



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS UNIVERSITÁRIO DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

RAINNER CLEN LIMA

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE
GLOBAL ENTRE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL E DE
CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE PALMAS/TO**

Palmas - TO

2020

RAINNER CLEN LIMA

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS PARÂMETROS DA ESTABILIDADE
GLOBAL ENTRE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL E DE
CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE PALMAS/TO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil, sob orientação da Profª Drª Orieta Soto Izquierdo.

PALMAS-TO

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Tocantins

C627a CLEN LIMA , RAINNER .
ANÁLISE COMPARATIVA DOS PARÂMETROS DA
ESTABILIDADE GLOBAL ENTRE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA
ESTRUTURAL E DE CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE
PALMAS/TO. / RAINNER CLEN LIMA . – Palmas, TO, 2020.
99 f.

Monografia Graduação - Universidade Federal do Tocantins –
Câmpus Universitário de Palmas - Curso de Engenharia Civil, 2020.
Orientador: Orieta Soto Izquierdo

1. Estabilidade Global. 2. Parâmetros. 3. Concreto Armado. 4.
Alvenaria Estrutural. I. Título

CDD 624

TODOS OS DIREITOS RESERVADOS – A reprodução total ou parcial, de
qualquer forma ou por qualquer meio deste documento é autorizado desde que
citada a fonte. A violação dos direitos do autor (Lei nº 9.610/98) é crime
estabelecido pelo artigo 184 do Código Penal.

**Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica da
UFT com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).**

RAINNER CLEN LIMA

**ANÁLISE COMPARATIVA DOS PARÂMETROS DA ESTABILIDADE
GLOBAL ENTRE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL E DE
CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE PALMAS/TO**

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT
– Universidade Federal do Tocantins –
Campus Universitário de Palmas, Curso de
Engenharia Civil para obtenção do título de
Bacharel e aprovada em sua forma final pelo
Orientador e pela Banca Examinadora.

Data de aprovação: 01/08/2020

Banca Examinadora:



Prof. Dr^a. Orieta Soto Izquierdo

Orientador, UFT - Universidade Federal do Tocantins

RENATO CARDOSO

FERNANDES:048253543

19

Assinado de forma digital por RENATO CARDOSO
FERNANDES:04825354319
DN: c=Brl, o=ICP-Brasil, ou=Secretaria da Receita Federal
do Brasil - RFB, ou=RFB e-CPF A1, ou=EM BRANCO,
ou=11825802000157, cn=RENATO CARDOSO
FERNANDES:04825354319
Dados: 2020.08.05 11:11:22 -03'00'

Prof. Esp. Renato Cardoso Fernandes

Examinador, ITAPC - Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos

JUAN LICIO RIBEIRO

DUARTE:04699062199

Assinado de forma digital por JUAN
LICIO RIBEIRO DUARTE:04699062199
Dados: 2020.08.05 11:42:40 -03'00'

Engenheiro Civil Esp. Juan Lício Ribeiro Duarte

Examinador, Norte Bim Engenharia

*Dedico esse
trabalho a Deus e a
minha família.*

AGRADECIMENTOS

Com grande alegria e satisfação, encerro mais esta etapa. Os inúmeros desafios enfrentados são, finalmente, recompensados pela satisfação de poder atuar na engenharia. Para que isso fosse conquistado, foi preciso muito esforço e compreensão de pessoas muito além do meu ciclo acadêmico.

Um agradecimento especial a aquele que sempre me proporcionou as condições de desenvolvimento, em todos os seus campos. Dirceu Morais Lima, meu avô, meu mentor, minha referência, a pessoa que mais admiro e tenho como um exemplo a ser seguido, serei eternamente grato a tudo que fez e que me proporcionou.

Aos meus pais, Silvio Pinheiro de Lima e Nilde Clen Rosa Lima, que muito se empenharam, agradeço o auxílio e o incentivo nos momentos difíceis. Ao meu estimado irmão, agradeço por me auxiliar a ser alguém melhor, compartilhando os momentos de alegria e dificuldade. E a minha orientadora professora Dra. Orieta Soto Izquierdo, pelos ensinamentos compartilhados não só de caráter acadêmico, mas também sobre os desafios da vida.

Agradeço a todos os meus amigos durante a minha graduação, amizades que se estenderão para depois dessa etapa finalizada. Em especial ao grande amigo Márcio Sepúlvia, alguém digno de admiração e espelhamento.

Agradeço a Deus por ter me fornecido condições e forças para continuar, pois em muitas situações foi minha razão para suportar as adversidades e a quem humildemente agradeço pelas pessoas que colocou em minha vida. Aos meus amigos e familiares, que estiveram ao meu lado nesse desafio, minha eterna gratidão!

RESUMO

A análise de estabilidade global em edifícios de concreto armado, bem como de alvenaria estrutural é feita seguindo as normativas preconizadas pela ABNT NBR 6118 (2014). Os parâmetros que geralmente são analisados são o parâmetro de instabilidade Alfa (α) e Gama-z. Esses parâmetros têm como objetivo comparar a rigidez dos sistemas construtivos das edificações. Além desses parâmetros normatizados existe também o processo P-Delta, onde é utilizado na maioria dos programas estruturais modernos. Este trabalho tem como objetivo geral realizar uma análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global entre um edifício de múltiplos pavimentos de alvenaria estrutural de blocos de concreto e um edifício de concreto armado localizados na cidade de Palmas no estado do Tocantins. Para isso, foi feita uma revisão bibliográfica com base nas normativas brasileiras ABNT NBR 6120 (2019) e ABNT NBR 6123 (1988) para a obtenção dos carregamentos, ações dos ventos e análises de dados. Também foram apresentadas as etapas de cálculos para a aquisição dos carregamentos do pavimento tipo e cobertura. O estudo em questão não contemplou o uso de programas de cálculo estruturais complexos, a utilização ficou limitada a planilhas eletrônicas *no Excel*, visto que esses programas podem não estar ao alcance dos engenheiros de cálculo estrutural. Este trabalho chegou à conclusão que os edifícios de alvenaria estrutural têm um valor de estabilidade global inferior quando comparados com concreto armado, isso ocorre em razão de um baixo valor do coeficiente gama Z nos dois eixos analisados e um menor número de interações P-Delta.

Palavras-chave: Estabilidade Global. Parâmetros. Concreto Armado.

Alvenaria Estrutural. Gama-Z. P-Delta.

ABSTRACT

An analysis of the overall stability in reinforced concrete buildings, as well as structural masonry is carried out following the standards recommended by ABNT NBR 6118 (2014). The parameters that are usually analyzed are the instability parameters Alpha (α) and Gamma-z. These parameters aim to compare the rigidity of the building's construction systems. In addition to these standardized standards, there is also the P-Delta process, where it is used in most modern programs. This work has as general objective to carry out a comparative analysis of the parameters of global stability between a building of structural masonry pavements of concrete blocks and a reinforced concrete building located in the city of Palmas in the state of Tocantins. For this, a bibliographic review was made based on the Brazilian standards ABNT NBR 6120 (2019) and ABNT NBR 6123 (1988) for loading tests, stock actions and data statistics. Calculation steps were also carried out for the acquisition of loads of type and roofing pavements. The study in question does not include the use of complex calculation programs, the use is limited to spreadsheets in Excel, since these programs may not be available to structural calculation engineers. This work concluded that the structural masonry buildings have a lower global stability value when compared to reinforced concrete, this is due to a low low value of the Z coefficient range in the two axes analyzed and a smaller number of interactions P-Delta.

Keywords: Global stability. Parameters. Reinforced Concrete. Structural Masonry.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Relação momento-curvatura.....	23
Figura 2 - Coluna carregada excentricamente.....	24
Figura 3 - Efeitos de 2ª ordem, significativos e desprezíveis, respectivamente	25
Figura 4 - Estado inicial e estado deformado da estrutura	30
Figura 5 - Isopetas de velocidade básica V_0 (m/s).....	31
Figura 6 - Transmissão dos esforços das ações do vento às paredes	34
Figura 7- Sistemas de laje de entrepiso conforme sua robustez em atuar como diafragma	35
Figura 8 - Grupos isolados de parede.....	37
Figura 9 - Mapa Município de Palmas	41
Figura 10 – Croquis da planta baixa arquitetônica	42
Figura 11 – Croquis da planta dos elementos estruturais.....	42
Figura 12 - Eixos de simetria do edifício.....	45
Figura 13 – Vista A.....	45
Figura 14 – Vista B.....	46
Figura 15 – Orientação do edifício para cálculo do coeficiente de arrasto em x	48
Figura 16 – Orientação do edifício para cálculo do coeficiente de arrasto em y	48
Figura 17 - Ação da força de arrasto perpendicular ao eixo x.....	64
Figura 18 - Ação da força de arrasto perpendicular ao eixo y.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fator S2	32
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S3	33
Tabela 3 – Dados Geométricos do edifício.....	43
Tabela 4 – Características geométricas de escadas e elevador	52
Tabela 5 - Pesos específicos por grandeza	52
Tabela 6 – Peso específicos utilizados.....	56
Tabela 7 – Resumo das ações do vento na estrutura perpendicular ao eixo y	63
Tabela 8 - Resumo das ações do vento na estrutura perpendicular ao eixo x.	64
Tabela 9 - Resumo das forças verticais permanentes.....	68
Tabela 10 - Somatório das cargas verticais por pavimento.....	68
Tabela 11- Resumo das forças verticais permanentes	70
Tabela 12 - Somatório das forças verticais por pavimento.....	71
Tabela 13 – Deslocamentos da estrutura por pavimento	73
Tabela 14 – Dados de entrada para o cálculo do gama Z eixo Y.....	74
Tabela 15 – Dados de entrada para o cálculo do gama Z eixo X.....	75
Tabela 16 – Resumo dos parâmetros obtidos de gama Z.....	77
Tabela 17 – Números de interações de P-Delta para concreto armado.....	79
Tabela 18 - Momento de Inércia em X	79
Tabela 19 – Números de interações de P-Delta para alvenaria estrutural - eixo X.....	81
Tabela 20 - Momento de Inércia em Y	81
Tabela 21 – Números de interações de P-Delta para alvenaria estrutural - eixo Y.....	83
Tabela 22 – Resumo do número de interações de P-Delta.....	83

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

- α : parâmetro de instabilidade
- γ_z : coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem
- $p-\Delta$: P-Delta
- $EI_{(sec)}$: Rigidez secante
- A_s : Armadura de tração
- A_s' : Armadura de compressão
- E_c : Módulo de deformação do concreto
- I_c : Momento de Inércia da seção bruta do concreto
- P_{Tipo} : Carregamento do pavimento tipo
- $P_{cobertura}$: Carregamento do pavimento cobertura
- δ : Deslocamento horizontal
- δ_1 : Deslocamento horizontal entre lajes
- H : Altura total da edificação
- H_1 : Altura entre as lajes da edificação
- N_k : Somatório das cargas verticais da edificação
- E_{sc,l_c} : Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
- n : Número de pavimentos da edificação
- $M_{1,tot,d}$: Momento de tombamento da edificação
- $\Delta M_{tot,d}$: Soma do produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura
- V_k : Velocidade Característica do vento
- V_0 : Velocidade Básica do vento
- S_1 : Fator topográfico
- S_2 : Efeito combinado da rugosidade do terreno, variação da velocidade com a altura acima do terreno e dimensões geométricas
- S_3 : Fator estatístico
- q : pressão dinâmica
- F_{ck} : Resistência característica do concreto a compressão
- z : Altura da edificação acima do nível do terreno
- F_a : Força de arrasto
- C_a : Coeficiente de arrasto

A_e : Área efetiva

l_1 : Menor dimensão em planta

l_2 : Maior Dimensão em planta

kN – Kilo Newtons

A_{laje} : Área de laje

a : largura em planta do pavimento

b : comprimento em planta do pavimento

$A_{aberturas}$: Área da abertura

$a_{abertura}$: largura da abertura

$b_{abertura}$: comprimento da abertura

$A_{pav.tipo}$: Área do pavimento tipo

P_{Ptipo} : Peso próprio do pavimento tipo

$\gamma_{concreto}$: peso específico do concreto

e_{laje} : Espessura da laje

$P_{rev.tipo}$: Peso próprio do revestimento do pavimento

$\gamma_{arg+cim}$: Peso específico da argamassa

$P_{par vert}$: Peso próprio das paredes verticais

γ_{tijolo} : Peso específico do tijolo

$H(pav - viga)$: altura efetiva do pavimento tipo

$L_{(larg - larg pilar)}$: Largura efetiva do pavimento tipo em planta

$N_{paredes}$: número de paredes na direção considerada

$Esp_{(reboco)}$: espessura do reboco

$P_{Vigas vert}$: Peso próprio das vigas

$P_{pilares}$: Peso próprio dos pilares

A_{pilar} : Área do pilar

$S_{sobrecarga tipo}$: Ação devido à sobrecarga no pavimento tipo

$a_{sobrecarga tipo}$: Sobrecarga no pavimento tipo

$a_{(carga de utilização, sem acesso)}$: carga de utilização sem acesso

θ_1 : desaprumo de um elemento vertical

F_d : Força de desaprumo

P_T : Carga do pavimento tipo

P_c : Carga do pavimento cobertura

F_{hi} : Forças horizontais em cada pavimento do edifício

Ψ : Fator de majoração

Σq_h : Somatório dos deslocamentos

Q_{cober} : Deslocamento no pavimento cobertura

Q_{cober} : Deslocamento no pavimento cobertura

ΣF_{vtipo} : Somatório das forças verticais do pavimento tipo

ΣF_{vcober} : Somatória das forças verticais do pavimento cobertura

Δ_1 : Deslocamento horizontal da edificação

$E.I$: Somatório dos valores de rigidez

M_1 : Momento inicial na base do pilar

M_2 : Momento da base do pilar

F_{hf} : Momento da força horizontal fictícia

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1	Justificativa	18
1.2	Problemática	20
1.3	Objetivos	20
1.3.1	Objetivo geral	20
1.3.2	Objetivos específicos	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	Estabilidade global	21
2.1.1	Não Linearidade Física (NLF)	22
2.1.2	Não Linearidade Geométrica (NLG)	24
2.1.3	Deslocamento lateral de edifícios	25
2.1.4	Parâmetro de instabilidade Alfa (α)	26
2.1.5	Parâmetro gama Z (γ_z) – Fator de rigidez	27
2.1.6	Processo P-Delta	28
2.2	Ação dos Ventos	30
2.3	Tipos de Lajes	34
2.4	Grupo de paredes	36
2.4.1	Grupos isolados de paredes	36
2.4.2	Grupos de paredes com interação	37
2.5	Trabalhos relacionados com o tema	38
3	METODOLOGIA	40
3.1	Caracterização da área de estudo	40
3.2	Determinação do layout de estudo	41
3.3	Carregamentos horizontais e verticais	43
3.4	Determinação dos carregamentos horizontais	44
3.4.1	Ações devidas ao vento para edificações de alvenaria estrutural e concreto armado	44
3.5	Ações devidas ao desaprumo	49
3.5.1	Ações de desaprumo em edifícios de concreto armado	49
3.5.2	Ações de desaprumo em edifícios de alvenaria estrutural	50
3.6	Determinação dos carregamentos verticais	51

3.6.1.1	Cálculo das ações permanentes	51
3.6.1.1.1	Ações verticais resultantes do peso próprio	52
3.6.1.1.2	Ações verticais resultantes do revestimento	53
3.6.1.1.3	Ações verticais resultantes das paredes	53
3.6.1.1.4	Ações verticais resultantes das vigas.....	53
3.6.1.1.5	Ações verticais resultantes dos pilares.....	54
3.6.1.1.6	Ações verticais resultantes do ático	54
3.6.1.2	Cálculo das ações acidentais	54
3.6.2	Carregamentos verticais no edifício de alvenaria estrutural	55
3.6.2.1	Cálculo das ações permanentes	56
3.6.2.1.1	Ações verticais resultantes do peso próprio.....	56
3.6.2.1.2	Ações verticais resultantes do revestimento	56
3.6.2.1.3	Ações verticais resultantes das paredes	57
3.6.2.1.4	Ações verticais resultantes do ático	57
3.6.2.2	Cálculo das ações acidentais	57
3.7	Cálculo do coeficiente de estabilidade global “gama z”	57
3.7.1	Concreto armado	58
3.7.2	Alvenaria Estrutural	58
3.8	Cálculo do modelo interativo P-Delta	59
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
4.1	Carregamentos horizontais	62
4.2	Carregamentos verticais	65
4.2.1	Ações verticais em concreto armado.....	65
4.2.1.1	Ações permanentes.....	65
4.2.1.1.1	Ações verticais resultantes do peso próprio	66
4.2.1.1.2	Ações verticais resultantes do revestimento	66
4.2.1.1.3	Ações verticais resultantes da parede.....	66
4.2.1.1.4	Ações verticais resultantes das vigas.....	67
4.2.1.1.5	Ações verticais resultantes dos pilares:.....	67
4.2.1.1.6	Ações verticais resultantes do ático	67
4.2.1.2	Cálculo das ações Acidentais:.....	67
4.2.2	Ações verticais em alvenaria estrutural	68
4.2.2.1	Ações permanentes.....	68

4.2.2.1.1	Ações verticais resultantes do peso próprio	69
4.2.2.1.2	Ações verticais resultantes do revestimento	69
4.2.2.1.3	Ações verticais resultantes das paredes	70
4.2.2.1.4	Ações verticais resultantes do ático	70
4.2.2.2	Cálculo das ações acidentais	70
4.3	Deslocamento-limite para movimento lateral de edifícios	71
4.4	Ações devido ao desaparecimento	72
4.4.1	Ações do desaparecimento no edifício de concreto armado	72
4.4.2	Ações do desaparecimento no edifício de alvenaria estrutural	72
4.5	Coefficiente de estabilidade global gama Z	74
4.5.1	Edifício de concreto armado	74
4.5.2	Edifício de alvenaria estrutural	76
4.5.3	Comparação dos valores do parâmetro gama Z	77
4.6	Modelo interativo P-Delta	78
4.6.1	Concreto armado	78
4.6.2	Alvenaria Estrutural	79
4.6.3	Comparação dos valores de P-Delta	83
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
	APÊNDICES	88

1. INTRODUÇÃO

Durante séculos, as obras de construção civil em alvenaria estrutural foram utilizadas e aprimoradas ao redor do mundo, desta forma, o desenvolvimento das técnicas construtivas e de novos materiais foram determinantes para uma maior utilização deste método construtivo. Desde a sua utilização nas milenares obras egípcias, como também nos mais altos e esbeltos prédios contemporâneos, a alvenaria estrutural se firma como uma forma econômica, rápida e eficiente dentro da construção civil.

Os materiais utilizados foram sendo aperfeiçoados com o passar do tempo, e blocos de pedras rústicas, argila e concreto foram sendo adicionados. Inicialmente com uma baixa resistência, os blocos eram um fator determinante para a altura máxima ou para a utilização do empreendimento. Em um segundo momento, no entanto, com o avanço do controle tecnológico, foram sendo desenvolvidos novos materiais e métodos que proporcionaram que a alvenaria estrutural avançasse em pontos que eram impossíveis de transpor anteriormente.

Em paralelo ao desenvolvimento da alvenaria estrutural foi notado o aperfeiçoamento das técnicas na construção de edifícios de concreto armado, de forma que este se tornou o método de maior difusão na construção civil brasileira. A melhora significativa do controle tecnológico e da resistência do concreto fez com que surgisse edifícios mais altos e mais esbeltos, fazendo com que haja um melhor aproveitamento das áreas de construção em centros urbanos.

Em especial no último século, com a advento da revolução computacional, houve uma profunda mudança na indústria da construção civil: técnicas de construção foram otimizadas ou desenvolvidas, bem como a fabricação e a evolução de novos materiais para a indústria. Paralelo a esse desenvolvimento, no campo do cálculo estrutural, foi observado uma melhora significativa do método de cálculo, sendo este aprimorado com a modelagem numérica e computacional. À vista disso, os parâmetros determinantes da estabilidade global dos edifícios de múltiplos pavimentos tornaram-se de extrema importância no que diz respeito ao cálculo estrutural dos edifícios.

Para Ramalho e Correia (2003) expõe sobre estabilidade global:

“A verificação da estabilidade global de uma estrutura de contraventamento é recomendável para qualquer edificação e indispensável para edifícios em que, em razão do número de pavimentos ou outro motivo qualquer, haja suspeita sobre sua condição de deslocabilidade” (RAMALHO E CORREIA, 2003, p. 68).

Por meio dos estudos aliados a softwares computacionais de cálculo estrutural, tem-se uma melhor percepção dos efeitos das cargas móveis e permanentes, das ações dos ventos, das ações decorrentes dos desaprumos nas estruturas e dos causadores dos efeitos de segunda ordem nos edifícios.

Com isso há a necessidade de um aprimoramento constante dos cálculos, a fim de que se elimine qualquer possibilidade do surgimento de ações inesperadas que ponham em risco a estabilidade e a utilização do edifício para seus devidos fins. A normativa brasileira tem evoluído e absorvido as modificações geradas pelos avanços da tecnologia no auxílio ao cálculo estrutural.

A norma ABNT NBR 15961-1 (2011) e a ABNT NBR 6118 (2014) trazem consigo os critérios para o dimensionamento dos projetos de alvenaria estrutural, bem como os valores máximos dos parâmetros de estabilidade global. Sendo importante ressaltar que estes valores são as medidas máximas que o edifício pode trabalhar garantindo o Estado Limite de Serviço (E.L.S) e o Estado de Serviço Último (E.L.U).

A norma ABNT NBR 6118 (2014) expõe o parâmetro α (alfa) como sendo o que avalia o sistema de contraventamento, determinando o edifício como de nós fixos ou móveis. Esta classificação é determinante para a consideração dos efeitos de 2ª ordem, como as ações horizontais, contudo a sua utilização é mais recomendada para edifícios baixos, para edifícios com alturas maiores que 4 pavimentos é recomendável a utilização de outros parâmetros

Outro grande avanço no campo da estabilidade global foi a adoção do parâmetro γ_z (gama Z), que segundo Araújo (2016) “A importância do coeficiente γ_z reside no fato de que ele permite prever, com boa aproximação, a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Ele pode ser utilizado como um fator amplificador, majorando os esforços globais e substituindo a verificação através de uma análise de segunda ordem criteriosa.”

Assim o coeficiente gama Z (γ_z) se apresenta como um ótimo coeficiente amplificador, visto que seus resultados trazem, com uma excelente magnitude, os efeitos de segunda ordem nos edifícios.

Com o avanço dos softwares de cálculo estrutural, outros parâmetros acabam sendo considerados, como é o caso do P-Delta, sendo que este atua como uma análise mais aprofundada dos efeitos de segunda ordem, tendo sua análise em conjunto com os parâmetros anteriormente indicados. Nos edifícios de cargas laterais ou assimétricos pode-se ter deslocamentos por conta das cargas verticais, em que estas geram momentos adicionais por conta da carga P multiplicados pelo deslocamento (Delta). Assim esses esforços são chamados de segunda ordem por conta da deformação da estrutura, o caso mais comum destes esforços aparecerem é por meio do desaprumo da estrutura.

Desta forma o presente trabalho irá abordar a análise dos efeitos de primeira e segunda ordem na estabilidade global da estrutura em um edifício de múltiplos pavimentos de alvenaria estrutural com bloco de concreto, em comparação com um edifício de concreto armado. Serão apresentados os parâmetros de cálculo baseados na cidade de Palmas, no estado do Tocantins, sendo abordados os fatores de alteração e as condições empregadas para o cálculo de todos os parâmetros.

Será analisado as diferenças entre os resultados para um edifício de concreto armado e o de alvenaria estrutural com blocos de concreto no intuito da verificação da correspondência dos fatores globais de estabilidade de ambos os edifícios.

1.1 Justificativa

A valorização imobiliária, o aumento do custo da mão de obra e de materiais aliado com uma inclinação das construtoras ao processo de verticalização proporcionaram uma melhoria no quesito de utilização do espaço, aliando a máxima eficiência do projeto com a demanda prevista para determinado edifício. Assim cabe ao engenheiro estrutural conceber o edifício para a demanda solicitada, aliando a economia de materiais com a segurança necessária do projeto, ambas de acordo com as normas vigentes.

É notório que os processos de concepção de projetos são deficitários no país como um todo, sendo que essa carência resulta em problemas estruturais graves na elaboração e execução dos empreendimentos. No projeto de alvenaria estrutural é

essencial a integração entre seus projetos e sua execução, visto que há uma perda na qualidade e um aumento significativo no custo final do empreendimento, caso não haja uma perfeita sincronia.

Segundo Kalil (2009) o auge da utilização do modelo construtivo de Alvenaria estrutural foi em meados da década de 1980, tendo seu uso basicamente atribuído a conjuntos habitacionais, onde ficou reconhecida como um sistema de baixo custo. Dessa forma o processo construtivo de alvenaria estrutural não foi amplamente difundido em solo brasileiro, tal fato é causado pela inexperiência dos profissionais e a falta de mão de obra especializada.

Na cidade de Palmas há um aumento na utilização da alvenaria estrutural como metodologia construtiva. Isso se dá pela maior disseminação do estudo nas universidades e pelo atrativo econômico, visto que os edifícios com esse processo construtivo são, em tese, mais baratos quando comparados ao concreto armado.

O maior estudo das propriedades do concreto e seus agregados, descoberta e aprimoramento de parâmetros de cálculo estrutural avançado fizeram as edificações de concreto armado o modelo mais difundido no Brasil. Alia-se ainda o pouco conhecimento e estudos da metodologia de alvenaria estrutural, tendo apenas um modelo de baixo custo para edifícios populares e conjuntos habitacionais.

Com o avanço dos métodos construtivos e com a melhoria dos materiais empregados na construção de prédios de alvenaria estrutural, houve um aumento na propagação da metodologia, chegando a edifícios maiores em alvenaria estrutural. Com o aumento da edificação e maior difusão da metodologia foi necessário o estudo dos efeitos de segunda ordem nos edifícios, para assim garantir sua estabilidade e uso.

O projeto estrutural deve assegurar que o edifício, independente das suas características geométricas, nunca atinja o E.L.U. (Estado de Limite Último), de forma que nunca se considere instável, não perdendo assim a sua capacidade resistente devido ao aparecimento de novos esforços e conseqüentemente o surgimento de deformações.

Visto isso, torna-se essencial uma comparação entre os coeficientes dos dois métodos de construção de edifícios de múltiplos pavimentos: concreto armado e alvenaria estrutural com blocos de concreto. Podendo-se assim garantir, o comportamento estrutural do edifício de alvenaria estrutural com múltiplos

pavimentos, analisando os efeitos de primeira e segunda ordem, com a utilização dos parâmetros de estabilidade global indicados em normativa.

1.2 Problemática

A elaboração de projetos residenciais de alvenaria estrutural de múltiplos pavimentos com blocos de concreto tem a mesma estabilidade quando comparados com edifícios de concreto armado de mesmo número de pavimentos?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Realizar uma análise comparativa dos parâmetros de estabilidade global entre um edifício de múltiplos pavimentos de alvenaria estrutural de blocos de concreto e um edifício de concreto armado localizados na cidade de Palmas no estado do Tocantins.

1.3.2 Objetivos específicos

- Calcular as ações horizontais e verticais de dois edifícios variando o sistema construtivo (alvenaria estrutural e concreto armado);
- Obter e comparar os valores da estabilidade global utilizando os coeficientes estabelecidos como o gama Z e o P-Delta para ambos os edifícios;
- Comparar e verificar se os valores dos parâmetros calculados estão de acordo com as normativas.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

A revisão bibliográfica será essencial para a abordagem de temas indispensáveis para o desenvolvimento do presente trabalho. Deve-se compreender pontos importantes no que tange o estudo da estabilidade global de edifícios altos, buscando um melhor entendimento quanto ao real comportamento da estrutura sob a ação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem.

Desta forma é essencial o entendimento sobre as ações da não linearidade física dos edifícios, parâmetro γ_z (gama Z), o processo de análise P-Delta e as ações dos ventos nas edificações. Também será referenciado a estabilidade global em edifícios de alvenaria estrutural e concreto armado, bem como a apresentação de resultados de pesquisas relacionadas ao tema, com o objetivo de fundamentar este trabalho.

2.1 Estabilidade global

Segundo Chinen (2010) a engenharia sofreu avanços significativos na última década, os avanços nas formas de carregamento e componentes geométricos, desenvolvimento de equipamentos de teste e computacionais fizeram com que as construções ficassem mais altas e esbeltas. Dessa forma é necessário o estudo das ações dos ventos e efeitos de segunda ordem nas estruturas, sendo esses fatores que influenciam diretamente nos parâmetros de estabilidade global.

A estabilidade global das estruturas é um fator substancial de estudo para a engenharia contemporânea. Tal importância vem pela necessidade do melhor aproveitamento dos espaços disponíveis em grandes cidades e do avanço tecnológico dos processos construtivos, permitindo um aumento da esbeltez e da altura final dos edifícios, sendo eles de alvenaria estrutural ou de concreto armado.

Diante disso, é necessário estudar as causas dos efeitos de segunda ordem nos edifícios, provocados pelas ações dos ventos, ou por questões lineares e não lineares. Chinen (2010) salienta que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na análise do projetista de modo que se tenha uma melhor projeção do comportamento real do edifício e dos efeitos que o surgimento dos esforços possa vir a provocar.

Pela ABNT NBR 6118 (2014) o projetista deve considerar, obrigatoriamente, os efeitos de 2ª ordem provocados pela não linearidade física (NLF) e não linearidade geométrica (NLG)

2.1.1 Não Linearidade Física (NLF)

Segundo Lacerda (2013), a não linearidade física corresponde à proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida por um elemento, estando assim diretamente ligado ao comportamento do material. A não linearidade física está relacionada com as propriedades do concreto, sendo que neste tem-se uma curva de tensão-deformação não linear, e desta forma, tem-se que o valor do módulo de elasticidade (E) não é constante, atribuindo uma variação da sua propriedade.

O fator que contribui para esse aspecto é a propriedade de fissuração do concreto, ocorrendo através do aumento de tensões, internas ou externas, fazendo com que haja uma alteração e uma redução no momento de inércia. Assim, devido a alteração no valor de rigidez da seção, o momento de inércia não permanece constante.

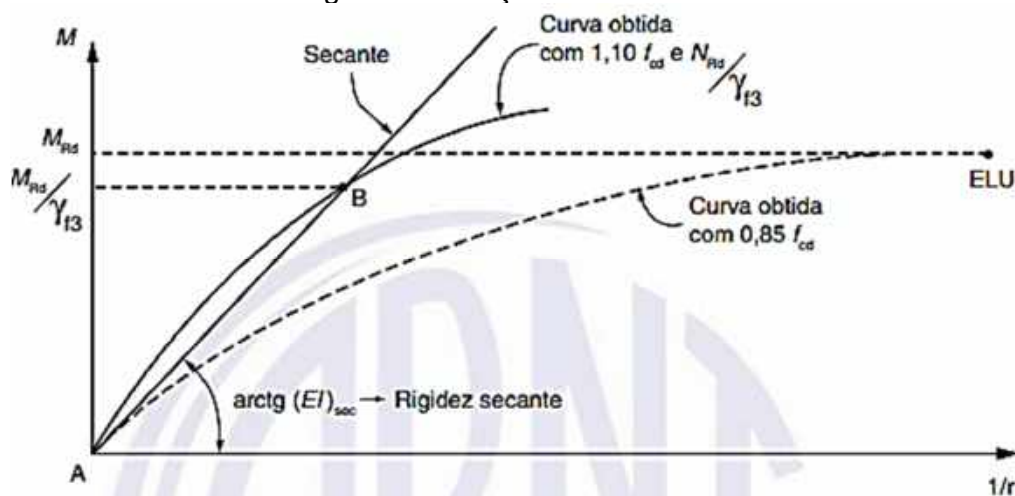
Segundo Lacerda (2014), a não-linearidade física pode ser levada em conta por meio do diagrama momento-curvatura para cada seção de concreto armado. Utiliza-se esse diagrama para calcular a rigidez (EI) de uma barra correspondente, a um determinado nível de momento fletor ($M1$), por meio da reta secante à curva do diagrama.

A ABNT NBR 6118 (2014) traz que:

“O principal efeito da não linearidade física pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante”. (ABNT NBR 6118,2014, p. 100).

Com esse estudo é possível reproduzir graficamente, como mostra a Figura 1, a relação momento-curvatura.

Figura 1 - Relação momento-curvatura



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Cabe ao engenheiro interpretar o diagrama gerado por um sistema computacional, sendo indispensável a compreensão de fatores como rigidez e relação momento-curvatura (SOUSA, 2016 *apud* KIMURA, 2007).

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014) é possível fazer a substituição do método de análise da não linearidade física. Em estruturas reticuladas com no mínimo 4 pavimentos, a não linearidade física pode ser considerada, de forma mais aproximada, na análise dos esforços globais de 2ª ordem, calculando os valores de rigidez dos elementos estruturais.

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}.I_c$
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}.I_c$ para $A_s' \neq A_s$;
 $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}.I_c$ para $A_s' = A_s$;
 $(EI)_{sec} = 0,7E_{ci}.I_c$ para $\alpha < 0.5$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}.I_c$
 $(EI)_{sec} = 0,7E_{ci}.I_c$ para $\alpha < 0.5$

Sendo:

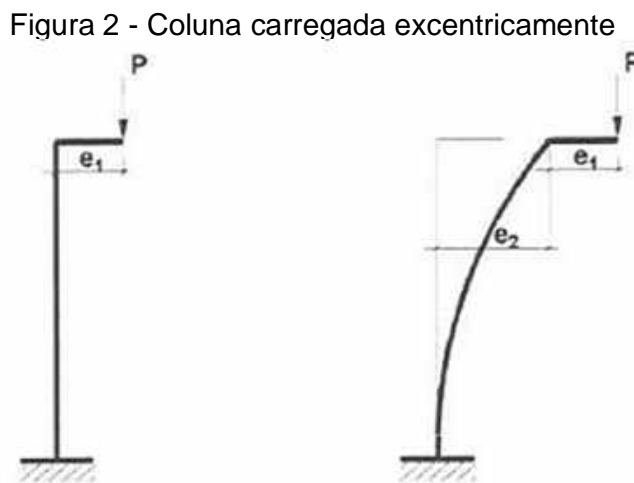
- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, mesas colaborantes;
- A_s é a armadura de tração;
- A_s' é a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla;
- E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

2.1.2 Não Linearidade Geométrica (NLG)

Martins (1997) defende que a não linearidade geométrica tem a função de verificar e determinar os acréscimos nas deformações e nos esforços que uma estrutura sofre ao longo do seu processo de carregamento, defende de forma que a estrutura, em um momento inicial (indeforado), passa a sofrer solicitações passando para, em um segundo momento, uma situação de deformação.

Ribeiro (2010) afirma que quando a estrutura perde a sua configuração geométrica inicial, as ações geram momentos adicionais que não existiam inicialmente, conhecidos na literatura técnica como efeitos de segunda ordem. Dessa forma, quando se tem a análise da sua posição deformada, ela é chamada de “análise dos efeitos de segunda ordem”, sendo considerados os deslocamentos e os esforços resultantes.

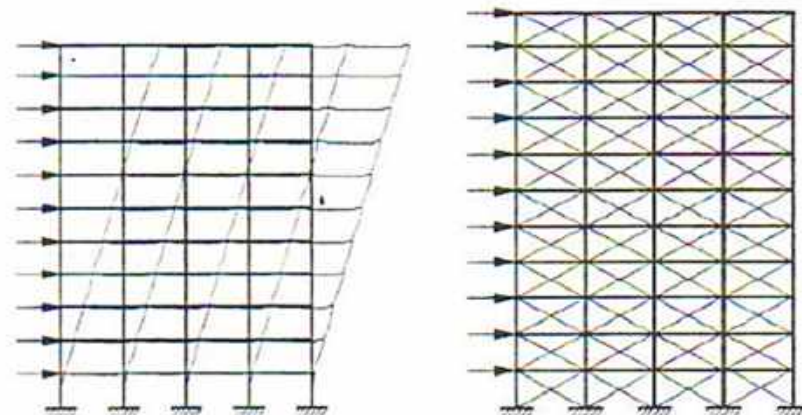
A Figura 2 representa graficamente a incidência da não linearidade geométrica.



Fonte: Oliveira (1988).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) as estruturas podem ser classificadas como nós fixos ou nós móveis. As estruturas de nós fixos são as estruturas onde os efeitos de 2ª ordem são inferiores a 10 % dos esforços de 1ª ordem, sendo que assim, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem. Nas estruturas de nós móveis, os deslocamentos horizontais são consideráveis, não podendo ser desprezados, sendo estes maiores que 10% dos efeitos de 1ª ordem. Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os localizados. A Figura 3 apresenta os deslocamentos dos efeitos de 2ª ordem.

Figura 3 - Efeitos de 2ª ordem, significativos e desprezíveis, respectivamente



Fonte: Oliveira (1988).

2.1.3 Deslocamento lateral de edifícios

A ABNT NBR 6118 (2014) traz em seu item 13.3 os valores limites para o deslocamento lateral da edificação. A quantificação e a determinação desses valores são importantes para garantir a durabilidade dos elementos que compõem a edificação, como alvenarias, lajes, pilares entre outros. Logo, são considerados 4 efeitos básicos:

- a) Aceitabilidade Sensorial: o limite é caracterizado por vibrações desagradáveis ou efeito visual desagradável;
- b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) Efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos não estruturais;
- d) Efeitos em elementos estruturais: deslocamentos podem afetar os elementos estruturais da edificação, causando distanciamento dos parâmetros de cálculo e afetando a vida útil de projeto e sua utilização.

O movimento lateral de edifícios, provocados pelas ações do vento de acordo com a Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118 (2014) possui os valores limites de acordo com a equação abaixo:

$$\delta = \frac{H_T}{1700} \quad (1)$$

Onde δ é o deslocamento horizontal em metros, H_T é a altura total da edificação em metros com $\psi_1 = 0,30$.

O deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos pode ser calculado com a seguinte equação:

$$\delta_1 = \frac{H_1}{850} \quad (2)$$

Onde δ_1 é o deslocamento horizontal em metros, H_1 é a altura entre as lajes da edificação dada em metros. Neste estudo não serão consideradas as deformações axiais dos pilares.

2.1.4 Parâmetro de instabilidade Alfa (α)

Segundo Lacerda (2013) o parâmetro de instabilidade Alfa avalia a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Entende-se que caso o valor encontrado for menor que o valor limite, temos que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, me modo contrário, os efeitos tem que ser considerados no projeto estrutural do edifício.

O parâmetro Alfa é um meio para a análise da estabilidade global das estruturas de concreto armado e alvenaria estrutural. Este item é previsto na norma ABNT NBR 6118 (2014) e serve como referência para adotar os valores dos efeitos de segunda ordem presentes da estrutura.

É calculado da seguinte forma:

$$\alpha = H \frac{\sqrt{N_k}}{E_{cs} I_c} \quad (3)$$

Onde:

- H é a altura da estrutura;
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;
- $E_{cs} I_c$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Com os valores obtidos, pode-se comparar com os valores de α_1 , sendo que $\alpha < \alpha_1$ a estrutura pode ser considera de nós fixos e $\alpha > \alpha_1$, nós móveis. Desta forma, é necessário determinar os valores de α_1 .

Assim tem-se:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{onde: } n \leq 3 \quad (4)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{onde: } n \geq 4 \quad (5)$$

Onde: n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

Na análise do parâmetro α não é considerada a fissuração dos elementos, contudo, a não linearidade física (NLF) do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 . O comportamento não linear não surge apenas devido à fissuração do concreto, mas, também, devido à carga de compressão já imposta.

O parâmetro de instabilidade Alfa não se aplica a estruturas assimétricas ou estruturas que apresentam deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais. Desta forma, o parâmetro de instabilidade Alfa é bem menos utilizado em relação aos demais parâmetros, visto que suas características não englobam, de uma maneira geral, os aspectos contemporâneos de dimensionamento estrutural de edifícios.

Oliveira (2009) salienta que o parâmetro de instabilidade Alfa é muito utilizado pelos projetistas por representar, de forma satisfatória, acerca da rigidez da estrutura e pela sua fácil obtenção. A sua desvantagem é acerca da análise do resultado, sendo que o profissional não tem nenhum parâmetro acerca da magnitude dos esforços de segunda ordem, dessa forma uma análise mais aprofundada acaba sendo necessária.

No presente trabalho não apresentaremos os valores do parâmetro de instabilidade Alfa, de modo que para edifícios altos seus resultados, geralmente, não são suficientes para a determinação dos esforços de segunda ordem, como falado anteriormente.

2.1.5 Parâmetro gama Z (γ_z) – Fator de rigidez

Zumaeta (2011) enfatiza que o parâmetro gama Z (γ_z) avalia a sensibilidade de uma estrutura aos efeitos de segunda ordem e é capaz de estimar esses efeitos por uma simples majoração dos esforços de 1ª ordem. Este coeficiente é importante porque através dele há uma estimativa dos efeitos de segunda ordem na estrutura, podendo ser utilizado como fator amplificador, majorando os esforços globais e substituindo a verificação através de uma análise criteriosa.

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014) o coeficiente γ_z avalia a importância dos esforços de 2ª ordem, sendo válido para estruturas reticuladas com no mínimo 4

pavimentos. Para prédios com número de pavimentos inferior a 4, os efeitos são desprezíveis e os resultados podem ser descartados.

O valor de γ_Z é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_Z = \frac{1}{\left(1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}\right)} \quad (6)$$

Sendo:

- $M_{1,tot,d}$ – é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais que a combinação considera, com seus valores de cálculo, em relação a base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ – é a soma do produto de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de primeira ordem.

Portanto, o coeficiente γ_Z , pode mostrar as características da estrutura quanto aos seus resultados. Assim, há intervalos de interpretação para a consideração da estrutura, sendo de nós fixos caso $\gamma_Z \leq 1,1$, e de nós móveis caso $1,1 < \gamma_Z \leq 1,3$.

Segundo Pinto (1997), os valores superiores a 1,20 devem ser evitados visto que apresentam diferenças entre 3% a 7%, com a variação do intervalo de análise de 1,15 a 1,30. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) o limite do coeficiente γ_Z é de 1,30, sendo que valores maiores sugerem que a estrutura possui um grau elevado de instabilidade, tornando-a impraticável.

Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) assinalam que a majoração por γ_Z em edifícios de alvenaria estrutural se mostra interessante quando comparada com o processo P-Delta.

2.1.6 Processo P-Delta

O processo P-Delta foi criado para um melhor refinamento do cálculo dos efeitos de segunda ordem nos edifícios. Em edifícios altos, é indispensável a análise desses efeitos para se prever, com melhor exatidão, os deslocamentos possíveis da edificação.

Zumaeta (2011) fala que:

“Os esforços de primeira e de segunda ordem global podem ser obtidos por meio do processo P-Delta. Porém, como ele não é um parâmetro de estabilidade, a avaliação de estabilidade global é realizada após a análise. O P-Delta nada mais é que um processo de análise não-linear geométrica” Zumaeta (2011 p. 51).

Em edifícios com uma não linearidade geométrica ou com cargas assimétricas, há o surgimento de esforços que produzem os deslocamentos laterais nos pavimentos. Essas cargas geram momentos adicionais que se somam a carga vertical “P”, multiplicada pelos deslocamentos “Delta”, sendo denominados de esforços de segunda ordem e que são calculados na configuração da estrutura.

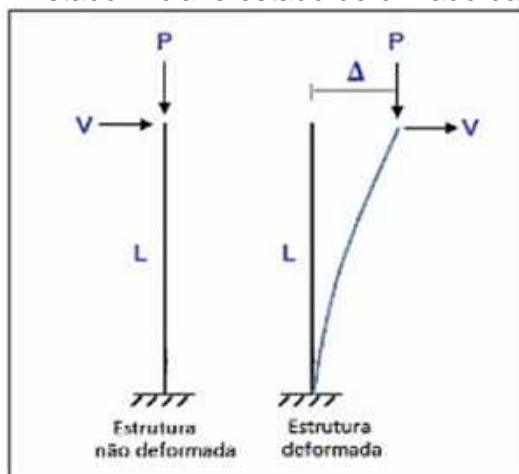
Oliveira (2009) aborda que o número de interações requeridas depende do grau de rigidez da estrutura, sendo que o processo se repete até se obter a convergência de deslocamentos. Havendo o crescimento indefinido de interações e do valor do deslocamento tem-se constatado a instabilidade da estrutura de estudo.

Segundo Campoó, Corrêa e Ramalho (2005), o processo de análise se estrutura por duas etapas. Em um primeiro momento é feita uma análise da estrutura, sendo analisados e obtidos os esforços horizontais e verticais, determinando os deslocamentos relativos delta.

Os acréscimos de momentos são substituídos por um binário de mesmo efeito, causados por forças horizontais equivalentes. A soma algébrica das forças na parte superior e inferior de um pavimento resulta na força horizontal adicional, esta então é somada a sua ação original.

Em uma segunda etapa, a estrutura é novamente processada, já considerando os acréscimos da primeira etapa, gerando novos acréscimos de momento, gerando novas ações horizontais, como demonstrado através da Figura 4. O processo é repetido até que os acréscimos obtidos para os deslocamentos sejam pequenos o suficiente para que sejam admitidos a sua convergência.

Figura 4 - Estado inicial e estado deformado da estrutura



Fonte: Oliveira (1988).

Por conta da alta complexidade de cálculo, este modelo é muito utilizado nos programas de cálculo estrutural. Este modelo traz uma melhor análise da edificação junto com uma simulação real do comportamento da estrutura, facilitando, para os projetistas, a análise das ações dos efeitos de 1ª e 2ª ordem.

2.2 Ação dos Ventos

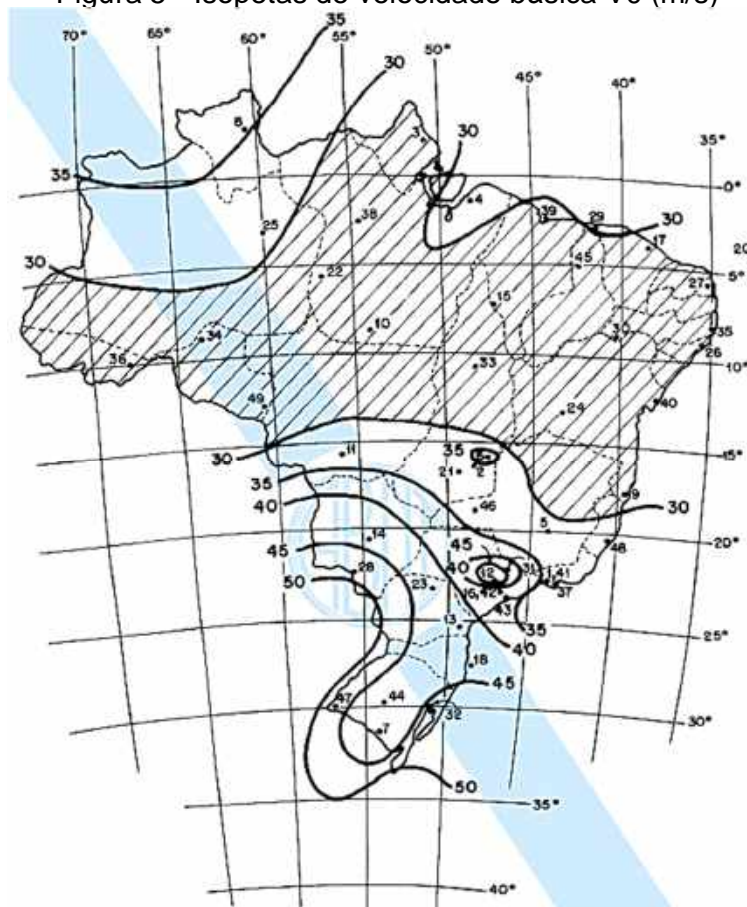
A ação dos ventos é um fator importante a ser levado em consideração quando se trata do cálculo estrutural de edifícios, visto que este pode ocasionar o surgimento de esforços que atuarão diretamente na estrutura. Seus efeitos podem ocasionar surgimento de patologias nas edificações e em casos mais graves, quando não considerado ou não devidamente calculado, podem fazer com que a estrutura entre em colapso.

Moncayo (2011) considera que a ação dos ventos nos edifícios é determinada por dois aspectos, meteorológicos e aerodinâmicos. Os fatores meteorológicos são responsáveis por determinar a velocidade do vento de acordo com as condições do terreno, local, altura da edificação, rugosidade e ocupação. O aspecto aerodinâmico leva em consideração a análise do vento observando a forma que está disposta a edificação, sendo que há uma variação do comportamento do vento tem relação ao tipo de obstáculo a ser vencido.

A ABNT NBR 6123 (1988) surgiu através dos estudos dos ventos em todo o território nacional. De acordo com a norma, a velocidade do vento é obtida através de

registros meteorológico brasileiros, considerando a velocidade de uma rajada de 3 segundos, exercida através de uma média de uma vez em 50 anos, com uma altura de 10 metros acima do terreno em campo aberto, através destes foi criado o mapa de isopetas de velocidade básica.

Figura 5 - Isopetas de velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Segundo Blessmann (1998) a análise probabilística refere-se ao período de utilização da estrutura, partindo do princípio da recorrência. Por exemplo, se um edifício é projetado para uma vida útil de 50 anos, deve-se buscar a maior velocidade do vento ocorrida no local da edificação nos últimos 50 anos, assumindo que não ocorrerão velocidades maiores nos próximos 50 anos.

Com os dados de campo e com a velocidade básica do vento (V_0), pode-se calcular a velocidade característica do vento (V_k), sendo essa a velocidade que incidirá sobre a edificação a ser estudada. Desta forma, a ABNT NBR6123 (1988) segue a seguinte fórmula:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (7)$$

Sendo:

- V_0 – velocidade básica do vento;
- S_1 – fator topográfico, que leva em consideração as alterações do relevo do terreno;
- S_2 – considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação;
- S_3 - baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Segundo a ABNT NBR 6123 (1988) tem-se os valores tabelados para S_1 :

- Terreno plano ou quase plano: $S_1 = 1,0$;
- Taludes e morros: Veja-se ABNT NBR 6123 (1988);
- Vales protegidos: $S_1 = 0,9$.

S_2 é determinado de acordo com as características do terreno, sendo levado em conta fatores como rugosidade e de acordo com as dimensões das edificações. A primeira propriedade é dividida em cinco categorias, diferentes entre si. Em relação as dimensões, são divididas em 3 classes, sendo diferenciadas com intervalos de 3, 5 e 10 segundos para o cálculo da velocidade média, assim, tem-se condições de obter o fator de rugosidade S_2 , consultando a Tabela 1.

Tabela 1 - Fator S_2

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,1	1	1,01	0,94	0,9	0,89	0,88	0,86	0,82	0,8	0,8	0,7	0,7	0,7	0,67
10	1,1	1,1	1,06	1,00	1	0,95	0,94	0,92	0,88	0,9	0,8	0,8	0,7	0,7	0,67
15	1,1	1,1	1,09	1,04	1	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,9	0,8	0,8	0,76	0,72
20	1,2	1,1	1,12	1,06	1	1,02	1,01	0,99	0,96	0,9	0,9	0,9	0,8	0,80	0,76
30	1,2	1,2	1,15	1,1	1,1	1,06	1,05	1,03	1,00	1	1	0,9	0,9	0,85	0,82
40	1,2	1,2	1,17	1,13	1,1	1,09	1,08	1,06	1,04	1	1	1	0,9	0,89	0,86

50	1,2	1,2	1,19	1,15	1,1	1,12	1,1	1,09	1,06	1	1	1	0,94	0,93	0,89
60	1,2	1,2	1,21	1,16	1,2	1,14	1,12	1,11	1,09	1,1	1	1	0,97	0,95	0,92
80	1,3	1,2	1,23	1,19	1,2	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,1	1,1	1,01	1,00	0,97
100	1,3	1,3	1,25	1,22	1,2	1,20	1,18	1,17	1,15	1,1	1,1	1,1	1,05	1,03	1,01
120	1,3	1,3	1,27	1,24	1,2	1,22	1,20	1,20	1,18	1,2	1,1	1,1	1,07	1,06	1,04
140	1,3	1,3	1,28	1,25	1,2	1,24	1,22	1,22	1,20	1,2	1,2	1,1	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,3	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,2	1,2	1,12	1,12	1,10
180	1,3	1,3	1,31	1,28	1,3	1,27	1,26	1,25	1,23	1,2	1,20	1,2	1,14	1,14	1,12
200	1,3	1,3	1,32	1,29	1,3	1,28	1,27	1,26	1,25	1,1	1,2	1,2	1,16	1,16	1,14
250	1,3	1,3	1,33	1,31	1,3	1,31	1,3	1,29	1,28	1,3	1,2	1,2	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,3	1,33	1,32	1,32	1,31	1,3	1,3	1,3	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,3	1,3	1,3	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,3	1,3	1,3	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,4	1,3	1,3	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

O fator S_3 é baseado em condições probabilísticas que consideram os fatores como o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores de S_3 são indicados na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou a possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação. Etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Com os valores tabelados é possível a obtenção da pressão dinâmica gerada pela ação do vento sobre a edificação (q). O Cálculo da pressão dinâmica é dado pela equação:

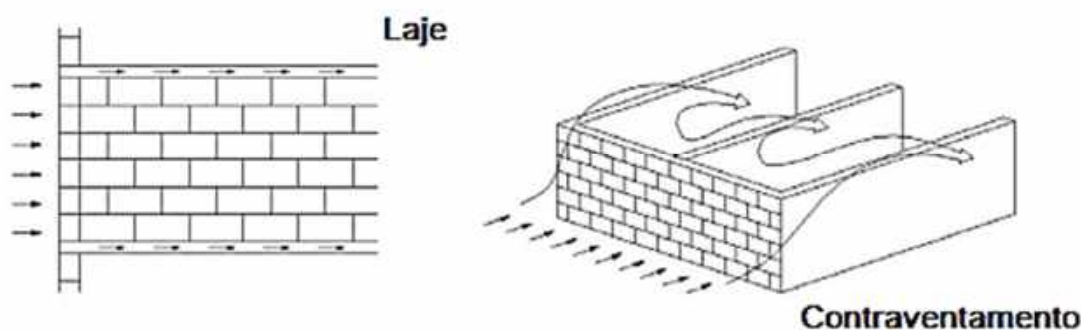
$$q = 0,613V_k^2 \quad (8)$$

Onde: q é a pressão dinâmica, dada em N/m^2 e V_k é a velocidade característica do vento, dada em m/s .

2.3 Tipos de Lajes

A tipologia de lajes nas construções de edifícios está diretamente ligada ao tipo de contenção dos esforços gerados pelos efeitos das cargas horizontais. Por ser um componente estrutural de grandes proporções na edificação, a sua atuação se intensifica na absorção dos esforços horizontais, mais atuantes nas fachadas, transferindo-os para as paredes de contraventamento, como observados na Figura 6.

Figura 6 - Transmissão dos esforços das ações do vento às paredes



Fonte: Duarte (1999).

Duarte (1999) aborda que as lajes armadas em duas direções apresentam uma rigidez maior, como mostrado na Figura 7, portanto são mais eficientes na distribuição dos esforços oriundos da ação dos ventos e das cargas verticais. Assim, a utilização destas se torna necessária quando se é pensado em edifícios de grandes alturas, por estes sofrerem grandes influências das ações dos ventos.

Do ponto de vista estrutural é importante o fator da segurança da edificação, contudo, é necessário um equilíbrio com o aspecto econômico financeiro da obra. Neste trabalho será abordada a utilização das lajes maciças armadas em duas direções, não tendo influência dos aspectos econômicos sobre o decorrer do estudo.

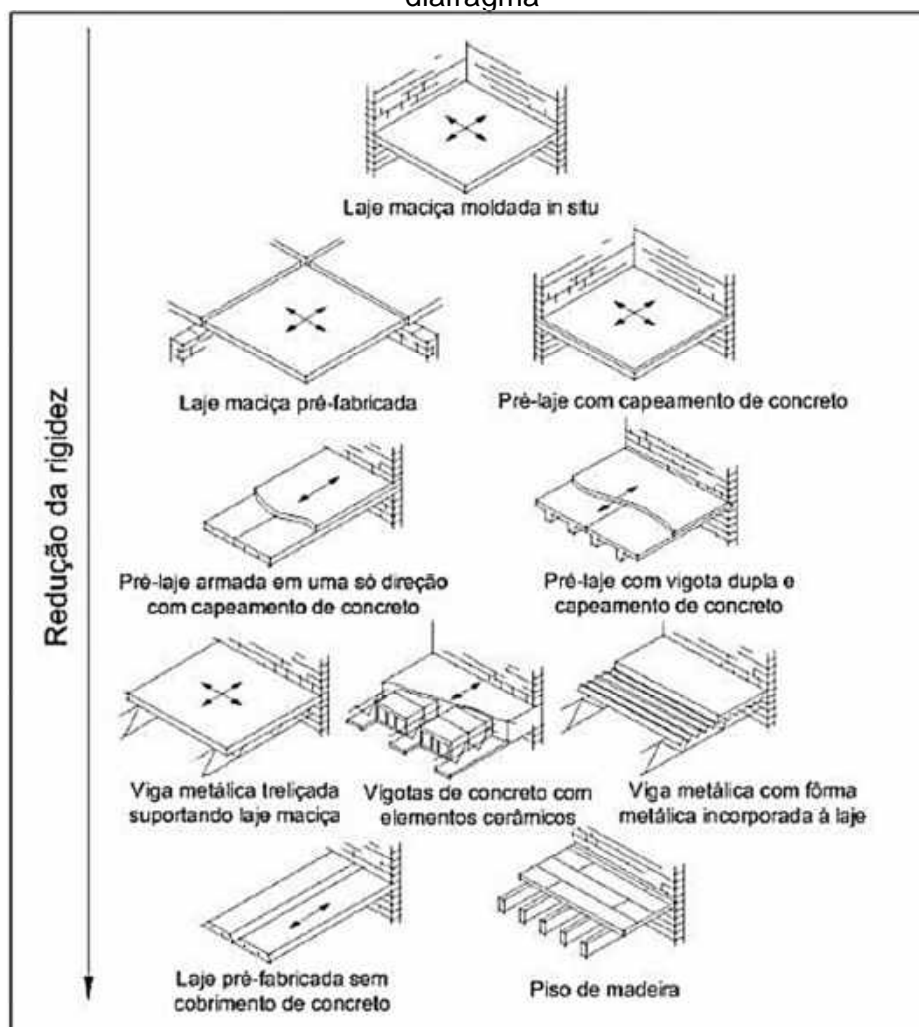
Na análise de literatura e dos processos construtivos de alvenaria estrutural e concreto armado é possível observar a presença de diversos tipos de lajes, sendo encontrados lajes maciças, nervuradas lisas, pré-moldadas e dentre outras. A escolha

do tipo de laje leva em conta diversos fatores, tais como o fator estrutural, econômico, uso do edifício etc.

Segundo Spohr (2008), as lajes maciças apresentam as seguintes características:

- Apresentam uma grande quantidade de vigas, fato que deixa as formas dos pavimentos muito recortados, diminuindo a produtividade e aumentando o consumo de formas;
- Existência de muitas vigas, aumentando a quantidade de pórticos, garantindo uma boa rigidez a estrutura;
- Grande volume de concreto.

Figura 7- Sistemas de laje de entrepiso conforme sua robustez em atuar como diafragma



Fonte: (DRYSDALE et al., 1994 *apud* Duarte, 1999).

2.4 Grupo de paredes

A definição das paredes na tipologia de alvenaria estrutural é importante não apenas do ponto de vista de definição do layout, mas também estrutural. O concreto armado possibilita mudanças no layout, assim as paredes têm menos importância no ponto de vista estrutural do edifício, podendo desempenhar apenas um papel de vedação na estrutural.

Para Mohamad (2015) a assimetria da estrutura pode ocasionar a concentração de carregamento em uma determinada região do edifício, ocasionando uma torção na edificação oriundo dos esforços do peso próprio e da ação do vento. Com isso pode haver a necessidade de adição de grauteamento na estrutura, aumentando assim o custo e prejudicando a construtibilidade.

Logo, tem-se o estudo dos tipos de paredes e suas interações na alvenaria estrutural, podendo ser com grupos isolados, grupos de paredes com interação ou grupos mistos.

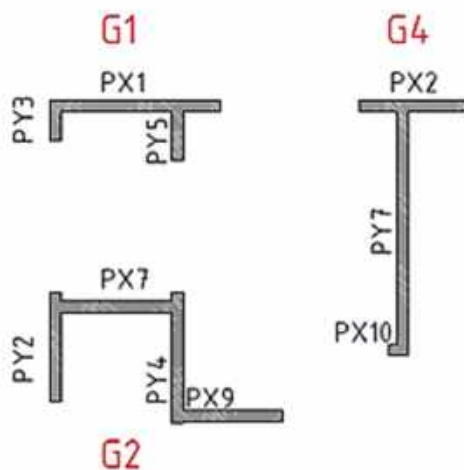
2.4.1 Grupos isolados de paredes

Para Ramalho e Correia (2003) um grupo isolado de paredes, Figura 8, é um conjunto de paredes que são supostamente solidárias, sendo seus limites as aberturas que retiram sua continuidade, podendo ser portas e janelas. Consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo analisado, sendo que as forças em cantos e bordas permitem uma uniformização em uma pequena altura.

Trata-se de um procedimento seguro quando é considerado que as aberturas são consideradas como os limites dos grupos de paredes determinados. Ainda assim é necessária a observação desta metodologia de dimensionamento, uma vez que se pode apresentar distorções nos resultados, dependendo de qual grupo a parede se encontra.

Ramalho e Correia (2003) apresentam que a aplicação do grupo isolado de paredes é um procedimento adequado a edificações de qualquer altura. Contudo é necessário, por parte do projetista a avaliação da possibilidade de haver interação em cantos e bordas, sendo essa uma condição fundamental para a sua aplicação.

Figura 8 - Grupos isolados de parede



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

2.4.2 Grupos de paredes com interação

Segundo Ramalho e Correia (2003) esse procedimento é uma evolução do procedimento do item anterior, visto que nessa metodologia há uma interação entre os grupos de paredes em vista do carregamento. Neste método há a consideração das cargas em cantos e bordas e, também, nas aberturas do layout.

Não é recomendável a uniformização do carregamento, dessa forma se caracterizaria na divisão do carregamento pelo comprimento total da parede de determinado grupo, assim achando o valor médio de carregamento por elemento. Assim é recomendado que haja uma taxa de interação, representando a diferença entre as cargas entre grupos que interagem e devem ser uniformizadas.

Essa metodologia de interação é trabalhosa e apresenta um grau de dificuldade elevado, dessa forma Ramalho e Correia (2003) apresentam a precaução de utilização desse método através de modelagem computacional.

Para determinar as ações das forças verticais nesse método é necessário somar as cargas aplicadas em um grupo de parede e posteriormente distribuídas pelo seu comprimento total. Para determinar a carga total é necessário somar a carga encontrada por um grupo de parede e multiplicar pela quantidade de pavimentos acima do nível estudado.

Neste trabalho serão comparados os parâmetros de estabilidade global com lajes maciças, para o edifício de alvenaria estrutural em comparação com o edifício

em concreto armado. A escolha desta laje se dá pela maior presença no sistema construtivo brasileiro, sendo usualmente utilizada em edifícios que não possuem grandes vãos.

2.5 Trabalhos relacionados com o tema

O projeto desenvolvido por Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) compreende no estudo dos parâmetros de verificação do estado-limite de deformações excessivas em blocos de concreto e da estabilidade global dos edifícios. Durante o trabalho foram avaliados 11 edifícios de alvenaria estrutural com no máximo 20 pavimentos.

Foram analisados os parâmetros de instabilidade alfa, gama z e P-Delta em todos os edifícios. Analisando os efeitos de segunda ordem com a variação da altura da edificação os parâmetros γ_z e P-Delta apresentaram resultados muito semelhantes.

Com isso foi montada uma correlação entre os parâmetros de análise de segunda ordem. O parâmetro γ_z como fator de majoração dos efeitos de primeira ordem para a obtenção dos de segunda ordem se mostrou satisfatório, com resultados extremamente próximos aos do método P-Delta. Em um segundo ponto analisado foi notado a não interferência que o fator a/H (flecha / altura) para a análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de alvenaria estrutural, sendo que este pode ser apenas utilizado para a análise do estado limite de deformações excessivas.

O trabalho de Rabelo (2004) traz uma leitura para o dimensionamento estrutural segundo as recomendações do Eurocode 6. Nesta pesquisa foi possível notar as etapas para a obtenção dos parâmetros de estabilidade global em alvenaria estrutural e comparados com a ABNT NBR 15961-1 (2011). A partir da descrição dos sistemas construtivos foi possível verificar uma semelhança entre os procedimentos de cálculo para obtenção dos valores dos parâmetros de estabilidade global.

A proximidade no cálculo dos parâmetros de estabilidade global entre concreto armado e alvenaria estrutural é justificada pelo fato da norma ABNT NBR 6118 (2014) estabelecer uma metodologia de cálculo para os efeitos de segunda ordem (carregamentos verticais, horizontais e deslocamentos) muito próximos para ambos os sistemas construtivos, sendo a sua diferença apenas entre os valores dos carregamentos do pavimento tipo para cada edificação.

Lacerda (2013) apresenta a análise da estabilidade global em estruturas de concreto armado, sendo considerados os efeitos da não linearidade geométrica e não

linearidade física, relacionadas a alterações da geometria e materiais da estrutura. O trabalho detalha a obtenção dos parâmetros de instabilidade alfa e do coeficiente gama Z, sendo esse último utilizado como coeficiente amplificador dos efeitos de 1ª ordem.

No trabalho apresentado por Lacerda (2013) foi utilizado os programas de dimensionamento estrutural, onde são obtidos resultados mais precisos dos efeitos globais de segunda ordem. Também foi utilizado o método analítico, com a utilização do *FTOOL* 2008, para os cálculos dos parâmetros de estabilidade do edifício estudado.

Ao final do trabalho, foi realizado uma comparação entre os resultados numéricos e analíticos a fim de discutir a influência dos efeitos de segunda ordem na estabilidade global das estruturas.

O trabalho de Reboredo (2013) mostra o dimensionamento de um edifício de alvenaria estrutural com base na ABNT NBR 15961-1 (2011). O trabalho realiza o dimensionamento estrutural de um edifício multifamiliar de seis pavimentos sobre pilotis de concreto armado. O trabalho aborda a realização dos cálculos de carregamentos, esforços, critérios de resistências e dimensionamento estrutural, bem como dos parâmetros de estabilidade global da edificação. No trabalho foi utilizado os softwares de dimensionamento estrutural, onde se tem uma melhor interação e resultados mais confiáveis pelos métodos de cálculo utilizados.

3 METODOLOGIA

O objetivo principal deste trabalho foi fazer um comparativo entre os parâmetros de estabilidade global entre um edifício de alvenaria estrutural e outro de concreto armado. Para a realização deste objetivo, foi elaborada a seguinte metodologia:

- Definição de um layout padrão para ambos os edifícios (alvenaria estrutural e concreto armado);
- Determinação do deslocamento horizontal do edifício;
- Determinação do parâmetro gama Z (γ_z);
- Determinação do parâmetro P-Delta;
- Comparação dos resultados obtidos para ambos os métodos construtivos.

A metodologia proposta foi atingida inicialmente por meio da elaboração de uma planta baixa de 12 pavimentos para ambos os sistemas construtivos localizados na cidade de Palmas, no estado do Tocantins. Os cálculos necessários para a determinação dos parâmetros de estabilidade global (gama Z e P-Delta), de ambos os edifícios, foram executados sem o auxílio de programas de dimensionamento estrutural, uma vez que foi utilizado o software *Excel* para a execução de planilhas eletrônicas e o software *Ftool* para a obtenção dos deslocamentos laterais pela ação do vento.

As planilhas eletrônicas foram validadas através de cálculos com valores de edifícios já conhecidos, de forma a testar e garantir que a planilha tenha valores e resultados seguros. A planilha foi testada, também, com o edifício presente no exemplo 3 de Ramalho e Correia (2003), foram feitas adaptações relacionadas a atualizações da norma, contudo a metodologia permaneceu a mesma.

A seguir serão apresentadas as principais características da edificação e a sequência de cálculo para a obtenção dos diferentes parâmetros de estabilidade global e como foi realizada a discussão dos resultados.

3.1 Caracterização da área de estudo

Este projeto de pesquisa foi realizado na cidade de Palmas, no Estado do Tocantins. O município de Palmas possui uma área total de 2.219 km², uma população estimada para o ano de 2018 de 289.800 habitantes e Produto Interno Bruto (PIB) per capita de R\$ 27.135,06 (IBGE, 2018).

Do ponto de vista geográfico, a cidade está situada entre a serra do lajeado e a UHE Lajeado. Segundo dados da Secretaria do Planejamento do estado do Tocantins – SEPLAN-TO (2017). Palmas possui áreas planas, favorecendo a velocidade do vento, e altitude baixa, cerca de 260 metros acima do nível do mar. A cidade se enquadra, pela Figura 9, em uma região de ventos moderados sendo o valor de V_0 de 33 m/s.

Figura 9 - Mapa Município de Palmas



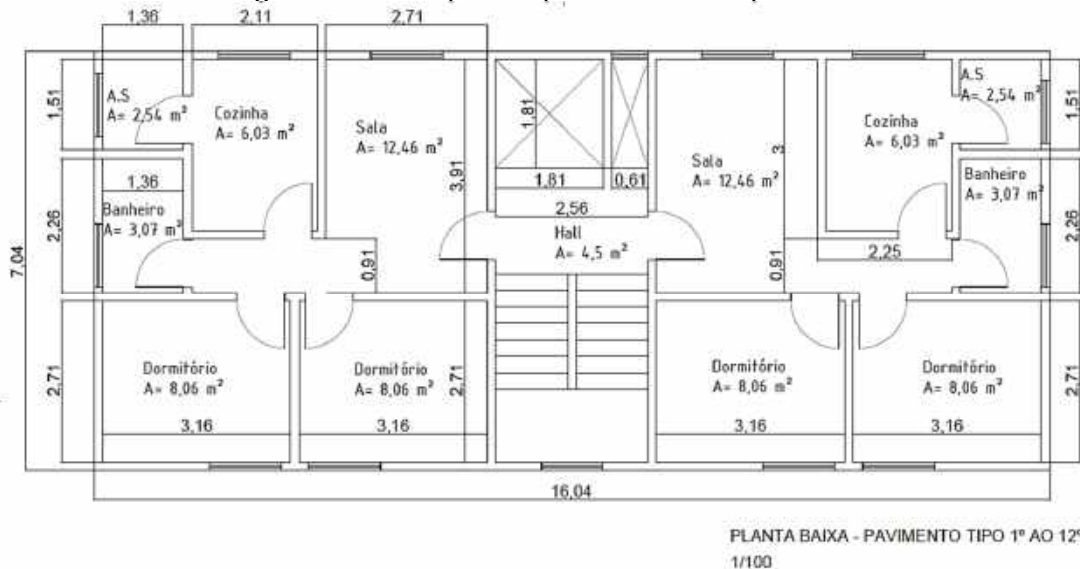
Disponível em: <https://pt.wikivoyage.org/wiki/Palmas>.

3.2 Determinação do layout de estudo

O edifício projetado apresentará as características comuns com os encontrados na maioria da cidade de Palmas. Será composto por 12 pavimentos tipos, no qual a casa de máquinas e o reservatório se localizará no pavimento cobertura. As Figuras 10 e 11 apresentam um croqui das plantas arquitetônica e estrutural do edifício em estudo. O cálculo da sua estrutura foi realizado de acordo com o projeto arquitetônico escolhido e suas dimensões estão relacionadas na Tabela 3.

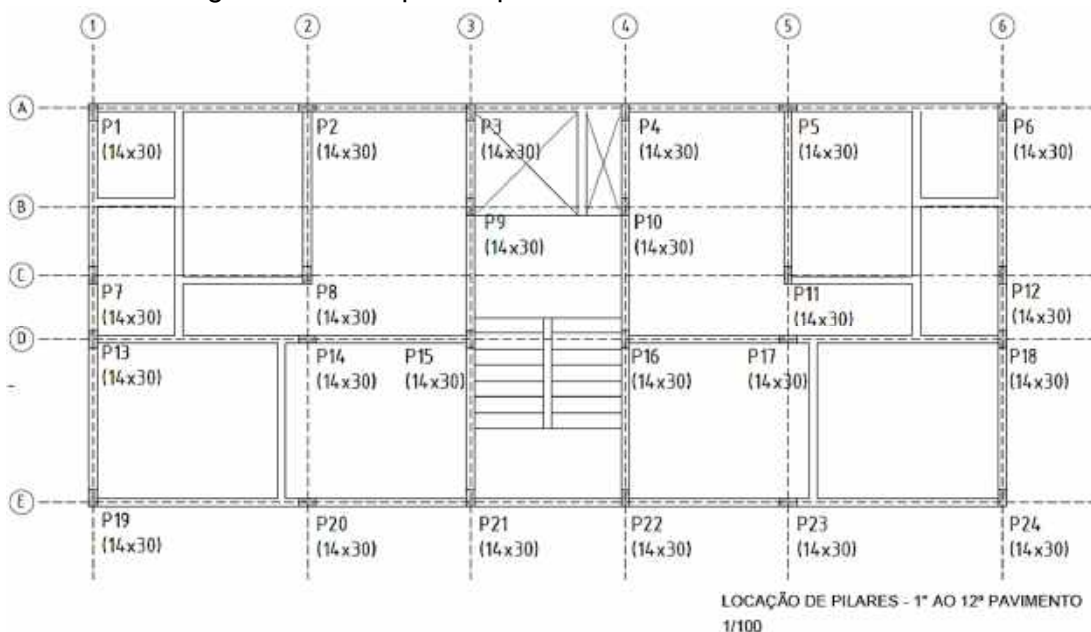
Observa-se que não é comum para os edifícios de concreto armado a presença apenas de pavimentos tipos em sua concepção arquitetônica. Tal medida foi adotada para que possa haver uma comparação mais fiel aos modelos construtivos, fazendo com que a comparação entre as estruturas de concreto armado e alvenaria estrutural seja válida.

Figura 10 – Croquis da planta baixa arquitetônica



Fonte: Elaboração própria (2020).

Figura 11 – Croquis da planta dos elementos estruturais



Fonte: Elaboração própria (2020).

Tabela 3 – Dados Geométricos do edifício

Grandeza	Unidade	Valor
Altura total	m	36,06
Pé direito	m	3,00
Maior dimensão em planta	m	16,04
Menor dimensão em planta	m	7,04

Fonte: Elaboração Própria (2020).

O apêndice A desse trabalho apresenta, as plantas baixas arquitetônicas, plantas de locação dos pilares, grupos de parede e grupos de paredes por eixo dos edifícios estudados.

Foi considerada uma seção para a determinação na área mínima de concreto, a sua implantação não é usual em edifícios de grande porte. Contudo, para fins de simplificação de análise, foi adotado pilares com seção de (14x30).

O projeto contou com a presença de 2 apartamentos por pavimento, com área total aproximada de 80 m² por apartamento. As plantas baixas contaram com os mesmos elementos geométricos em ambos os projetos, quando necessários, para que a comparação dos parâmetros fosse eficaz. Os parâmetros de projeto obedeceram às seguintes premissas:

- Existência de pelo menos um eixo de simetria;
- Material de comportamento elástico-linear;
- Uniformidade nos parâmetros do vento;
- Igualdade de forma em todos os pavimentos do edifício.

3.3 Carregamentos horizontais e verticais

Os parâmetros de estabilidade global foram obtidos segundo as normas ABNT NBR 6118 (2014), ABNT NBR 1596-1 (2011) e ABNT NBR 6120 (2019), determinantes para a obtenção das cargas verticais dos edifícios. Para a obtenção dos valores dos esforços das ações horizontais, foi considerada a ABNT NBR 6123 (1988), respeitando as condições topográficas para a locação dos edifícios.

A ABNT NBR 6123 (1988) fornece as diretrizes essenciais para o cálculo das ações do vento na estrutura e a obtenção dos valores dos coeficientes de arrasto. Esses fatores são fundamentais para a determinação das ações horizontais e seus efeitos na estrutura.

Em relação à distribuição de cargas verticais nos edifícios de alvenaria estrutural foram definidas por meio da disposição por grupos isolados de paredes e da interação com a laje. Portanto, foi calculada a carga resultante em cada grupo, em cada nível, com a suposição de que cada grupo tenha a distribuição de carga uniforme.

A definição das cargas verticais para o edifício de concreto armado foi realizada de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 6120 (2019), sendo definido seu uso e as ações verticais de acordo com os parâmetros normativos. Por meio da análise da arquitetura foi definida a concepção estrutural, a fim de se obter o desenho dos pórticos e conseqüentemente a análise dos parâmetros de estabilidade global.

3.4 Determinação dos carregamentos horizontais

As diretrizes necessárias para os cálculos do carregamento horizontal decorrentes das ações do vento e do desaprumo foram obtidas através da ABNT NBR 6123 (1988). Os cálculos aqui apresentados para a determinação do carregamento horizontal no edifício, é válido para ambos os sistemas construtivos.

Inicialmente para se calcular as forças horizontais, foi preciso levar em consideração algumas premissas de cálculo, relacionadas a seguir.

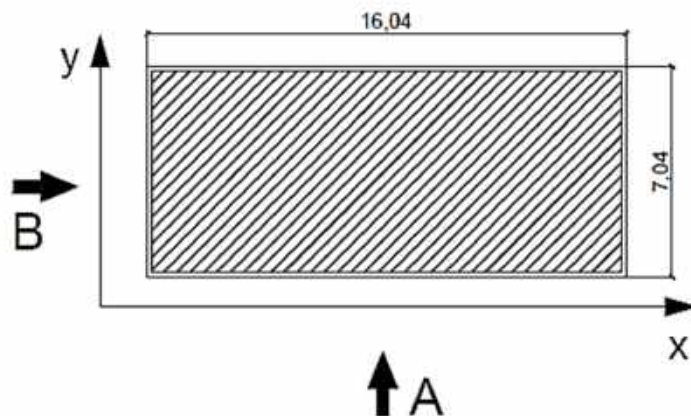
Fatores considerados no edifício em estudo:

- Edifício localizado em região plana, de subúrbio, com relativa distância em relação ao centro da cidade, com casas baixas ao seu redor;
- Velocidade básica do vento, segundo o gráfico de isopetas (figura 5), para a região da edificação em Palmas-TO, será de $V_0=33$ m/s.

3.4.1 Ações devidas ao vento para edificações de alvenaria estrutural e concreto armado

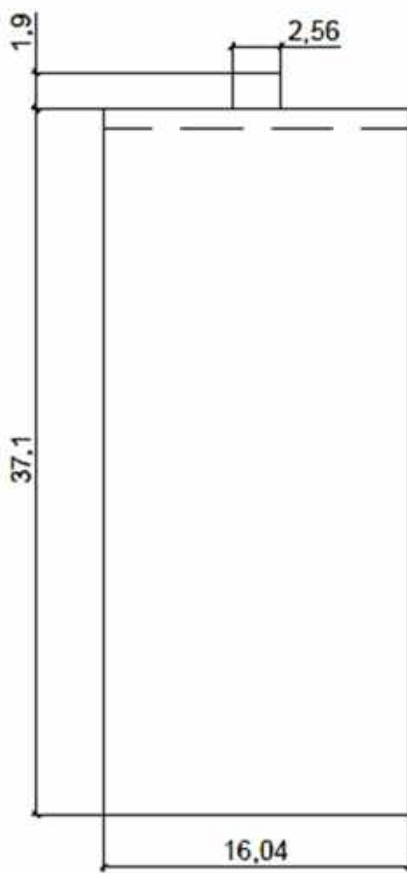
Conforme ABNT NBR 6118 (2014), as ações do vento foram analisadas nas direções x e y, como relacionado nas Figuras 12, 13 e 14.

Figura 12 - Eixos de simetria do edifício



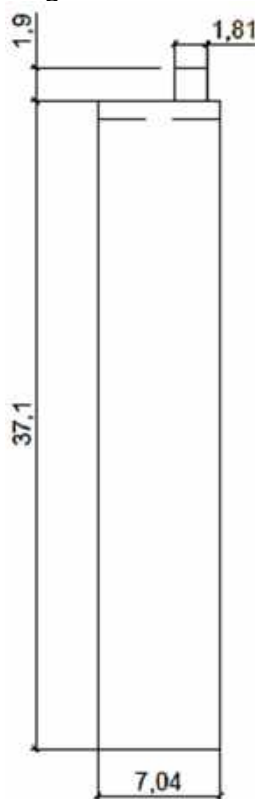
Fonte: Elaboração Própria (2020).

Figura 13 – Vista A



Fonte: Elaboração Própria (2020)

Figura 14 – Vista B



Fonte: Elaboração Própria (2020).

Tem-se que a altura do pé direito do pavimento tipo e do reservatório superior é de 3,00 metros para ambos os projetos, ou seja, resultando em uma altura total de 36,06 m. A ABNT NBR 6123 (1988) estipula os seguintes procedimentos de cálculo:

1. Fator topográfico: Terreno Plano, $S_1 = 1,0$.
2. Fator S_2 é calculado de acordo com a rugosidade do terreno (Categoria IV) e em relação a maior dimensão da edificação (36,06 m), pode-se considerar classe B.

Conforme a Tabela 3 da ABNT NBR 6123 (1988), o fator estatístico S_3 utilizado para a determinação da velocidade característica do vento em cada nível da edificação, é definido como:

3. Fator estatístico S_3 : Edifício residencial, tem-se que $S_3=1,00$.

Com a determinação de todos os fatores foi possível realizar o cálculo da velocidade característica do vento V_k , por meio da seguinte equação:

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0 \quad (7)$$

Onde, S_1 é o fator topográfico (adimensional), S_2 é o fator calculado no item anterior (adimensional), S_3 é fornecido pela tabela 3 da ABNT NBR 6123 (1988) (adimensional), e V_0 a velocidade característica do vento de 33 m/s.

A pressão dinâmica do vento é dada pela equação a seguir:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (8)$$

Onde q é medido em N/m^2 e V_k em m/s.

O fator S_2 foi determinado por meio da seguinte equação:

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (9)$$

Sendo: z a altura, em metros, da edificação acima do nível do terreno, e os fatores “ b ”, “ Fr ” e “ p ” os dados de entrada (adimensionais), como citado anteriormente. É necessário a aplicação da equação (9) em cada pavimento.

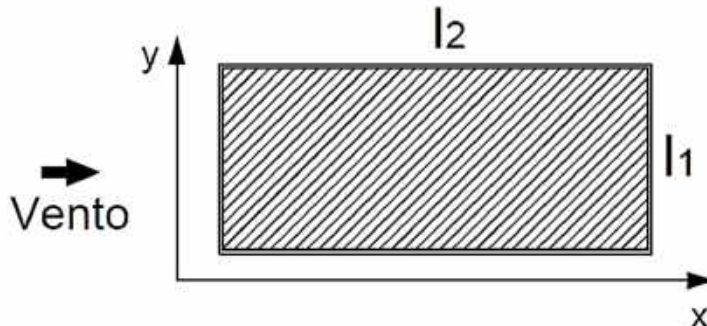
Com os valores obtidos a partir das equações (10) e (11), foi possível determinar a componente força de arrasto, F_a , cuja determinação é dada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (10)$$

Onde, C_a é o coeficiente de arrasto (adimensional), A_e é a área efetiva em m^2 de incidência das ações do vento na edificação e “ q ” a pressão dinâmica do vento dada em kN/m^2 .

O coeficiente de arrasto foi obtido por meio das dimensões totais da edificação, altura total e comprimentos em planta nos eixos X e Y. Portanto foi necessário um estudo para a determinação do caso mais crítico de incidência dos ventos, nesse estudo foi determinado o coeficiente de arrasto considerando as duas direções de incidência de vento na edificação. Na Figura 15 e 16 são ilustradas as análises da direção do vento, para o cálculo das ações horizontais no eixo x e y respectivamente.

Figura 15 – Orientação do edifício para cálculo do coeficiente de arrasto em x



Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

- Vento na direção perpendicular ao eixo y

Para a análise da influência do vento na direção perpendicular ao eixo y, foi necessário a aplicação das seguintes relações:

$$\frac{l_1}{l_2} \quad (11)$$

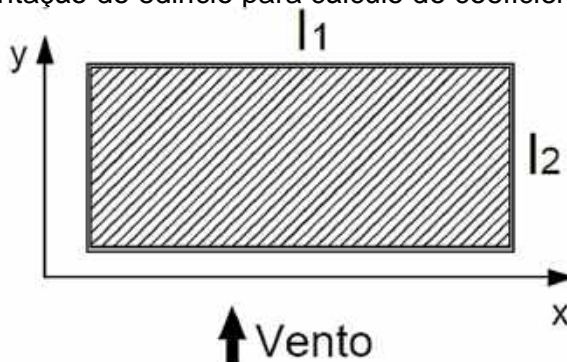
Onde: l_1 é a menor dimensão em planta em metros e l_2 é a maior dimensão em planta em metros.

$$\frac{H}{l_1} \quad (12)$$

Sendo: h a altura total da edificação em metros e l_1 a menor dimensão em planta dada em metros

Logo, com a utilização do diagrama presente na figura 4 da ABNT NBR 6123 (1988) e os valores determinados por meio das relações (11) e (12) foi encontrado o valor do coeficiente de arrasto na direção perpendicular ao eixo y.

Figura 16 – Orientação do edifício para cálculo do coeficiente de arrasto em y



Fonte: Elaborada pelo autor (2020).

- Vento na direção perpendicular ao eixo x

A verificação da influência do vento na direção perpendicular ao eixo x é necessária, sendo utilizadas as relações (11) e (12), de forma análoga ao item anterior.

Portanto com a utilização do diagrama presente na figura 4 da ABNT NBR 6123 (1988) e dos valores determinados com as relações (11) e (12), encontrou-se o valor do coeficiente de arrasto, na direção perpendicular ao eixo x.

Após a verificação dos coeficientes de arrasto em ambas as direções, é necessário a determinação das áreas efetivas para cada situação, conforme a ABNT NBR 6123 (1988) orienta, o cálculo da área efetiva foi realizado por meio do produto entre a distância encontrada entre os pontos médios do pé direito dos pavimentos (3 m) e o lado em planta da edificação. Com isso, temos a seguinte equação:

$$A_{et}=d.l_1 \quad (13)$$

Onde: d é a distância entre os pontos médios do pé direito dos pavimentos dada em metros, l_1 é o lado da edificação em planta em metros e A_e é a área efetiva em m^2 .

A partir dos resultados das relações (11) e (12) e da equação (13), foi possível determinar a força de arrasto para ambas as direções utilizando a equação (10).

Os parâmetros de estabilidade global, gama Z (γ_z) e P-Delta, foram determinados e posteriormente analisados. Os valores obtidos são essenciais para uma análise completa do comportamento estrutural, visto que a edificação sofre com ações externa e internas. A comparação foi feita através dos valores obtidos para cada método construtivo, de modo que há diferenças nos carregamentos verticais dos modelos aplicados.

3.5 Ações devidas ao desaprumo

As ações de desaprumo são oriundas da não linearidade geométrica dos edifícios, dessa forma é necessária a obtenção dos valores das cargas verticais. O cálculo das cargas verticais foi diferente para cada tipo de edificação, em razão das diferenças nos componentes construtivos.

3.5.1 Ações de desaprumo em edifícios de concreto armado

O desaprumo é, em geral, originado por meio da não linearidade geométrica das edificações. Esse erro é responsável pelo surgimento de carregamentos

excessivos nos componentes estruturais, podendo ocorrer em deformações e diminuição do tempo de vida útil da edificação.

Para a obtenção dos seus valores foi utilizado a metodologia presente no tópico 11.3.3.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014), onde é apresentada a seguinte equação.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (14)$$

Onde, θ_1 é o desaprumo de um elemento vertical contínuo em radianos e H é altura da edificação em metros.

Com o cálculo do desaprumo vertical foi possível a verificação da força resultante do desaprumo da edificação, tal verificação foi possível pela equação a seguir:

$$F_d = P_T \cdot \theta_1 \quad (15)$$

Onde, F_d é a força de desaprumo em kN, P_t é a carga do pavimento tipo em kN.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) os valores das forças provenientes do desaprumo podem ser considerados, desde que sejam atribuídos alguns parâmetros.

- Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento
- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $q_{1\text{mín}}$, conforme definido acima.
- Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $q_{1\text{mín}}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

3.5.2 Ações de desaprumo em edifícios de alvenaria estrutural

O conceito do desaprumo em alvenaria estrutural é análogo ao apresentado no item anterior para o concreto armado. A alteração se dá aos parâmetros limites para o valor encontrado.

Assim, pela NBR 15961-1 (2011) determina a seguinte equação para o seu cálculo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40 H} \quad (16)$$

Onde, θ_1 é o desaprumo de um elemento vertical contínuo em radianos e H é altura da edificação em metros

3.6 Determinação dos carregamentos verticais

Os valores obtidos por meio dos carregamentos verticais são essenciais para uma análise completa do comportamento estrutural, visto que a edificação sofre com ações externas e internas. Os carregamentos foram determinados para cada método construtivo e para cada pavimento, visto que há diferenças nos carregamentos verticais dos modelos aplicados, resultante de detalhes construtivos.

3.6.1 Carregamento vertical no edifício de concreto armado

3.6.1.1 Cálculo das ações permanentes

Para o cálculo das ações permanentes, foi necessário a consideração de alguns parâmetros, como o peso específico dos elementos considerados em cada pavimento (tipo e cobertura), como também de suas dimensões (área e espessura). Portanto foi calculado inicialmente a área do pavimento tipo utilizando as seguintes equações:

$$A_{Laje} = a \times b \quad (17)$$

Em que, a é a largura em planta do pavimento tipo descontada da largura da viga (m), b é a comprimento em planta do pavimento tipo descontada da largura da viga (m) e A_{laje} é o produto das dimensões citadas (m^2). Para se determinar as aberturas (escada e elevador) presentes na edificação, foi utilizado a equação a seguir:

$$A_{aberturas} = a_{abertura} \times b_{abertura} \quad (18)$$

Onde, $a_{abertura}$ é a largura da abertura em (m), $b_{abertura}$ é o comprimento da abertura (m) e $A_{abertura}$ é a área da abertura em m^2 .

A tabela 4 apresenta as características geométricas das escadas e elevadores.

Tabela 4 – Características geométricas de escadas e elevador

Aberturas	Dimensões (m)
Escada	2,56 X 3,92
Elevador	1,81 X 2,56

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Portanto, com os valores das equações (17) e (18), foi possível se chegar à área do pavimento tipo, por meio da seguinte equação:

$$A_{\text{pav.tipo}} = A_{\text{laje}} - A_{\text{aberturas}} \quad (19)$$

Sendo, A_{laje} é a área da laje (m^2) encontrada na equação (17), $A_{\text{aberturas}}$ são referentes as aberturas na estrutura em m^2 , calculada em (18) e $A_{\text{pav.tipo}}$ é a área do pavimento tipo em m^2 .

3.6.1.1.1 Ações verticais resultantes do peso próprio

Deste modo, para o pavimento tipo, foi considerada a laje do tipo maciça, logo o cálculo da ação permanente relacionada com o peso próprio deste pavimento, foi realizada aplicando-se a seguinte equação:

$$P_{\text{ptipo}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot A_{\text{pav tipo}} \cdot e_{\text{laje}} \quad (20)$$

Onde: γ_{concreto} é a peso específico do concreto em kn/m^3 , $A_{\text{pav tipo}}$ é a área do pavimento tipo (m^2), e_{laje} é a espessura da laje (m) e P_{ptipo} é a peso próprio do tipo (kN).

A tabela 5 apresenta um resumo dos pesos específicos e de cargas utilizadas, encontrados através da ABNT NBR 6120 (2019).

Tabela 5 –Pesos específicos por grandeza

Grandeza	Unidade	Valor
Peso Esp. do concreto	kN/m^3	25,00
Peso Esp. da argamassa	kN/m^3	19,00
Peso Esp. do tijolo	kN/m^3	13,00
Peso Esp. arg. com cimento	kN/m^3	21,00
Carga de utilização sem acesso	kN/m^2	0,50
Sobrecarga tipo	kN/m^2	2,00

Fonte: ABNT NBR 6120 (2019).

De maneira análoga, foi realizado o cálculo da ação permanente no pavimento cobertura, relativa ao seu peso próprio, com a diferença que desta vez na equação (17), não foi necessário descontar as áreas de abertura.

3.6.1.1.2 Ações verticais resultantes do revestimento

Para o cálculo das ações verticais relacionadas ao revestimento do pavimento tipo, foi inicialmente calculada a área deste pavimento, por meio das equações (17), (18) e (19). Posteriormente foi calculado a ação vertical do revestimento presente no pavimento tipo, utilizando a seguinte equação:

$$P_{\text{rev.tipo}} = \gamma_{\text{arg+cim}} \cdot \text{esp}_{\text{rev}} \cdot A_{\text{pav tipo}} \quad (21)$$

Onde: $\gamma_{\text{arg+cim}}$ é o peso específico da argamassa mais cimento, em kN/m^3 (tabela 5), esp_{rev} é a espessura do revestimento em metros, $A_{\text{pav tipo}}$ é calculada na equação (19) e $P_{\text{rev tipo}}$ é o peso próprio do revestimento do pavimento tipo em kN.

O mesmo procedimento foi aplicado para o cálculo das ações verticais devidas ao revestimento no pavimento cobertura.

3.6.1.1.3 Ações verticais resultantes das paredes

O cálculo das ações verticais resultantes do peso próprio das paredes verticais e horizontais, foi realizado considerando a quantidade, dimensões efetivas e o peso específico do tijolo padrão (tabela 5). Desta maneira, foi utilizado a seguinte equação:

$$P_{\text{pare vert.}} = \gamma_{\text{tijolo}} \cdot H_{(\text{pav} - \text{viga})} \cdot L_{(\text{larg.} - \text{larg. pillar})} \cdot N_{\text{paredes}} \cdot \text{esp}_{(\text{reboco-reves})} \quad (22)$$

No qual, γ_{tijolo} é o peso específico do tijolo em kN/m^3 , $H_{(\text{pav} - \text{viga})}$ é a altura do pé direito do pavimento tipo (3,00 m) descontado da altura da viga (0,40 m); $L_{(\text{larg.} - \text{larg. pillar})}$ é a largura do pavimento tipo em planta descontado da largura dos pilares em metros, N_{paredes} é o número de paredes na direção considerada (adimensional), $\text{esp}_{(\text{reboco-reves})}$ é a espessura do reboco descontada da espessura do revestimento em metros. E $P_{\text{pare vert.}}$ é o peso próprio das paredes verticais (kN).

Para o cálculo das ações verticais devido as paredes horizontais, foi realizado o mesmo processo de cálculo.

3.6.1.1.4 Ações verticais resultantes das vigas

O cálculo das ações verticais resultantes do peso próprio das vigas verticais e horizontais, foi realizado considerando as seguintes características desses elementos: quantidade, dimensões efetivas e o peso específico do concreto armado (Tabela 5). Logo, foi aplicado a seguinte equação para o cálculo do peso próprio das vigas verticais:

$$P_{\text{vigas vert}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot A_{\text{viga vert}} \cdot L_{(\text{compri viga ver})} \cdot N_{(\text{vigas vert})} \quad (23)$$

Onde, γ_{concreto} é o peso específico do concreto em kN/m^3 , $A_{\text{viga vert}}$ é a área da viga vertical em m^2 , $L_{(\text{compri viga ver})}$ é o comprimento da viga em metros e $N_{(\text{vigas vert})}$ é a quantidade de vigas na direção vertical.

Para o cálculo das ações verticais devido as vigas horizontais, foi realizado o mesmo processo de cálculo.

3.6.1.1.5 Ações verticais resultantes dos pilares

No cálculo do peso próprio dos pilares presentes na estrutura, é preciso considerar alguns elementos de cálculo como a quantidade de elementos, suas dimensões efetivas e o peso específico do concreto em kN/m^3 (Tabela 5). Desta forma, foi calculado a força vertical referente aos pilares por meio da seguinte equação:

$$P_{\text{pilares}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot A_{\text{pilar}} \cdot H_{(\text{pilar efeti})} \cdot N_{(\text{pilar})} \quad (24)$$

Onde: γ_{concreto} é o peso específico do concreto em kN/m^3 , A_{pilar} é a área do pilar em m^2 , $H_{(\text{pilar efeti})}$ é o altura efetiva do pilar, ou seja, pé direito descontado da altura da viga. A_{pilar} é a área do pilar em m^2 , $N_{(\text{pilar})}$ é a quantidade de pilares presentes na estrutura e P_{pilares} é o peso próprio dos pilares na estrutura em kN .

3.6.1.1.6 Ações verticais resultantes do ático

O ático é constituído da casa de máquinas e do reservatório superior, logo é necessário considerar suas dimensões e o material que os compõe, para então se determinar o peso próprio relativo a esse elemento.

3.6.1.2 Cálculo das ações acidentais

Para o cálculo das ações acidentais na estrutura foi preciso considerar as sobrecargas constantes na tabela 5, além das dimensões em planta dos pavimentos tipos e suas aberturas, além das dimensões do pavimento cobertura. Desta maneira, foi aplicado a seguinte equação

$$S_{(\text{sobrecarga tipo})} = A_{\text{pav.tipo}} \cdot a_{(\text{sobrecarga tipo})} \quad (25)$$

No qual: $A_{\text{pav.tipo}}$ é a área do pavimento tipo em m^2 , como calculado em (21), $a_{(\text{sobrecarga tipo})}$ é a sobrecarga no pavimento tipo em kN/m^2 (Tabela 5) e $S_{(\text{sobrecarga tipo})}$ é a ação devido à sobrecarga no pavimento tipo (kN).

No cálculo das ações verticais devido à sobrecarga de utilização no pavimento cobertura, o processo de cálculo foi idêntico ao realizado no pavimento tipo, sendo utilizado a seguinte equação:

$$S_{(\text{sobrecarga cobertura})} = A_{\text{pav. cober.}} \cdot a_{(\text{carga utilização, sem acesso})} \quad (26)$$

Onde: $A_{\text{pav. cober.}}$ é a área do pavimento cobertura conforme calculado em (19) em m²; $a_{(\text{carga utilização, sem acesso})}$ é a carga de utilização sem acesso em kN/m² (tabela 5) e $S_{(\text{sobrecarga cober})}$ é a ação de sobrecarga no pavimento cobertura (kN).

3.6.2 Carregamentos verticais no edifício de alvenaria estrutural

Para a análise dos carregamentos verticais em edifícios de alvenaria estrutural são considerados o peso próprio dos blocos e as reações das lajes.

Segundo Acceti (1998), os edifícios de alvenaria estrutural apresentam variações nas cargas dos grupos isolados de paredes, logo seria necessário o uso de diferentes variações de resistências para grupos de paredes de um mesmo pavimento. A definição dos blocos é feita por meio da análise do maior esforço no grupo de parede do pavimento, após a escolha desse bloco todos os demais terão a mesma resistência, tendo assim uma padronização geral do pavimento.

A escolha pela uniformização geral dos pavimentos pode resultar em benefícios econômicos e organizacionais para a obra, além de melhoria na estabilidade da estrutura, visto que há uma diminuição considerável em eventuais erros de execução dos grupos isolados de paredes.

É necessário analisarmos os eixos de simetria dos projetos, segundo Ramalho e Correia (2003) a consideração dos contraventamentos simétricos em relação a direção do vento fará com que esse tenha apenas uma direção de translação, dessa forma podem surgir esforços de torção resultante nas paredes dos grupos isolados.

Os efeitos de torção podem ocorrer em consequência da assimetria do projeto, fazendo com que existam paredes de contraventamento assimétricos. Com a análise do layout tem-se a percepção de assimetria do projeto, gerando assim um estudo mais aprofundado em relação aos efeitos de segunda ordem e aos momentos resultantes. Para o edifício em estudo foi considerado como simétrico, visto que a assimetria considerada é ínfima.

Para o cálculo das ações verticais no edifício moldado em alvenaria estrutural, foi utilizado o mesmo procedimento de cálculo do item 3.5.1, ou seja, com a divisão

entre cargas permanentes e acidentais, mas com algumas diferenças em relação as ações verticais referentes a elementos estruturais, como vigas e pilares; uma vez que no método construtivo de alvenaria estrutural, as paredes exercem função estrutural. Portanto, para o cálculo das ações verticais em alvenaria estrutural, foram utilizados os seguintes dados de peso específico relacionados na Tabela 6:

Tabela 6 – Peso específicos utilizados

Grandeza	Unidade	Valor
Peso Esp. Do Concreto	kN/m ³	25
Peso Esp. Da Argamassa	kN/m ³	19
Peso Esp. Do Tijolo	kN/m ³	14
Peso Esp. Arg. Com Cimento	kN/m ³	21
Peso Esp. Água	kN/m ³	10
Carga de Utilização sem Acesso	kN/m ²	0,5
Sobrecarga Tipo	kN/m ²	2

Fonte: Elaboração Própria (2020).

3.6.2.1 Cálculo das ações permanentes

Para o cálculo das ações verticais permanentes em alvenaria estrutural, foi necessário se considerar os pesos específicos atuantes (Tabela 6), as dimensões efetivas em metros dos pavimentos tipo e cobertura (Tabela 3), além das equações descritas no item anterior. Logo, para a determinação da área da laje no pavimento tipo foi utilizado a equação (19) lembrando que não foi descontado a largura da viga. Para as áreas das aberturas foi utilizado a equação (20). Com os valores de (19) e (20) determinados, foi possível utilizar a equação (21) para se encontrar o valor da área do pavimento tipo.

3.6.2.1.1 Ações verticais resultantes do peso próprio

Com os valores de área determinados a partir das equações (17), (18) e (19), e os valores de peso específico da Tabela 6, foi utilizado a equação (20).

Para o pavimento cobertura, o processo de cálculo foi realizado de maneira análoga, com a diferença de não existir descontos em (18) como descrito anteriormente. Portanto foi utilizado a equação (17) e posteriormente a equação (20).

3.6.2.1.2 Ações verticais resultantes do revestimento

No cálculo das ações verticais relacionadas ao revestimento no pavimento tipo, foi preciso considerar inicialmente a área deste pavimento conforme calculado no item anterior, por meio das equações (17), (18) e (19). A partir deste valor de área juntamente com os dados de peso específico de argamassa mais cimento e espessura do revestimento foi aplicado a equação (21).

Para o cálculo da ação vertical do revestimento cobertura segue o mesmo processo de cálculo descrito anteriormente, inicialmente foi determinada a área do pavimento cobertura com o auxílio da equação (17), posteriormente foi aplicada a equação (19).

3.6.2.1.3 Ações verticais resultantes das paredes

Para o cálculo do peso próprio das paredes verticais e horizontais, foi necessário a consideração de suas dimensões efetivas, quantidade e o peso específico do tijolo de concreto (Tabela 6). Portanto, para o cálculo do peso próprio das paredes verticais, foi aplicado a equação (22).

3.6.2.1.4 Ações verticais resultantes do ático

O ático é composto da casa de máquinas e do reservatório superior, portanto foi considerado suas dimensões e o tipo de material que os compõe. O carregamento foi o mesmo que o utilizado em concreto armado.

3.6.2.2 Cálculo das ações acidentais

No cálculo das ações acidentais na estrutura, foi necessário a utilização das sobrecargas constantes na Tabela 6, além das dimensões em planta dos pavimentos tipos e suas aberturas, além das dimensões do pavimento cobertura. Posteriormente foi aplicado as equações (25) e (26).

3.7 Cálculo do coeficiente de estabilidade global gama Z

A partir do cálculo das forças verticais e horizontais atuantes na estrutura, foi preciso determinar os momentos gerados por essas forças, com seus respectivos braços de alavanca. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), para o cálculo do gama z,

foi considerado o momento de tombamento e o momento devido as ações das cargas verticais.

3.7.1 Concreto armado

Para o cálculo do momento de tombamento foi aplicado a equação abaixo:

$$M_{1,tod,d} = \Psi \cdot (\sum F_{hi} \cdot h_i) \quad (27)$$

No qual, F_{hi} representa as forças horizontais em cada pavimento da estrutura (kN), h_i é a altura em metros por nível da edificação, M_{tod} é o Momento de tombamento em kN.m e Ψ fator de majoração (adimensional).

Para o cálculo do momento resultante das cargas verticais, foi preciso levar em consideração o somatório das forças verticais atuantes do pavimento tipo e pavimento cobertura e a aplicação da equação a seguir:

$$\Delta M_{tod,d} = \Psi \cdot ((\sum F_{vtipo} \cdot \sum Q_h) + (\sum F_{vcobert} \cdot Q_{cobert})) \quad (28)$$

Sendo: Ψ fator de majoração (adimensional), $\sum F_{vtipo}$ é o somatório das forças verticais do pavimento tipo em kn, $\sum Q_h$ é o somatório dos deslocamentos (m) calculados na item 4.4.1, $\sum F_{vcobert}$ é o somatório das forças verticais (kN) do pavimento cobertura (tabela yy), Q_{cobert} é o deslocamento no pavimento cobertura (m) e $\Delta M_{tod,d}$ é o momento devido as forças verticais em kN.m

Com a determinação dos momentos atuantes na estrutura, foi possível determinar o parâmetro de estabilidade global “gama-z”, o qual foi calculado por meio seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tod,d}}{M_{1,tod,d}}} \quad (6)$$

Onde: $M_{1,tod,d}$ e $\Delta M_{tod,d}$ são os momentos calculados no interior no item anterior em kN.m e γ_z o coeficiente de estabilidade global (adimensional).

Neste trabalho foi realizado o cálculo do gama Z para o concreto armado, para ambas as direções nos eixos considerados.

3.7.2 Alvenaria Estrutural

O procedimento utilizado para o cálculo do coeficiente gama Z em estruturas de concreto armado foi realizado de maneira análoga para a alvenaria estrutural. Existiram algumas diferenças de cálculo relacionadas com os valores de carga vertical, uma vez que em estruturas de alvenaria estrutural, não são encontrados

elementos estruturais como vigas e pilares, além de variações nas cargas dos materiais.

A determinação do $M_{1,tod,d}$ para a alvenaria estrutural foi idêntica a metodologia de concreto armado, visto que os fatores considerados são os mesmos. Desta forma o valor encontrado para o momento de tombamento foi igual ao valor encontrado anteriormente.

Já para a equação (28), existiram alterações nas cargas verticais dos pavimentos tipo e cobertura, em razão dos detalhes construtivos já citados. Com os valores dos momentos quantificados, foi utilizado a equação (6) para a determinação do gama Z.

Neste trabalho foi realizado o cálculo do gama Z para a alvenaria estrutural, para ambas as direções nos eixos considerados (X e Y).

3.8 Cálculo do modelo interativo P-Delta

O procedimento do cálculo de P-Delta foi o mesmo para concreto armado e alvenaria estrutural. O processo de análise P-Delta não é, por ora, regulamentado pelas normas brasileiras, contudo o seu uso é difundido pelos programas computacionais de cálculos estrutural. Esta metodologia foi baseada na interação contínua até a descoberta da posição de equilíbrio do sistema estrutural, vale ressaltar que foi calculado para ambos os eixos da estrutura (x e y).

O processo de interação foi realizado feito após a determinação do deslocamento inicial pelas forças horizontais, após isso foi adicionado uma força fictícia e assim o processo foi repetido. Nota-se que ao longo do processo o deslocamento foi reduzido, chegando ao erro máximo de 0,01 %.

Para a obtenção desse parâmetro utilizamos a seguinte equação:

$$\Delta_1 = \frac{F_h H^3}{3 \cdot EI} \quad (29)$$

Onde, Δ_1 é o deslocamento horizontal da edificação (metros), F_h é a força horizontal provocada pela ação do vento (kN), H é a altura total da edificação (m), E modo de elasticidade do concreto e o I é o momento de inércia da seção (m^4).

Para o cálculo do momento de inércia foi necessário a utilização do deslocamento horizontal da edificação, para a obtenção desse foi utilizada a equação abaixo:

$$E \cdot I = \frac{F_h H^3}{3 \cdot \delta} \quad (30)$$

Onde, EI é a rigidez de flexão, F_h é a força horizontal provocada pela ação do vento (kN), H é a altura total da edificação (m), E o módulo de elasticidade do concreto e δ é o deslocamento da edificação (m).

Após a determinação do deslocamento, foi quantificado o momento na base do pilar, por meio da equação a seguir:

$$M_2 = M_1 + F_v \Delta_1 \quad (31)$$

Onde: M_2 é o momento da base do pilar (kN.m), M_1 é o momento inicial na base do pilar (kN.m), F_v é o somatório das forças verticais provenientes dos carregamentos da edificação (kN) e Δ_1 é o deslocamento horizontal da edificação (m).

Dessa forma foi necessário a obtenção da primeira força horizontal fictícia, de tal modo que gere o mesmo momento na base do pilar, assim temos a equação a seguir.

$$F_{hf} \cdot l = \Delta_1 \cdot F_v \quad (32)$$

Onde: F_{hf} é a força horizontal fictícia (kN), l é a altura da edificação (m), Δ_1 e F_v são o deslocamento horizontal (m) e a força dos carregamentos verticais (kN), respectivamente.

Com a determinação da força horizontal fictícia foi calculado um novo deslocamento horizontal, nota-se que o F_{hf} utilizado nesta equação é a força fictícia encontrada na equação (32), assim temos que:

$$\Delta_2 = \frac{F_{hf} H^3}{3 \cdot EI} \quad (33)$$

Onde, Δ_2 é o deslocamento horizontal (m) da edificação com a nova força fictícia encontrada na equação (32).

Após a determinação do deslocamento horizontal foi necessário um novo cálculo de momento na base do pilar (31), utilizando o deslocamento horizontal encontrado na equação (33). Logo:

$$M_3 = M_2 + F_v \Delta_2 \quad (34)$$

Onde: M_3 é o momento da base do pilar (kN.m), M_2 é o momento na base do pilar (kN.m) encontrado por meio da equação (31), F_v é o somatório das forças verticais (kN) provenientes dos carregamentos da edificação e Δ_2 é o deslocamento horizontal da edificação (m) encontrado na equação (33).

Como última etapa do processo de cálculo da primeira interação do P-Delta foi necessário o cálculo do erro percentual, portanto:

$$\text{Erro} = \frac{M_3 - M_2}{M_3} \cdot 100 \quad (35)$$

Onde M_3 é o momento da base do pilar (kN.m), M_2 é o momento na base do pilar (kN.m) encontrado por meio da equação (34) e o erro é percentual (%).

A partir deste ponto foi realizado a repetição do modelo, com a utilização das etapas do processo acima descrito de forma que o erro fosse menor que 0,01 %.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo utilizaremos os procedimentos abordados pela metodologia deste trabalho. Serão apresentados os valores calculados para as ações dos ventos, carregamentos verticais, ações de desaprumo e deslocamento limite da edificação, cálculo do gama Z e P-Delta.

Após o cálculo para as edificações de concreto armado e alvenaria estrutural, será feito um comparativo entre os valores. No caso da ação dos ventos, por contar apenas com coeficientes geométricos, o cálculo será único para ambos os edifícios.

4.1 Carregamentos horizontais

As diretrizes necessárias para os cálculos do carregamento horizontal decorrentes das ações do vento foram explicitadas no capítulo anterior deste trabalho.

Com o auxílio da Tabela 1 da ABNT NBR 6123 (1988) foram encontrados os seguintes dados de entrada para a equação (9): $b=0,85$, $p=0,125$ e $F_r=0,98$.

Logo:

$$S_2 = 0,85 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,125} = 0,833 \left(\frac{z}{10}\right)^{0,125} \quad (9)$$

Para o cálculo do referido fator foi considerado a cota de cada nível da edificação, ou seja, o valor de “z” é considerado a cada 3 m. Logo para o primeiro pavimento foi determinado o valor adimensional de 0,71; os resultados dos valores de S_2 do restante do edifício estão relacionados na Tabela 7 no final deste tópico.

Em seguida foi obtido o valor da velocidade característica, através da equação (7), sendo utilizados $S_1= 1$; $S_2= 0,71$; $S_3 = 1$ e $V_0 = 33$ m/s. Resultando em uma velocidade característica para o primeiro pavimento de 23,64 m/s.

Posteriormente foi determinada a pressão dinâmica, para o primeiro pavimento com a equação (8), com $V_k = 23,64$ m/s, resultando em uma pressão dinâmica no primeiro pavimento de 0,34 kN/m².

Em seguida, foram determinadas as seguintes relações:

$$\frac{l_1}{l_2} \quad (11)$$

Onde foram inseridos os seguintes dados de entrada para a direção perpendicular ao eixo y para l_1 e l_2 , de 7,04 m e 16,04 m, respectivamente, é encontrado um valor adimensional de 0,43. E para a direção perpendicular ao eixo x, são utilizados os

seguintes dados: l_1 e l_2 , de 16,04 m e 7,04 m, respectivamente, é encontrado um valor adimensional de 2,27. Em seguida foi determinado a seguinte relação:

$$\frac{H}{l_1} \quad (12)$$

Sendo utilizado os seguintes valores de entrada para a direção perpendicular ao eixo y: h e l_1 de 39,06 m e 7,04 m respectivamente, resulta em um valor adimensional de 5,54. E os dados de entrada para a direção perpendicular ao eixo x: h e l_1 de 39,06 m e 16,04 m respectivamente, resulta em um valor adimensional de 2,43.

Logo, com a utilização do diagrama presente na Figura 4 da ABNT NBR 6123 (1988) e os valores determinados por meio das relações (11) e (12) foi encontrado o valor do coeficiente de arrasto de $C_a = 1,0$ na direção perpendicular ao eixo y; e um valor de coeficiente de arrasto de $C_a = 1,4$; na direção perpendicular ao eixo x.

Em seguida foi calculado a área efetiva para as direções consideradas, com a utilização da equação (13), com os dados de entrada para o eixo y sendo, d e l_1 : 3,00 m e 7,04 m, respectivamente, o que resulta em: 21,12 m².

Já para a direção do vento perpendicular ao eixo x, os dados de entrada para a equação (15) foram de 3,00 m e 16,04 m respectivamente, resultando em uma área efetiva de 48,12 m².

Com os resultados das equações (8), (9), (11) e (13), e os coeficientes de arrasto, é possível determinar a força de arrasto com a equação (10), sendo: $C_a = 1,0$; $q = 0,34$ kN/m² e $A_e = 21,12$ m², resultando em uma força de arrasto de 7,24 kN.

As Tabelas 7 e 8 mostram os valores da ação do vento nas estruturas nos eixos Y e X, respectivamente.

Tabela 7 – Resumo das ações do vento na estrutura perpendicular ao eixo y

Nível	Cota (m)	S2	Vk (m)	q (kN/m ²)	Área Efetiva (m ²)	Força de Arrasto (kN)
1	3	0,71	23,64	0,34	21,12	7,24
2	6	0,78	25,78	0,40	21,12	8,61
3	9	0,82	27,12	0,45	21,12	9,52
4	12	0,85	28,12	0,48	21,12	10,2
5	15	0,87	28,91	0,51	21,12	10,82
6	18	0,89	29,58	0,53	21,12	11,33
7	21	0,91	30,16	0,55	21,12	11,77
8	24	0,92	30,66	0,57	21,12	12,17
9	27	0,94	31,12	0,59	21,12	12,54

10	30	0,95	31,53	0,60	21,12	12,87
11	33	0,96	31,91	0,62	21,12	13,18
12	36	0,97	32,26	0,63	10,56	6,73

Fonte: Elaboração Própria (2020).

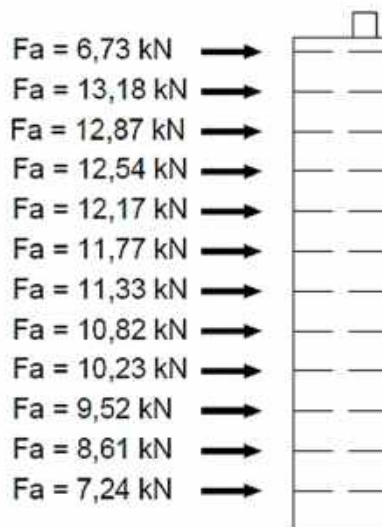
Tabela 8 - Resumo das ações do vento na estrutura perpendicular ao eixo x

Nível	Cota (m)	S2	Vk (m)	q (kN/m ²)	Área Efetiva (m ²)	Força de Arrasto (kN)
1	3	0,71	23,64	0,34	48,12	23,09
2	6	0,78	25,78	0,40	48,12	27,46
3	9	0,82	27,12	0,45	48,12	30,39
4	12	0,85	28,12	0,48	48,12	32,66
5	15	0,87	28,91	0,51	48,12	34,53
6	18	0,89	29,58	0,53	48,12	36,14
7	21	0,91	30,16	0,55	48,12	37,56
8	24	0,92	30,66	0,57	48,12	38,84
9	27	0,94	31,12	0,59	48,12	40,00
10	30	0,95	31,53	0,60	48,12	41,06
11	33	0,96	31,91	0,62	48,12	42,05
12	36	0,97	32,26	0,63	24,06	21,49

Fonte: Elaboração Própria (2020).

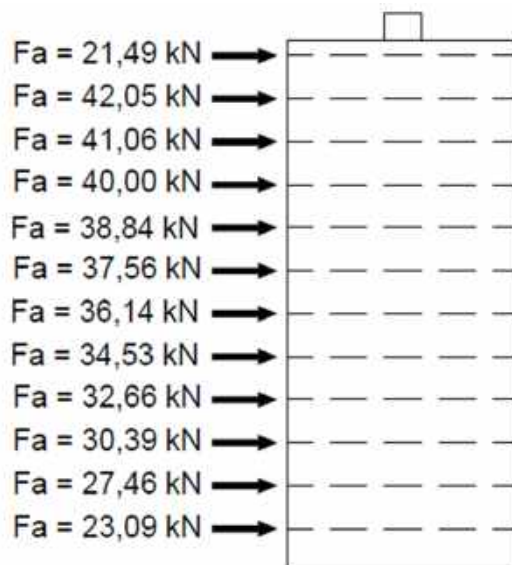
As Figuras 17 e 18 demonstram as forças horizontais obtidas.

Figura 17 - Ação da força de arrasto perpendicular ao eixo x



Fonte: Elaboração Própria (2020).

Figura 18 - Ação da força de arrasto perpendicular ao eixo y



Fonte: Elaboração Própria (2020).

4.2 Carregamentos verticais

4.2.1 Ações verticais em concreto armado

Inicialmente, para o cálculo das forças verticais é necessário a consideração das informações relativas aos pesos específicos e as cargas atuantes no edifício conforme relacionadas na ABNT NBR 6120 (2019) e ABNT NBR 6118 (2014).

Para a determinação das ações verticais permanentes na estrutura, inicialmente foi calculada a área da laje, sendo descontadas as suas aberturas, conforme as equações (17) e (18). Com os dados de entrada sendo: $a = 1,81$ m e $b = 3,92$ m. Dessa forma tem-se o valor final de $14,66$ m².

Com os valores das equações (17) e (18), foi possível determinar a área efetiva do pavimento tipo utilizando a equação (19), sendo os dados de entrada: $A_{laje} = 106,54$ m² e $A_{aberturas} = 14,66$ m², resultando em uma área de aproximadamente $91,86$ m².

4.2.1.1 Ações permanentes

As ações permanentes concreto armado são calculadas de acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2014). O presente trabalho calculou as ações permanentes

de formas que são consideradas as ações verticais pelo peso próprio, revestimento, ações resultantes pelo peso da parede, vigas e pilares e ático.

4.2.1.1.1 Ações verticais resultantes do peso próprio

Com a determinação da área do pavimento tipo, foi possível determinar a ação vertical resultante de seu peso próprio, por meio da equação (20), peso específico do concreto de 25 kN/m^3 , espessura da laje maciça de 8 cm, resultando em um valor de 183,76 kN.

O procedimento é realizado de maneira análoga para o pavimento cobertura, sendo retirados os valores da abertura do pavimento, assim tem-se uma ação permanente no pavimento cobertura de 225,84 kN.

4.2.1.1.2 Ações verticais resultantes do revestimento

Para o cálculo das ações vertical devido ao revestimento no pavimento tipo, foi utilizada a equação (21), com os valores de peso específico da argamassa 21 kN/m^3 , espessura de 5 cm, dessa forma foi encontrado um resultado para ação vertical de 96,46 kN.

De maneira análoga, é calculada a ação vertical devida ao revestimento no pavimento cobertura, sendo utilizados os valores de entrada: dados de entrada para a equação (21): $\gamma_{\text{arg+cim}} = 21 \text{ kN/m}^3$, $\text{esp}_{\text{rev}} = 0,05 \text{ m}$ e $A_{\text{pav cober}} = 112,92 \text{ m}^2$; resultando em uma força vertical de aproximadamente 47,42 kN.

4.2.1.1.3 Ações verticais resultantes da parede

No cálculo das ações verticais devido ao peso próprio das paredes verticais e horizontais, foi utilizada a equação (22) com os dados de entrada sendo $\gamma_{\text{tijolo}} = 13 \text{ kN/m}^3$, $H_{(\text{pav-viga})} = 2,6 \text{ m}$, $L_{(\text{larg.} - \text{larg. pillar})} = 15,20 \text{ m}$, $\text{esp}_{(\text{reboco-reves})} = 0,14 \text{ m}$ e $N_{\text{paredes}} = 3$. Resultando em uma ação vertical devido as paredes verticais de 215,77 kN.

O mesmo procedimento de cálculo é feito para as paredes horizontais, logo foram inseridos os seguintes valores de entrada na equação (22): $\gamma_{\text{tijolo}} =$ peso específico do tijolo igual a 13 kN/m^3 , $L_{(\text{larg.} - \text{larg. pillar})} =$ onde é usado o comprimento em planta descontado do comprimento dos pilares, ou seja, 6,62 m; $H_{(\text{pav-viga})} = 2,6 \text{ m}$, $\text{esp}_{(\text{reboco-reves})} = 0,14 \text{ m}$ e $N_{\text{paredes}} = 4$. O que gera uma ação vertical de 125,30 kN.

4.2.1.1.4 Ações verticais resultantes das vigas

No cálculo das ações verticais das vigas horizontais e verticais, foi aplicada a equação (23), com os dados de entrada sendo, 25 kN/m^3 para o peso específico do concreto, $A_{\text{viga vert}}$ é a partir dos valores de largura e altura da tabela 04, foi encontrada uma área de $0,056 \text{ m}^2$, $L_{(\text{compri viga vert})} = 15,76 \text{ m}$ (Tabela 6), $N_{(\text{vigas vert})} = 3$. Logo o valor da ação vertical relativa as vigas verticais foi de $66,192 \text{ kN}$.

Para as vigas horizontais, é realizado o mesmo procedimento de cálculo: no qual foi utilizado os seguintes dados de entrada para a equação (23): 25 kN/m^3 para o peso específico do concreto; $A_{\text{viga horiz}}$ é a partir dos valores de largura e altura da Tabela 4 foi encontrada uma área de $0,056 \text{ m}^2$, $L_{(\text{compri viga hori})}$ é o comprimento da viga horizontal de $6,76 \text{ m}$ (Tabela 4) e $N_{(\text{vigas hori})} = 4$. Logo, foi encontrado um valor de $37,85 \text{ kN}$ para a ação vertical das vigas horizontais.

4.2.1.1.5 Ações verticais resultantes dos pilares

Na determinação das forças verticais devido os pilares na estrutura, foi utilizado a equação (24), com os valores de entrada sendo, 25 kN/m^3 para o peso específico do concreto, $A_{\text{pilar}} = 0,042 \text{ m}^2$ conforme dimensões presentes na Tabela 4, $H_{(\text{pilar efeti})} = 2,6 \text{ m}$, $N_{(\text{pilar})} = 18$. Resultando em uma ação vertical de $65,52 \text{ kN}$.

4.2.1.1.6 Ações verticais resultantes do ático

Com as dimensões do reservatório de $2,70 \text{ m}$ de largura, $6,90 \text{ m}$ de comprimento e uma altura de $1,90 \text{ m}$, e o peso específico da água sendo de 10 kN/m^3 , chegou-se em uma ação vertical resultante do peso do ático de $461,73 \text{ kN}$.

4.2.1.2 Cálculo das ações acidentais

No cálculo das ações acidentais no pavimento tipo da estrutura, foi aplicado a equação (25), com os valores de $91,86 \text{ m}^2$ e 2 kN/m^2 para a área do pavimento tipo e carregamento acidental de sobrecarga, respectivamente. Dessa forma foi encontrado um valor de $183,73 \text{ kN}$.

Na determinação da sobrecarga do pavimento cobertura, foi utilizada a equação (26), com os dados sendo, $A_{\text{pav. cober}} = 112,92 \text{ m}^2$ e $a_{(\text{carga utilização sem acesso})} = 0,5 \text{ kN/m}^2$, resulta em uma ação vertical de 56,46 kN.

Os valores das cargas verticais totais na estrutura de concreto armado, foram organizados nas tabelas 9 e 10.

Tabela 9 - Resumo das forças verticais permanentes

Grandeza	Unidade	Valor
Peso Próprio Pav. Tipo	kN	183,74
Peso Próprio Pav. Cobertura	kN	225,84
Peso Próprio Revestimento Tipo	kN	96,46
Peso Próprio Revestimento Cober.	kN	47,43
Peso Próprio Paredes Verticais	kN	215,78
Peso Próprio Paredes Horizontais	kN	125,30
Peso Próprio Vigas Verticais	kN	66,19
Peso Próprio Vigas Horizontais	kN	37,86
Peso Próprio Pilares	kN	65,52
Sobrecarga Pavimento Tipo	kN	183,74
Sobrecarga Pavimento Cobertura	kN	56,46

Fonte: Elaboração Própria (2020).

A Tabela 10 consta o somatório das cargas verticais no pavimento tipo e cobertura.

Tabela 10 - Somatório das cargas verticais por pavimento

Grandeza	Unidade	Valor
Somatório das ações verticais tipo	kN	974,59
Somatório das ações verticais cobertura	kN	894,78

Fonte: Elaboração Própria (2020).

4.2.2 Ações verticais em alvenaria estrutural

Os procedimentos para o cálculo das ações verticais, foi realizado de maneira análoga ao tópico anterior, ou seja, foi realizada as divisões entre ações permanentes e acidentais.

4.2.2.1 Ações permanentes

No cálculo das ações permanentes, determinamos a área da laje no pavimento tipo utilizando a equação (19) lembrando que não será descontado a largura da viga; portanto temos os seguintes valores de entrada: $a = 7,04$ m e $b = 16,04$ m, resultando em uma área de laje igual a $112,92$ m². Posteriormente é calculado a área das aberturas onde foi utilizado a equação (18), com os dados de entrada: $a_{abertura} = 1,81$ m e $2,56$ m; e $b_{abertura} = 3,92$ m e $2,56$ m; o que resulta em uma área de abertura igual a $14,66$ m². A partir dos dados de entrada resultantes das equações (17) e (18), é possível utilizar a equação (19) para se encontrar o valor da área do pavimento tipo, resultando em uma área de $98,26$ m².

4.2.2.1.1 Ações verticais resultantes do peso próprio

A partir dos valores determinados com as equações (17), (18) e (19), foi possível determinar a ação vertical resultante do peso próprio no pavimento tipo, a partir da aplicação da equação (20), onde os dados utilizados foram: 25 kN/m³ para o peso específico do concreto; espessura da laje de 8 cm e área do pavimento tipo de $98,26$ m². Logo, a ação vertical resultante do peso próprio do pavimento tipo é de $196,50$ kN.

Na realização do cálculo do peso próprio para o pavimento cobertura, foi realizado o mesmo procedimento. Portanto foi utilizado a equação (17), onde resulta em uma área de $112,92$ m², posteriormente é utilizado a equação (20) e os seguintes dados de entrada: 25 kN/m³ para o peso específico do concreto; espessura da laje de 8 cm e área de laje igual a $112,92$ m², resultando em uma ação vertical de $225,84$ kN.

4.2.2.1.2 Ações verticais resultantes do revestimento

Com os valores obtidos por meio das equações (17), (18) e (19), foi determinado uma área para o pavimento tipo de $98,26$ m². Então juntamente com os dados de peso específico de argamassa mais cimento de $\gamma_{arg+cim} = 21$ kN/m³ (tabela 6) e da espessura de revestimento como sendo de $0,05$ m, foi aplicado a equação (21) o que resulta em uma ação vertical de $103,16$ kN.

Para o pavimento cobertura, foi realizado o mesmo procedimento anterior, é determinada a área do pavimento cobertura com o auxílio da equação (17), onde

resulta em uma área de 112,92 m²; posteriormente é aplicada a equação (19), com os seguintes valores de entrada: $\gamma_{\text{arg+cim}} = 21 \text{ kN/m}^3$, área do tipo de 103,16 kN e espessura do revestimento de 0,02 m, gerando uma ação vertical com 47,42 kN.

4.2.2.1.3 Ações verticais resultantes das paredes

No cálculo do peso próprio das paredes verticais, foi aplicado a equação (22), e os seguintes dados de entrada foram utilizados: $L_{(\text{larg})} = 16,04 \text{ m}$; $N_{\text{paredes}} = 3 \text{ (adm)}$; $\text{esp}_{(\text{reboco-reves})} = 0,14 \text{ m}$; $H_{(\text{pav} - \text{esp.laje})} = 2,92 \text{ m}$; $\gamma_{\text{tijolo concreto}} = 14 \text{ kN/m}^3$. Resultando em uma ação vertical de 275,40 kN.

Para as paredes horizontais, é utilizado a mesma equação (22), com os valores de entrada: $\gamma_{\text{tijolo concreto}} = 14 \text{ kN/m}^3$; $H_{(\text{pav} - \text{esp.laje})} = 2,92 \text{ m}$; $\text{esp}_{(\text{reboco-reves})} = 0,14 \text{ m}$; $L_{(\text{larg})} = 7,04 \text{ m}$ e $N_{\text{paredes}} = 4 \text{ (adm)}$. Foi determinado uma ação vertical de 161,16 kN.

4.2.2.1.4 Ações verticais resultantes do ático

Para se determinar o peso próprio relativo a esse elemento, foram utilizadas as dimensões do reservatório de 2,70 m de largura e 6,90 m de comprimento e uma altura de 1,90 m, e o peso específico da água de 10 kN/m³, resultando em uma ação vertical resultante do peso do ático de 461,73 kN.

4.2.2.2 Cálculo das ações acidentais

Portanto, por meio da aplicação da equação (25) são inseridos os seguintes dados para o pavimento tipo: $A_{\text{pav.tipo}} = 98,26 \text{ m}^2$ e $a_{(\text{sobrecarga tipo})} = 2 \text{ kN/m}^2$, resultando em uma sobrecarga no tipo de 196,50 kN. Para o cálculo da sobrecarga no pavimento cobertura é utilizada a equação (26), no qual os dados de entrada são: $A_{\text{pav. cober}} = 112,92 \text{ m}^2$ e $a_{(\text{carga utilização sem acesso})} = 0,5 \text{ kN/m}^2$, no qual resulta em uma sobrecarga na cobertura igual a 56,46 kN.

Os valores das ações verticais na estrutura de alvenaria estrutural, estão relacionadas nas tabelas 11 e 12 abaixo:

Tabela 11: Resumo das forças verticais permanentes

Grandeza	Unidade	Valor
Peso Próprio Pav. Tipo	kN	196,51

Peso Próprio Pav. Cobertura	kN	225,84
Peso Próprio Revestimento Tipo	kN	103,17
Peso Próprio Revestimento Cober.	kN	47,43
Peso Próprio Paredes Verticais	kN	275,40
Peso Próprio Paredes Horizontais	kN	161,17
Peso Próprio Ático	kN	461,73
Sobrecarga Pavimento Tipo	kN	196,51
Sobrecarga Pavimento Cobertura	kN	56,46

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Tabela 12: Somatório das forças verticais permanentes por pavimento

Grandeza	Unidade	Valor
Somatório das ações verticais tipo	kN	932,74
Somatório das ações verticais cober.	kN	790,73

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Com a finalização do cálculo do carregamento vertical nos edifícios de concreto armado e alvenaria estrutural pode-se observar a diferenciação nos resultados obtidos. Após as análises dos valores foi possível observar que os carregamentos encontrados são semelhantes, tal fator se dá pela semelhança entre os itens que são calculados, tendo a diferença, apenas, entre os componentes construtivos.

A retirada de vigas e pilares e alteração do tipo de bloco foram determinantes para a diferenciação dos carregamentos. Esses valores contribuirão para a diferenciação dos valores de estabilidade global que foram calculados no item 4.5 e 4.6 deste trabalho.

4.3 Deslocamento-limite para movimento lateral de edifícios

A ABNT NBR 6118 (2014) determina as equações para obtenção dos valores limites de deslocamento lateral nas edificações. Com os dados de entrada do edifício de estudo, $H_T = 36\text{m}$ e $H_1 = 3\text{ m}$, neste trabalho e com as equações (1) e (2) podemos determinar que:

$$\delta = \frac{H_T}{1700} = \frac{36}{1700} \rightarrow \delta = 0,021\text{ m} \rightarrow \delta_{\text{max}} = 2,11\text{ cm} \quad (1)$$

$$\delta = \frac{H_T}{850} = \frac{3}{850} \rightarrow \delta = 0,003\text{ m} \rightarrow \delta_{1\text{ max}} = 0,35\text{ cm} \quad (2)$$

Dessa forma temos que o deslocamento lateral máximo permitido por normativa é de 2,11 cm para o edifício e de 0,35 cm entre os pavimentos. As análises dos deslocamentos correspondentes do edifício em estudo serão apresentadas no próximo tópico deste trabalho.

4.4 Ações devido ao desaprumo

Os cálculos das ações do desaprumo foram obtidos através da não linearidade geométrica do edifício. As diretrizes para o cálculo seguiram as recomendações presentes na ABNT NBR 6118 (2014) e NBR 15961-1 (2001).

4.4.1 Ações do desaprumo no edifício de concreto armado

Através das cargas encontradas no item 4.3.1, temos que o valor da carga total para o pavimento tipo é de 974,59 kN e de 433,78 kN para o pavimento cobertura.

Dessa forma os valores atribuídos as equações (25) e (26) são:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} = \frac{1}{100\sqrt{36}} = 0,00166 \text{ rad} \rightarrow 1,66 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$F_d = P_T \cdot \theta_1 = 974,59 \cdot 1,66 \cdot 10^{-3} \rightarrow F_d = 1,62 \text{ kN, para o pavimento tipo;}$$

$$F_d = P_c \cdot \theta_1 = 433,78 \cdot 1,66 \cdot 10^{-3} \rightarrow F_d = 0,72 \text{ kN, para o pavimento cobertura.}$$

Como observado, os valores da proveniente da ação dos ventos são 30% maiores que as forças provenientes da ação do desaprumo. Com isso só será considerado no cálculo as ações dos ventos.

4.4.2 Ações do desaprumo no edifício de alvenaria estrutural

Através das cargas encontradas no item 4.3.2, temos que o valor da carga total para o pavimento tipo é de 960,01 kN e de 407,30 kN para o pavimento cobertura.

Dessa forma, para a alvenaria estrutural, seguimos o cálculo obtido através da equação (18).

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \leq \frac{1}{40H} \rightarrow \frac{1}{100\sqrt{36}} \leq \frac{1}{40 \cdot 30} = 0,00166 \text{ rad} \leq 0,0008 \text{ rad.}$$

Nesse caso, utilizaremos o valor de $8 \cdot 10^{-4}$ radianos.

O cálculo da força de desaprumo segue a equação (17), utilizando os dados de entrada 720,01 e 407,30 conforme explicitado no tópico anterior.

$$F_d = P_T \cdot \theta_1 = 720,01 \cdot 8 \cdot 10^{-4} \rightarrow F_d = 0,57 \text{ kN, para o pavimento tipo;}$$

$$F_d = P_c \cdot \theta_1 = 407,30 \cdot 8 \cdot 10^{-4} \rightarrow F_d = 0,32 \text{ kN, para o pavimento cobertura.}$$

Os critérios de análise das forças oriundas da ação de desaprumo seguem a validade da ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 15961-1 (2011).

Como observado, os valores da proveniente da ação dos ventos são 30% maiores que as forças provenientes da ação do desaprumo. Com isso só será considerado no cálculo a ação do vento. Os deslocamentos obtidos com o auxílio do software *Ftool* na estrutura são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Deslocamentos da estrutura por pavimento

Grandeza	Unidade	Valor
Deslocamento 1º nível	m	0,00573
Deslocamento 2º nível	m	0,01145
Deslocamento 3º nível	m	0,01718
Deslocamento 4º nível	m	0,02291
Deslocamento 5º nível	m	0,02864
Deslocamento 6º nível	m	0,03436
Deslocamento 7º nível	m	0,04009
Deslocamento 8º nível	m	0,04582
Deslocamento 9º nível	m	0,05155
Deslocamento 10º nível	m	0,05728
Deslocamento 11º nível	m	0,06301
Deslocamento 12º nível	m	0,06873

Fonte: Elaboração Própria (2020).

4.4.3 Comparação dos valores do desaprumo entre as duas edificações

As normas ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 15961-1 (2011) trazem os processos para obtenção dos valores do ângulo de desaprumo e, conseqüentemente, da força de desaprumo nos edifícios. Esses valores são essenciais para o projetista, visto que é necessário o cálculo dessas ações para evitar o surgimento de deformidades na estrutura.

Logo foram obtidos os valores para os edifícios de concreto armado e alvenaria estrutural. A formulação para os dois valores é semelhante, sendo levando em conta

apenas os fatores de altura total da edificação, contudo para alvenaria estrutural a ABNT NBR 1596-1 (2011) aborda um fator limite de utilização.

Nos processos de cálculo da força de desaprumo, é acrescentado a multiplicação do ângulo de desaprumo com o carregamento do pavimento tipo e do pavimento cobertura. Assim é observado que a força presente no concreto armado é maior que a força na alvenaria estrutural, visto que o carregamento na primeira metodologia é menor que na segunda.

4.5 Coeficiente de estabilidade global gama Z

4.5.1 Edifício de concreto armado

Para o cálculo do coeficiente gama Z, foi aplicada a equação (27), sendo utilizados os seguintes valores de entrada presentes na Tabela 14 para o caso da ação dos ventos perpendicular ao eixo Y e o coeficiente de majoração, $\Psi = 1,4$.

Tabela 14 – Dados de entrada para o cálculo do gama Z eixo Y

Pavimento	Altura (m)	Força Horizontal (kN)	Somatório das forças Horizontais (kN.m)
1	3	23,09	69,27
2	6	27,46	164,76
3	9	30,39	273,51
4	12	32,66	391,92
5	15	34,53	517,95
6	18	36,14	650,52
7	21	37,56	788,76
8	24	38,84	932,16
9	27	40	1080,00
10	30	41,06	1231,80
11	33	42,05	1387,65
12	36	21,49	773,64
Total			8261,94

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Utilizando a equação 27, encontra-se um momento de tombamento igual a 11568,18 kN.m.

Logo, foi necessário determinar o momento resultante das forças verticais na estrutura, onde foi aplicado a equação (28), sendo $\Psi = 1,4$ (adimensional); $\Sigma F_{v\text{tipo}} =$

974,58 kN, $\Sigma q_h = 0,37$ m, conforme tabela 14, $\Sigma F_{vcober} = 894,77$ kN, $q_{cober} = 0,068$ m. Logo, o momento encontrado foi de 601,94 kN.m.

Desta forma, é possível a determinação do coeficiente gama Z, com a equação abaixo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta m_{tod,d}}{M_{1,tod,d}}} \quad (6)$$

Portanto, aplicando os valores de 3626,64 kN.m para $M_{1,tod,d}$ e $\Delta m_{tod,d}$ como sendo 601,94 kN.m, temos um valor adimensional de gama Z igual a 1,05, quando analisado com as ações do vento perpendiculares ao eixo Y.

Para o cálculo do gama Z foi analisado os valores das forças horizontais perpendiculares ao eixo X. Sendo utilizados os seguintes valores de entrada, presentes na tabela 15, para o caso da ação dos ventos perpendicular ao eixo X e o coeficiente de majoração, $\Psi = 1,4$.

Tabela 15 – Dados de entrada para o cálculo do gama Z no eixo X

Pavimento	Altura (m)	Força Horizontal (kN)	Somatório das forças Horizontais (kN.m)
1	3	7,24	21,72
2	6	8,61	51,66
3	9	9,52	85,68
4	12	10,23	122,76
5	15	10,82	162,30
6	18	11,33	203,94
7	21	11,77	247,17
8	24	12,17	292,08
9	27	12,54	338,58
10	30	12,87	386,10
11	33	13,18	434,94
12	36	6,73	242,28
Total			2589,21

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Utilizando a equação 27, encontra-se um momento de tombamento igual a 3626,64 kN.m.

Logo, foi necessário determinar o momento resultante das forças verticais na estrutura, onde foi aplicado a equação (28), sendo $\Psi = 1,4$ (adimensional); $\Sigma F_{vtipo} = 974,58$ kN, $\Sigma q_h = 0,37$ m, conforme tabela 14, $\Sigma F_{vcober} = 894,77$ kN, $q_{cober} = 0,068$ m. Logo, o momento encontrado foi de 601,94 kN.m.

Desta forma, é possível se determinar o cálculo do gama Z, com a equação abaixo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta m_{tod,d}}{M_{1,tod,d}}} \quad (6)$$

Portanto, aplicando os valores de 3626,64 kN.m para $M_{1,tod,d}$ e $\Delta m_{tod,d}$ como sendo 601,94 kN.m, temos um valor adimensional de gama Z igual a 1,20, quando analisadas com as ações do vento perpendiculares ao eixo X.

4.5.2 Edifício de alvenaria estrutural

O procedimento utilizado para o cálculo do coeficiente gama Z em estruturas de alvenaria estrutural foi realizado de maneira análoga ao de concreto armado. Existem algumas diferenças de cálculo relacionadas com os valores de carga vertical (tabela 8), uma vez que em estruturas de alvenaria estrutural, não são encontrados elementos estruturais como vigas e pilares, além de variações nas cargas dos materiais.

A determinação do $M_{1,tod,d}$ para a alvenaria estrutural é idêntica a metodologia de concreto armado, visto que os fatores considerados são os mesmos. Desta forma o valor encontrado para o momento de tombamento para as ações horizontais perpendiculares ao eixo Y será idêntico ao valor encontrado anteriormente, ou seja, 11568,18 kN.m, desta forma sua demonstração é desnecessária.

Já para a equação (28), há a alteração nas cargas dos pavimentos tipo e cobertura, dessa forma foram inseridos os seguintes dados: $\Psi = 1,4$ (adimensional), $\Sigma F_{v\text{tipo}} = 932,74$ kN; $\Sigma q_h = 0,37$ m, conforme tabela 14, $\Sigma F_{v\text{cober}} = 790,73$ kN e $q_{\text{cober}} = 0,068$ m. Resultando em um valor de 569,72 kN.m para o momento devido as forças verticais. Com os valores dos momentos quantificados, foram inseridos em (31) resultando um gama Z adimensional de 1,05.

Desta forma o valor encontrado para o momento de tombamento para as ações horizontais perpendiculares ao eixo X será igual ao valor encontrado anteriormente em concreto armado, ou seja, 3626,64 kN.m. Logo sua demonstração se torna desnecessária, uma vez que as forças horizontais para ambos os sistemas construtivos são idênticas.

Já para a equação (28), há a alteração nas cargas dos pavimentos tipo e cobertura, dessa forma foram inseridos os seguintes dados: $\Psi = 1,4$ (adimensional),

$\Sigma F_{v\text{tipo}} = 932,74 \text{ kN}$; $\Sigma q_h = 0,37 \text{ m}$, conforme tabela 14, $\Sigma F_{v\text{cober}} = 790,73 \text{ kN}$ e $q_{\text{cober}} = 0,068 \text{ m}$. Resultando em um valor de $552,72 \text{ kN.m}$ para o momento devido as forças verticais. Com os valores dos momentos quantificados, foram inseridos em (31) resultando um gama Z adimensional de 1,18.

4.5.3 Comparação dos valores do parâmetro gama Z para ambas edificações

A Tabela 16 apresenta um resumo dos valores encontrados para o gama Z nos eixos X e Y para concreto armado e alvenaria estrutural.

Tabela 16 – Resumo dos parâmetros obtidos de gama Z

Metodologia Construtiva	Gama Z	
	X	Y
Concreto Armado	1,20	1,0543
Alvenaria Estrutural	1,18	1,0518

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Observa-se que os edifícios têm, valores próximos de coeficientes gama Z. A alteração se dá pela diferença dos valores dos carregamentos dos pavimentos tipo e cobertura.

Os carregamentos provenientes do edifício de concreto armado são maiores, assim sendo tem um “peso” maior em relação a alvenaria estrutural, esse fator colabora para que nessa metodologia fosse encontrado um valor maior, quando comparado ao de alvenaria estrutural.

A diferenciação dos valores quando comparado aos próprios eixos se dá pela diferença das forças de atuação das forças horizontais. Em consequência da ação das forças horizontais, tem-se um momento maior para o eixo Y, quando comparado ao eixo X. Nota-se ainda que para ambos os métodos construtivos, a partir dos valores dos coeficientes gama Z em X, são classificados como nós móveis. Sendo necessárias mais análises para um melhor dimensionamento e refinamento do projeto e, conseqüentemente, do edifício estudado.

4.6 Modelo interativo P-Delta

O modelo interativo P-Delta foi calculado para a determinação dos números de interações, e conseqüentemente, da quantidade de forças horizontais fictícias para o deslocamento do edifício ser menor que 0,01%. Dessa forma foi analisado, os valores para concreto armado e para os eixos x e y do edifício de alvenaria estrutural.

4.6.1 Edifício de concreto armado

Para as interações do edifício em concreto armado foram utilizados os seguintes valores:

- 1ª Interação

Dados de entrada, $F_h = 6,73 \text{ kN}$, $H = 36 \text{ m}$, $E.I = 4.950.369,73 \text{ kN.m}^2$, utilizamos a equação (29).

$$\Delta_1 = \frac{F_h H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{1,4 \cdot 6,73 \cdot 36^3}{3 \cdot 4950369,73} \rightarrow 0,0296 \text{ m}$$

Com o cálculo do deslocamento horizontal, usamos a equação (31), onde:

$$M_2 = M_1 + F_v \Delta_1 \rightarrow 1,4 \cdot 6,73 \cdot 36 + 11050,87 \cdot 0,0296 \rightarrow 666,29 \text{ kN.m}$$

Através da equação (32) temos que:

$$F_{hf} \cdot H = \Delta_1 \cdot F_v \rightarrow F_{hf} = \frac{0,0296 \cdot 11050,87}{36} \rightarrow F_{hf} = 9,08 \text{ kN}$$

A equação (33) possibilita a obtenção do segundo deslocamento, assim:

$$\Delta_2 = \frac{F_{hf} H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{9,08 \cdot 36^3}{3 \cdot 4950369,73} \rightarrow 0,0285 \text{ m}$$

É necessário, nesse momento, o cálculo do novo momento na base do pilar, assim, através da equação (34) temos que:

$$M_3 = M_2 + F_v \Delta_2 \rightarrow 666,29 + 11050,87 \cdot 0,0285 \rightarrow 1107,92 \text{ KN.m}$$

Com os valores do M_3 é possível a obtenção do erro, assim com a equação (35) temos que:

$$\text{Erro} = \frac{M_3 - M_2}{M_3} \cdot 100 \rightarrow \frac{1107,92 - 666,29}{1107,92} \rightarrow 39,86\%$$

Nota-se que a partir desse momento o processo é feito através de ciclos, desse modo para uma melhor leitura do projeto, temos a Tabela 17 demonstrando as interações.

Tabela 17 – Números de interações de P-Delta para concreto armado

Interação	Deslocamento Δ_n	Momento - M_n	Força Horizontal Fictícia - F_{hf}	Deslocamento Δ_{n+1}	Momento - M_{n+1}	Erro %
1	0,0296	666,30	9,09	0,03	1107,93	39,86
2	-	-	8,76	0,03	1533,82	27,77
3	-	-	8,45	0,03	1944,54	21,12
4	-	-	8,15	0,03	2340,62	16,92
5	-	-	7,86	0,02	2722,59	14,03
6	-	-	7,58	0,02	3090,95	11,92
7	-	-	7,31	0,02	3446,19	10,31
8	-	-	7,05	0,02	3788,76	9,04
151	-	-	0,04	0,00	13008,60	0,01

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Como observado através da Tabela 17, foram necessárias 151 interações para tenha-se chegado a um valor de 0,01% de erro. O apêndice B deste trabalho apresenta, de forma completa, o quantitativo total de interações para o edifício de concreto armado,

4.6.2 Alvenaria Estrutural

O processo de obtenção do P-Delta para o edifício de alvenaria estrutural segue as etapas do tópico anterior, mas com pequenas alterações nos coeficientes geométricos, visto as diferenças na estrutura. Dessa forma temos que a diferenciação se dá através da rigidez (I), sendo necessária a soma dessa nas orientações X e Y dos grupos isolados de paredes.

A Tabela 18 apresenta os momentos de inércia para o momento X.

Tabela 18 - Momento de Inércia em X

Parede PX	I (m ⁴)	n	$n \cdot I$ (m ⁴)	$R = \left(\frac{I}{\sum I}\right)$
1	0,1658	2	0,3316	0,0543
2	0,0297	2	0,0594	0,0097
3	0,4962	1	0,4962	0,1626
4	0,0162	1	,0162	0,0053
7	0,2063	2	0,4126	0,0676
9	0,0403	2	0,0806	0,0132

10	0,0004	2	0,0008	0,0001
13	0,2366	2	0,4732	0,0775
14	0,0009	2	0,0019	0,0003
15	0,2570	2	0,514	0,0842
19	0,1178	2	0,2356	0,0386
20	0,0047	2	0,0094	0,0015
21	0,2091	2	0,4182	0,0685
Σ			3,0498	

Fonte: Elaboração Própria (2020).

As etapas de cálculo do P-Delta para a alvenaria estrutural são idênticas ao do concreto armado, assim esse tópico não descreverá os processos, tendo sido descritos da equação (27) a (35).

Assim para a primeira interação para alvenaria estrutural temos que os dados de entrada, $F_h = 1,68$ kN, $H = 36$ m, $E.I = 7257124,53$ kN.m², utilizamos a equação (29).

$$\Delta_1 = \frac{F_h H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{1,4 \cdot 6,73 \cdot 36^3}{3 \cdot 7257124,53} \rightarrow 0,020 \text{ m}$$

Com o cálculo do deslocamento horizontal, usamos a equação (31), onde:

$$M_2 = M_1 + F_v \Delta_1 \rightarrow 1,4 \cdot 6,73 \cdot 36 + 11050,87 \cdot 0,02 \rightarrow 562,32 \text{ kN.m}$$

Por meio da equação (35) temos que:

$$F_{hf} \cdot H = 0,02 \cdot 1,68 \rightarrow F_{hf} = \frac{0,02 \cdot 1,68}{36} \rightarrow F_{hf} = 6,20 \text{ kN/m}$$

A equação (34) possibilita a obtenção do segundo deslocamento, logo:

$$\Delta_2 = \frac{F_{hf} H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{1,4 \cdot 6,20 \cdot 36^3}{3 \cdot 7257124,53} \rightarrow 0,01$$

É necessário, nessa etapa, o cálculo do novo momento na base do pilar, assim, por meio da equação (37) temos que:

$$M_3 = M_2 + F_v \Delta_2 \rightarrow 562,32 + 11050,87 \cdot 0,01 \rightarrow 767,82 \text{ kN.m}$$

Com os valores do M_3 é possível a obtenção do erro, assim com a equação (38) temos que:

Nota-se que a partir desse momento o processo é feito através de ciclos, desse modo para uma melhor leitura do projeto, temos a tabela 19.

$$\text{Erro} = \frac{M_3 - M_2}{M_3} \cdot 100 \rightarrow 26,76 \%$$

Tabela 19 – Números de interações de P-Delta para alvenaria estrutural - eixo X

Interação	Deslocament o Δ_n	Moment o - Mn	Força Horizonta l Fictícia - Fhf	Deslocament o Δ_{n+1}	Moment o - Mn+1	Erro %
1	0,020191323	562,32	6,20	0,01	767,82	26,76
2	-	-	4,08	0,01	903,00	14,97
3	-	-	2,68	0,01	991,93	8,97
4	-	-	1,76	0,00	1050,43	5,57
5	-	-	1,16	0,00	1088,91	3,53
6	-	-	0,76	0,00	1114,23	2,27
7	-	-	0,50	0,00	1130,88	1,47
8	-	-	0,33	0,00	1141,84	0,96
9	-	-	0,22	0,00	1149,04	0,63
10	-	-	0,14	0,00	1153,78	0,41
11	-	-	0,09	0,00	1156,90	0,27
12	-	-	0,06	0,00	1158,95	0,18
13	-	-	0,04	0,00	1160,30	0,12
14	-	-	0,03	0,00	1161,19	0,08
15	-	-	0,02	0,00	1161,78	0,05
16	-	-	0,01	0,00	1162,16	0,03
17	-	-	0,01	0,00	1162,41	0,02
18	-	-	0,01	0,00	1162,58	0,01

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Como observado através da Tabela 20, foram necessárias 18 interações para tenha-se chegado a um valor de 0,01% de erro para o eixo X.

A Tabela 20 demonstra os valores do momento de inércia para o eixo Y.

Tabela 20 - Momento de Inércia em Y

Parede PX	I (m ⁴)	n	n*I (m ⁴)	R = ($\frac{I}{\Sigma I}$)
1	0,817	2	1,634	0,267879041
2	0,04271	2	0,08542	0,014003811
3	0,001822	1	0,001822	0,0005974
4	0,1741	1	0,1741	0,057084138
7	0,005201	2	0,010402	0,001705311
9	0,5992	2	1,1984	0,196466489
10	0,7197	2	1,4394	0,235976188
13	0,2366	2	0,4732	0,077576721
14	0,000994	2	0,001988	0,000325914
15	0,257	2	0,514	0,0842655
19	0,1178	2	0,2356	0,03862442
20	0,004728	2	0,009456	0,001550223
21	0,2091	2	0,4182	0,068559985
		Σ	6,195988	

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Assim para a primeira interação para alvenaria estrutural temos que os dados de entrada, $F_h = 1,68$ kN, $H = 36$ m, $E.I = 14746436,51$ kN.m², utilizamos a equação (29).

$$\Delta_1 = \frac{F_h H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{1,4 \cdot 6,73 \cdot 36^3}{3 \cdot 14746436,51} \rightarrow 0,009 \text{ m}$$

Com o cálculo do deslocamento horizontal, usamos a equação (31), onde:

$$M_2 = M_1 + F_v \Delta_1 \rightarrow 1,4 \cdot 6,73 \cdot 36 + 11050,87 \cdot 0,009 \rightarrow 449,0 \text{ kN.m}$$

Por meio da equação (35) temos que:

$$F_{hf} \cdot H = 0,02 \cdot 1,68 \rightarrow F_{hf} = \frac{0,02 \cdot 1,68}{36} \rightarrow F_{hf} = 3,05 \text{ kN/m}$$

A equação (34) possibilita a obtenção do segundo deslocamento, logo:

$$\Delta_2 = \frac{F_{hf} H^3}{3 \cdot EI} \rightarrow \frac{1,4 \cdot 6,20 \cdot 36^3}{3 \cdot 14746436,51} \rightarrow 0,0032$$

É necessário, nessa etapa, o cálculo do novo momento na base do pilar, assim, por meio da equação (37) temos que:

$$M_3 = M_2 + F_v \Delta_2 \rightarrow 449 + 11050,87 \cdot 0,0032 \rightarrow 498,77 \text{ kN.m}$$

Com os valores do M_3 é possível a obtenção do erro, assim com a equação (38) temos que:

$$\text{Erro} = \frac{M_3 - M_2}{M_3} \cdot 100 \rightarrow 9,98 \%$$

Nota-se que a partir desse momento o processo é feito através de ciclos, desse modo para uma melhor leitura do projeto, temos a Tabela 21 demonstrando as interações.

Tabela 21 – Números de interações de P-Delta para alvenaria estrutural - eixo Y

Interação	Deslocamento Δ_n	Momento - Mn	Força Horizontal Fictícia - F _{hf}	Deslocamento Δ_{n+1}	Momento - Mn+1	Erro %
1	0,009936702	449,00	3,05	0,0032	498,77	9,98
2	-	-	0,99	0,00	514,88	3,13
3	-	-	0,32	0,00	520,10	1,00
4	-	-	0,10	0,00	521,79	0,32
5	-	-	0,03	0,00	522,33	0,10
6	-	-	0,01	0,00	522,51	0,03
7	-	-	0,00	0,00	522,57	0,01

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Como observado através da Tabela 21, foram necessárias 7 interações para tenha-se chegado a um valor de 0,01% de erro para o eixo y.

4.6.3 Comparação dos valores de P-Delta

Após as análises dos cálculos e resultados do parâmetro P-Delta, pode-se observar a diferenciação nos valores de interações encontrados, como apresentado na Tabela 22.

Tabela 22 – Resumo do número de interações de P-Delta

Metodologia Construtiva	P-Delta	
	X	Y
Alvenaria Estrutural	18	7
Concreto Armado	151	

Fonte: Elaboração Própria (2020).

Observa-se que a quantidade de interações para a metodologia de concreto armado é muito superior a metodologia de alvenaria estrutural. Dessa forma pode-se notar que a diferenciação nesses modelos se dá pelos momentos de inércia de ambas as seções.

A diferença dos valores de inércia faz com que os resultados tenham grandes diferenças. Ainda assim é possível correlacionar os momentos de inércia com as rigidezes dos edifícios, no concreto armado tem-se a utilização de pórticos enquanto na alvenaria estrutural tem-se a utilização de paredes que suportam os carregamentos.

Por conta da diferenciação dos modelos o edifício de alvenaria estrutural tem um momento de inércia maior, tornando o edifício em análise mais rígido e, portanto, deslocando-se menos com as ações dos ventos. Entretanto não se pode relacionar os resultados obtidos com a caracterização de segurança do edifício, nesse caso são necessários mais estudos sobre os demais parâmetros que compõem os projetos de edifícios residenciais.

Conclui-se então que os edifícios de alvenaria estrutural se comportam melhor, neste caso de estudo, em relação as ações horizontais quando comparados ao edifício de concreto armado, uma vez que foi necessário um menor número de interações.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento deste trabalho possibilitou uma melhor percepção sobre os procedimentos de análise dos parâmetros de estabilidade global para dois sistemas construtivos diferentes. Também é importante ressaltar que o trabalho realizado contribui com o conhecimento sobre a técnica de construção em alvenaria estrutural, sendo menos difundida dentro do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Tocantins e do próprio estado do Tocantins.

A opção de não utilização de programas de cálculo de dimensionamento estrutural demonstra que o acesso ao dimensionamento pode ser amplo, dessa forma os cálculos podem ser mais bem difundidos e analisados de diferentes formas, sendo inteiramente acessível a todos os projetistas.

A análise das metodologias construtivas é importante, por mais que existem semelhanças nos cálculos dos parâmetros de estabilidade global, são verificados importantes diferenças relacionadas aos detalhes construtivos que influenciam diretamente no dimensionamento e conseqüentemente na obtenção dos parâmetros de estabilidade global.

Com a análise dos parâmetros de estabilidade global foi atestado que ambos os edifícios são seguros em relação os efeitos de estabilidade global, sendo observados valores relativamente próximos de cargas e esforços. Nota-se ainda que para ambos os edifícios tem-se valores de gama Z menores que 1,20. Dessa forma fica caracterizado o edifício como sendo de nós móveis.

Para a alteração dos problemas de deslocamento máximo encontrado nas edificações, pode-se destacar o aumento das seções dos pilares, redistribuição de cargas e ações permanentes com a utilização de núcleo rígido como possíveis medidas para o caso do edifício em concreto armado. Já para o edifício em alvenaria estrutural pode ser inserido armaduras e utilização de grauteamento para melhor travamento da edificação.

Sugestões de trabalhos futuros

Para trabalhos futuros pode-se estudar a necessidade de resistência dos prismas para edifícios altos de alvenaria estrutural, comparação de custo entre

edifícios de alvenaria estrutural e concreto armado, estudo de efeitos de segunda ordem com lajes nervuradas para edifícios de concreto armado e alvenaria estrutural.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ACCETTI, K.M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos. 247p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

ARAÚJO, SILAS OLIVEIRA. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia**. Orientador: Janes Cleiton Alves de Oliveira. 2016. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

BLESSMAN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 1998.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. 2010. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

CAMPOÓ, L. B., CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (2005) Efeitos de segunda ordem em edifícios de Alvenaria estrutural. In: **Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia**, V.2, n.2.

DRYSDALE, R. G. **Masonry structures: behavior and desing**. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1994, 784 p.

DUARTE, R. B. **Recomendações para o projeto e execução de edifícios de alvenaria estrutural**. Porto Alegre: ANICER, 199. 79 p.

KALIL, Silvia Maria Baptista. **Alvenaria Estrutural**. 2009. Apostila de Estruturas Mistas – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009

LACERDA, E. G. M. **Análise não linear de treliças pelo método dos elementos finitos posicional**. Natal: 2014.

LACERDA, Maiza Moana Silva. **Análise da estabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2013. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2013.

MARTINS, J. J. G. **Análise não linear geométrica de estruturas reticuladas espaciais**. 1997. 262 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil)- Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1997.

MOHAMAD, Gihad. **Construções em Alvenaria Estrutural – Materiais, projeto e desempenho**. São Paulo: Edgard Blücher Ltda, 2015. 368 p.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 219 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

PINTO, R. S. (1997). **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

RAMALHO, Marcio A; CORRÊA, Márcio R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

REBOREDO, Andre Rampazzo. **Dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural de blocos de concreto: comentários sobre a nbr 15961-1 (2011)**. 2013. 172 f. TCC (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

RIBEIRO, J. F. **Estabilidade global em edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. 2010. 82f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

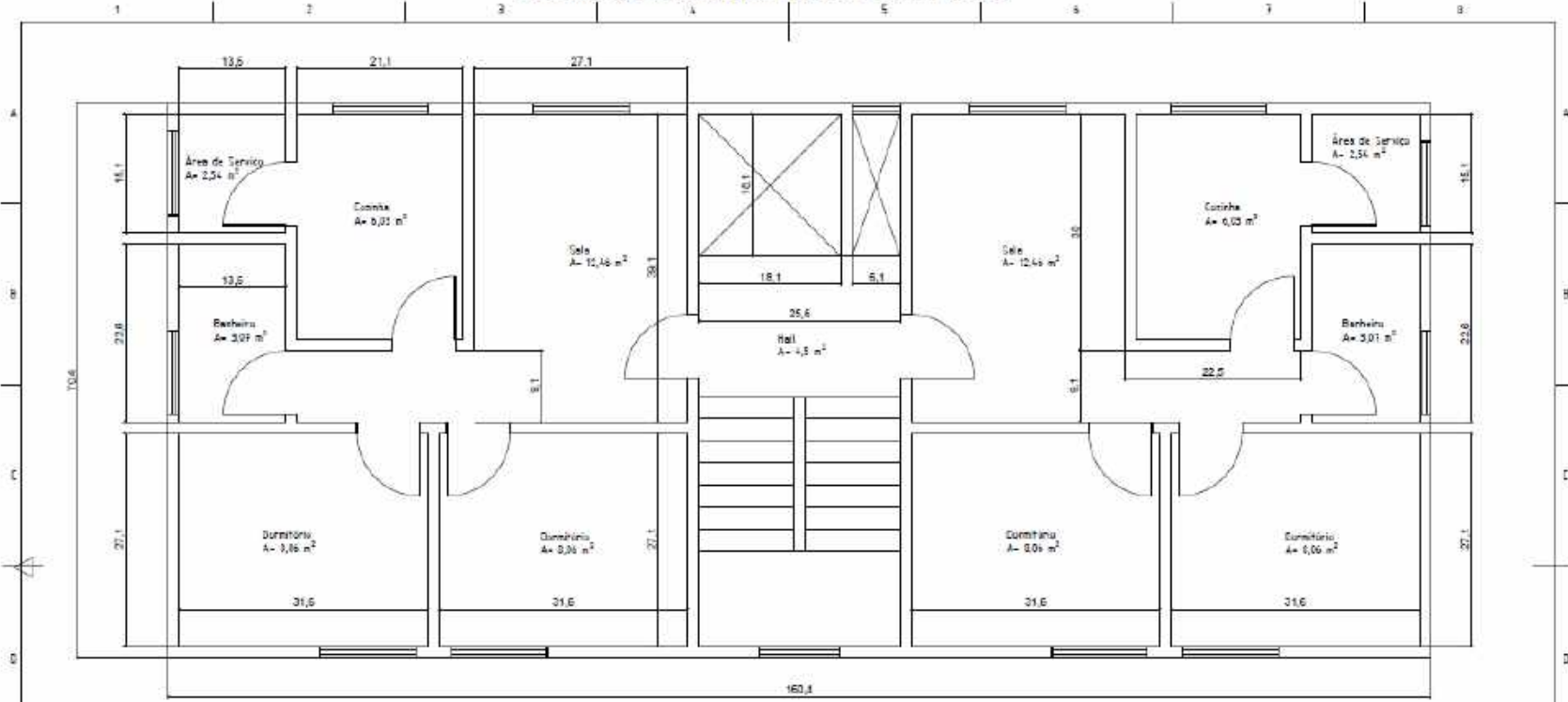
SPOHR, Valdi Henrique. **Análise comparativa: Sistemas estruturais convencionais e Estruturas de lajes nervuradas**. 2008. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

VENDRUSCULO, Yuri Loureiro. **Projeto e dimensionamento de um edifício em alvenaria estrutural**. 2017. 219 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017

APÊNDICES

APÊNDICE A – Plantas arquitetônicas e Grupos de Paredes

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



PLANTA BAIXA - PAVIMENTO TIPO 1º AO 12º
1/100

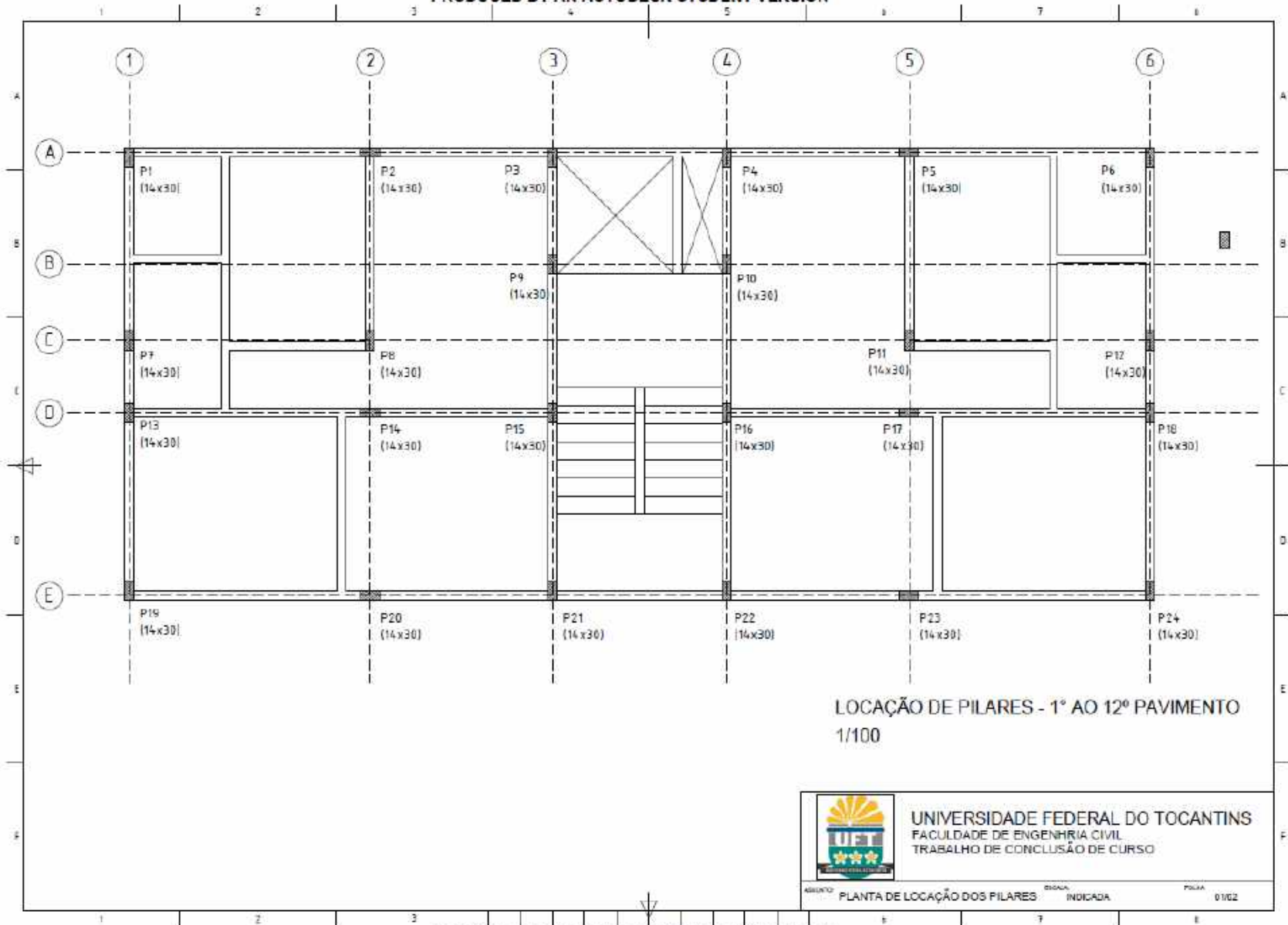


UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ASSUNTO: PLANTA ARQUITETÔNICA ESCALA: INDICADA FOLHA: ÚNICA

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



LOCAÇÃO DE PILARES - 1° AO 12° PAVIMENTO
1/100

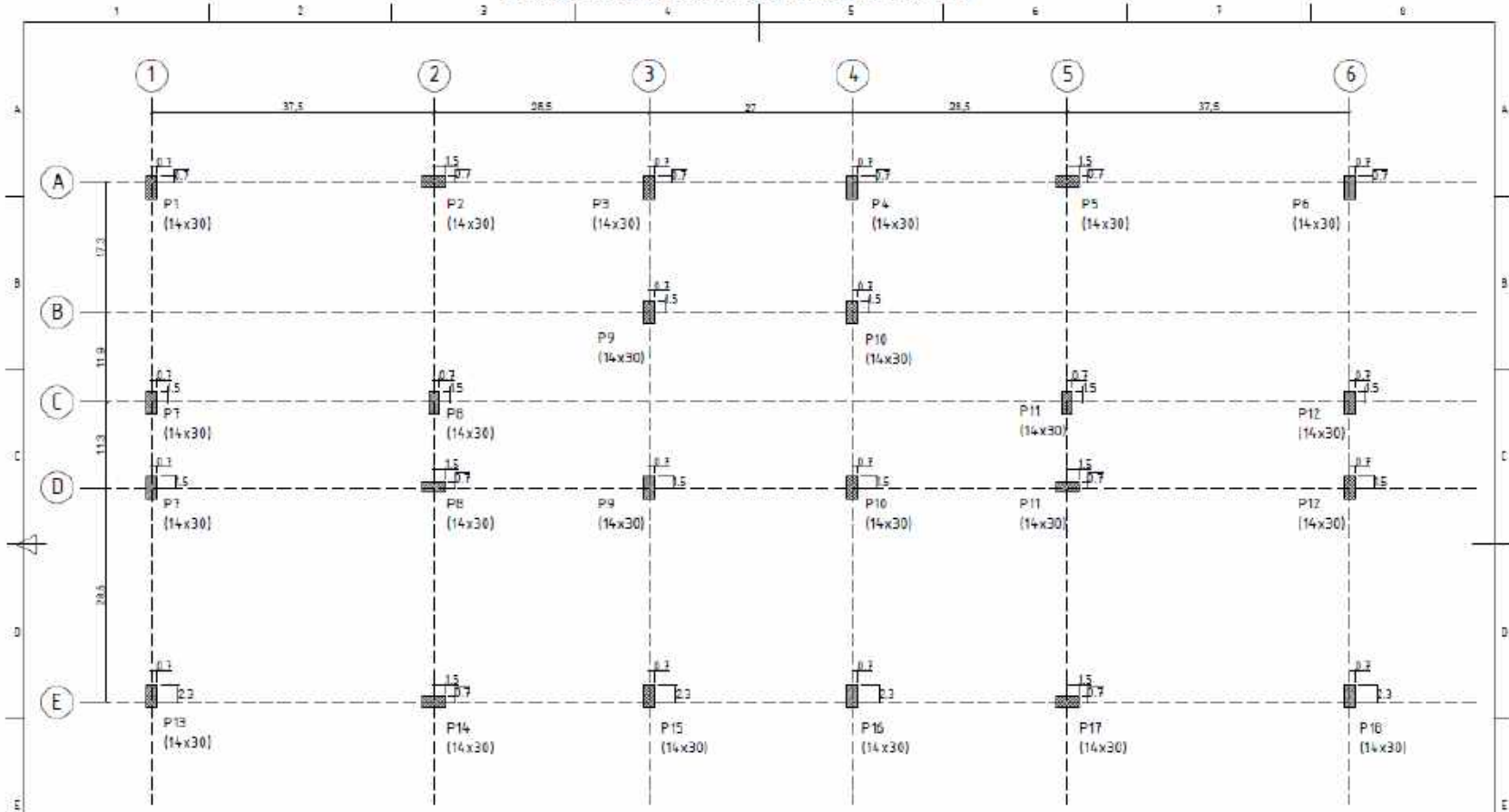


UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ASSENTO: PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES ESCALA: INDICADA FOLHA: 01/02

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



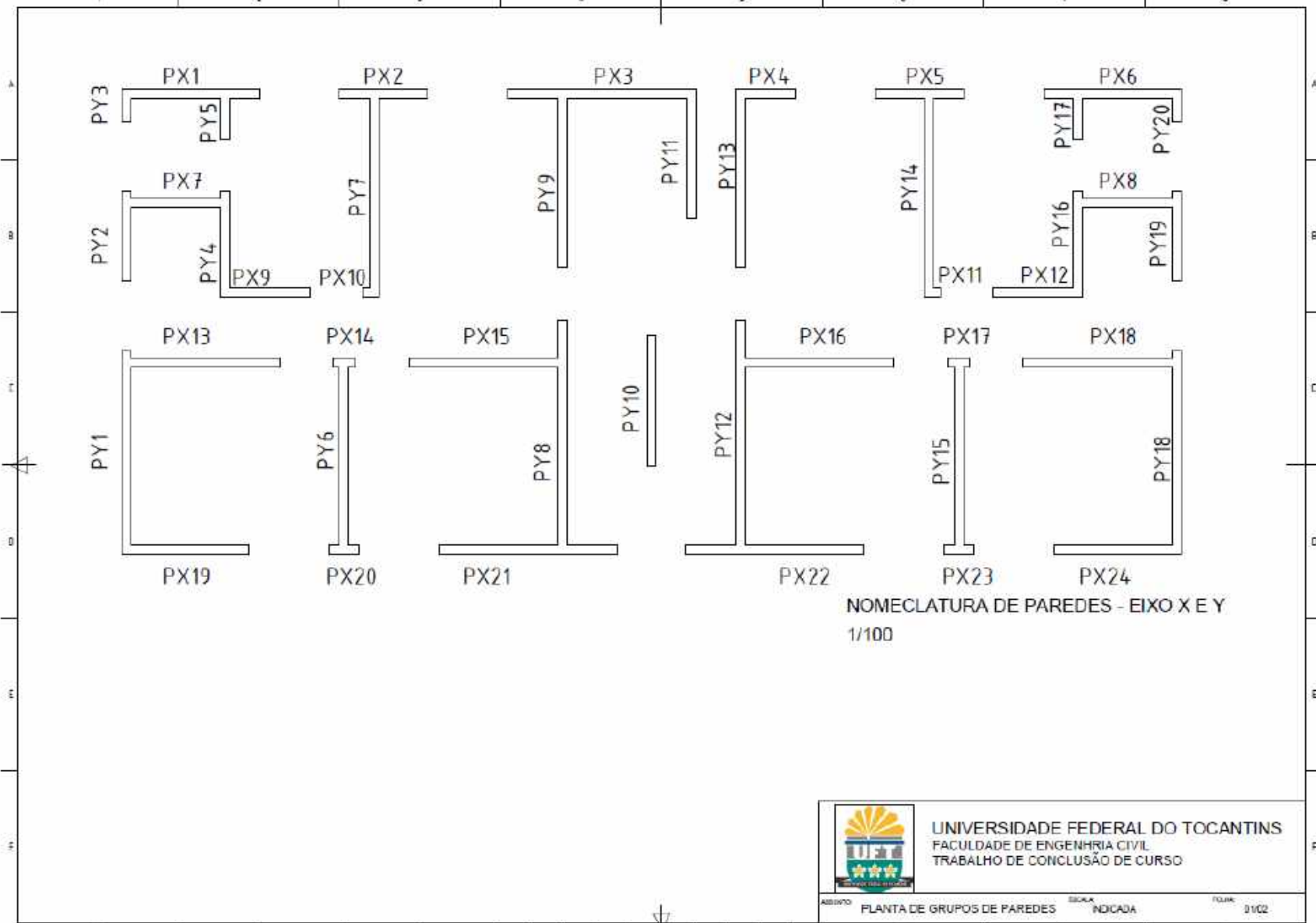
LOCAÇÃO DE PILARES - 1º AO 12º PAVIMENTO
1/100



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES ESCALA INDICADA FOLHA 02/02

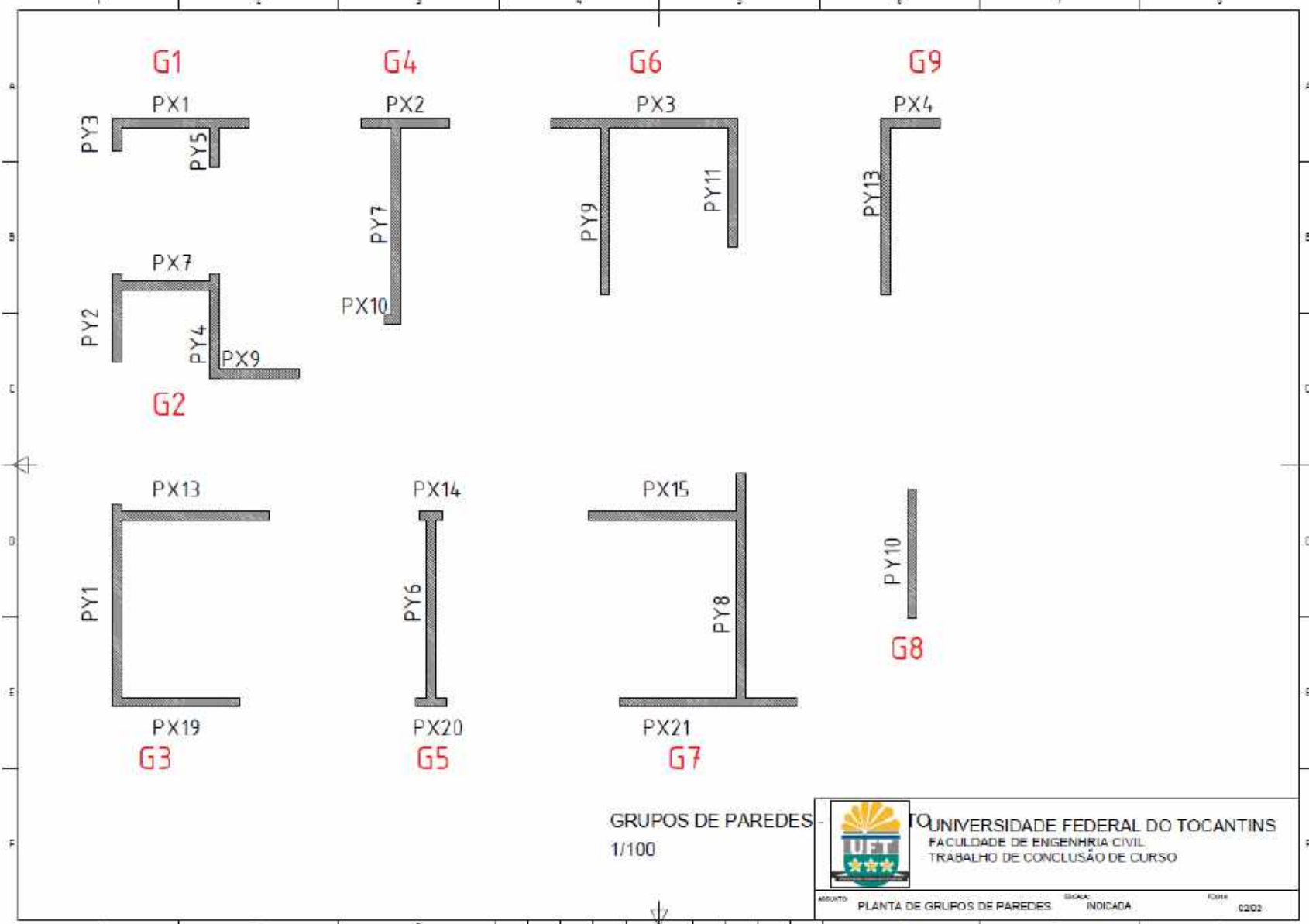
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



NOMECLATURA DE PAREDES - EIXO X E Y
1/100



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



GRUPOS DE PAREDES
1/100



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

ASSUNTO: PLANTA DE GRUPOS DE PAREDES ESCALA: INDICADA FOLHA: 02/02

APÊNDICE B – Interações do cálculo P-Delta

Interação	Deslocamento Δ_n	Momento - M_n	Força Horizontal Fictícia - F_{hf}	Deslocamento Δ_{n+1}	Momento - M_{n+1}	Erro %
1	0,0296	666,30	9,09	0,03	1107,93	39,86
2	-	-	8,76	0,03	1533,82	27,77
3	-	-	8,45	0,03	1944,54	21,12
4	-	-	8,15	0,03	2340,62	16,92
5	-	-	7,86	0,02	2722,59	14,03
6	-	-	7,58	0,02	3090,95	11,92
7	-	-	7,31	0,02	3446,19	10,31
8	-	-	7,05	0,02	3788,76	9,04
9	-	-	6,80	0,02	4119,13	8,02
10	-	-	6,55	0,02	4437,73	7,18
11	-	-	6,32	0,02	4744,97	6,48
12	-	-	6,10	0,02	5041,27	5,88
13	-	-	5,88	0,02	5327,01	5,36
14	-	-	5,67	0,02	5602,57	4,92
15	-	-	5,47	0,02	5868,31	4,53
16	-	-	5,27	0,02	6124,58	4,18
17	-	-	5,08	0,02	6371,71	3,88
18	-	-	4,90	0,02	6610,05	3,61
19	-	-	4,73	0,01	6839,89	3,36
20	-	-	4,56	0,01	7061,54	3,14
21	-	-	4,40	0,01	7275,29	2,94
22	-	-	4,24	0,01	7481,42	2,76
23	-	-	4,09	0,01	7680,21	2,59
24	-	-	3,94	0,01	7871,92	2,44
25	-	-	3,80	0,01	8056,80	2,29
26	-	-	3,67	0,01	8235,09	2,16
27	-	-	3,54	0,01	8407,02	2,05
28	-	-	3,41	0,01	8572,83	1,93
29	-	-	3,29	0,01	8732,73	1,83
30	-	-	3,17	0,01	8886,93	1,74
31	-	-	3,06	0,01	9035,64	1,65
32	-	-	2,95	0,01	9179,05	1,56
33	-	-	2,85	0,01	9317,35	1,48
34	-	-	2,74	0,01	9450,72	1,41
35	-	-	2,65	0,01	9579,34	1,34
36	-	-	2,55	0,01	9703,38	1,28
37	-	-	2,46	0,01	9823,00	1,22
38	-	-	2,37	0,01	9938,35	1,16
39	-	-	2,29	0,01	10049,60	1,11
40	-	-	2,21	0,01	10156,88	1,06

41	-	-	2,13	0,01	10260,33	1,01
42	-	-	2,05	0,01	10360,10	0,96
43	-	-	1,98	0,01	10456,32	0,92
44	-	-	1,91	0,01	10549,11	0,88
45	-	-	1,84	0,01	10638,59	0,84
46	-	-	1,78	0,01	10724,88	0,80
47	-	-	1,71	0,01	10808,10	0,77
48	-	-	1,65	0,01	10888,35	0,74
49	-	-	1,59	0,01	10965,75	0,71
50	-	-	1,54	0,00	11040,38	0,68
51	-	-	1,48	0,00	11112,36	0,65
52	-	-	1,43	0,00	11181,77	0,62
53	-	-	1,38	0,00	11248,71	0,60
54	-	-	1,33	0,00	11313,26	0,57
55	-	-	1,28	0,00	11375,51	0,55
56	-	-	1,24	0,00	11435,55	0,52
57	-	-	1,19	0,00	11493,44	0,50
58	-	-	1,15	0,00	11549,27	0,48
59	-	-	1,11	0,00	11603,12	0,46
60	-	-	1,07	0,00	11655,04	0,45
61	-	-	1,03	0,00	11705,12	0,43
62	-	-	0,99	0,00	11753,41	0,41
63	-	-	0,96	0,00	11799,98	0,39
64	-	-	0,92	0,00	11844,89	0,38
65	-	-	0,89	0,00	11888,19	0,36
66	-	-	0,86	0,00	11929,96	0,35
67	-	-	0,83	0,00	11970,24	0,34
68	-	-	0,80	0,00	12009,08	0,32
69	-	-	0,77	0,00	12046,54	0,31
70	-	-	0,74	0,00	12082,67	0,30
71	-	-	0,72	0,00	12117,50	0,29
72	-	-	0,69	0,00	12151,10	0,28
73	-	-	0,67	0,00	12183,50	0,27
74	-	-	0,64	0,00	12214,74	0,26
75	-	-	0,62	0,00	12244,87	0,25
76	-	-	0,60	0,00	12273,93	0,24
77	-	-	0,58	0,00	12301,95	0,23
78	-	-	0,56	0,00	12328,97	0,22
79	-	-	0,54	0,00	12355,03	0,21
80	-	-	0,52	0,00	12380,16	0,20
81	-	-	0,50	0,00	12404,40	0,20
82	-	-	0,48	0,00	12427,77	0,19
83	-	-	0,46	0,00	12450,31	0,18
84	-	-	0,45	0,00	12472,05	0,17
85	-	-	0,43	0,00	12493,01	0,17
86	-	-	0,42	0,00	12513,23	0,16
87	-	-	0,40	0,00	12532,72	0,16
88	-	-	0,39	0,00	12551,52	0,15

89	-	-	0,37	0,00	12569,65	0,14
90	-	-	0,36	0,00	12587,14	0,14
91	-	-	0,35	0,00	12604,00	0,13
92	-	-	0,33	0,00	12620,26	0,13
93	-	-	0,32	0,00	12635,94	0,12
94	-	-	0,31	0,00	12651,06	0,12
95	-	-	0,30	0,00	12665,65	0,12
96	-	-	0,29	0,00	12679,71	0,11
97	-	-	0,28	0,00	12693,27	0,11
98	-	-	0,27	0,00	12706,35	0,10
99	-	-	0,26	0,00	12718,97	0,10
100	-	-	0,25	0,00	12731,13	0,10
101	-	-	0,24	0,00	12742,86	0,09
102	-	-	0,23	0,00	12754,17	0,09
103	-	-	0,22	0,00	12765,08	0,09
104	-	-	0,22	0,00	12775,60	0,08
105	-	-	0,21	0,00	12785,75	0,08
106	-	-	0,20	0,00	12795,53	0,08
107	-	-	0,19	0,00	12804,97	0,07
108	-	-	0,19	0,00	12814,07	0,07
109	-	-	0,18	0,00	12822,84	0,07
110	-	-	0,17	0,00	12831,31	0,07
111	-	-	0,17	0,00	12839,47	0,06
112	-	-	0,16	0,00	12847,34	0,06
113	-	-	0,16	0,00	12854,93	0,06
114	-	-	0,15	0,00	12862,25	0,06
115	-	-	0,15	0,00	12869,30	0,05
116	-	-	0,14	0,00	12876,11	0,05
117	-	-	0,14	0,00	12882,68	0,05
118	-	-	0,13	0,00	12889,01	0,05
119	-	-	0,13	0,00	12895,11	0,05
120	-	-	0,12	0,00	12901,00	0,05
121	-	-	0,12	0,00	12906,68	0,04
122	-	-	0,11	0,00	12912,15	0,04
123	-	-	0,11	0,00	12917,43	0,04
124	-	-	0,10	0,00	12922,52	0,04
125	-	-	0,10	0,00	12927,43	0,04
126	-	-	0,10	0,00	12932,17	0,04
127	-	-	0,09	0,00	12936,74	0,04
128	-	-	0,09	0,00	12941,14	0,03
129	-	-	0,09	0,00	12945,39	0,03
130	-	-	0,08	0,00	12949,48	0,03
131	-	-	0,08	0,00	12953,43	0,03
132	-	-	0,08	0,00	12957,24	0,03
133	-	-	0,08	0,00	12960,92	0,03
134	-	-	0,07	0,00	12964,46	0,03
135	-	-	0,07	0,00	12967,88	0,03
136	-	-	0,07	0,00	12971,17	0,03

137	-	-	0,07	0,00	12974,35	0,02
138	-	-	0,06	0,00	12977,41	0,02
139	-	-	0,06	0,00	12980,37	0,02
140	-	-	0,06	0,00	12983,22	0,02
141	-	-	0,06	0,00	12985,96	0,02
142	-	-	0,05	0,00	12988,61	0,02
143	-	-	0,05	0,00	12991,17	0,02
144	-	-	0,05	0,00	12993,63	0,02
145	-	-	0,05	0,00	12996,01	0,02
146	-	-	0,05	0,00	12998,30	0,02
147	-	-	0,05	0,00	13000,51	0,02
148	-	-	0,04	0,00	13002,65	0,02
149	-	-	0,04	0,00	13004,70	0,02
150	-	-	0,04	0,00	13006,68	0,02
151	-	-	0,04	0,00	13008,60	0,01