



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005

ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Nislan de Souza Cerqueira

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS
VARIANDO O f_{ck} DOS PILARES E VIGAS UTILIZANDO O SOFTWARE EBERICK

Palmas - TO
2016

NISLAN DE SOUZA CERQUEIRA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS
VARIANDO O f_{ck} DOS PILARES E VIGAS UTILIZANDO O SOFTWARE EBERICK

Monografia elaborada e apresentada como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP / ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Palmas – TO
2016

NISLAN DE SOUZA CERQUEIRA

ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS
VARIANDO O f_{ck} DOS PILARES E VIGAS UTILIZANDO O SOFTWARE EBERICK

Monografia elaborada e apresentada como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP / ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Aprovado em: 11 / Junho. / 2016

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Roldão Pimentel de Araújo Júnior
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Daniel Iglesias de Carvalho
Centro Universitário Luterano de Palmas



Prof. Esp. Rafael Amorim
Centro Universitário Luterano de Palmas

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por este momento de realização.

A minha família por me apoiar, incentivar e participar nesta conquista.

Ao professor Roldão Pimentel de Araújo Júnior pelo trabalho de orientação, atenção, compreensão e brilhantes ideias.

Enfim, aos professores, colegas e funcionários do Ceulp Ulbra pelo incentivo e apoio.

RESUMO

CERQUEIRA, Nislan de Souza. **ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO COM 16 PAVIMENTOS VARIANDO O f_{ck} DOS PILARES E VIGAS UTILIZANDO O SOFTWARE EBERICK.** Trabalho de Conclusão de curso. 2016/1. Curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Luterano de Palmas. Palmas-TO. Professor Orientador Mestre Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

Na cidade de Palmas-TO atualmente os engenheiros estruturais enfrentam as dificuldades de construções mais altas e esbeltas, ocasionando a estrutura, menor rigidez às edificações de múltiplos pavimentos. A utilização do computador e softwares contribui em maior produtividade, velocidade e segurança, na elaboração dos projetos estruturais, mas ainda devido à altura elevada e esbeltez da edificação e, portanto aumento dos deslocamentos horizontais proporciona desequilíbrio na estrutura e conseqüentemente instabilidade global. Por causa deste fato, realizou-se neste trabalho o estudo comparação estrutural com variação de resistência do concreto e comprovação de aumento da estabilidade global. Sendo necessário, a obtenção do coeficiente γ_z , a análise inicia com dois modelos idênticos geometricamente de 16 pavimentos e que o primeiro será analisado com concreto com f_{ck} 35 MPa (C35) e o segundo com f_{ck} 60 MPa (C60). Para o dimensionamento da estrutura foi utilizado o Software Eberick V8 Gold da Empresa Alto Qi. Os dados foram extraídos do software supracitado, e uma confrontação dos modelos em estudo, à comparação de estabilidade global e determinando a estrutura mais estável. A pesquisa de campo com usineiras locais da cidade mencionada, para ter embasamento dos custos da comercialização dos diferentes tipos de concreto adotados nesta análise.

Palavras-chave: Estabilidade global, rigidez, pórticos planos, análise estrutural, efeitos de segunda ordem.

ABSTRACT

CERQUEIRA, Nislan de Souza. **STRUCTURAL ANALYSIS OF THE A BUILDING WITH 16 FLOORS VARY The f_{ck} OF PILLARS AND BEAMS USING SOFTWARE EBERICK**. Term paper. 2016/1. Civil Engineering course. Lutheran University Center of Palmas. Palmas-TO. Teacher Advisor Master Roldão Pimentel de Araújo Júnior.

In the city of Palmas-TO currently structural engineers face the difficulties of higher and slender buildings, causing the structure, less stiffness to multiple floors buildings. The use of computer and software contributes to higher productivity, speed and security when developing the structural design, but also due to the high altitude and slenderness of the building and therefore increasing horizontal displacements provides imbalance in the structure and consequently global instability. Because of this fact, there was this work the study structural comparison with concrete strength variation and evidence of increasing global stability. If necessary, obtain the γ_z coefficient, the analysis begins with two identical models geometrically of 16 floors and the first will be considered with concrete with f_{ck} 35 MPa (C35) and the second with f_{ck} 60 MPa (C60). For the design of the structure was used Eberick V8 Gold Software Company Alto QI. Data were extracted from the aforementioned software, and comparisons of the models studied, the overall stability of comparison and determining the most stable structure. The field research with local concrete producers the city mentioned, to be the basis of the marketing costs of different types of concrete adopted in this analysis.

Keywords: Global stability, stiffness, plane frames, structural analysis, second order effects.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Singularidade da análise.....	15
Figura 2 - Não linearidade.....	16
Figura 3 - Processo P-Delta Carga Lateral.....	23
Figura 4 - Planta baixa sem escala.....	29
Figura 5 – Corte esquemático sem escala.....	31
Figura 6 - Configuração Dimensionamentos.....	33
Figura 7 - Análise de Estruturas Do Eberick.....	34
Figura 8 – Planta tipo para lançamento de estrutura sem escala.....	35
Figura 9 – Lançamento dos pilares sem escala.....	36
Figura 10 – Pórticos planos principais na direção X sem escala.....	37
Figura 11- Pórticos planos principais direção Y sem escala.....	38
Figura 12 – Modelagem tridimensional concluída.....	39
Figura 13 – Materiais e durabilidade estrutura 1.....	40
Figura 14 – Análise Estática Linear estrutura 1.....	41
Figura 15 – Materiais e durabilidade estrutura 2.....	42
Figura 16 – Análise Estática Linear estrutura 2.....	43
Figura 17 – Resultado de Gama-Z.....	44

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

f_{ck}	Resistência Característica a Compressão
EI.....	Rigidez
F.....	Força
KN.....	Kilo Newton
MPa.....	Mega Pascal
γ_z	Coefficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem
$M_{d,tot}$	Momento Total de Cálculo
E_{ci}	Módulo de deformação tangente inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
α	Parâmetro alfa

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
1.1 Objetivos	12
1.1.1 <i>Objetivo Geral</i>	12
1.1.2 <i>Objetivos Específicos</i>	12
1.2 Justificativa e Importância do Trabalho	13
1.3 Estrutura do Trabalho.....	14
2 REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1 Análise Linear.....	15
2.2 Análise Não-Linear	16
2.2.1 <i>Não Linearidade Física</i>	16
2.2.2 <i>Não Linearidade Geométrica</i>	17
2.3 Módulo de elasticidade.....	18
2.4 Estabilidade Global.....	18
2.5 Elementos Estruturais	19
2.5.1 <i>Pilares-Parede</i>	19
2.5.2 <i>Pórticos planos</i>	20
2.5.3 <i>Rigidez</i>	20
2.6 Instabilidade Global	20
2.7 Efeitos de segunda ordem.....	21
2.7.1 <i>Influência Do Vento</i>	21
2.7.2 <i>Coeficiente γ_z (Gama Z)</i>	21
2.7.3 <i>Processo $P-\Delta$</i>	23
2.7.3.1 Análise de estruturas de nós fixos	23
2.7.3.2 Análise de estruturas de nós móveis	24
2.8 Concreto Armado	24
2.8.1 <i>Durabilidade do concreto devido à resistência</i>	24
2.8.2 <i>Normatização</i>	25
2.8.3 <i>Comercialização do concreto usinado</i>	26
2.8.4 <i>SINAPI</i>	26
2.9 Programa de análise	26
2.9.1 <i>Empresa AltoQi</i>	27
2.9.1.1 Software Eberick V8 Gold	27
2.9.1.2 Simulação tridimensional	28
3 METODOLOGIA	29

3.1	Concepção Estrutural	29
3.1.1	<i>Pré-Dimensionamento Da Estrutura</i>	30
3.1.2	<i>Projeto Arquitetônico</i>	30
3.2	Carregamentos E Esforços Atuantes	32
3.2.1	<i>Carregamentos Verticais</i>	32
3.2.2	<i>Esforços Horizontais</i>	32
3.2.3	<i>Fundação</i>	32
3.3	Ferramenta De Análise	32
3.4	Pesquisa de preço dos concretos	34
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	35
4.1	Modelagem estrutural	35
4.1.1	<i>Pórticos planos</i>	37
4.2	Análise da estrutura	40
4.2.1	<i>Apresentação da estrutura 1</i>	40
4.2.2	<i>Apresentação da estrutura 2</i>	42
4.3	Comparativo estrutural	43
4.3.1.1	<i>Análise do γ_z dos modelos</i>	43
4.4	Apresentar o custo de cada concreto	45
5	CONCLUSÃO	46
5.1	Sugestão para trabalho futuro	47
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	48

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil passa por período de competitividade, o mercado exige: agilidade; eficiência e economia. Os profissionais do ramo necessitam de ferramentas capazes de suprir as exigências citadas. Atualmente (engenheiros e especialistas) não dispõem de tempo que antigamente havia para realização do projeto (em si), esse tempo reduzido (para elaboração de projeto) faz a necessidade de utilizar ferramentas digitais com o intuito de facilitar tarefas repetitivas e automatização do tempo conforme Lima, Soares e Borges (2011).

A utilização de uma ferramenta computacional, quando feita de maneira responsável e criteriosa, traz enormes vantagens à elaboração de um projeto tais como: produtividade, qualidade e segurança afirma KIMURA (2007).

Segundo Vasconcellos Filho (1970) a metodologia clássica de cálculos somente servia para solucionar problemas simples, métodos manuais eram feitos com grande esforço e resultados duvidosos. Com o computador muitos problemas de cálculos repetitivos e confiança nos resultados foram sanados, o advento de tecnologia impulsionou muitos campos da engenharia em particular na análise de estruturas.

As particularidades de um engenheiro projetista para KIMURA (2007) agrupam-se em: realizar um trabalho preponderantemente intelectual; exige conhecimento teórico como prático; proporciona inúmeros desafios; e envolve grandes responsabilidades.

O mercado imobiliário impulsionou a cidade de Palmas à verticalização. As construções prediais de edifícios de múltiplos pavimentos para habitação de pessoas provêm da necessidade de aproveitar máximas áreas supervalorizadas das regiões centrais da cidade, onde teoricamente a maioria das pessoas prefere conviver. O mercado imobiliário proporcionou o aumento significativo da densidade de pessoas por metro quadrado, logo que o valor da venda é provocado diretamente pela área útil existente, o mercado (imobiliárias) exige dos escritórios de projetos estruturais o dimensionamento de estruturas esbeltas e com diminuição de seções dos pilares e vigas (Matos & Bartkiw, 2011). Com esbeltez acentuada por exigência da valorização da área interna e arquitetura também a outros fatores, destes pode-se descrever a utilização de meios digitais, maior número de fornecedor de facilitadores de construção, processos construtivos modernos e avanço na qualidade

de materiais na confecção do concreto. Mesmo com todos esses benefícios a esbeltez é algo de risco a estruturas altas.

A análise será realizada utilizando modelos tridimensionais idênticos (em termos de geometria) com diferenciação no f_{ck} , calculados no software Eberick. O programa possui a capacidade de análise da estrutura como um todo desde a fundação a cobertura. Dando destaque a rigidez e real ganho de estabilidade global. Enfatizando que esta abordagem de análise estrutural, é importante devido a concernir sobre a atividade do engenheiro civil, em propor mais segurança e alinhando a economia da construção.

O presente estudo tem como problemática comprovar a eficiência de utilizar concretos com alta resistência à compressão no que tange estabilidade da estrutura.

1.1 Objetivos

1.1.1 *Objetivo Geral*

Analisar a estabilidade global de um edifício com 16 pavimentos em concreto armado, para isto, realizar comparativo estrutural de dois modelos idênticos geometricamente variando apenas resistência à compressão do concreto.

1.1.2 *Objetivos Específicos*

- Realizar a modelagem da estrutura do edifício no software Eberick;
- Analisar dois modelos estruturais, considerando a estabilidade global da estrutura, utilizando como referência o coeficiente γ_z ;
- Apresentar pesquisa de preços do metro cúbico dos concretos utilizados nesta análise estrutural, comercializados na cidade de Palmas.

1.2 Justificativa e Importância do Trabalho

A revisão da norma ABNT NBR 6118:2014 trouxe uma nova classe de concreto denominada Classe de resistência Grupo 2 também referenciado na NBR 8653:2015 com f_{ck} (resistência característica a compressão) que se pode chegar a 90 MPa. Esta pesquisa faz-se necessária para avaliar a condição dos pilares e vigas quando elevasse à resistência característica a compressão.

O presente trabalho enfatiza ao aumento de resistência a compressão dos pilares e vigas, e não será abordado a respeito de modificação das seções geométricas das peças e os efeitos na laje e fundação.

Este trabalho consiste em avaliar de forma criteriosa dois tipos de estruturas de concreto armado idênticas geometricamente, com o diferencial de f_{ck} , sendo que inicialmente será estudado a estrutura utilizando concreto de 35 MPa (estrutura 1), posteriormente com concreto de 60 MPa (estrutura 2).

O estudo relacionado à avaliação estrutural de edifícios altos (múltiplos pavimentos) utilizando meios digitais concerne em novos métodos computacionais de simular a estrutura em meio virtual e testando os efeitos de carregamentos verticais e esforços horizontais (ação do vento).

Com a realização deste trabalho possa esclarecer a possibilidade de melhorar a estabilidade e confiabilidade de construções esbeltas (suscetíveis aos efeitos de segunda ordem), melhorias no dimensionamento prévio e diminuição de patologias a respeito de fissuração.

1.3 Estrutura do Trabalho

Este trabalho foi elaborado em cinco capítulos, para atingir os objetivos propostos.

No primeiro capítulo encontra-se a introdução ao estudo de análise estrutural, e também estabelece os objetivos propostos, justificativa e estrutura da organização do trabalho.

Em seguida, no segundo capítulo, foi destinado ao referencial teórico. Este capítulo, por sua vez, tem o embasamento para a execução da análise.

O terceiro capítulo foi destinado à metodologia científica que consiste no desenvolvimento do trabalho. Sendo apresentados os parâmetros característicos de estrutura, software utilizado e diferentes modelos de análise de estabilidade global da estrutura.

No quarto capítulo, foram apresentados os resultados descritos na metodologia.

No quinto capítulo, por fim, foi finalizada a conclusão da análise estrutural, sendo apresentados os resultados. E também neste capítulo foi sugerido para trabalhos futuros temas a complementar a este trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

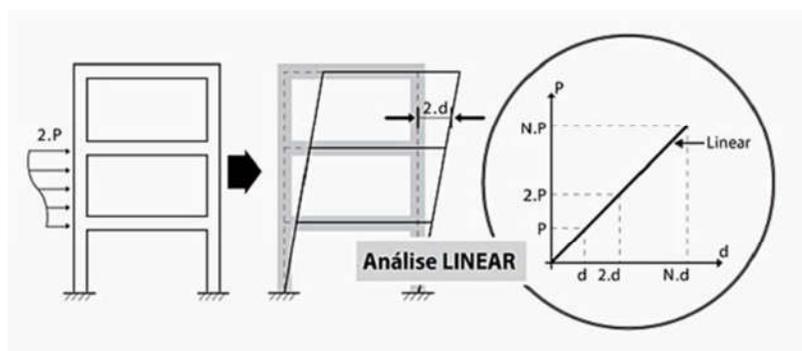
A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas referente Norma (ABNT NBR 6118, 2014).

2.1 Análise Linear

De acordo com a NBR 6118:2014 considera-se o comportamento elástico linear para os materiais, consiste que a relação entre tensões e deformações são relacionados. As características geométricas (inércia) são relevantes às seções bruta do concreto, e os deslocamentos possíveis são diferentes na composição do concreto e aço (concreto armado) podendo ocorrer fissuração na diferença do módulo de elasticidade destes dois materiais, e se houver esta patologia deve-se considerar.

A simplificação na singularidade proposta em análise linear de acordo com a figura 1 pressupõe que o concreto e o aço vão deslocar e obter as mesmas tensões no mesmo intervalo, algo diferente da análise não-linear (no caso de concreto). É utilizada geralmente para verificação do estado limite de serviço, o seu uso deve ocorrer em estágios conhecidos de ductilidade dos materiais que se relacionam.

Figura 1 - Singularidade da análise.



Fonte: Kimura (2007).

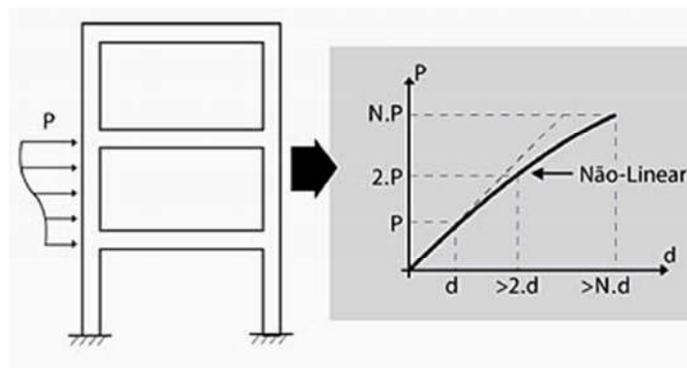
2.2 Análise Não-Linear

Citando Kimura numa análise não-linear, a resposta da estrutura tem um comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas.

Para esta análise não-linear é necessário um conhecimento maior na interação dos materiais, pois cada um tem módulo de resistência específico, de acordo com a norma também deve-se considerar a geometria das seções e quantidade de aço na armação da estrutura pois estes influenciam na não linearidade. Devido aos carregamentos e não singularidade das reações internas, o concreto absorve solicitações verticais e horizontais de compressão, logo o aço absorve as tensões de tração, isto faz com que dois materiais diferentes, com diferentes características e com diferentes funções trabalhando juntos condicionando a uma curvatura em comparação ao linear (figura 2).

Os elementos estruturais estão cada vez mais esbeltos, de tal forma que as não-linearidades (físicas e geométrica), em muitos casos, passam a ser preponderantes (KIMURA, 2007).

Figura 2 - Não linearidade



Fonte: Fonte Kimura (2007).

2.2.1 Não Linearidade Física

Existem dois tipos principais de não-linearidades: a não-linearidade física, referente a alterações nas propriedades físicas do material e a não-linearidade geométrica.

A não linearidade física está relacionada ao comportamento do material empregado na estrutura. A obtenção do diagrama de tensão e deformação do concreto fica evidente o comportamento do concreto, esses gráficos são obtidos em ensaios laboratoriais com os corpos de provas de lotes de concreto utilizado. É fácil perceber que a relação entre tensão e deformação não é linear, o que significa que, à medida que o carregamento é adicionado e as tensões aumentam, a resposta do concreto se modifica de forma desproporcional.

O concreto armado tem a particularidade de interação de concreto e aço, os efeitos de um mau dimensionamento ocorre a fissuração, a ocorrência do escoamento do aço provocam certa diminuição na rigidez da estrutura em função da magnitude do carregamento, conferido a este material um comportamento não-linear. A não-linearidade física pode ser levada em conta por meio do diagrama momento-curvatura (citado no paragrafo anterior) para cada seção de concreto armado. Utiliza-se esse diagrama para calcular a rigidez (EI) de uma barra correspondente, a um determinado nível de momento fletor (M_1), por meio da reta secante à curva do diagrama (para edifício apenas possível com utilização de softwares específicos).

2.2.2 *Não Linearidade Geométrica*

Citando Vergutz e Custódio (2010), a não linearidade geométrica gera uma resposta não linear por parte da estrutura, sendo assim esse efeito é gerado devido às alterações (deformações) da geometria dos elementos estruturais à medida que um carregamento é aplicado ao edifício, à consideração do equilíbrio da estrutura levando-se em conta sua geometria deformada, é denominada como análise de segunda ordem, cujos efeitos são a base para a não linearidade geométrica.

Para especificar tem se a função de verificar e determinar os acréscimos nas deformações e nos esforços que uma estrutura sofre ao longo do seu processo de carregamento. Essa análise é realizada tornando-se o arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial. Quando a estrutura perde sua configuração geométrica inicial, as ações geram momentos adicionais que não existiam inicialmente, conhecidos na literatura técnica como efeitos de segunda ordem.

Conforme KIMURA (2007), na prática atual a consideração da não linearidade física de forma aproximada é utilizada na avaliação da estabilidade global de edifícios de concreto.

2.3 Módulo de elasticidade

Citado na NBR 6118:2014 e necessário para estabelecer critérios importantes do pré-dimensionamento, as equações de estimativa do módulo de elasticidade (E_{Ci}) são apresentadas a seguir:

- Para f_{ck} 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{Ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{CK}}$$

- Para f_{ck} 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{Ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left(\frac{f_{CK}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}$$

Sendo

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito;

Onde

E_{Ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Em seguida a norma trata do módulo de deformação secante, o cálculo para estimar é dado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \times E_{Ci}$$

Sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 f_{ck}/80 \leq 1,0$$

2.4 Estabilidade Global

Para Silva Lacerda, Cristiane Florêncio, Andrade da Silva e Delalibera (2014) a avaliação da estabilidade global de um elemento ou conjunto de elementos estruturais é um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural, pois visa garantir a segurança da estrutura diante da perda da sua capacidade resistente

causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações horizontais e verticais.

Na análise de estabilidade devem ser consideradas ações horizontais, que são originadas principalmente pelas ações do vento e pelas não-linearidades da estrutura. Os deslocamentos existentes nas estruturas permitem calcular os efeitos de 2ª ordem conforme prescrito na NBR 6118:2014.

Quanto mais esbelta a estrutura for, maior a necessidade da análise dos efeitos de segunda ordem. A análise da estabilidade global pode ser realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade, onde cada um desses parâmetros considera as não linearidades da estrutura de forma diferente, cabe ao projetista à escolha do melhor método em função das características da obra e da influência dos efeitos de segunda ordem.

2.5 Elementos Estruturais

As construções de concreto armado são constituídas por elementos estruturais segundo MARIANO (2015), destes destacam-se por serem comuns em construções de edifícios, o conjunto: laje, viga e pilar.

A laje pode ser caracterizada por (ser) uma superfície plana, sujeito principalmente a ações normais a seu plano. As principais funções são de servir de piso, cobertura nas construções civis e transmitir as ações perpendiculares para as vigas ou (diretamente aos) pilares.

As atribuições das vigas são de resistir à flexão por esforços oriundos das lajes, de outras vigas, e algumas vezes de pilares. Também podem esta a esforço de compressão, torção e cisalhamento.

De acordo com a norma (ABNT NBR 6118, 2014), pilares são elementos lineares (retos) dispostos na vertical com a capacidade de resistir aos esforços normais de compressão. A referida norma condiciona estabelece parâmetros para dimensionamento destes elementos estruturais supracitados.

2.5.1 Pilares-Parede

São ditos como tendo a maior dimensão da seção transversal ultrapassando cinco vezes a menor dimensão, e a norma (ABNT NBR 6118, 2014), estabelece que

relativamente a esforços solicitantes na direção transversal decorrentes de efeitos de 1° e 2° ordens, em especial dos efeitos de 2ª ordem localizados.

A armadura transversal de pilares-parede deve respeitar a armadura mínima de flexão de placas, se essa flexão e a armadura correspondente forem calculadas.

Caso contrário, a armadura transversal por metro de face deve respeitar o mínimo de 25% da armadura longitudinal por metro da maior face da lâmina considerada.

2.5.2 Pórticos planos

Pórticos planos são estruturas de contraventamentos formadas por pilares e vigas, estando alinhados (pilares e vigas) formando quadros entre si. O alinhamento de pilares e vigas contribui a aumentar a rigidez da estrutura ortogonal, atribuindo a pórticos planos características de comportamento de núcleos rígidos na edificação conforme KUMMER (2014).

2.5.3 Rigidez

A variação da rigidez da estrutura tem influência direta na estabilidade global da edificação. Os elementos que mais influencia para a estabilidade são os pilares e vigas de acordo com MONCAYO (2011). Para que aumente a estabilidade se possível utilizar como pórticos na união de vigas e pilares em direções ortogonais.

2.6 Instabilidade Global

A análise estrutural compete em avaliar o comportamento de estrutura perante aos esforços de segunda ordem. Para WORDELL (2003) os parâmetros de instabilidade global são importantes na avaliação de estabilidade global. A estrutura como sendo um conjunto de contraventamentos complexos para atender os arranjos arquitetônicos esta suscetível a situações que a instabilidade ocorra naturalmente.

A ocorrência desta situação para exemplificar tem-se a viga de transição, esta em particular é ocasionada por um pilar nascente no vão da viga aumentando o deslocamento vertical.

Na mesma linha de raciocínio de instabilidade ocasionado aos arranjos arquitetônicos WORDELL (2003) apresenta a problemática do pilar sofrer

deformações axiais, devido alta concentração de carga por área de seção transversal, em outras palavras o Engenheiro projetista é impossibilitado estabelecer área de seção transversal ao pilar para suportar aos carregamentos distribuídos no mesmo.

2.7 Efeitos de segunda ordem

Para se estabelecer os efeitos de segunda ordem, os esforços decorrentes do deslocamento lateral dos nós na estrutura, estão submetidos a ações verticais e horizontais. Os efeitos surgem nos elementos da estrutura, afetando somente os esforços solicitantes ao eixo de seus comprimentos, devido aos deslocamentos dos diversos pontos de seu eixo. Conseqüentemente é possível fazer o estudo de uma estrutura na sua posição deformada, esse tipo de análise é denominado de análise de segunda ordem, e seus efeitos (deslocamentos e esforços resultantes) são chamados de efeitos de segunda ordem.

Conforme proposta a NBR 6118:2014, são existentes sob a ação de cargas despostas na vertical e horizontal, os nós potencialmente irão deslocar-se horizontalmente, e que os esforços de segunda ordem decorrente desses deslocamentos são chamados efeitos globais de segunda ordem.

2.7.1 *Influência Do Vento*

Supracitado a respeito de construções de edificações estarem sendo cada vez mais altas e esbeltas para Matos C. (2008) tal situação determina mais flexibilidade e suscetíveis a grandes amplitudes de descolamento dos pavimentos superiores. Deste modo é importante o efeito da ação do vento para análise de estado limite último, bem como estados limites de serviço.

2.7.2 *Coefficiente γ_z (Gama Z)*

Para Moncayo (2011) o γ_z (Gama-z) é um processo simplificado de avaliação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem mediante multiplicação dos momentos de primeira ordem por um coeficiente γ_z . Hipoteticamente de que as sucessivas linhas elásticas, devidas às ações verticais aplicadas numa estrutura com os nós deslocados, sucedem-se segundo uma progressão geométrica. Há

casos excepcionais em que não se deve aplicar esse processo simplificado, por exemplo, quando se tem vigas de transição, quando se tem estruturas que já possuem deslocamentos devidos a carregamentos verticais, entre outros.

Citando Cunha e Roldão (2015), existe uma limitação em adotar o coeficiente γ_z este critério esta em utilizar em edificações acima de quatro pavimentos, devido, que ainda, não serem conhecidos valores para os coeficientes redutores de rigidez dos elementos estruturais para edificações menores.

Segundo a NBR 6118:2014, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

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

Onde:

$M_{1, tot, d}$ É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

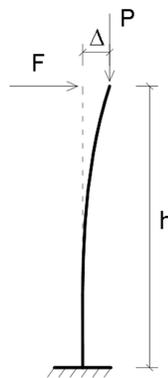
Considerando a recomendação da NBR 6118:2014 que a estrutura é de nós fixos se estiver na condição γ_z menor ou igual a 1,1, para valores de γ_z acima 1.1 a estrutura é de nós móveis.

Citando Oliveira e Cleiton (2010), o limite máximo para a γ_z é de 1.2 sendo que seja maior será necessário analisar a estrutura com um procedimento que permita a correta consideração de efeitos de segunda ordem. Os autores deixaram bem especificado que não é recomendável admitirem-se estruturas de edifícios em que o coeficiente γ_z ultrapasse 1.2.

2.7.3 Processo P- Δ

O processo P- Δ (p-delta) é considerado mais complexo que γ_z , segundo Cunha e Roldão (2015) pode ser aplicado em qualquer estrutura submetida a carregamentos axiais. Para Imai, Jakob Conter e Demeterko (2011), é um efeito de segunda-ordem que associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal (Δ) conforme figura 3 detalha a ação do deslocamento.

Figura 3 - Processo P-Delta Carga Lateral.



Fonte: Moncayo (2011)

A complexidade da análise utilizando esse processo em comparação aos outros métodos ocorre ao fato do P- Δ envolver procedimentos iterativos da estrutura para obter os esforços resultantes.

Citando Moncayo (2011), a cada interação obtém-se uma nova força lateral fictícia e, com essa nova força, volta a realizar a mesma análise, até atingir a posição de equilíbrio.

2.7.3.1 Análise de estruturas de nós fixos

A NBR 6118:2014 também refere sobre as estruturas de nós fixos, sendo que o cálculo pode ser considerado cada elemento comprimido de forma isolada. Os esforços obtidos são analisados seguindo a teoria de 1ª ordem se o coeficiente de instabilidade γ_z for inferior a 10%.

2.7.3.2 *Análise de estruturas de nós móveis*

Para as estruturas de nós móveis existe uma complexidade devido à consideração não linear geometricamente e física, e o dimensionamento são considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem se o coeficiente de instabilidade γ_z for superior a 10% (1.1).

2.8 Concreto Armado

O concreto tem a característica de resistir aos esforços normais do tipo compressão, para a tração sendo que a resistência do concreto é muito baixa, para cálculos estruturais é desprezada completamente, sendo que o material para resistir à tração é o aço.

Para Andrade (2013) o concreto define-se como material de construção composto, no qual a ligação entre o concreto e a armadura de aço é devida à aderência do cimento e a efeitos de natureza mecânica. As barras de armadura absorvem esforços de tração nos elementos submetidos à flexão ou a tração, já que o concreto tem grande resistência à compressão.

2.8.1 *Durabilidade do concreto devido à resistência*

Citando Reis (2010), os concretos de cimento Portland têm grande instabilidade de volume, e, em decorrência disso, são altamente fissuráveis, e essa fissuração os torna altamente permeáveis em serviço. A permeabilidade possibilita a agentes agressivos percolem no interior das estruturas e consigam corroer a armação, a deteriorando, progressivamente.

O pouco tempo de cura e a necessidade de diminuir o custo da construção, originou praticas construtivas em curto prazo. A utilização de cimentos com resistência inicial elevada (CP V-ARI), este, porém com pega mais rápido, endurecem rapidamente. O efeito deste tempo reduzido no enrijecimento do concreto possibilita maior deformidade, tendenciando à fissuração, devido principalmente, a retração térmica e hidráulica. A relação água cimento atualmente esta mais elevada que a década 1970, conforme a tabela 1 a seguir.

Tabela 1 – Os concretos e a relação a/c no decorrer do tempo

f_{ck}	1975		2002	
	a/c	Consumo de C, em kg	a/c	Consumo de C, em kg
25	0,40	378	0,55	305
20	0,47	321	0,61	272
16	0,54	281	0,67	252
12	0,62	246	0,73	223

Fonte: ABCP.

A associação dos superplastificantes e de outros aditivos estabeleceram um nova trabalhabilidade e uma diminuição da relação água cimento.

Para Shah (2010), que elaborou ensaio de resistência e medição de fissuração em concreto com variação de f_{ck} . Constatou-se nos experimentos que o aumento de resistência de fato não determina a diminuição de fissura, e devido à resistência elevada e pega rápido, e também a retração térmica potencializa o surgimento de fissuras. Também constatou quanto maior a relação água cimento, mais recorrente é a percolação de cloreto (agentes corrosivos a armadura).

A durabilidade do concreto depende de vários fatores, destacam-se:

- As práticas construtivas rápidas com tempo reduzido de desforma e cura;
- A crença de que quanto maior a resistência do concreto mais durável a estrutura se torna, não é mais aceita devido aos experimentos de campo;
- A deterioração das estruturas esta vinculada a fissuração do concreto, e não à sua resistência.

2.8.2 Normatização

As normas que definem as características e classificação do concreto são obtidas atualmente na ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). Com início em 1940 com a NB-1, primeira norma técnica da ABNT dedicado ao concreto (atualmente a NBR 6118:2014), esta associação é a mais importante para padronização de ensaios e parâmetros tecnológicos no Brasil.

2.8.3 *Comercialização do concreto usinado*

O concreto pode ser fabricado na obra denominado in loco, ou usinado, o concreto usinado é realizado por empresas especialistas e confeccionando o melhor traço possível, garantindo qualidade ao produto, essas empresas atuam como facilitadores da construção civil.

A comercialização deste produto entregue em caminhões betoneira é importante para indústria da construção.

O custo é proveniente do orçamento com a quantidade de concreto necessário a ser fornecido, sendo que o a quantidade é dado em volume na grandeza física de metros cúbicos. Outro fator importante para o custo da compra do concreto é o bombeamento. O bombeamento facilita o lançamento do concreto nas fôrmas.

2.8.4 *SINAPI*

Efetua a produção de custos e índices da construção civil, a partir do levantamento de preços de materiais e salários pagos na construção civil, para o setor habitação. A partir de 1997 ocorreu a ampliação do Sistema, que passou a abranger o setor de saneamento e infra-estrutura. Tem como unidade de coleta os fornecedores de materiais de construção e empresas construtoras do setor. O Sistema é produzido em convênio com a Caixa Econômica Federal - CAIXA. Para os dados sobre saneamento e infra-estrutura estão disponíveis somente os relativos a preços. A pesquisa foi iniciada em 1969 para o setor de habitação e em 1997, para o de saneamento e infra-estrutura.

2.9 Programa de análise

As análises não lineares são de caráter difícil e dispendioso, quase inviável de ser feito manualmente.

Os avanços tecnológicos no quesito informática possibilitam a resolução destas particularidades em menos tempo. Mas deve-se salientar que os programas tem a função de facilitador de análise, ficando a responsabilidade do profissional na interpretação dos resultados (Lima, Soares, & Borges, 2011).

As decisões podem ser mais objetivas e próximas do esperado com a familiaridade do engenheiro e aplicativo.

Existe no mercado nacional uma quantidade de aplicativos relacionados a engenharia civil. Tendo em análises de estruturas programas mais complexos, capazes de processar modelos tridimensionais e os conceitos do método de elementos finitos e também para análises não lineares.

Para a realização deste trabalho será utilizado o programa Eberick.

2.9.1 Empresa AltoQi

A empresa AltoQi é a matriz de vários aplicativos voltados para engenharia, a empresa é nacional (brasileira) e está no mercado há 26 anos (fundada em 1989), atua principalmente para seguimentos de projetos prediais, além de desenvolvimento de software, faz treinamentos e presta suporte técnico aos clientes.

Dos softwares que a empresa desenvolve destacam-se Hydros, Lumine e Eberick, este último é o software que será utilizado como ferramenta para este estudo de caso desta monografia.

2.9.1.1 Software Eberick V8 Gold

O Eberick é um aplicativo que facilita a realização de projetos estruturais, pois a interface intuitiva de análise estrutural e detalhamento é capaz de suprir a variação de projetos de estrutura.

Possui recursos de: ferramenta de lançamento para o projeto; pilares com seção retangular, circular, circular vazado e L; vigas com seção retangular; lajes maciças; lajes pré-moldadas convencionais; escadas convencionais; sapatas isoladas e de divisa; blocos com até 6 estacas; planta de formas; cortes esquemáticos na estrutura; configurações para o projeto; análise dos esforços e deslocamentos; esforços horizontais; dimensionamento dos elementos; dimensionamento refinado das lajes; flechas imediatas e diferidas; resumo de materiais; pórtico 3d; detalhamento dos elementos; armaduras dos elementos; armaduras complementares de lajes e planta de locação de cargas. Atualmente está na versão 9 atualizada com a norma NBR 6118:2014. (EBERICK, 2015)

Com o auxílio deste programa será analisado o coeficiente γ_z e diagramas de esforços.

2.9.1.2 Simulação tridimensional

A simulação comportamental de uma estrutura é feita com a virtualização e modelagem tridimensional de toda a estrutura, realizando a formação de vínculos de engastamento com a fundação, definição de carregamentos a análise de estrutura é realizada de uma vez tratando a estrutura como um todo segundo BONO (2008).

De acordo com BONO (2008), e KIMURA (2007) o modelo constitutivo proposto para o concreto é um modelo ortotrópico que segue a teoria de elasticidade não-linear. Neste modelo, aplica-se o conceito de deformação uniaxial equivalente para determinar o comportamento triaxial do concreto, através de três curvas tensão-deformação uniaxiais equivalentes, facilitando a simulação de seu comportamento e permitindo uma boa aproximação com os resultados experimentais.

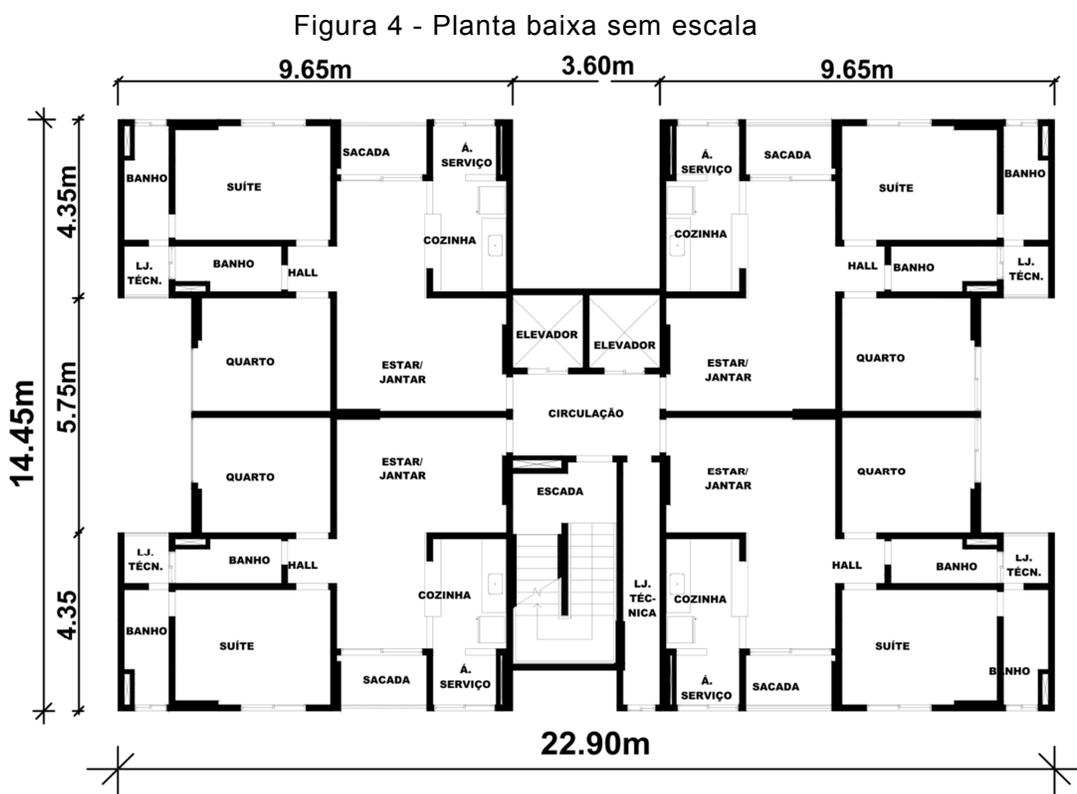
As simulações virtuais realizadas em softwares de análises estruturais estão cada vez mais precisas, fazendo com que as estruturas virtualizadas se comportem de forma semelhante à realidade.

3 METODOLOGIA

3.1 Concepção Estrutural

A modelagem tridimensional da edificação constituiu-se na plataforma Eberick V8 Gold da empresa AltoQi, neste software também serão obtidos todos os resultados necessários desta pesquisa. Logo que se trata de análise de diferentes resistências de materiais, serão realizadas duas modelagens tridimensionais idênticas geometricamente nomeadas como **estrutura 1** sendo a estrutura com f_{ck} convencional de 35 MPa, logo a **estrutura 2** será utilizado f_{ck} de 60MPa.

Com o intuito de atingir os objetivos deste trabalho, os critérios de materiais e carregamentos solicitantes serviram de apoio para o desenvolvimento da análise utilizando o software Eberick. A concepção estrutural consiste em adequar o projeto arquitetônico de acordo a figura 4 (planta baixa) para o objetivo de analisar o comportamento estrutural da edificação com 16 pavimentos tipos. Com finalização de adequação do projeto inicia-se a importação do projeto para o software Eberick, logo em seguida será definida o lançamento da configuração dos critérios do pré-dimensionamento.



3.1.1 Pré-Dimensionamento Da Estrutura

Na utilização da concepção estrutural de forma adequada é necessário impor alguns critérios destes descrevem-se:

A classificação de agressividade do ambiente (CAA), segundo a NBR 6118:2014, a que mais se adequa a cidade analisada (Palmas) são as classificações do tipo I e II, destas relata-se: agressividade fraca a moderada, região rural a urbana, e risco muito baixo de deterioração da estrutura (referente à armadura). Para este trabalho será utilizado à classificação II.

Para a classificação acima se tem a condição da relação água cimento onde o ideal é menor ou igual a 0,60. A classe de resistência do concreto igual ou superior a 20 MPa, devido a recomendação da norma NBR 6118:2014 a possuir a característica de concreto com armadura passiva.

A referida norma (NBR 6118:2014) condiciona as seguintes determinações em estabelecer o cobrimento da armadura, para a laje será utilizado 25 mm, para viga e pilar cobrimento de 30 mm.

A utilização do aço para montagem da armadura neste trabalho será o CA 50.

O abatimento sugerido na NBR 8653:2015 é classe S100 com $100 \leq A \leq 160$ (mm), este foi escolhido devido a esta utilizando elementos convencionais do lançamento do concreto, será considerado o abatimento de 100 mm.

Para o agregado graúdo adotar-se-á 19 mm (brita 1). Par coeficiente de minoração do concreto $Y_C=1,4$, massa específica do concreto armado: 25 KN/m³, e por fim coeficiente de Poison igual a 0,2.

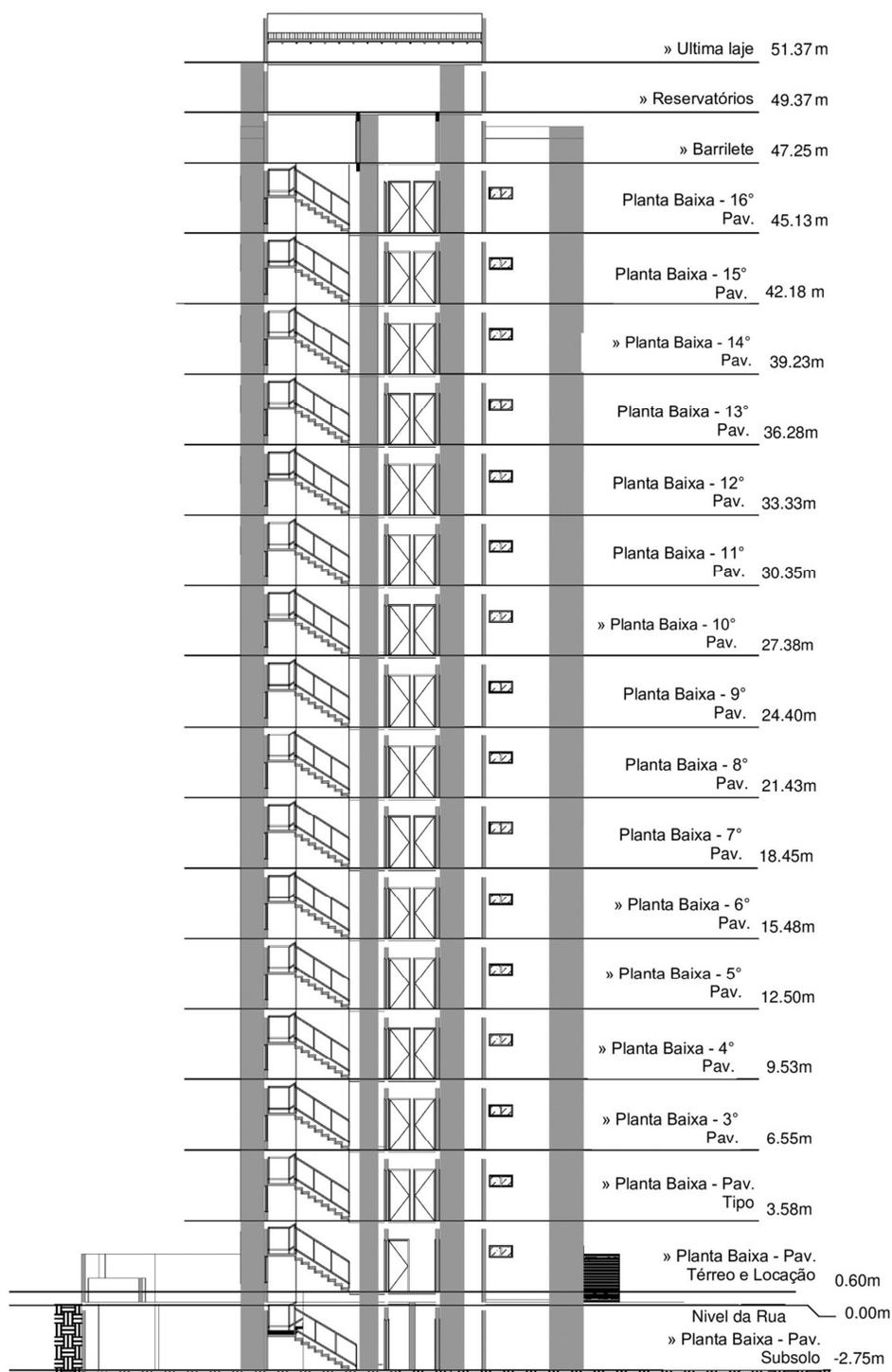
Nos critérios supracitados existem algumas considerações, para estrutura 1 será mantido os parâmetros descritos com diferenciação do f_{ck} , para este será adotado 35 MPa e módulo de elasticidade (E_{Ci}) equivalente a 33130 MPa. Logo na estrutura 2 também será modificado o f_{ck} para 60 MPa e módulo de elasticidade equivalente a 41612 MPa.

3.1.2 Projeto Arquitetônico

A edificação a ser analisada consta de 1 subsolo, 1 pavimento térreo, 16 pavimentos tipo, 1 cobertura e 1 reservatório superior, possui 293 m² de área (pavimento tipo). Os pavimentos tipo possuem 4 apartamentos, circulação, 1 escada e 2 elevadores.

Conforme a planta baixa do pavimento tipo do edifício, para fins didáticos foi fornecida por uma construtora local, na figura 5 apresenta-se o corte esquemático, esta edificação é residencial e localiza-se em Palmas – Tocantins.

Figura 5 – Corte esquemático sem escala



Fonte: Projeto Fornecido Por Construtora Local.

3.2 Carregamentos E Esforços Atuantes

3.2.1 Carregamentos Verticais

O carregamento para dimensionamento da estrutura consiste na soma de cargas isoladas, e para esta consideração foi embasado nas recomendações da norma NBR 6120:1980. Os carregamentos considerados neste item são: pesos próprios da estrutura (PP), acabamentos (materiais e elementos construtivos) e de utilização (denominada cargas acidentais caracterize-se por pessoas e móveis).

Para este trabalho optou-se por lajes treliçadas com revestimento cerâmico, sobre cargas usuais referidos na NBR 6120:1980.

3.2.2 Esforços Horizontais

São esforços solicitantes relativos à ação do vento, devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com prescrito pela NBR 6123:1988. A estrutura possui uma elevação que potencializa a ação do vento de acordo com (Matos C., 2008).

A norma NBR 6123 foi lançada em 1988, antes da criação do estado do Tocantins, será considerado para efeito de calculo velocidade do vento de 33 m/s o ponto que mais se aproxima da cidade de Palmas.

3.2.3 Fundação

Na fundação serão considerados com engastamento.

3.3 Ferramenta De Análise

As etapas necessárias para obter os resultados deste trabalho de análise estrutural será no software Eberick V8 Gold. Na plataforma também será feita adequação final e dimensionamento de laje, viga, pilar e aço será o mesmo para ambas as estruturas.

O dimensionamento será feita na configuração do programa demonstrado na figura 6.

Figura 6 - Configuração Dimensionamentos

The image shows a software dialog box titled "Dimensionamento [Pilares]". It has several tabs at the top: "Pilares", "Vigas", "Lajes", "Sapatas", "Blocos", and "Muros". The "Pilares" tab is selected. The dialog is organized into several sections:

- Estribos:**
 - Separar trechos com diferença de armadura maior que: 10 %
 - Espaçamento mínimo: 6 cm
 - Espaçamento mínimo (topo e base): 4 cm
 - Espaçamento múltiplo de: 1.0
 - Tamanho mínimo do(s) trecho(s): 40 cm
 - Percentual mínimo em pilar parede: 25 %
- Esperas:**
 - Tipo: auto
 - Permitir bitola menor que superior
 - Adotar espera da fundação igual ao pilar superior
- Permitir carga negativa:**
 - Permitir carga negativa
- Usar armadura simétrica:**
 - Usar armadura simétrica para pilares quadrados
 - Usar armadura simétrica para pilares compostos
 - Ângulo mínimo para considerar pilar inclinado: 10 °
 - Usar momento mínimo
 - Dispensar imperfeições locais se for atendido
 - Considerar efeitos localizados de 2ª ordem em pilar parede
 - Processo: Rigidez aproximada
- Limite:**
 - Taxa de armadura máxima: 4 %
 - Número máximo de barras numa face de seção: 90
 - Seção transversal mínima: 360 cm²

Buttons at the bottom include "Linha neutra...", "Coeficientes...", "OK", "Cancelar", and "Ajuda".

Fonte: Do autor.

Adotou-se aos carregamentos iniciais com o pré-dimensionamento das lajes variando a altura de 12 a 20 cm, e cargas fixas de 150 kgf por metro quadrado. O dimensionamento de vigas e pilares de acordo com o carregamento será o que se adequa para a estrutura 1, sendo que estabelecido para a mesma será identicamente as seções para a estrutura 2.

Definido o modelo estrutural para a estrutura 1, feita análise estática linear no software Eberick similar a figura 7, registrando os resultados de efeitos de primeira ordem obtidos da estrutura 1 inicia a configuração para a estrutura 2.

Figura 7 - Análise de Estruturas Do Eberick

Análise

Processo

Pórtico espacial

Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos: 15 %

Redução na torção para os pilares: 0 %

Redução na torção para as vigas: 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares: 1

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.4 Eci.Ic

Rigidez dos pilares: 0.8 Eci.Ic

Rigidez das lajes: 0.5 Eci.Ic

P-Delta

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações: 10

Precisão mínima: 1 %

Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.1A+1.4Q

Precisão numérica

Erro estimado máximo: 1 %

Valor absoluto mínimo: 100

Imperfeições globais

Considerar para: Direção X

Direção Y

Combinação vertical característica: G1+G2+A+Q

Apoio elástico padrão...

Painéis de lajes...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: Do autor.

3.4 Pesquisa de preço dos concretos

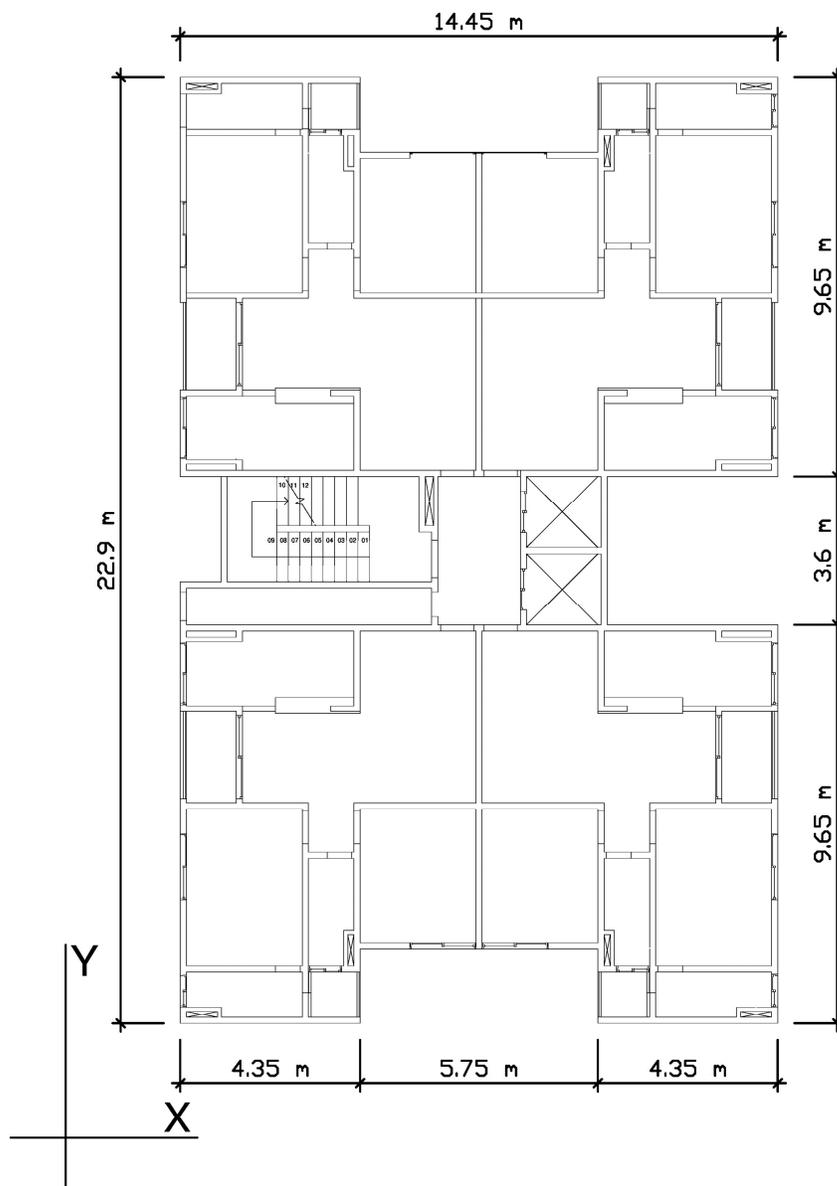
Depois de finalizado a análise em seguida inicia a pesquisa de campo sobre o preço dos concretos utilizados no comparativo deste trabalho. O orçamento dos concretos será feita em visita as empresas usineiras de concreto e feita um orçamento detalhado do concreto convencional e de alta resistência.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Modelagem estrutural

De acordo com o descrito na metodologia iniciou-se a criação do modelo estrutural na plataforma Eberick. Conforme a figura 8 apresenta o projeto tipo limpo antes de receber os lançamentos de estruturas (pilares, vigas e lajes).

Figura 8 – Planta tipo para lançamento de estrutura sem escala



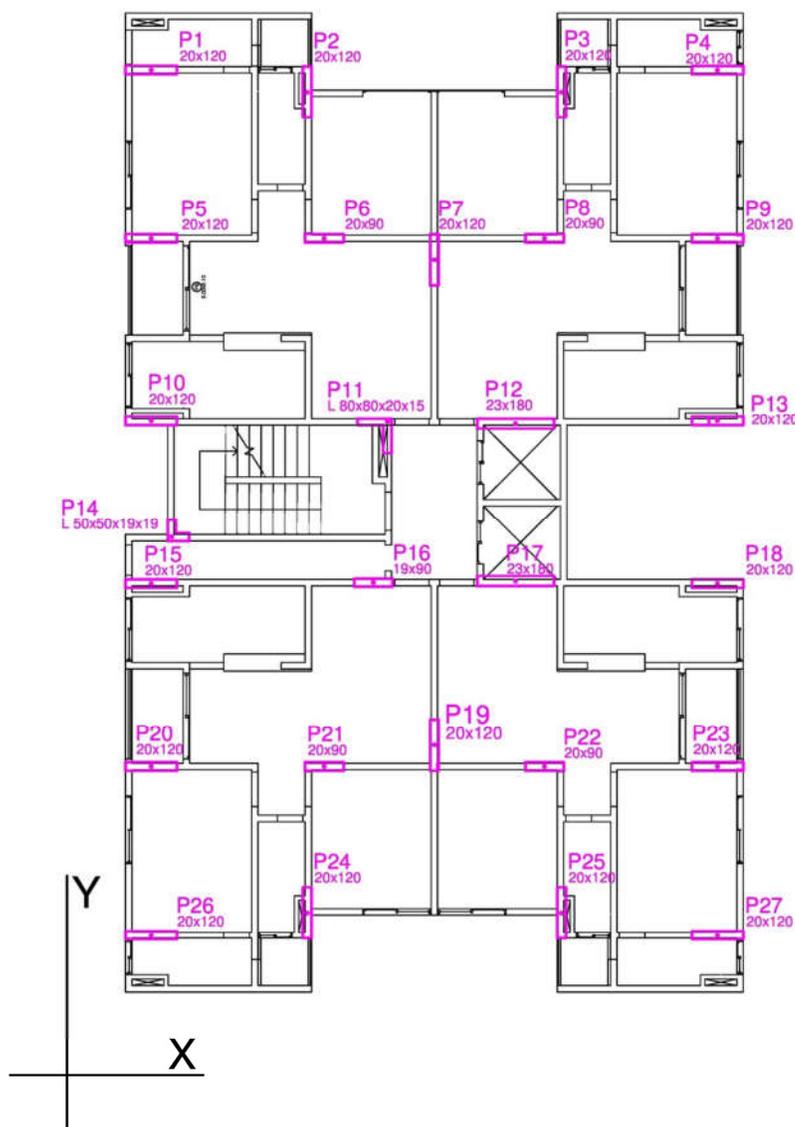
Fonte: Do Autor.

Na figura 8 ficou bem especificado que na direção X existe uma inércia menor devido a possuir apenas 14,45m do que em relação da direção Y com 22,9m, isto

impõe na direção X tem-se que alocar os pilares retangulares de tal maneira ao lado maior do pilar fique perpendicular a direção X, com isto possibilita a resistir aos deslocamentos horizontais e ao momento de giro no sentido desejado.

No pré-dimensionamento da estrutura observou-se que devido à esbeltez da edificação com 293m² de área correspondentes, e 16 pavimentos obtendo altura elevada faz desta edificação potencialmente a ações do vento. Para solucionar esta característica logo no lançamento dos pilares conforme ilustrado na figura 9 foi proposital a locação dos pilares a formar pórticos planos, também foi necessário adoção de pilares-parede para obtivesse a maior rigidez.

Figura 9 – Lançamento dos pilares sem escala

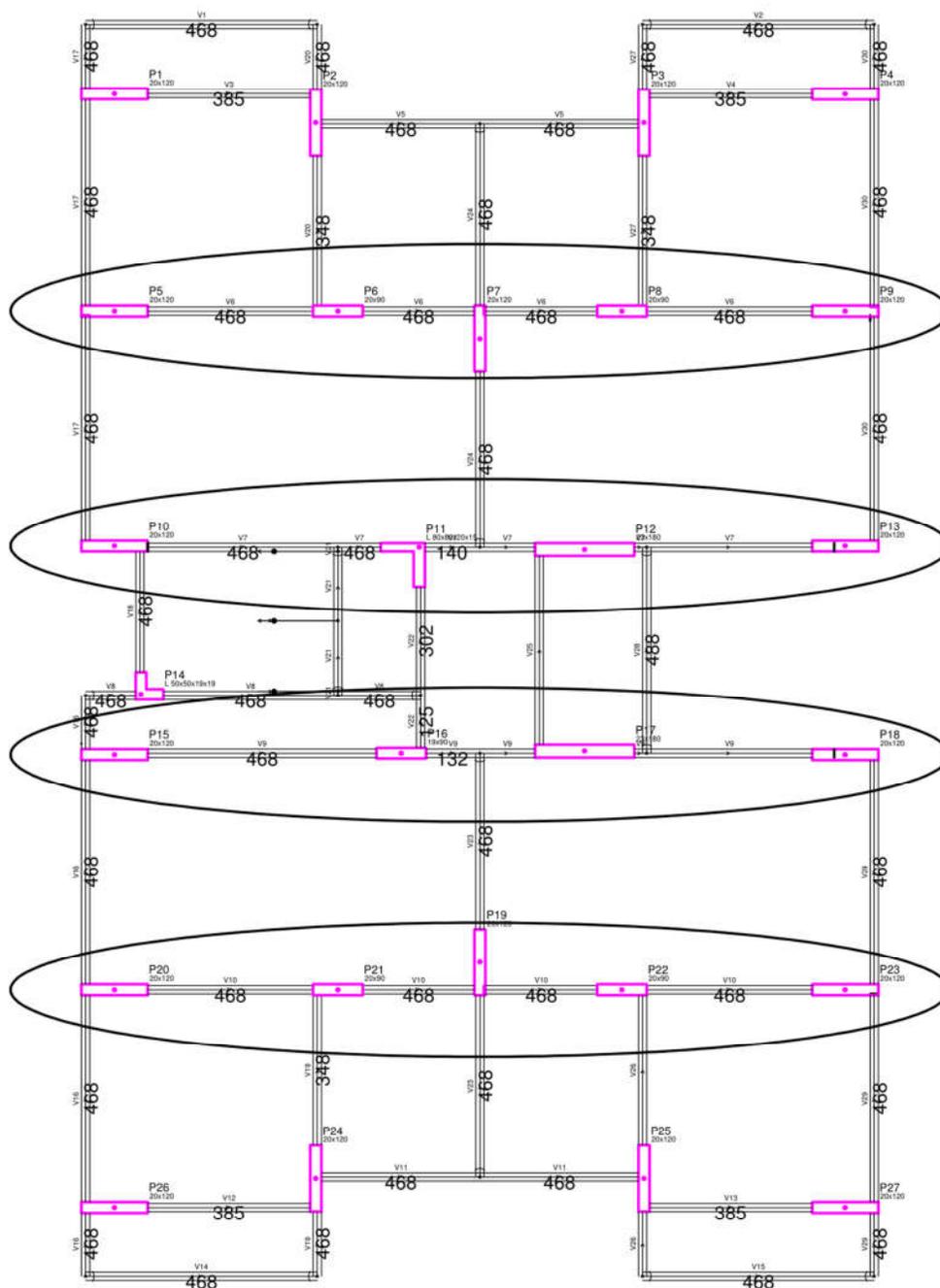


Fonte: Do autor.

4.1.1 Pórticos planos

Com o término dos lançamentos dos pilares, foi iniciado o lançamento de vigas (figura 10), no intuito de formar pórticos planos, na figura a seguir destacam-se quatro pórticos planos principais na horizontal, formando contraventamentos rígido na direção X.

Figura 10 – Pórticos planos principais na direção X sem escala

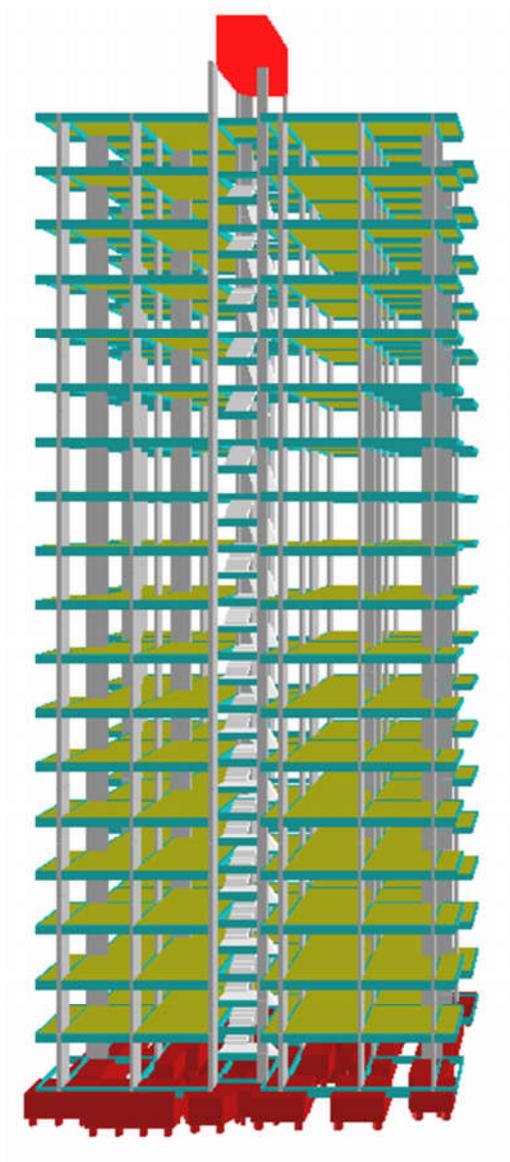


Fonte: Do autor.

Com a utilização dos pórticos planos principais na direção X e Y foi possível processar a estrutura sem que houvesse erro na verificação do software Eberick. Apresenta-se a seguir na figura 12 a virtualização da estrutura, desta salienta-se que a compatibilização com o reservatório e pavimento térreo já foram verificados, portanto a modelagem tridimensional considera-se finalizada.

Conforme a metodologia deste trabalho foi denominado estrutura 1 como sendo a estrutura com f_{ck} 35 MPa, finalizado a modelagem da estrutura 1, foi iniciado a configuração da estrutura 2 esta considera-se na definição de materiais com f_{ck} 60 MPa.

Figura 12 – Modelagem tridimensional concluída



Fonte: Do autor.

4.2 Análise da estrutura

Após o término da modelagem tridimensional foram utilizados dois modelos estruturais idênticos geometricamente, com diferenciação do f_{ck} , para confrontação de estabilidade global.

4.2.1 Apresentação da estrutura 1

A estrutura consiste no modelo estrutural com f_{ck} 35 MPa, na configuração de materiais e durabilidade conforme a figura 13, ficou claramente especificado que todo o concreto da estrutura seria com a resistência característica a compressão supracitado para o modelo estrutura 1.

Figura 13 – Materiais e durabilidade estrutura 1

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-35	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-35	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-35	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-35	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-35	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-35	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-35	3 cm		Bitolas...
Muros	C-35	3 cm		Bitolas...
Radier	C-35	3 cm		Bitolas...

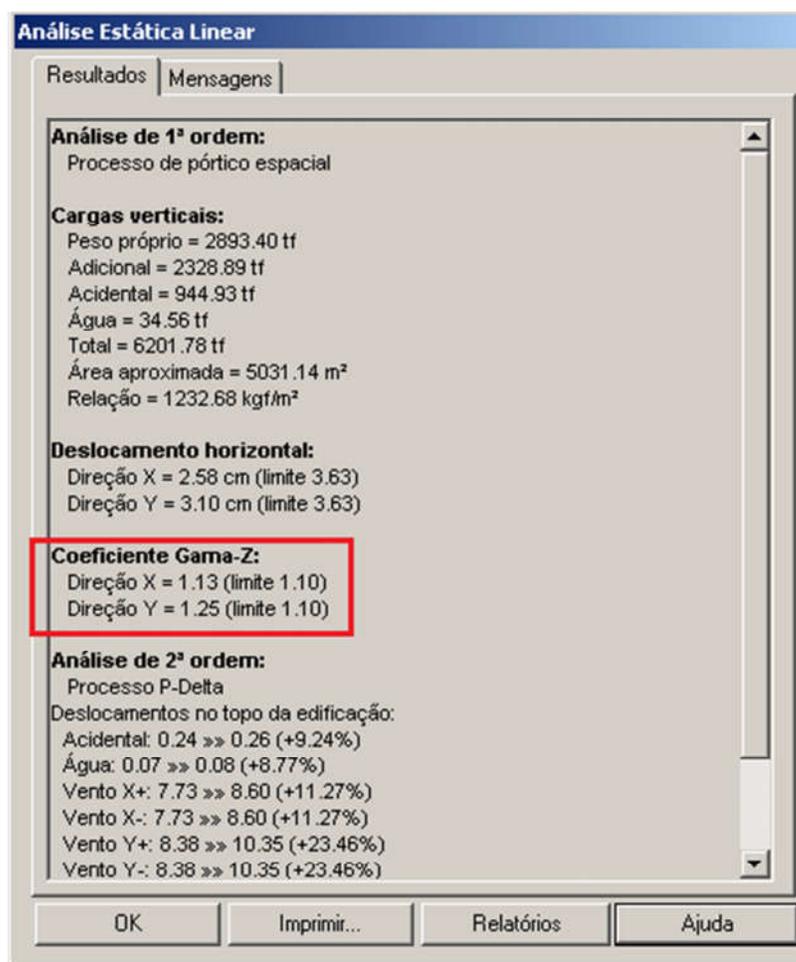
Fonte: Do autor.

Após o término de configuração e processamento da estrutura ficou constatado (figura 13) que na direção Y houve um valor considerável que ultrapassa a recomendação de Oliveira e Cleiton (2010), o recomendável a se considerar para γ_z é de no máximo 1.2, conforme Oliveira e Cleiton (2010) para que seja maior será

necessário analisar a estrutura com um procedimento que permita a correta consideração de efeitos de segunda ordem.

Este resultado para γ_z na direção Y foi tido como interessante devido ao fato que na direção Y esta a maior inércia natural da edificação. Logo na direção X existe uma inércia menor já citado anteriormente, demonstrando nesta prévia análise que os pórticos planos principais e pilares-parede alinhados na direção de menor inércia surtiram favoravelmente a rigidez da estrutura ao ponto de está mais estável que na direção Y.

Figura 14 – Análise Estática Linear estrutura 1



Fonte: Do autor.

Na figura 14 apresentam-se os valores de coeficiente de γ_z (Gama-Z) na direção X foi de 1.13 e na direção Y com 1.25, este, no entanto esta acima do recomendável.

4.2.2 Apresentação da estrutura 2

A estrutura consiste no modelo estrutural com f_{ck} 60 MPa, na configuração de materiais e durabilidade conforme a figura 15, ficou claramente especificado que todo o concreto da estrutura seria com a resistência característica a compressão supracitado para o modelo estrutura 2.

Figura 15 – Materiais e durabilidade estrutura 2

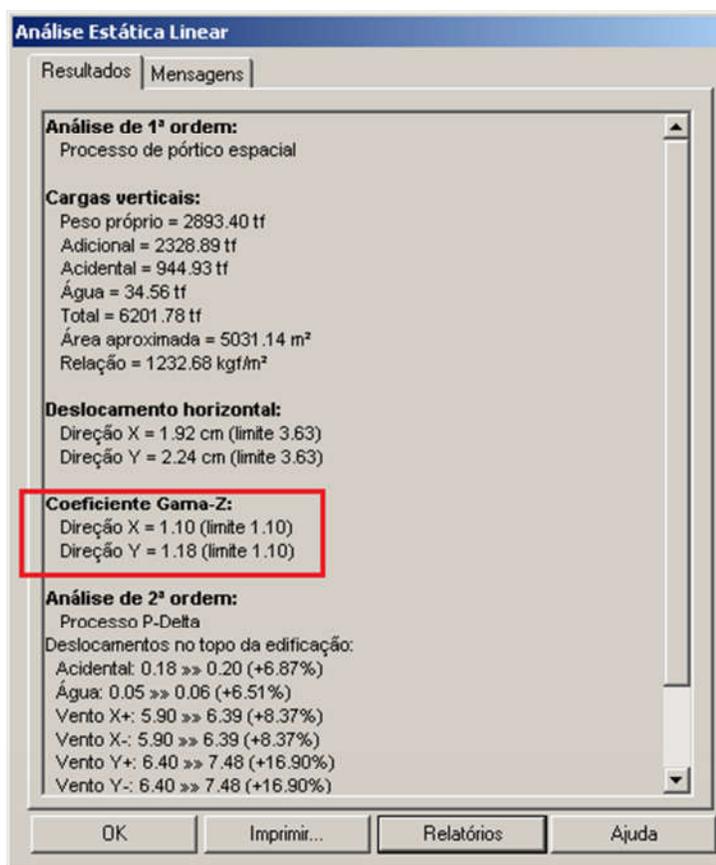
Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	
Vigas	C-60	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-60	3 cm	3 cm	Bitolas...
Lajes	C-60	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-60	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-60	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-60	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-60	3 cm		Bitolas...
Muros	C-60	3 cm		Bitolas...
Radier	C-60	3 cm		Bitolas...

Fonte: Do autor.

Após o termino de configuração e processamento da estrutura ficou constatado (figura 16) que na direção Y o valor não ultrapassava a recomendação supracitada de Oliveira e Cleiton (2010), sendo que o aumento do f_{ck} foi útil para que a estrutura obtivesse mais rigidez. Na direção X também ocorreu melhora significativa de estabilidade.

Na figura 17 apresentam-se os valores de coeficiente de γ_z (Gama-Z) na direção X foi de 1.10 e na direção Y com 1.18, este, no entanto se encontra dentro do recomendável.

Figura 16 – Análise Estática Linear estrutura 2



Fonte: Do autor.

4.3 Comparativo estrutural

4.3.1.1 Análise do γ_z dos modelos

O coeficiente γ_z define a estabilidade global da edificação, deste modo, apresenta-se a seguir os resultados obtidos deste parâmetro. Os quadros 3 e 4 apresenta os resultados da análise estrutural utilizando o coeficiente de γ_z , e a variação do f_{ck} de 35 para 60 MPa, constatou-se que existe um ganho de estabilidade considerável.

Quadro 1- Resultados da estrutura 1

Coefficiente Yz (Gama-Z) estrutura 1		
Descrição	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	3188.13	1850.69
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	377.19	368.82
Yz (Gama-Z)	1.13	1.25

Fonte: Do autor.

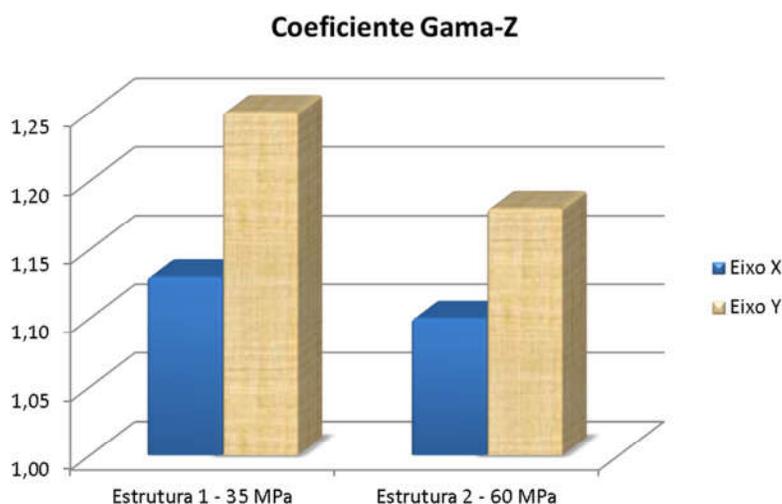
Quadro 2- Resultado da estrutura 2

Coefficiente Yz (Gama-Z) estrutura 2		
Descrição	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	3188.13	1850.69
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	288.11	281.71
Yz (Gama-Z)	1.10	1.18

Fonte: Do autor.

Para as estruturas 1 e 2 apresenta os valores de momento de tombamento de cálculo no Eixo X, Y sendo equivalentes para ambos os quadros devido a este seja em ação do vento. Logo em seguida esta o momento de segunda ordem de cálculo, esta já difere da estrutura 1 e 2 devido a haver uma diferença de deslocamentos para as estruturas.

Figura 17 – Resultado de Gama-Z



Fonte: Do autor.

A figura 17 apresentados que houve um ganho de estabilidade e diminuição dos deslocamentos nos eixos X e Y na estrutura 2.

Analisando os cálculos supracitados, constatou-se que o aumento de resistência do concreto nos pilares e vigas é responsável, para agir nas ações horizontais e aumentar a rigidez da estrutura como um todo.

4.4 Apresentar o custo de cada concreto

A pesquisa foi realizada na cidade de Palmas em algumas usineiras de concreto, também foram levados em consideração os valores dos concretos na tabela SINAPI-TO de março. Apresentam-se na tabela 2 preços por metro cúbico a seguir:

Tabela 2 – Preços dos concretos usinados por metro cúbico, comercializados em Palmas-TO

Usineiras Concreto	Classe de resistência	
	C35	C60
Supermix	R\$ 360,00	-
BlocoMix	R\$ 375,00	-
SINAPI-TO	R\$ 358,16	R\$ 636,36

Fonte do autor.

Na tabela 2, constata-se que as empresas na cidade de Palmas ainda não estão comercializando o concreto com f_{ck} de 60 MPa, sendo que para chegar ao valor dos concreto da família de C60 foi necessário consultar a tabela SINAPI-TO de março 2016, para que houvesse um parâmetro deste produto.

O aumento de preço conforme o SINAPI-TO é de 77,67%, este aumento é expressivo para utilização do concreto C60 em relação ao C35.

5 CONCLUSÃO

A análise estrutural conclui-se que elevando à resistência característica a compressão, se ganha estabilidade global em estrutura de múltiplos pavimentos. O ganho de rigidez é perceptível.

Ao analisar os dois modelos estruturais, afirma-se que estes obtiveram os valores aceitáveis de γ_z , sendo que o resultado da estrutura 2 encontra-se nas recomendações de Kimura (2007), onde o interessante de coeficiente γ_z estejam abaixo de 1,2 sendo desnecessário a utilização de outro parâmetro de estabilidade prescrito na norma NBR 6118:2014 que é mais complexo em alguns casos pode ser impreciso como por exemplo parâmetro alfa.

Desta análise conclui-se que a estrutura 2 (C60) é consideravelmente mais estável que a estrutura 1 (C35), a estrutura 1 devido a ultrapassar o valor de 1,2 no coeficiente γ_z é recomendável adotar outros sistemas de contraventamentos como por exemplo núcleo rígido, para aumentar a estabilidade global.

Devido à norma (NBR 8653:2015) ter sido atualizada recentemente, a procura deste tipo de concreto de alto desempenho (C60) ainda não esta difundida no mercado local da cidade de Palmas-TO, sendo que a pesquisa de preço junto às usineiras de concreto não estabeleceu um valor unitário por metro cúbico de venda, do produto C60, e que ainda não houve a necessidade produção de concretos da família II, da referida norma. A pesquisa de preço foi concluída consultando o SINAPI-TO do mês de março 2016 que estabeleceu o valor e parâmetro de custo.

A diretriz desta análise consiste em não mudar a geometria da estrutura, sendo então necessário o mesmo volume de concreto usinado. O custo da construção deste modelo aumenta consideravelmente, se levado em consideração a mudança de utilização do concreto C35 para o C60, ocasionando 77,67% a mais no orçamento de compra em adotar o concreto de alta resistência.

5.1 Sugestão para trabalho futuro

Os resultados desta análise estrutural deixam dúvidas a respeito da verificação local, neste caso cidade de Palmas, aos níveis de fissuração dos concretos da família C35, C45 e C60, realizando um processo de preparação do concreto com controle conforme encontrado nas usineiras de concreto e processo de cura conforme corriqueiro nas construções. Também é imprescindível modificar a geometria da estrutura (seções de pilares e vigas), e fazer um comparativo de custo de preço entre a família C35 e C60, partindo do pressuposto da mesma estabilidade para ambas as estruturas. Essas sugestões são importantes para continuar este tema além de desmitificar uma família de concreto em relação a outra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6118. (2014). **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 6120. (1980). **Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro - RJ: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 6123. (1988). **Forças devidas ao vento em edificações. Versão Corrigida 2:2013** - Rio de Janeiro - RJ: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 8653. (2015). **Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro - RJ: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

EBERICK, S. (2015). **EberickV9**. Acesso em 26 de 08 de 2015, disponível em AltoQi: <http://www.altoqi.com.br/software/projeto-estrutural/eberick-v9>

Imai, A., Jakobi Conter, L., & Demeterko, R. (2011). **Análise de Efeitos de Segunda Ordem Em Estruturas de Edifícios**. Coritiba: UFTPR - Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

KIMURA, A. E. (19 de 06 de 2007). **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado - Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo, São Paulo, Brasil: Pini.

Lima, F. d., Soares, C. A., & Borges, M. M. (2011). **Novas tecnologias e ferramentas de simulação e suas aplicações no processo de produção arquitetônica**. Juiz de Fora, Brasil.

Mariano, M. C. (2015). **Aplicação e Análise da Utilização do software Eberick em um Projeto Popular. Guaratinguetá - SP**: Unesp - Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho".

Matos C., R. d. (2008). **Ação e Efeitos do Vento em Edifícios Altos**. Brasil: Tese Mestrado em Engenharia Civil.

Matos, D., & Bartkiw, P. I. (2011). **Introdução ao Mercado Imobiliário**. Introdução ao Mercado Imobiliário. Paraná, Brasil.

Moncayo, W. J. (2011). **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios Com Estrutura de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo., 221.

Oliveira, M., & Cleiton, J. (2010). **Utilização de Métodos Numéricos no Dimensionamento de Estrutura de Edifícios em Concreto Armado**. Goiás: Universidade Católica de Goiás.

Pimentel de Araújo Júnior, R., & Almeida Cunha, L. (2015). **A Influência de Sistemas de Contraventamento na Determinação do Gama-Z Como Parâmetros de Rigidez Global de Edifícios em Concreto Armado**. Salvador - BA: XXXIII International Sodebras Congress.

Silva Lacerda, M. M., Cristiane Florêncio, Á., Andrade da Silva, W., & Delalibera, R. G. (09 de 10 de 2014). **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado**: Estudo de Caso. Revista Eletrônica de Engenharia Civil, p. 14.

Silva, R. G. (2004). **Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa**.

Vasconcellos Filho, A. (1970). **O Método dos elementos finitos: Fundamentos Teóricos - Automatização; Aplicações a Problemas de Placas e de Elasticidade Plana**. Tese (Dourado em Engenharia de Estruturas). Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro Coordenações dos programas de Pós-Graduação de Engenharia.

Vergutz, J. A., & Custódio, R. (2010). **Análise Comparativa de Resultados Obtidos em Softwares de Dimensionamento de Estruturas e em Concreto**. Departamento Engenharia Universidade do Paraná, p. 261.

Wordell, F. (2003). **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. Porto Alegre - RG: Tese Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Maria, M. E. B. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 16p. Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília, Faculdade Tecnológica. Brasília, DF. 2009.

Blessmann, J. **Ação do vento em edifícios**. 2 ed., ver. Ed. Universidade/UFRGS. Porto Alegre – SC, 1989.

Kummer, Fabricio D. (2014). **Análise de Pórticos Espaciais pelo Método da Rigidez: Consideração dos Efeitos da Deformação por Corte**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 99.