de propriedades consideradas fracas.

Figura 11 - Definição da fundação

Fundação

Pilar
Nome

Modelo
Altura barra cm
Vínculo pilar
Vínculo apoio

Seção do pilar
Tipo
b cm h cm
b1 cm h1 cm
Ângulo de abertura °
Ângulo de rotação °
Elevação cm Manter seção constante na prumada

Fundação
 Bloco Sapata Divisa Tubulão
Associação
Rotação
Ângulo °
Profundidade (df) cm

Capitel
 Usar capitel
Ângulo de rotação ° b cm
Espessura cm h cm

Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

3.2.5 Processamento e dimensionamento das estruturas através de primeira e segunda ordem

O processamento e dimensionamento das estruturas foi através do modelo de pórtico espacial, pois contempla todos os aspectos normativos exigidos pela norma NBR 6118:2014.

Para análise de segunda ordem o valor de γ_z encontrado deverá ser superior a 1,1.

3.2.6 Pórtico Espacial

O pórtico espacial é o modelo mais completo, onde se considera tanto as ações verticais quanto as horizontais e a influência de todos os elementos estruturais de todos os pavimentos, possibilitando as verificações de estabilidade global da estrutura.

Para a não linearidade física a NBR 6118:2014 define os valores de redução da rigidez simplificada, considerando o comportamento não linear do concreto, conforme a figura 11.

Figura 12 - Configurações do projeto - Análise

The image shows the 'Análise' (Analysis) configuration window. The 'Processo' section has 'Pórtico espacial' selected. The 'Geral' section includes: 'Redução no engaste para nós semi rígidos' (15%), 'Redução na torção para os pilares' (0%), 'Redução na torção para as vigas' (85%), and 'Aumento na rigidez axial dos pilares' (1). The 'P-Delta' section includes: 'Utilizar o processo P-Delta' (checked), 'Número máximo de iterações' (10), 'Precisão mínima' (1%), and 'Combinção vertical de cálculo' (1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A). The 'Não linearidade física' section (highlighted in red) includes: 'Rigidez das vigas' (0.4 Eci.lc), 'Rigidez dos pilares' (0.8 Eci.lc), and 'Rigidez das lajes' (0.5 Eci.lc). The 'Imperfeições globais' section includes: 'Considerar para: Direção X' (checked) and 'Direção Y' (checked), and 'Combinção vertical característica' (G1+G2+Q+A). There are also buttons for 'Apoio elástico padrão...', 'Painéis de lajes...', 'OK', 'Cancelar', and 'Ajuda'.

Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

3.2.7 Análise da estabilidade global através do coeficiente γ_z

Para que fosse feita a análise da estabilidade global os valores de γ_z foram extraídos do programa *Eberick* dos dois modelos estruturais. A partir desses dados foi realizada uma comparação de acordo à norma (NBR 6118:2014) e então definido se as estruturas apresentaram estabilidade.

3.3 ANÁLISE DOS ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Para que fosse feita a análise de esforços na fundação, foram comparados os valores de momentos fletores na fundação dos dois modelos estruturais, com o objetivo de avaliar qual a pior situação através de gráficos e tabelas que foram detalhados por pavimentos.

3.4 DETERMINAÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO E DO PESO DE AÇO UTILIZADO

Os quantitativos de materiais que foram aplicados na estrutura foram extraídos do programa *Eberick*, sendo eles: volume de concreto, área de fôrma e peso do aço. Foram elaborados tabelas e gráficos com demonstração dos valores dos quantitativos dos materiais dos elementos moldados *in loco*, pilares, vigas, lajes e fundações a fim de estimar o custo por tipo de elemento e o custo geral da estrutura.

3.5 PARÂMETROS DE COMPOSIÇÃO DE CUSTO

A composição de custo foi realizada a partir do quantitativo de materiais a serem utilizados na execução dos elementos. Logo, não foi levado em conta os serviços preliminares, mão-de-obra de execução, instalação do canteiro de obra e limpeza do terreno.

Para fins de estimativa dos custos em reais dos insumos foi utilizada a tabela do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), com encargos sociais não desonerados, referentes à cidade de Palmas-TO, que está disponível no site da Caixa Econômica Federal.

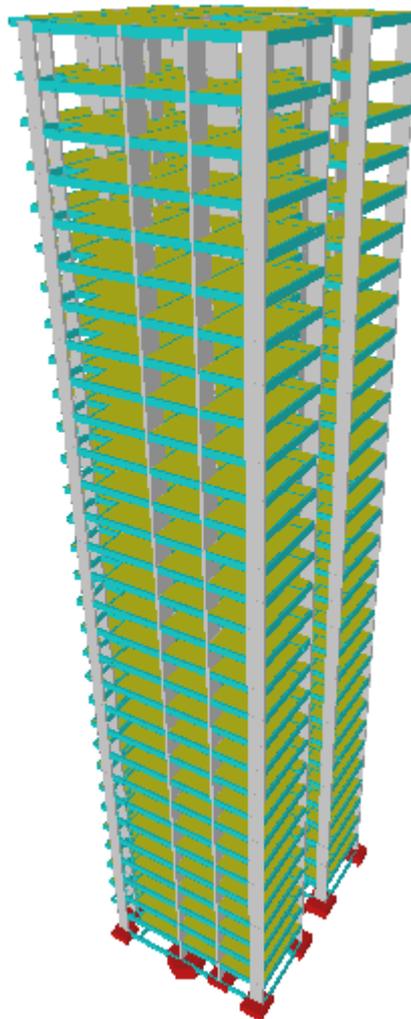
Deste modo, foi feita a análise referente ao custo dos elementos em relação aos consumos de aço, área de fôrma e concreto dos principais elementos estruturais.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após o lançamento e dimensionamento das estruturas, conforme descrito na metodologia, com dois modelos estruturais, neste tópico será descrito os deslocamentos, esforços solicitantes nos pilares e fundações, coeficiente Gama-Z, bem como o quantitativo de materiais utilizados nos elementos estruturais em cada modelo estrutural.

Todos os resultados foram obtidos através do processamento da estrutura no software de cálculo estrutural, o Eberick. Também é possível visualizar a estrutura em 3D, como pode ser observado logo abaixo na figura 13.

Figura 13 - Pórtico do edifício em 3D (sem escala)



Fonte: Eberick V8 Gold (2019)

4.1 ESTABILIDADE GLOBAL E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Depois de processado a estrutura com a realização da análise estática, foi possível obter dados referentes ao comportamento da estabilidade global e fundação, conforme os objetivos descritos no trabalho.

Na tabela 1 a seguir pode-se observar os resultados da análise estática com os deslocamentos horizontais e coeficiente Gama-Z dos modelos estudados.

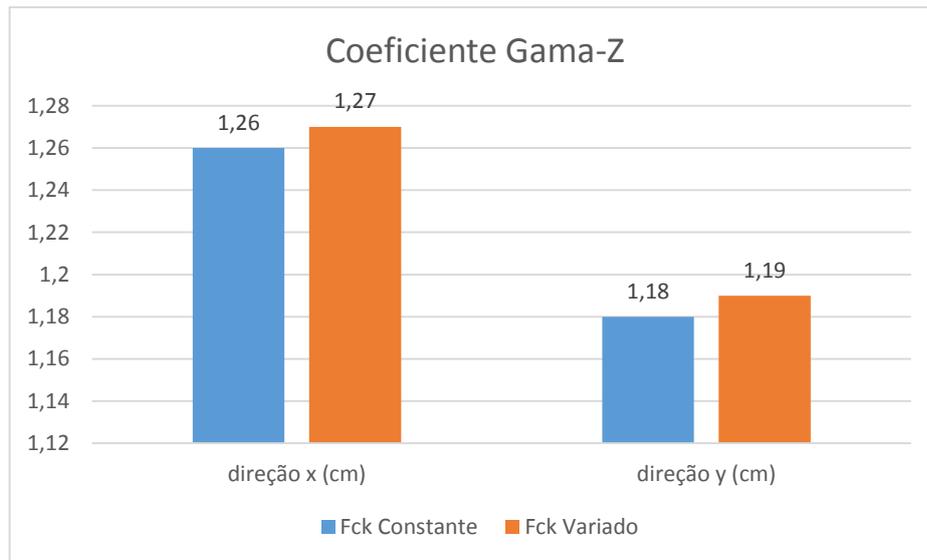
Tabela 1 - Resultados - Análise Estática Linear

	Gama-Z		Deslocamento Horizontal	
	direção x (cm)	direção y (cm)	direção x (cm)	direção y (cm)
<i>Fck</i> Constante	1,26	1,18	4,43	3,78
<i>Fck</i> Variado	1,27	1,19	4,80	4,08
Limite	1,10	1,10	4,94	4,94

Fonte: Autora (2019)

Conforme mostrado na figura 14 os limites do coeficiente Gama-Z estão dentro das determinações da NBR 6118:2014 ($\gamma_z \leq 1,30$), ou seja, a estrutura foi considerada como sendo de nós móveis, portanto, considerando os efeitos globais, e locais de segunda ordem através da análise P- Δ (P-Delta). O ideal, segundo Kimura (2007) é projetar as estruturas com o Gama-Z igual ou inferior a 1,2, deste modo a estrutura apresenta mais estabilidade global.

Os dois modelos apresentaram o coeficiente acima do limite, como mostra a figura 15 a seguir, considerado pelo programa de 1,10, valor esse usado como base pelo programa, pois considera a estrutura como sendo de nós fixos.

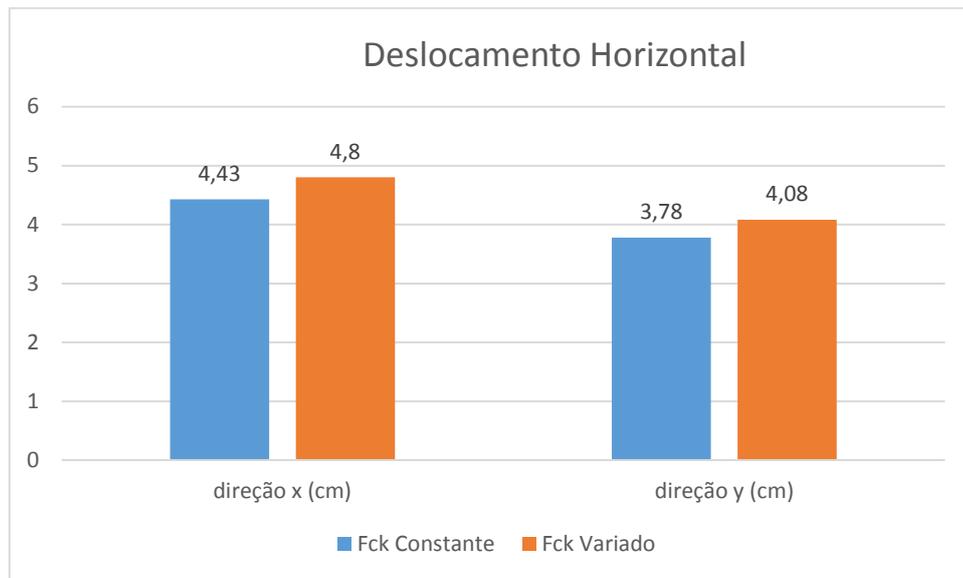
Figura 14 - Coeficiente γ_z (Gama-Z)

Fonte: Autora (2019)

Quanto ao deslocamento horizontal pode-se observar que os valores obtidos foram maiores do que a considerada limite nas direções “X” e “Y”, dos dois modelos estudados. Porém o programa não acusou o deslocamento horizontal como sendo excessivo. Isso se explica pois, segundo Kimura, somente os edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores à 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. Mesmo que o ideal seja projetar estruturas com o γ_z inferior ou igual a 1,2, o valor está dentro da margem de segurança.

Observou-se também que no modelo em que o *fck* está gradativamente diminuído ao longo da altura, o deslocamento aumentou em torno de 4% (quatro por cento) quando comparado ao modelo que o *fck* se mantém constante em toda a estrutura, conforme mostrado na figura 15.

Figura 15 - Deslocamentos Horizontais no topo da edificação (cm)



4.2 ESFORÇOS SOLICITANTES NA FUNDAÇÃO

Através da planta de cargas gerada no eberick é possível criar uma tabela com os momentos fletores de todos os blocos de fundação. Na tabela 2 é apresentado os momentos fletores nas direções “X” e “Y” em kgf.m (quilograma força metro), e é melhor observado na figura 17, com o auxílio da figura 16 que apresenta a planta de locação dos pilares. Assim, foi realizada uma comparação entre os momentos fletores nos blocos da fundação.

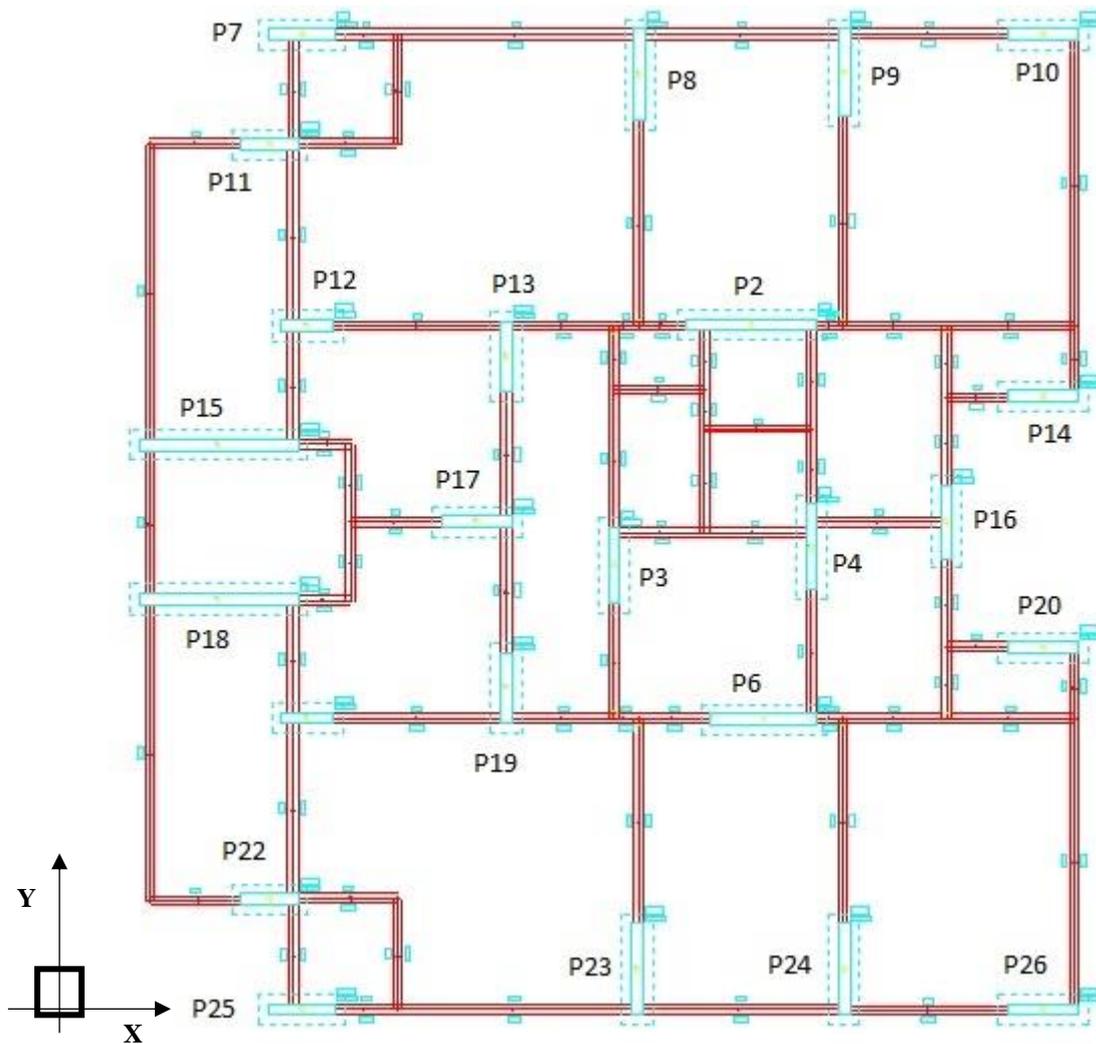
Tabela 2 - Esforços atuantes nos blocos de fundação dos dois modelos em estudo

Momento Fletor MX (kgf.m)			Momento Fletor MY (kgf.m)		
BLOCO	Fck Constante	Fck Variado	BLOCO	Fck Constante	Fck Variado
B2	55623,8	55529,81	B2	2511,25	2510,51
B3	843,56	855,79	B3	21129,40	21118,77
B4	58897,19	58988,29	B4	1551,63	1572,92
B6	30372,46	30375,47	B6	2437,41	2442,83
B7	11216,7	11253,78	B7	2098,42	2105,35
B8	1783,1	1794,61	B8	34646,15	34601,32
B9	2675,07	2697,95	B9	20978,17	20967,14
B10	12523,7	12559,56	B10	386,34	387,36
B11	3009,32	3015,22	B11	3254,06	3257,13
B12	2964,77	2972,15	B12	5860,27	5871,78
B13	20740,1	20733,35	B13	172,84	173,91
B14	10719,35	10719,84	B14	636,33	634,04
B15	93306,48	93201,64	B15	1341,44	1344,47
B16	1778,92	1803,76	B16	8967,71	8972,90
B17	3765,06	3762,47	B17	8707,99	8716,24
B18	78764,68	78702,37	B18	5633,67	5648,08
B19	224,23	224,37	B19	34266,38	34250,04
B20	9906,77	9911,1	B20	460,91	461,71
B21	1239,56	1243,7	B21	4363,42	4375,67
B22	1858,63	1861,38	B22	3527,35	3525,79
B23	37735,27	37697,22	B23	1061,50	1068,68
B24	1851,43	1873,79	B24	24663,43	24648,11
B25	1748,87	1755,32	B25	7914,24	7942,51
B26	637,7	635,49	B26	9526,22	9597,25

Fonte: Eberick V8 (2019)

Na figura 16, a seguir, para um melhor entendimento, pode-se observar o posicionamento dos pilares.

Figura 16 - Croqui do pavimento térreo

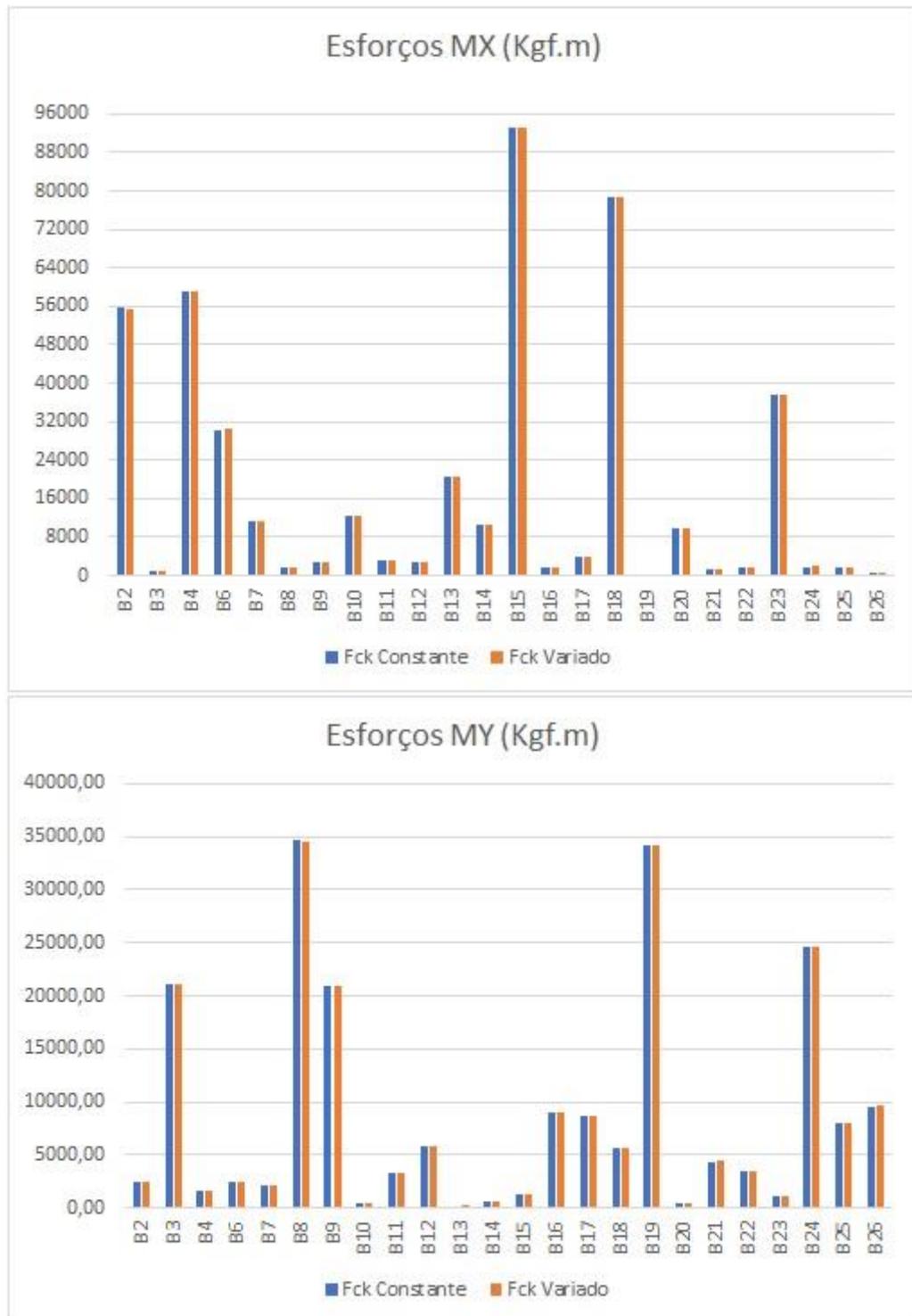


Fonte: Eberick V8 (2019)

Os maiores valores de momentos se dão nos blocos com os pilares de maior dimensão, como pode-se ver na figura 17, ou seja, os mais rígidos. De um modo geral vê-se que os momentos na direção “X” são bem mais elevados do que os momentos fletores na direção “Y”, isso se deve ao fato do edifício ter menor estabilidade nesta direção, devido à arquitetura. Deste modo, para maior rigidez da estrutura, os pilares foram posicionados com a maior dimensão voltada para a direção “X”.

Usando como exemplo o bloco B15, pode-se perceber que o momento em “Y” (M_Y) o valor é muito pequeno, quando comparado ao momento em “X” (M_X) que está bem elevado, logo a maior dimensão do bloco e também do pilar estão na direção mais solicitada.

Figura 17 - Gráfico de momentos solicitantes nos blocos de fundação



Fonte: Eberick V8 (2019)

De acordo com Kimura (2007), os esforços solicitantes provenientes da aplicação das ações na estrutura são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos do edifício. Os esforços sempre irão se dirigir para as regiões de maior rigidez. No resumo dos fatos, conforme a análise dos gráficos de momento fletor, é condizente dizer que quanto maior

o coeficiente Gama-Z maior será os momentos fletores na fundação devido ao aumento de rigidez.

Analisando os blocos de um modo geral, pode-se dizer que o modelo variado apresentou valores ligeiramente maiores de momentos fletores, por possuir a superestrutura mais flexível, fazendo com que a fundação seja mais solicitada.

4.3 INDICATIVO DE CUSTOS E CONSUMO DE MATERIAIS

Para a realização do cálculo dos quantitativos e custos do volume de concreto, peso e consumo do aço, foram levados em consideração todos os elementos estruturais, sendo eles pilares, vigas e lajes.

Para a composição de custo, conforme apresentado na metodologia, os valores foram extraídos da Tabela SINAPI do mês de setembro/2019 não desonerado, da localidade de Palmas - TO. O comparativo do consumo de materiais com o custo total do concreto por elemento estrutural é apresentado no quadro da tabela 3. O preço unitário do aço, por bitolas, com o custo total do respectivo modelo é apresentado nos apêndices A e B.

Tabela 3 - Custo unitário do concreto, aço e fôrma

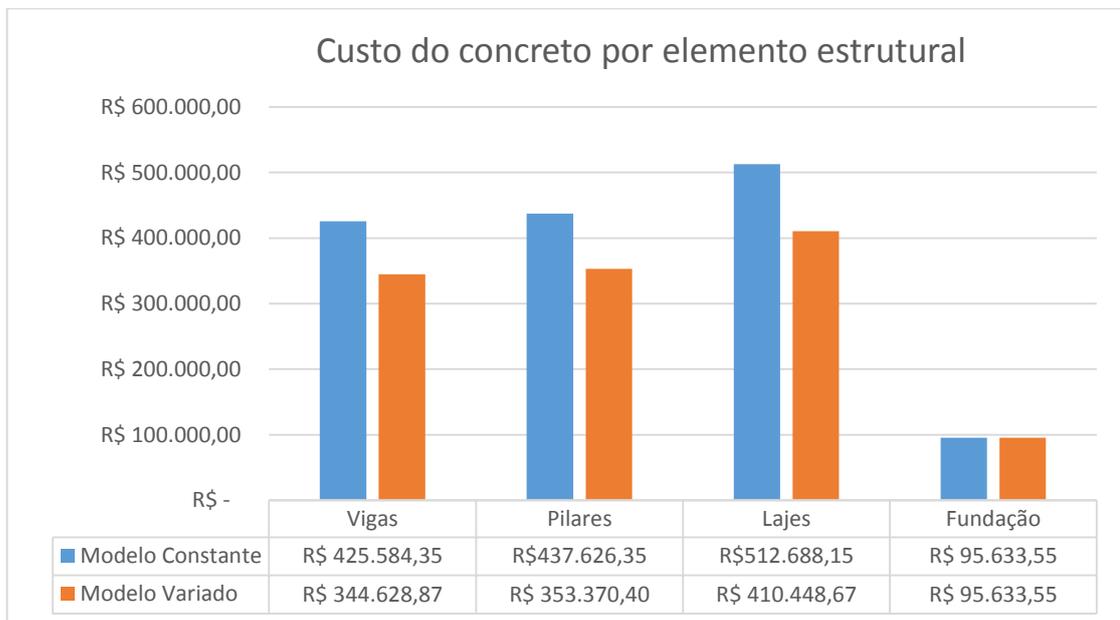
CUSTOS UNITÁRIOS								
DESCRIÇÃO	Resistência à compressão do concreto (MPa)							
	30	40	50					
Concreto usinado bombeável, classe de resistência, com brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20mm, inclui serviço de bombeamento (m ³)	R\$ 350,08	R\$ 376,31	R\$ 501,75					
DESCRIÇÃO	Bitolas (mm)							
	5,0	6,3	8,0	10,0	12,5	16,0	20,0	25,0
Aço CA50 Vergalhão (Kg)		R\$ 4,93	R\$ 5,53	R\$ 4,71	R\$ 4,48	R\$ 4,48	R\$ 4,19	R\$ 4,84
Aço CA60 Vergalhão (Kg)	R\$ 4,67							
DESCRIÇÃO	Unidade							
Chapa de madeira para fôrma	R\$	37,63						

Fonte: SINAPI (2019)

O volume de concreto utilizado nos dois modelos foi o mesmo, o que diferiu de um para o outro foi o valor do concreto, como pode ser visto na figura 18, onde o concreto de 50 MPa tem o valor unitário muito maior do que os concretos de menores resistência. Desse modo, o modelo variado apresentou redução no custo de 19%, nos elementos estruturais da superestrutura, em relação ao modelo constante.

Já na fundação o volume e o custo não sofreram alterações por demandarem o uso do concreto com a mesma resistência.

Figura 18 - Custo total do concreto por elemento estrutural

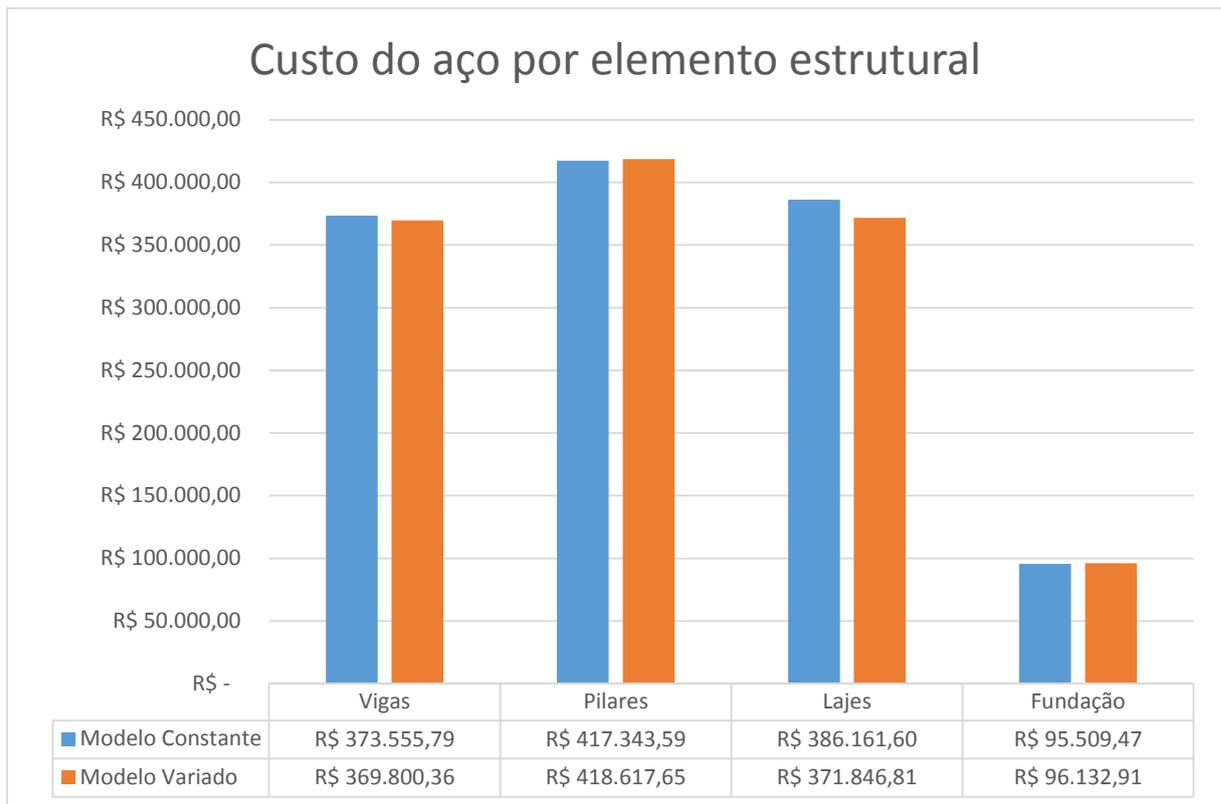


Fonte: Autora (2019)

Com pode ser visto na figura 19, a quantidade de aço não sofreu variação significativa entre as vigas, pilares e fundação. Porém, nas lajes a diferença foi mais considerável, pois o modelo constante apresentou maior necessidade de aço CA50 de diâmetro 12,5 mm, conforme podemos confirmar nos apêndices A e B.

Em relação ao modelo variado, o constante apresentou o custo mais elevado, pois, como citado anteriormente, o programa demandou mais aço de diâmetro 12,5 mm nas lajes, compensando os outros diâmetros que foram solicitados em menor quantidade. Isso pode estar ligado devido o f_{ck} ser mais alto para esse modelo, proporcionou maior rigidez para as vigas. Com isso as armaduras de continuidade, armaduras negativas, das lajes, teve o consumo maior de aço.

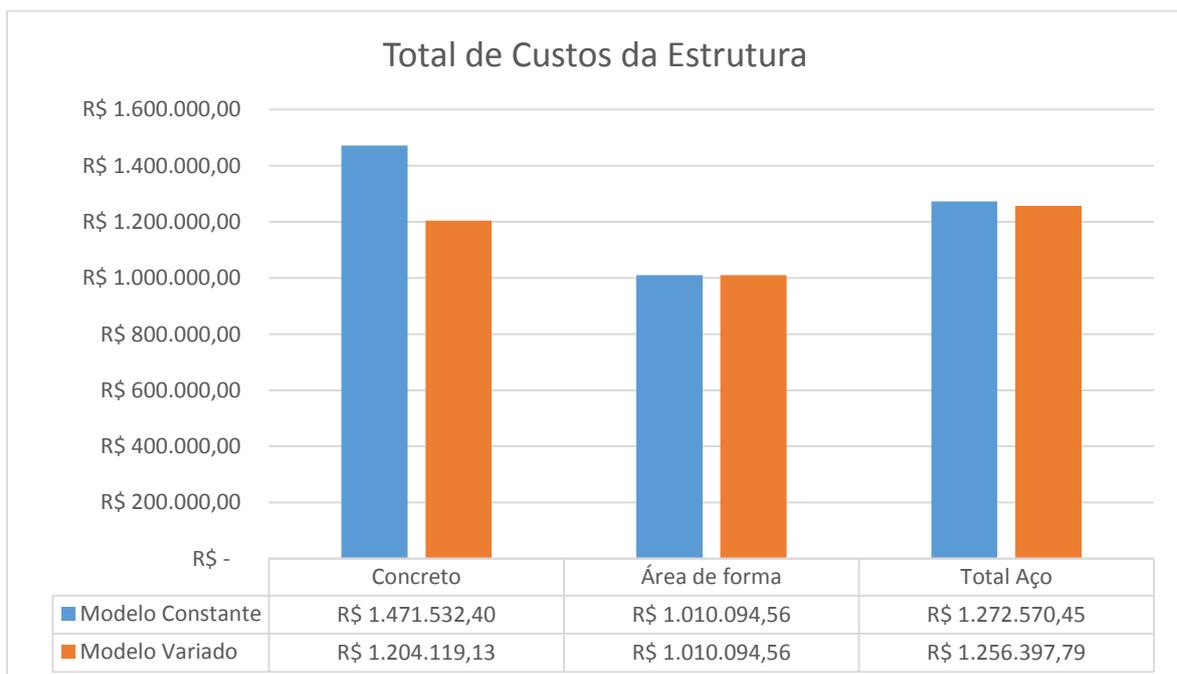
Figura 19 - Custo total do aço por elemento estrutural



Fonte: Autora (2019)

Na figura 20 é apresentado o total de custos do concreto, área de fôrma e aço, que foram necessários em toda a estrutura, comparando os dois modelos.

Figura 20 - Total de custos da estrutura.



Fonte: Autora (2019)

Através desta figura 19 é perceptível que a variação na resistência do concreto ao longo da altura, como esperado, foi o maior responsável pela redução no custo total do concreto no modelo variado, já que o custo dos concretos de 30 e 40 MPa são 31% e 25%, mais baratos, respectivamente quando comparado com o concreto de 50 MPa.

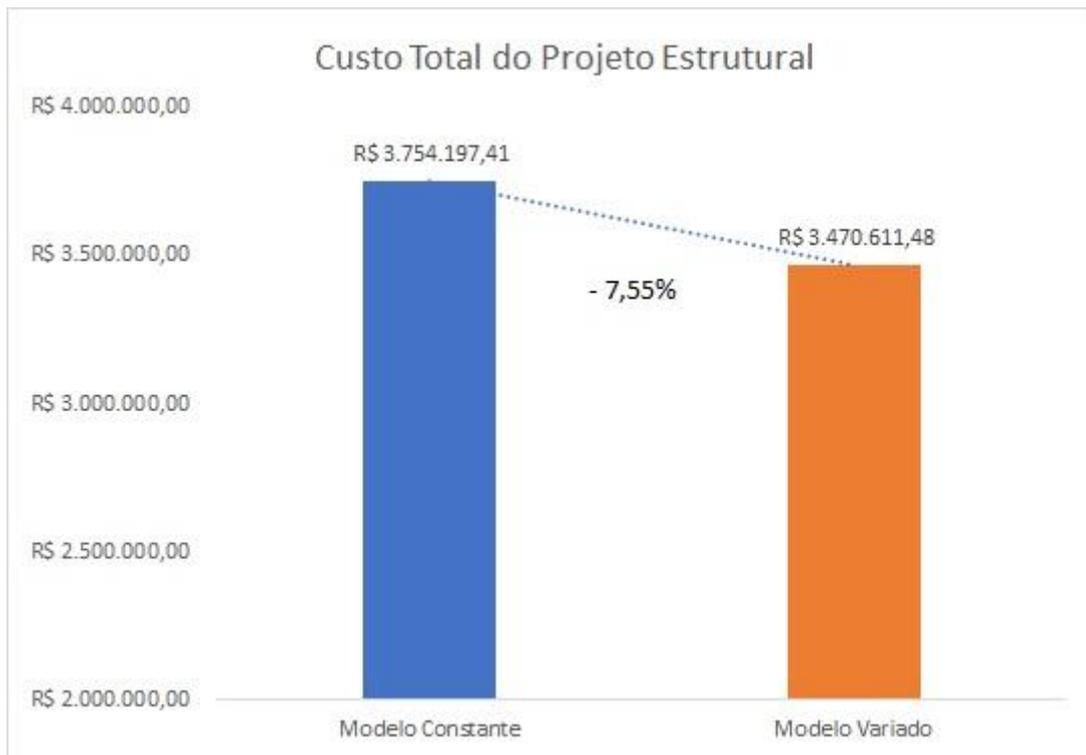
A quantidade de área de fôrma foi idêntica devido aos dois modelos comparados apresentarem todos os elementos estruturais com as mesmas dimensões, facilitando uma melhor visualização da ação do concreto na estrutura e visando uma melhor comparação da ação direta do concreto na estrutura.

Era de se esperar que houvesse compensação do aço quanto aos esforços solicitantes devido à alta resistência no modelo de concreto constante, e o modelo variado demandasse uma quantidade menor de aço, tornando-o mais barato. Porém, como podemos ver nos apêndices A e B, e foi explicado anteriormente, o software compensou a diminuição das demais bitolas de aço nas lajes do modelo constante, aumentando o uso da bitola de 12,5mm, o que tornou o custo geral do aço maior no modelo constante. Provavelmente pela maior rigidez no modelo constante, devido ao uso somente do concreto de alto desempenho de 50MPa.

O custo total do concreto na estrutura foi mais alto, no modelo constante devido ao uso do concreto de maior resistência em toda estrutura, sendo este, mais caro em torno de 19% em relação aos concretos com resistência de 30MPa e 40MPa.

Finalmente, na figura 21, é apresentado o custo total do projeto estrutural dos modelos estudados.

Figura 21 - Custo total do projeto estrutural



Fonte: Autora (2019)

Ao comparar o custo total dos modelos estruturais conforme figura 21, observa-se uma economia de 7,55 % (por cento), ou seja em torno de R\$ 283.585,93, ao aderir o modelo estrutural com a resistência característica do concreto variada, em relação à constante. Sendo assim, o modelo variado apresentou o melhor custo-benefício. Apesar do percentual ser relativamente baixo, o valor em reais é bastante expressivo.

Outro fator que deve ser apontado nessa discussão é o conceito de vida útil e durabilidade das estruturas. A qualidade do concreto de cobrimento aplicado na estrutura, e o controle dos deslocamentos, fissuração e etc., também devem ser pensados para a escolha do *fck* dos elementos estruturais. Nessa avaliação, apesar dos deslocamentos estarem intimamente ligados ao módulo de elasticidade do material, compensar esse conceito e a economia de projeto são essenciais para o projetista.

5 CONCLUSÃO

Foram levados em consideração as não linearidade físicas e geométricas com o cálculo dos efeitos de segunda ordem, através do processo P-Delta. Assim, os deslocamentos horizontais, a variação do coeficiente Gama-Z, os esforços solicitantes na fundação e o consumo de materiais foram determinados.

Quanto à análise do coeficiente Gama-Z, obteve-se o resultado bem próximo entre os dois modelos. A segurança e rigidez foram dentro dos limites aceitáveis, conforme o coeficiente γ_z indica para a estabilidade global, dentro do intervalo 1,10 a 1,30. Sendo que o modelo de fck constante apresentou o valor ligeiramente menor, quando comparado com o modelo variado, em função da estrutura mais rígida, porém não teve muita relevância.

Em relação a análise da fundação, os momentos fletores nos blocos apresentaram pouca variação entre os modelos estudados. Contudo, o modelo variado obteve valores um pouco maiores, que pode estar ligado pelo fato da superestrutura ser menos rígida, solicitando maiores esforços na fundação.

Já se tratando dos custos e consumo de materiais, o melhor custo-benefício foi do modelo variado, quando comparados os elementos estruturais isoladamente, e conseqüentemente, o projeto estrutural por completo. É notório que o modelo com o fck variado foi bastante eficaz, atendendo de modo satisfatório todos os requisitos, tendo um menor custo, com economia em torno de R\$ 283.585,93 quando confrontado com o modelo de fck constante.

No geral, o trabalho visou analisar qual dos dois modelos estudados possui maior segurança, rigidez e economia, ou seja, melhor custo-benefício. Depois de feita todas as análises e comparações entre os modelos com fck constante e variado, pode-se chegar à conclusão que o modelo variado atende todos os requisitos necessários, garantindo qualidade e com bastante economia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AltoQi. **Sobre o Altoqi EberickV10**. 2017. Disponível em:
<<http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v10>> Acesso em: 01 abr. 2017.
- ALVA, G. M. S. (2007) **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. 24p. Notas de aula – Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.
- ANDRADE NETO, I. C. (2013) **Contribuições à Análise da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado com Redução Brusca de Rigidez entre Pavimentos**. 151p. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, 2015, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Concreto – Ensaio de Compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007, 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014, 256p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Carga para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980, 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: **Forças devidas ao vento em edificações** Rio de Janeiro, 1988, 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: **Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação**. Rio de Janeiro, 2007, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003, 15p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12142: **Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos**. Rio de Janeiro, 1991, 3p.
- AZEVEDO, P. R. **Confinamento dado por vigas e lajes a pilares feitos com concretos de diferentes resistências ao longo da altura**. 2012. 170p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Estruturas, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- BASTOS, P.S.S. (2006). **Fundamentos do concreto armado**. 98p. Notas de Aula – Faculdade de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Baurú, 2006.
- BERNARDO, J. N.; VARGAS, A. **Análise da influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) no dimensionamento estrutural de um edifício residencial**

em concreto armado. In: UNIVERSIDADE DO EXTREMO SUL CATARINENSE, 17p. 2011.

Caixa. **SINAPI.** 2017. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 09 abr. 2017.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado:** cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1ª edição. São Paulo, SP: Editora Pini, 2007.

PINTO, R. S. (2002) **Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado.** 189p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

SANTOS, L. R. R.; MIOZZO, L. V. K.; PINHO, T. G. **Análise da variação da resistência característica do concreto em edifícios entre pavimentos e elementos estruturais.** In: CONGRESSO NACIONAL DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 4p. 2017.

WORDELL, Fernando. (2003) **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos.** 94p. Trabalho (Mestrado-Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 221p. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Consumo de materiais e custos de diferentes bitolas de aço do modelo constante

MODELO CONSTANTE										
	Diâmetro	Peso + 10% (Kg)				Valor unitário (R\$)	Valor (R\$)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações
Aço CA50	6.3	3.378,90	242,7	14.657,20		R\$ 4,93	R\$ 16.657,98	R\$ 1.196,51	R\$ 72.260,00	R\$ -
Aço CA50	8.0	11.356,20	378,2	13.114,00	1.098,00	R\$ 5,53	R\$ 62.799,79	R\$ 2.091,45	R\$ 72.520,42	R\$ 6.071,94
Aço CA50	10.0	12.378,30	29.289,90	7.909,60	1.885,40	R\$ 4,71	R\$ 58.301,79	R\$ 137.955,43	R\$ 37.254,22	R\$ 8.880,23
Aço CA50	12.5	12.839,80	14.272,40	15.382,20	4.700,80	R\$ 4,48	R\$ 57.522,30	R\$ 63.940,35	R\$ 68.912,26	R\$ 21.059,58
Aço CA50	16.0	14.378,20	12.468,00		9.588,00	R\$ 4,48	R\$ 64.414,34	R\$ 55.856,64	R\$ -	R\$ 42.954,24
Aço CA50	20.0	9.869,90	15.415,50			R\$ 4,19	R\$ 41.354,88	R\$ 64.590,95	R\$ -	R\$ -
Aço CA50	25.0	2.918,30				R\$ 4,84	R\$ 14.124,57	R\$ -	R\$ -	R\$ -
Aço CA60	5.0	12.501,10	19.638,60	28.953,90	3.542,50	R\$ 4,67	R\$ 58.380,14	R\$ 91.712,26	R\$ 135.214,71	R\$ 16.543,48
							R\$ 373.555,79	R\$ 417.343,59	R\$ 386.161,60	R\$ 95.509,47

Fonte: Autora (2019)

APÊNDICE B – Consumo de materiais e custos de diferentes bitolas de aço do modelo variado

MODELO VARIADO										
	Diâmetro	Peso + 10% (Kg)				Valor unitário (R\$)	Valor (R\$)			
		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações
Aço CA50	6.3	3.245,10	209,3	16.047,50		R\$ 4,93	R\$ 15.998,34	R\$ 1.031,85	R\$ 79.114,18	R\$ -
Aço CA50	8.0	7.942,10	431,5	14.458,90	932,40	R\$ 5,53	R\$ 43.919,81	R\$ 2.386,20	R\$ 79.957,72	R\$ 5.156,17
Aço CA50	10.0	14.116,10	29.969,10	8.273,20	2.313,00	R\$ 4,71	R\$ 66.486,83	R\$ 141.154,46	R\$ 38.966,77	R\$ 10.894,23
Aço CA50	12.5	15.766,50	14.147,50	10.453,00	3.614,50	R\$ 4,48	R\$ 70.633,92	R\$ 63.380,80	R\$ 46.829,44	R\$ 16.192,96
Aço CA50	16.0	14.891,20	13.132,30		10.545,70	R\$ 4,48	R\$ 66.712,58	R\$ 58.832,70	R\$ -	R\$ 47.244,74
Aço CA50	20.0	9.322,20	15.662,70			R\$ 4,19	R\$ 39.060,02	R\$ 65.626,71	R\$ -	R\$ -
Aço CA50	25.0	3.241,80				R\$ 4,84	R\$ 15.690,31	R\$ -	R\$ -	R\$ -
Aço CA60	5.0	10.984,70	18.459,30	27.190,30	3.564,20	R\$ 4,67	R\$ 51.298,55	R\$ 86.204,93	R\$ 126.978,70	R\$ 16.644,81
							R\$ 369.800,36	R\$ 418.617,65	R\$ 371.846,81	R\$ 96.132,91

Fonte: Autora (2019)

APÊNDICE C – Consumo de materiais e custos do concreto nos dois modelos

MODELO VARIADO									
	Peso Total + 10% (Kg)				Valor unitário (R\$/Kg)	Valor (R\$)			
	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações
C-30	304,5	318,9	385,2		R\$ 350,08	R\$ 106.599,36	R\$ 111.640,51	R\$ 134.850,82	R\$ -
C-40	276,8	286,1	349,3		R\$ 376,31	R\$ 104.162,61	R\$ 107.662,29	R\$ 131.445,08	R\$ -
C-50	266,8	267,2	287,3	190,6	R\$ 501,75	R\$ 133.866,90	R\$ 134.067,60	R\$ 144.152,78	R\$ 95.633,55
						R\$ 344.628,87	R\$ 353.370,40	R\$ 410.448,67	R\$ 95.633,55

MODELO CONSTANTE									
	Peso Total + 10% (Kg)				Valor unitário (R\$/Kg)	Valor (R\$)			
	Vigas	Pilares	Lajes	Fundações		Vigas	Pilares	Lajes	Fundações
C-50	848,20	872,20	1021,80	190,60	R\$ 501,75	R\$ 425.584,35	R\$ 437.626,35	R\$ 512.688,15	R\$ 95.633,55

Fonte: Autora (2019)

RELATÓRIO ANTI-PLÁGIO

Documentos candidatos

docente.ifrn.edu.br/... [1,33%]
 portaldoprojetista.c... [0,48%]
 escolaengenharia.com... [0,35%]
 faq.altoqi.com.br/co... [0,19%]
 mdpi.com/1996-1944/1... [0,18%]
 academia.edu/1700254... [0,12%]
 passeidireto.com/arq... [0,09%]
 nmca.org/research_e... [0,09%]
 belgraviarresidence.c... [0,01%]
 kuscholarworks.ku.ed... [0%]

Arquivo de entrada: TCC II - FABIS FINAL.docx (7836 termos)

Arquivo encontrado		Total de termos	Termos comuns	Similaridade (%)
docente.ifrn.edu.br/...	Visualizar	46087	713	1,33
portaldoprojetista.c...	Visualizar	650	41	0,48
escolaengenharia.com...	Visualizar	879	31	0,35
faq.altoqi.com.br/co...	Visualizar	834	17	0,19
mdpi.com/1996-1944/1...	Visualizar	3701	21	0,18
academia.edu/1700254...	Visualizar	245	10	0,12
passeidireto.com/arq...	Visualizar	418	8	0,09
nmca.org/research_e...	Visualizar	3261	10	0,09
belgraviarresidence.c...	Visualizar	22	1	0,01
kuscholarworks.ku.ed...	Visualizar	528	0	0