

INSTITUTO FEDERAL
GOIANO
Câmpus Rio Verde

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

DISCENTE: Eduardo Eugênio dos Santos

Rio Verde, GO

2022

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
GOIANO – CÂMPUS RIO VERDE
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

EDUARDO EUGÊNIO DOS SANTOS

Trabalho de Curso apresentado ao Instituto Federal Goiano – Campus Rio Verde, como requisito parcial para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Marcel Willian Reis Sales

Rio Verde - GO

ABRIL, 2022

Sistema desenvolvido pelo ICMC/USP
Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema Integrado de Bibliotecas - Instituto Federal Goiano

SSA237 Santos, Eduardo Eugênio dos
e Estudo da estabilidade global de estruturas de
concreto armado / Eduardo Eugênio dos Santos;
orientador Dr. Marcel Willian Reis Sales. -- Rio
Verde, 2022.
64 p.

TCC (Graduação em Graduação em Engenharia Civil) --
Instituto Federal Goiano, Campus Rio Verde, 2022.

1. Estabilidade global. 2. Parâmetro alfa. 3.
Coeficiente gama z. 4. Estrutura de concreto armado.
I. Sales, Dr. Marcel Willian Reis , orient. II.
Título.

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR PRODUÇÕES TÉCNICO-CIENTÍFICAS NO REPOSITÓRIO INSTITUCIONAL DO IF GOIANO

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Institucional do IF Goiano (RIIF Goiano), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IF Goiano.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tese | <input type="checkbox"/> Artigo Científico |
| <input type="checkbox"/> Dissertação | <input type="checkbox"/> Capítulo de Livro |
| <input type="checkbox"/> Monografia – Especialização | <input type="checkbox"/> Livro |
| <input checked="" type="checkbox"/> TCC - Graduação | <input type="checkbox"/> Trabalho Apresentado em Evento |
| <input type="checkbox"/> Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Eduardo Eugênio dos Santos

Matrícula: 2017102200840488

Título do Trabalho: Estudo da estabilidade global de estruturas de concreto armado

Restrições de Acesso ao Documento

Documento confidencial: Não Sim, justifique: _____

Informe a data que poderá ser disponibilizado no RIIF Goiano: __/__/__

O documento está sujeito a registro de patente? Sim Não

O documento pode vir a ser publicado como livro? Sim Não

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano.

Rio Verde - GO, 12 / 04 / 2022.

Eduardo Eugênio dos Santos

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

Ciente e de acordo:

Manuel Wilson Reis Sales
Assinatura do(a) orientador(a)



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA GOIANO

Ata nº 26/2022 - GGRAD-RV/DE-RV/CMPRV/IFGOIANO

ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CURSO

Ao(s) 08 dia(s) do mês de abril 2022, às 16 horas e 00 minutos, reuniu-se a banca examinadora composta pelos docentes: Marcel Willian Reis Sales, Wanderlei Malaquias Pereira Junior, Michell Macedo Alves, para examinar o Trabalho de Curso intitulado "Estudo da estabilidade global de estruturas de concreto armado" do(a) estudante Eduardo Eugênio dos Santos, Matrícula nº 2017102200840488 do Curso de Engenharia Civil do IF Goiano – Campus Rio Verde. A palavra foi concedida ao(a) estudante para a apresentação oral do TC, houve arguição do(a) candidato pelos membros da banca examinadora. Após tal etapa, a banca examinadora decidiu pela APROVAÇÃO do(a) estudante. Ao final da sessão pública de defesa foi lavrada a presente ata que segue assinada pelos membros da Banca Examinadora.

(Assinado Eletronicamente)

Marcel Willian Reis Sales

Orientador(a)

Wanderlei Malaquias Pereira Junior

Membro Externo

(Assinado Eletronicamente)

Michell Macedo Alves

Membro

Observação:

() O(a) estudante não compareceu à defesa do TC.

Documento assinado eletronicamente por:

- **Flavio Hirochio Sato**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 14/04/2022 11:26:40.
- **Michell Macedo Alves**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 13/04/2022 13:05:30.
- **Marcel Willian Reis Sales**, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 13/04/2022 13:04:22.

Este documento foi emitido pelo SUAP em 13/04/2022. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifgoiano.edu.br/autenticar-documento/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 378720

Código de Autenticação: 249fd7fe28



INSTITUTO FEDERAL GOIANO
Campus Rio Verde
Rodovia Sul Goiana, Km 01, Zona Rural, None, RIO VERDE / GO, CEP 75901-970
(64) 3620-5600

EDUARDO EUGÊNIO DOS SANTOS

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Curso DEFENDIDO e APROVADO em 08 de Abril de 2022, pela Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Michell Macedo Alves
Instituto Federal Goiano -
campus Rio Verde

Prof. Dr. Wanderlei Malaquias Pereira
Junior
Universidade Federal de Catalão

Prof. Dr. Marcel Willian Reis Sales
Instituto Federal Goiano -
campus Rio Verde

Rio Verde – GO
ABRIL, 2022

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por ter me guiado ao longo do caminho, conduzindo meus passos para que chegasse até aqui.

Aos meus pais, Sônia Eugênia e Walmor Santos, por terem me dado todo suporte sempre que precisei, dividindo comigo o peso dessa jornada para que eu pudesse realizar esse sonho.

À minha irmã, Byanka Santos, que sempre esteve à disposição para me auxiliar, por todo apoio e incentivo.

À minha amiga Stephany Barros, por contribuir de forma tão relevante na minha evolução pessoal, acadêmica e até mesmo profissional, assim como pelo constante incentivo e empenho para que eu nunca desistisse.

Aos meus amigos e colegas da faculdade, por todo companheirismo, experiências e momentos compartilhados nessa trajetória, especialmente àqueles que são inspirações para mim: Amanda Grotto, César Filho, Gisele Vilalba, Henrique Carvalho, Lara Louise e Vanessa Mesquita.

Ao meu colega de profissão e companheiro de trabalho, engenheiro Juliano Lelis, e a todos do escritório Home Projetos e Construções, por todos ensinamentos a mim repassados.

Ao professor orientador, Dr. Marcel Willian Reis Sales, por toda atenção, paciência e conhecimento compartilhado, bem como os professores Michell Macedo e Wanderlei, que aceitaram participar da avaliação deste trabalho.

RESUMO

SANTOS, Eduardo Eugênio dos. **ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. 2022. 64p. Monografia (Curso Bacharelado em Engenharia Civil). Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano – *campus* Rio Verde, Rio Verde, GO, 2022.

Os avanços das tecnologias construtivas e dos estudos teóricos possibilitaram o surgimento de prédios cada vez mais altos. Estes edifícios tendem a sofrer com efeitos de vento, que podem provocar instabilidades indesejadas na estrutura. Os modelos teóricos têm proporcionado além de segurança estrutural, economia de material, já que procuram usar o material em sua máxima capacidade. Neste sentido, este trabalho tem por finalidade estudar a instabilidade de um edifício de cinco pavimentos a partir do parâmetro α e do coeficiente γ_z . Para este estudo, duas análises globais foram feitas, uma 2D e outra 3D. Além disso, para cada análise (2D e 3D) três situações foram estudadas: Situação I (seção 14x30 cm, $f_{ck} = 30$ MPa); Situação II (seção 14x40 cm, $f_{ck} = 25$ MPa); Situação III (seção 20x30, $f_{ck} = 20$ MPa). Analisou-se os resultados encontrados para α e γ_z , afim de descobrir a melhor composição que proporciona maior rigidez à estrutura. Os dois métodos de cálculos mostraram-se determinantes e coerentes ao indicarem com unanimidade a Situação II como a de melhor rigidez e a Situação I como a pior. Destarte, conclui que se deve dar preferência para a seção, com foco no aumento da inércia, em relação a resistência, e, assim, aprimorar a rigidez da estrutura o que pode levar a segurança com melhor economia.

Palavras-chave: estabilidade global, parâmetro α , coeficiente γ_z , estrutura de concreto armado.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa das Isopletas do vento no Brasil (figura 1, ABNT NBR 6123:1988).	15
Figura 2 - Fator topográfico $S_1(z)$	16
Figura 3 - Valores do fator S_2 (tabela 2, ABNT NBR 6123:1988).....	18
Figura 4 - Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de baixa turbulência (figura 4, NBR 6123:1988).	21
Figura 5 - Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.	24
Figura 6 – Combinações 1 e 2.	28
Figura 7 – Gráfico de deslocamentos horizontais (cm).	29
Figura 8 - Gráfico deslocamentos horizontais, diferença (%).	30
Figura 9 - Deslocamentos horizontais (cm) pelo procedimento aproximado.	30
Figura 10 - Gráfico de deslocamento do artigo.	33
Figura 11 - Locação dos pilares (sem considerar as seções a serem estudadas).	35
Figura 12 - Corte.....	36
Figura 13 - Parâmetros do material (Situação I).....	37
Figura 14 - Propriedades da seção (Situação I).	38
Figura 15 - Pórtico com deslocamentos (Situação I).....	38
Figura 16 - Carregamento do pórtico devido ao vento.	39
Figura 17 - Resultados modelo 3D (Situação I).	40
Figura 18 - Modelo 3D da estrutura.....	40
Figura 19 - Gráfico f_{ck} vs α	42
Figura 20 - Gráfico f_{ck} vs γ_z	43
Figura 21 - Gráfico inércia do pilar equivalente vs α	43
Figura 22 - Gráfico inércia do pilar equivalente vs γ_z	44
Figura 15 - Pórtico com deslocamentos (Situação I).....	53
Figura D.1 - Pórtico com deslocamentos (Situação II).....	53
Figura D.2 - Pórtico com deslocamentos (Situação III).....	53
Figura 17 - Resultados modelo 3D (Situação I).	64
Figura M.2 - Resultados modelo 3D (Situação II).	64
Figura M.3 - Resultados modelo 3D (Situação III).	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos para fator S_2	18
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3	19
Tabela 3 - Deslocamentos horizontais (cm).	31
Tabela 4 – Desloc. hori. devido a ação do vento no topo - Pórtico ligações rígidas.	32
Tabela 5 - Sistema em pórticos - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações rígidas.....	32
Tabela 6 - Resumo geral dos modelos em estudo. Continua.....	33
Tabela 7 - Situações a serem estudadas.	35
Tabela 8 - Dados básicos de entrada para ações do vento.....	37
Tabela 9 - Módulo de elasticidade pela resistência do concreto.	37
Tabela 10 – Resultados cálculos 2D.	41
Tabela 11 - Resultados modelagem 3D.....	41
Tabela 12 – Comparativo entre área e rigidez.....	42
Tabela 13 - Variação dos dados de entrada e resultados, em porcentagem.	44
Tabela 14 - Variação da inércia do pilar equivalente e dos resultados, em porcentagem.....	45
Tabela A.1 - Dados para cálculo de S_2	50
Tabela A.2 - Valores de S_2	50
Tabela A.3 - Cálculo da Velocidade Característica.	50
Tabela B.1 - Cálculo da Pressão Dinâmica do Vento.	51
Tabela B.2 - Cálculo da Força de Arrasto.	51
Tabela G.1 - Dados para cálculos das cargas verticais.	56
Tabela G.2 - Cargas verticais (exceto pilares).....	56
Tabela G.3 - Cargas verticais dos pilares da Situação I.....	57
Tabela G.4 - Cargas verticais dos pilares da Situação II.....	57
Tabela G.5 - Cargas verticais dos pilares da Situação III.	57
Tabela G.6 - Cargas verticais por pavimento da Situação I.	58
Tabela G.7 - Cargas verticais por pavimento da Situação II.....	58
Tabela G.8 - Cargas verticais por pavimento da Situação III.	58
Tabela J.1 - Somatória do produto das forças verticais (Situação I).	61
Tabela J.2 - Somatória do produto das forças verticais (Situação II).....	61
Tabela J.3 - Somatória do produto das forças verticais (Situação III).	61
Tabela K.1 - Cálculo do momento de tombamento.....	62

APÊNDICES

APÊNDICE A – Velocidade característica do vento.....	50
APÊNDICE B – Pressão dinâmica do vento, coeficiente e força de arrasto	51
APÊNDICE C – Módulo de elasticidade longitudinal	52
APÊNDICE D – Deslocamento horizontal (2D).....	53
APÊNDICE F – Inércia do pilar equivalente (3D).....	55
APÊNDICE G – Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura N_k	56
APÊNDICE H – Parâmetro de instabilidade α (2D)	59
APÊNDICE I – Parâmetro de instabilidade α (3D).....	60
APÊNDICE J – Somatória do produto das forças verticais $\Delta M_{tot, d}$	61
APÊNDICE K – Momento de tombamento $M_{1,tot,d}$	62
APÊNDICE L – Coeficiente γ_z (2D)	63
APÊNDICE M – Resultados modelagem 3D (Eberick).....	64

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
h_i	Distância do andar i até a base do prédio ou do seu ponto de engastamento.
i	Número do andar considerado
n	Número do total de andares do edifício
q	Pressão dinâmica do vento
A_e	Área efetiva
C_a	Coefficiente de arrasto
E_c	Módulo de elasticidade longitudinal do concreto
F	Força horizontal
F_a	Força de arrasto
H	Altura total da edificação
H_{vi}	Ação do vento resultante no andar i
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
I_{eq}	Inércia do pilar equivalente
L_1	Largura da edificação
L_2	Profundidade da edificação
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
N_k	Somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
P_{gi}	Resultante vertical da carga permanente no andar i
P_{qi}	Resultante vertical da ação acidental no andar i
S_1	Fator topográfico
S_2	Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S_3	Fator estatístico
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
α	Parâmetro de instabilidade
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
δ_{hi}	Deslocamento horizontal do andar i
δ_{pilar}	Deslocamento no topo do pilar
$\delta_{pórtico}$	Deslocamento no topo do pórtico
γ_f	Coefficiente de majoração das cargas no estado limite último

γ_{f2}	Parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações
γ_z	Coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais
Ψ_0	Fator de redução de combinação para ELU para ações variáveis secundárias
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos de todas forças verticais atuantes na estrutura

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Objetivo Geral.....	12
1.2 Objetivo Específico	13
1.3 Justificativa	13
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
2.1 Ações do Vento.....	14
2.1.1 Introdução	14
2.1.2 Velocidade básica do vento V_0	15
2.1.3 Determinação das forças estáticas devidas ao vento	19
2.1.4 Coeficiente de arrasto	20
2.1.5 Força de arrasto	21
2.2 Estabilidade Global	22
2.2.1 Introdução	22
2.2.2 Efeitos de 2ª ordem.....	22
2.2.3 Análise de estruturas de nós fixos.....	23
2.2.4 Análise de estruturas de nós móveis.....	23
2.2.5 Inércia do pilar equivalente.....	24
2.2.6 Parâmetro de instabilidade α	25
2.2.7 Coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1ª ordem para obtenção dos finais de 2ª ordem γ_z	25
2.2.8 Consideração aproximada da não linearidade física	27
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
3.1 Trabalho de Bueno e Loriggio (2016).....	28
3.2 Trabalho de Paixão e Alves (2016).....	31
4 MATERIAL E MÉTODOS.....	34
4.1 Ações do Vento	36
4.2 Cálculo em 2D	37
4.2.1 Módulo de Elasticidade Longitudinal	37
4.2.2 Deslocamento Horizontal do Pórtico $\delta_{pórtico}$	38
4.2.3 Somatório das Cargas Verticais Atuantes N_k	39
4.3 Modelagem em 3D.....	39
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	40
5.1 Análise dos coeficientes de instabilidade	41

6 CONCLUSÃO	46
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	47

1 INTRODUÇÃO

O concreto, segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 2022), é o segundo material mais utilizado no mundo (ficando atrás apenas da água). Uma de suas características é a alta resistência à compressão, porém o material não apresenta grande desempenho se tratando de resistência à tração. Com isso, fez-se necessário a junção do aço, que responde muito bem quando submetido a esforços de tração, formando assim o concreto armado. Tal junção tem como finalidade a obtenção de um material resistente em situação de compressão e tração, se tornando a técnica mais utilizada em todo mundo para construção de estruturas.

A tendência, com o avanço das tecnologias construtivas, é surgir prédios cada vez mais altos. Com isso, as estruturas tendem a apresentar uma esbeltez também cada vez maiores, desencadeando certa instabilidade no modelo estrutural.

Agindo em conjunto com o aumento da altura média dos edifícios, causando esta instabilidade global das estruturas de concreto armado, encontra-se a ação dos ventos. Em casos nos quais a altura é tão relevante quanto as dimensões horizontais, a ação provocada pelo vento está intrinsecamente ligada às instabilidades em estruturas.

Diante do exposto, o principal objetivo com este estudo é verificar e apresentar qual relação entre seção transversal e resistência do concreto dos pilares atinge melhor rigidez para a estrutura. Para atingir a meta, é feita a análise em 2D (cálculos manuais e usando o *software* ftool v.4.00.04 (Martha, 2018) – versão gratuita) e em 3D (cálculos por meio do *software* AltoQi Eberick v.15.293 (S3ENG, 2021) – versão comercial), destacando os deslocamentos horizontais, parâmetros de instabilidade e coeficientes de majoração de esforços globais da estrutura fictícia estudada. Os *softwares* utilizados, serão, ao longo do texto, nomeados apenas como ftool e Eberick, respectivamente.

Sabendo da responsabilidade imposta ao projetista, o presente trabalho visa promover conhecimento de modo a auxiliar num dimensionamento estrutural consciente (mais especificamente o dimensionamento de pilares), que seja economicamente viável e necessariamente seguro.

1.1 Objetivo Geral

Propõe-se analisar a estabilidade global de uma estrutura de concreto armado, em 2D e 3D, calculando os esforços que implicam em instabilidade na estrutura.

1.2 Objetivo Específico

Para este trabalho os objetivos específicos foram:

- Analisar dentre três situações escolhidas a melhor distribuição de pilares utilizando parâmetro α e coeficiente γ_z .
- Analisar os deslocamentos horizontais.
- Analisar diferença do parâmetro α e coeficiente γ_z em relação as análises 2D e 3D.
- Analisar a influência da laje na instabilidade estrutural.

1.3 Justificativa

O crescimento das cidades, principalmente das grandes capitais, está diretamente ligado com as construções. Segundo Casaril¹ (2008, apud Antocheviz & Reis, 2016) e Turrer (2012, apud Antocheviz & Reis, 2016) é indicado por alguns autores que a verticalização das edificações representa um marco na paisagem urbana. Além de uma nova imposição cultural, com associação à boa localização, segurança, infraestrutura, tendo como consequência, qualidade de vida e status social, há a valorização das áreas urbanas de acordo com o aumento do potencial de aproveitamento do solo. Os terrenos têm se tornado cada vez mais disputados e valiosos, fazendo com que muitas vezes as edificações cresçam em número de pavimentos ao invés de área térrea. O arranha-céu passa a ser denominado como um símbolo na fisionomia das cidades, sendo este, um fato típico dos tempos modernos (SOMEKH², 1998, apud ANTOCHEVIZ & REIS, 2016). Conforme Ramires³ (2011, apud Roso, Oliveira, Beuter, 2021), as construções horizontais são trocadas por edificações verticais cada vez mais rápido. Em outras palavras, os projetos tendem a ser mais audaciosos e mais altos, tendo assim um excesso de esbeltez que provoca instabilidade nas estruturas. A instabilidade também é resultante da ação do vento que colide com o edifício. É fato que quanto maior a altura, maior será a força do vento, assim como a esbeltez da edificação. Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), a ação do vento possui maior influência em estruturas esbeltas. Além disso, as

¹ CASARIL, C. (2008):Meio século de verticalização urbana em Londrina-PR e sua distribuição espacial: 1950-2000. Dissertação (Mestrado em Geografia, Meio Ambiente e Desenvolvimento). UEL, Paraná.

² SOMEKH, N. (1998):A Cidade Vertical e o Urbanismo Modernizador. São Paulo: Studio Nobel; FAPESP.

³ RAMIRES, J. C. d. L. (2011). O processo de verticalização das cidades brasileiras. Boletim de Geografia.16(1). <https://doi.org/10.4025/bolgeogr.v16i1.12156>

mudanças climáticas são consideráveis, uma vez que estão resultando em ventos cada vez mais intensos e frequentes.

Com base no que foi apresentado acima, constata-se a importância do estudo da estabilidade global em estruturas de concreto armado. Fatores como satisfação das necessidades dos clientes, segurança, durabilidade e economia, são indispensáveis para elaboração de um projeto bem-sucedido, sendo que o estudo das estruturas tem impacto no cumprimento desses requisitos.

A importância deste trabalho se justifica à medida que se aprofunda no conhecimento estrutural, já que encontrar a melhor rigidez para a estrutura implica em segurança e redução de possíveis patologias futuras. Contudo, não é interessante que o projeto seja superdimensionado ao visar somente a segurança. Deve ser economicamente viável, desde que seja suficientemente seguro. O estudo da estabilidade global constituído por composições (seção transversal dos pilares e resistência do concreto utilizado) pode evidenciar se é possível atingir esse equilíbrio.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos básicos para fundamentar este trabalho. Para isso será introduzido como ocorre as ações dos ventos, posteriormente como é analisada a instabilidade estrutural. Com isso será possível construir a metodologia deste trabalho.

2.1 Ações do Vento

Nesta seção, será apresentado um breve resumo sobre o tema relacionado às ações dos ventos. Para isso é feita uma introdução, posteriormente será apresentada uma revisão de velocidade básica do vento (V_0), coeficientes (relacionados aos fatores topográficos, de altura do edifício e estatísticos S_1 , S_2 e S_3), determinação das forças estáticas devidas ao vento (velocidade característica do vento, V_k , e pressão dinâmica, q), determinação de coeficientes, e, por fim, a força de arrasto. Estes conceitos são fundamentais para determinação do parâmetro α e coeficiente γ_z .

2.1.1 Introdução

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), vento resumidamente nada mais é que o deslocamento de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e pressão,

principalmente este segundo termo. Tratando-se de estruturas altas ou que têm grande relação entre altura e maior dimensão em planta, os efeitos devido aos ventos ganham importância e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade do edifício. Existem algumas situações em que as estruturas apresentam rigidez suficiente para desprezar os efeitos de segunda ordem devidos à instabilidade global, contudo, é necessário ao menos avaliar se as ações do vento são suficientemente relevantes para serem abordadas no cálculo.

2.1.2 Velocidade básica do vento V_0

A partir do mapa das isopletas (Figura 1), que foi produzido através da velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, é possível determinar a velocidade básica do vento V_0 para todo território brasileiro (ABNT NBR 6123, 1988).

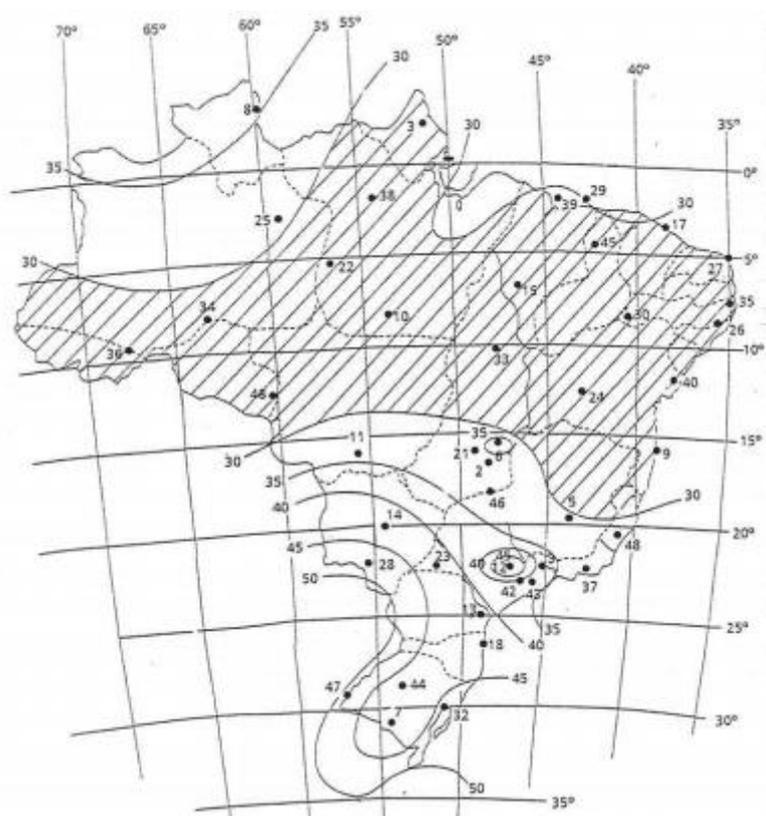


Figura 1 - Mapa das Isopletas do vento no Brasil (figura 1, ABNT NBR 6123:1988).
Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009).

2.1.2.1 Fator topográfico S_1

Conforme ABNT NBR 6123 (1988), S_1 é um fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para sua determinação, três características topográficas são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado ($S_1 = 1,0$), morros e taludes, e para vales protegidos do vento em qualquer direção ($S_1 = 0,9$).

Para morros e taludes admite-se fluxo de ar bidimensional com sentido indicado na Figura 2, sendo que no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes), $S_1 = 1,0$. No ponto B, S_1 é uma função $S_1(z)$:

$$\text{Equação 01: } \theta \leq 3^\circ: S_1(z) = 1,0$$

$$\text{Equação 02: } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\text{Equação 03: } \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$$

Interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ < 17^\circ < \theta < 45^\circ$.

Onde,

z : altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d : diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ : inclinação média do talude ou encosta do morro.

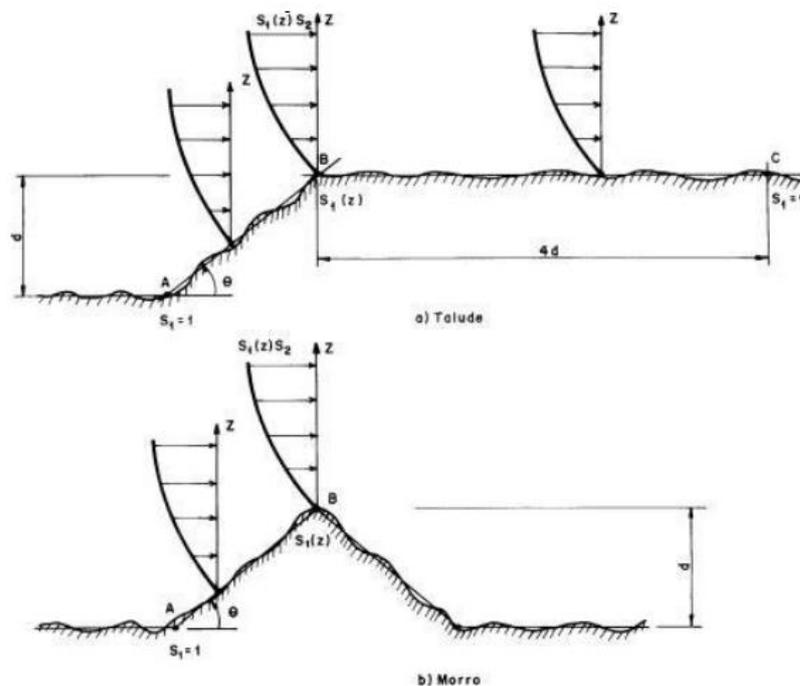


Figura 2 - Fator topográfico $S_1(z)$
Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

2.1.2.2 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno S_2

Segundo ABNT NBR 6123 (1988), o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

a) Rugosidade do Terreno

Categoria I: Superfícies lisas, com mais de 5 km de extensão. Ex: mares, lagos;

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou próximo disto, com poucos obstáculos isolados. Ex: campos de aviação, zonas costeiras planas;

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros e edificações baixas e esparsas. Ex: subúrbios com distância considerável do centro com poucas casas e esparsas;

Categoria IV: Terrenos com muitos obstáculos e pouco espaçados. Ex: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores;

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos grandes, altos e pouco espaçados. Ex: florestas com árvores altas, centro de grandes cidades.

b) Dimensões da edificação

CLASSE A: A maior dimensão da edificação, horizontal ou vertical, menor que 20 m;

CLASSE B: A maior dimensão da edificação, horizontal ou vertical, entre 20 e 50 m;

CLASSE C: A maior dimensão da edificação, horizontal ou vertical, maior que 50 m.

Os valores de S_2 para classes de dimensões das edificações e diversas categorias de rugosidade do terreno são dados na tabela 2 da ABNT NBR 6123 (1988) de acordo com a altura da edificação, conforme Figura 3.

Valores do Fator S_2 : em função da Categoria da Classe e da cota z (m)															
z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classes			Classes			Classes			Classes			Classes		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Figura 3 - Valores do fator S_2 (tabela 2, ABNT NBR 6123:1988).

Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009).

Outra forma de se obter o fator S_2 é por meio da equação 04, cujo os parâmetros que possibilitam sua determinação, para as cinco categorias de terrenos, são apresentados na Tabela 1.

$$\text{Equação 04: } S_2 = b F_r (z/10)^p$$

Onde,

F_r : fator de rajada;

z : altura acima do nível geral do terreno (m).

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos para fator S_2 .

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,0695	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84

IV	420	p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada.

2.1.2.3 Fator estatístico S_3

Trata-se de um fator estatístico que leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Os valores mínimos do fator S_3 são obtidos na Tabela 2, segundo a ABNT NBR 6123 (1988).

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 possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
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 do grupo 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988), adaptada.

2.1.3 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

De acordo com a NBR 6123 (1988) da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, as forças provindas do vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para: elementos de vedação, partes da estrutura, e, por fim, a estrutura como um todo. O primeiro parâmetro a ser calculado é a velocidade característica do vento (V_k), definido pela equação 05, seus valores podem ser encontrados no Apêndice A.

$$\text{Equação 05: } V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Onde,

V_0 : velocidade básica do vento;

S_1 : fator topográfico;

S₂: rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;
S₃: fator estatístico.

Em condições onde a pressão e temperatura se encontram em normalidade, a pressão dinâmica do vento correspondente à velocidade característica V_k , calculada no Apêndice B, conforme a norma vigente é expressa por:

$$\text{Equação 06: } q = 0,613 V_k^2$$

Onde,

V_k : velocidade característica.

2.1.4 Coeficiente de arrasto

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), o coeficiente de arrasto é utilizado na avaliação da força global na estrutura. Seu valor pode variar entre 0,7 e 2,2, conforme a forma da edificação. Os coeficientes de arrasto são obtidos a partir das relações H/L_1 e L_1/L_2 (apenas para edificações retangulares), onde H é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, L_1 é a largura da edificação (dimensão perpendicular à direção do vento) e L_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

Tendo como referência a ABNT NBR 6123 (1988) é possível determinar o coeficiente de arrasto (Apêndice B) para edificações retangulares em ventos de baixa turbulência, conforme Figura 4.

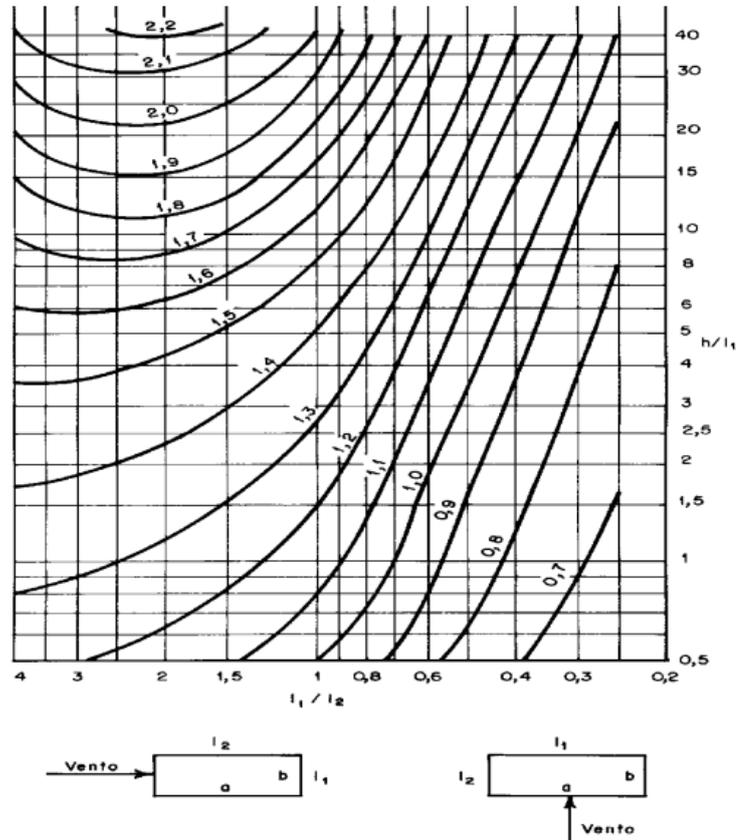


Figura 4 - Coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedicas situadas em região com vento de baixa turbulência (figura 4, NBR 6123:1988).
Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009).

2.1.5 Força de arrasto

A força do vento atuante em uma superfície é sempre perpendicular a esta. O somatório de todas as forças incidentes nas diversas superfícies que compõe um edifício é denominado força global da ação do vento. Esta, por sua vez, possibilita o conhecimento das ações globais que serão utilizadas em toda a estrutura. A componente da força global na direção do vento é a força de arrasto. (CARVALHO & PINHEIRO, 2009).

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), para determinar a força de arrasto, por andar, é necessário conhecer a área frontal efetiva, que pode ser calculada a partir da largura do prédio e da altura de cada pavimento, exceto na última laje, quando deve ser dividido por dois. Os devidos cálculos podem ser consultados no Apêndice B.

$$\text{Equação 07: } F_a = q A_e C_a$$

Onde,

q : pressão dinâmica do vento;

A_e : área efetiva;

C_a : coeficiente de arrasto.

2.2 Estabilidade Global

Nesta seção, será brevemente retratado um resumo sobre o tema relacionado à estabilidade global. Para isso é produzida uma introdução ao assunto, seguida da apresentação de uma revisão de efeitos de 2ª ordem, análise de estruturas de nós fixos e de nós móveis, inércia do pilar equivalente (I_{eq}), parâmetro de instabilidade α , coeficiente de majoração γ_z e, por fim, consideração da não linearidade física.

2.2.1 Introdução

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de maneira que conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto. Essa conservação se dá no período durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem que haja intervenções consideráveis.

Os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeito de segunda ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto levam também a uma não-linearidade (entre ações e deformações) chamada, neste caso, de não-linearidade física. (CARVALHO & PINHEIRO, 2009, p.216).

2.2.2 Efeitos de 2ª ordem

Segundo Oliveira (2002), os efeitos de 2ª ordem têm início quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada. Em outras palavras, os deslocamentos são levados em conta na análise. Sendo assim, as forças existentes interagem com os deslocamentos, produzindo esforços adicionais. Dito isso, é possível destacar os seguintes efeitos:

- Efeitos globais: quando sujeita a cargas verticais e horizontais, ocorre esforços de segunda ordem a partir dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura.

- Efeitos locais: surgem nas barras da estrutura, com ênfase nos pilares, quando seus eixos deixam de estar em linha reta.

- Efeitos localizados: “Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilineidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados”. ABNT NBR 6118, 2014.

2.2.3 Análise de estruturas de nós fixos

Conforme Carvalho & Pinheiro (2009), aquelas estruturas em que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, são definidas como sendo de nós fixos. Nas estruturas de nós fixos, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem, onde se aplicam os esforços obtidos pela análise da estrutura efetuada segundo a teoria de 1ª ordem. Sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável. O fato de a estrutura ser classificada como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

2.2.4 Análise de estruturas de nós móveis

Estruturas de nós móveis, segundo Carvalho & Pinheiro (2009), são definidas como aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos, e por consequência, os efeitos globais de 2ª ordem são relevantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de segunda ordem).

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), na análise estrutural, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem. Há uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem, proveniente da avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$, sendo este processo válido somente para $\gamma_z \leq 1,3$.

2.2.5 Inércia do pilar equivalente

Conforme Carvalho & Pinheiro (2009), é usual adotar que as vigas e pilares, em conjunto, comportam-se como um pórtico. Para isso, é interessante que seja definido um pilar equivalente para um determinado pórtico, ou seja, uma situação em que pilar e pórtico possuem mesma rigidez (equação 08). Por meio de uma aplicação de força horizontal F , por exemplo, no topo do pórtico, é possível determinar o deslocamento do pórtico com auxílio de *softwares*, como o *ftool*. Feito isso, basta adotar um pilar engastado submetido às mesmas circunstâncias (altura e força horizontal F), conforme Figura 5, tendo um deslocamento $\delta_{\text{pilar}} = \delta_{\text{pórtico}}$.

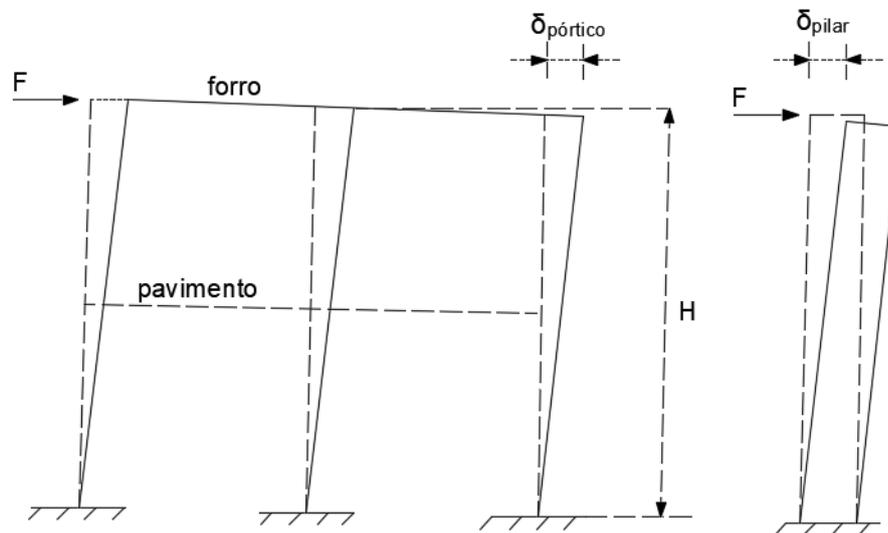


Figura 5 - Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.
Fonte: Carvalho & Pinheiro (2009).

$$\text{Equação 08: } (E \cdot I)_{\text{pilar equivalente}} = \frac{F H^3}{3 \delta_{\text{pórtico}}}$$

Onde,

I: Inércia do pilar equivalente;

F: somatória das forças de arrasto dividida pelo número de pórticos;

H: altura total da estrutura;

E: módulo de elasticidade;

$\delta_{\text{pórtico}}$: deslocamento no topo do pórtico.

Os valores obtidos por meio da equação 09 para a inércia do pilar equivalente, podem ser encontrados no Apêndice E.

$$\text{Equação 09: } I_{eq} = \frac{F H^3}{3 E \delta_{p\acute{o}rtico}}$$

O módulo de elasticidade do concreto (Apêndice C) pode ser definido a partir equação 10, de acordo com a norma:

$$\text{Equação 10: } E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Onde,

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

α_E : parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade.

2.2.6 Parâmetro de instabilidade α

Uma estrutura reticulada simétrica, segundo ABNT NBR 6118 (2014), se tiver seu parâmetro de instabilidade α menor que o valor α_1 , pode ser considerada como sendo de nós fixos. Os valores dos parâmetros de instabilidade α obtidos por meio da equação 11 podem ser consultados no Apêndice H e no Apêndice I.

$$\text{Equação 11: } \alpha = H \sqrt{\frac{N_k}{E_c I_c}} < \alpha_1$$

Onde,

H: altura total da estrutura;

N_k : somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura.

$E_c \cdot I_c$: representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

2.2.7 Coeficiente de majoração dos esforços globais finais de 1a ordem para obtenção dos finais de 2a ordem γ_z

O coeficiente que avalia a importância dos esforços secundários globais, γ_z , é validado em estruturas reticuladas de pelo menos quatro andares e pode ser determinado através dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, de acordo com cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez encontrados no item 15.7.3 da norma. (ABNT NBR 6118, 2014).

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), como parte do procedimento para determinar o γ_z , tem-se a somatória dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura ($\Delta M_{tot,d}$), devendo ser empregados os esforços no estado limite último. É definida pela ABNT NBR 6118 (2014) como a soma dos produtos de toda força vertical atuante na estrutura pelo deslocamento horizontal de seu respectivo ponto de aplicação (ver Apêndice J). Os valores dos deslocamentos são definidos a partir dos valores de cálculo das ações horizontais do vento consideradas secundárias (CARVALHO & PINHEIRO, 2009). Assim, resulta-se na equação 12 abaixo.

$$\text{Equação 12: } \Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f P_{gi} + \gamma_f P_{qi}) \psi_0 \gamma_f \delta_{hi}$$

Onde,

i: número do andar considerado;

n: número do total de andares do edifício;

P_{gi} : resultante vertical da carga permanente no andar i;

γ_f : coeficiente de majoração das cargas no estado limite último;

ψ_0 : fator de redução de combinação para ELU para ações variáveis secundárias;

P_{qi} : resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i;

δ_{hi} : deslocamento horizontal na direção considerada no andar i.

Ainda com o intuito de verificar o γ_z , encontra-se o momento de tombamento devido ao vento ($M_{1,tot,d}$). A partir da somatória do produto entre ação do vento e pé direito de cada pavimento, equação 13, encontrou-se o momento de tombamento. O resultado deve ser multiplicado pelo número de pórticos (Apêndice K).

$$\text{Equação 13: } M_{1,tot,d} = \sum H_{vi} h_i \psi_0 \gamma_f$$

Onde,

H_{vi} : Ação do vento resultante no andar i;

h_i : Distância do andar i até a base do prédio ou do seu ponto de engastamento.

Os valores dos coeficientes γ_z obtidos por meio da equação 14 podem ser consultados no Apêndice L.

$$\text{Equação 14: } \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

Onde,

$\Delta M_{tot,d}$: somatória dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura;

$M_{1,tot,d}$: momento de tombamento.

2.2.8 Consideração aproximada da não linearidade física

Segundo Kimura (2007, apud FEITOSA & ALVES, 2015), uma análise não linear trata-se de uma apuração onde a estrutura apresenta como resultado, seja esse em deslocamentos, esforços ou tensões, um comportamento não linear, em outras palavras, um modo não linearmente proporcional a um carregamento cuja estrutura esteja submetida. Relaciona-se este comportamento às estruturas de concreto armado, devendo sempre o considerar na análise estrutural.

A rigidez dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) está diretamente relacionada com o módulo de deformação do concreto (E_c) e com o momento de inércia da seção bruta de concreto (I_c). De forma aproximada, pode-se considerar a não linearidade física em estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos ao analisar os esforços globais de 2ª ordem, desde que haja uma ponderação particular para cada elemento estrutural. (ABNT NBR 6118, 2014). Os valores dos coeficientes de redução aplicados na rigidez dos elementos estruturais, conforme 15.7.3 da norma ABNT NBR 6118 (2014), são: 0,3 para lajes; 0,4 ou 0,5 para vigas; e 0,8 para pilares.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica foi realizada utilizando o portal periódicos na plataforma CAFE (Comunidade Acadêmica Federada). Esta plataforma está disponível para toda instituição de ensino, ou não, cadastradas. No caso deste trabalho, o instituto federal goiano disponibiliza aos discentes acesso à plataforma CAFE via login e senha institucional.

Assim que obtido acesso a plataforma, foi clicado em “acervo” e depois em “buscar assunto”, por onde é possível acessar o campo de pesquisa. Inicialmente foi utilizada a palavra-chave “instabilidade estrutural”, o qual encontrou 2.558 resultados.

Utilizando as palavras-chave “instabilidade estrutural” e “concreto armado” (com auxílio do botão busca avançada) encontrou-se 135 resultados. Em seguida, através da lista de

assuntos apresentada, selecionou-se o assunto “engenharia civil”, resultando em uma quantidade de 5 artigos. Dentre esses, foi selecionado 2 artigos de maior relevância para o presente trabalho.

Os artigos encontrados, a partir da revisão sistemática simplificada, estão no escopo desta pesquisa, e são descritos nos próximos itens deste capítulo.

3.1 Trabalho de Bueno e Loriggio (2016)

O artigo publicado pela Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, “Análise de efeitos de 2ª ordem: estudo de caso”, possui como objetivo geral realizar a análise de verificação de estabilidade global de um pórtico plano, com utilização da matriz de rigidez geométrica. Dentro dos objetivos específicos, vale ressaltar a comparação dos resultados de 2ª ordem, obtidos com a matriz de rigidez geométrica, com os calculados pelo procedimento aproximado.

No presente trabalho, foi realizado estudos numéricos de caráter qualitativo, uma vez que se investigou as relações entre as variáveis de estudo de modo detalhado. Para atingir seus objetivos, utilizou-se um pórtico plano com 14 nós e 18 barras (Figura 6), bem como programação (script) em MatLab (versão estudantil) e Sistema Mix (*software* licenciado à Universidade Federal de Santa Catarina), com o intuito de realizar análises numéricas.

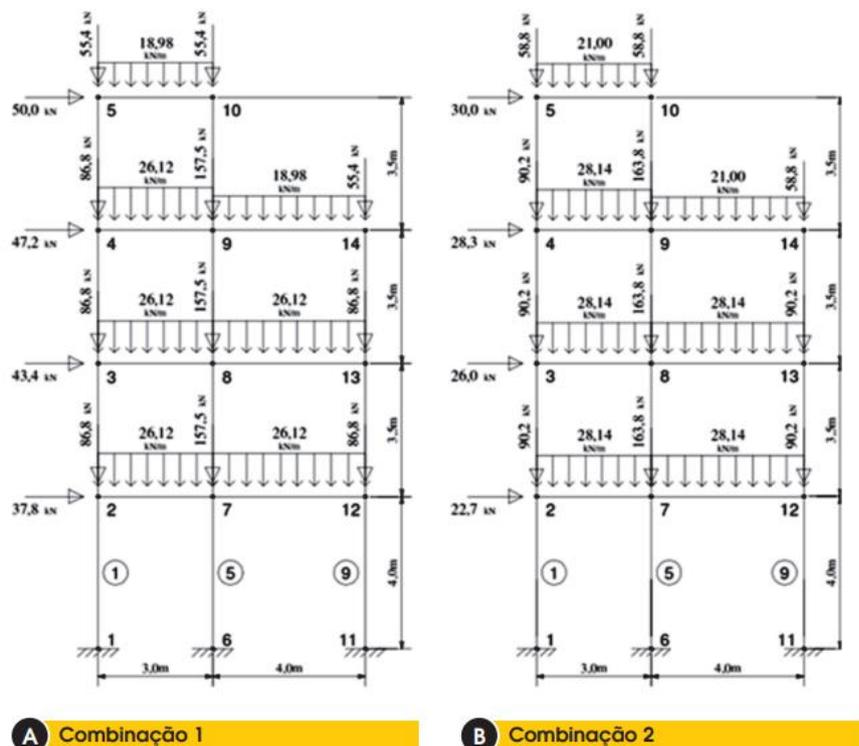


Figura 6 – Combinações 1 e 2.
Fonte: Bueno e Loriggio (2016).

Nas ações foram consideradas as forças devidas ao vento, forças devidas ao peso próprio da estrutura e cargas acidentais. Para análise do parâmetro α , cujo propósito é apenas fazer uma avaliação da estabilidade do edifício, utilizou-se somente as ações devidas ao vento, com valores característicos, para determinar o deslocamento máximo da estrutura. A análise não linear geométrica foi feita com o auxílio do Sistema Mix, sendo que os resultados dos efeitos de 2ª ordem obtidos foram tidos como referência para a comparação com o procedimento aproximado.

Utilizou-se duas situações de carregamentos (fez-se o uso de cargas permanentes e acidentais), para o Estado Limite Último. A primeira combinação é o resultado do vento como ação acidental principal (valores fictícios), enquanto o segundo caso considera o vento como ação acidental secundária. A Figura 6 já apresentada, ilustra os valores utilizados em cada combinação (valores finais). Por meio do script em MatLab, realizou-se o procedimento aproximado, no qual, somente a ação do vento na Figura 6 (a) e Figura 6 (b) são multiplicadas pelo coeficiente γ_z .

O resultado obtido para o parâmetro α foi de 0,64 e de acordo com a norma (ABNT NBR 6118), para tal valor os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados. Para o coeficiente γ_z , foram encontrados dois valores, sendo um para cada combinação. O segundo caso apresentou maior γ_z , com um valor de 1,11. Portanto, faz-se necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

A Figura 7 apresenta uma relação entre os nós (1 a 5) pelos deslocamentos em centímetros, para as duas combinações (de primeira e segunda ordem).

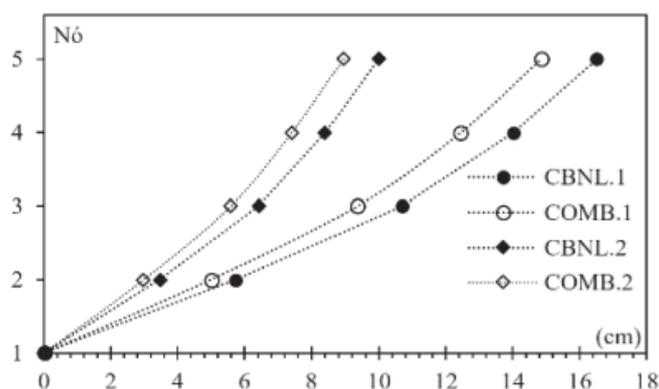


Figura 7 – Gráfico de deslocamentos horizontais (cm).

Fonte: Bueno e Loriggio (2016).

A diferença de deslocamentos entre análises de 1ª e 2ª ordem, para cada uma das combinações, é exibida na Figura 8, onde verifica-se que para o topo do pórtico (nó 5), com a primeira combinação de ações (vento como ação acidental principal) há um aumento dos deslocamentos de 11,26% ao realizar a análise dos efeitos de 2ª ordem.

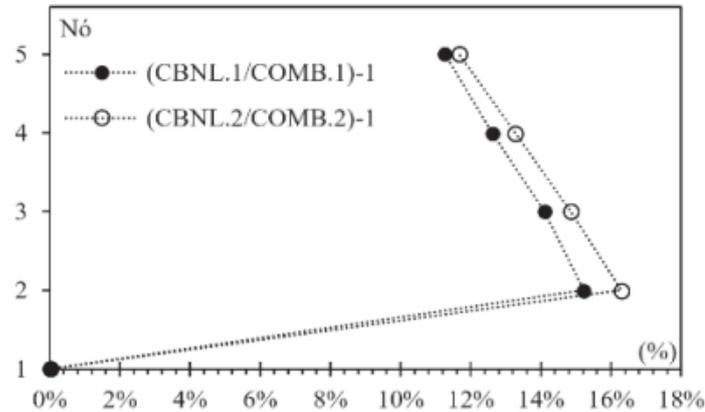


Figura 8 - Gráfico deslocamentos horizontais, diferença (%).
Fonte: Bueno e Loriggio (2016).

Os resultados do procedimento aproximado são expressos pela Figura 9 (juntamente com os resultados da análise não linear geométrica), que através de um gráfico, mostra os deslocamentos horizontais. Já as diferenças em porcentagem de deslocamentos entre os dois procedimentos são representadas pela Tabela 3, onde pode-se observar que a diferença relativa para deslocamentos no nó 5 (topo do pórtico) é de apenas 0,18% para a combinação 1 e -1,25% para a combinação 2, sendo que neste último caso, o procedimento aproximado está a favor da segurança.

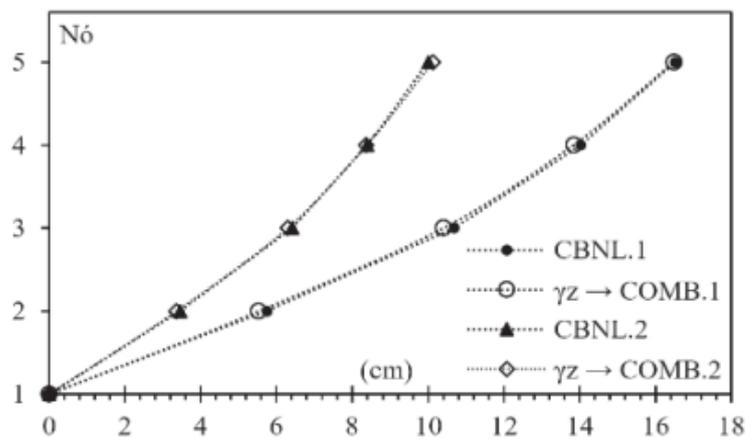


Figura 9 - Deslocamentos horizontais (cm) pelo procedimento aproximado.
Fonte: Bueno e Loriggio (2016).

Tabela 3 - Deslocamentos horizontais (cm).

Deslocamentos horizontais (cm)		
Nó	$dif = \frac{CNBL.1}{\gamma_{zCOMB1}} - 1$	$dif = \frac{CNBL.2}{\gamma_{zCOMB2}} - 1$
1	0	0
2	3,79%	3,14%
3	2,69%	1,90%
4	1,30%	0,30%
5	0,18%	-1,25%

Fonte: Bueno e Loriggio (2016), adaptada.

A análise não linear geométrica, por meio da matriz de rigidez geométrica, mostrou-se satisfatória para obter os esforços e deslocamentos devido aos efeitos de 2ª ordem. Em conjunto a isso, os resultados evidenciaram que o procedimento aproximado apresentou excelente desempenho, em comparação ao método refinado. Pode-se afirmar que a aplicação do procedimento aproximado é simples e não requer aplicações complexas e avançadas sobre análise não linear geométrica, ao contrário do método refinado.

3.2 Trabalho de Paixão e Alves (2016)

O artigo desenvolvido pelos autores Paixão e Alves (2016) buscou variar os parâmetros de modelagens e fundamentos mais relevantes disponíveis no programa comercial Altoqi Eberick V9, para uma posterior avaliação de suas influências nos deslocamentos laterais, parâmetro de instabilidade γ_z e esforços solicitantes nas fundações.

Foram adotadas três tipologias de sistemas de contraventamento: pórticos, núcleos rígidos em formato “U” e pilar-parede, alternando o tipo de ligações utilizadas (rígidas ou semi-rígidas) para cada tipologia, totalizando assim, em seis modelos em estudo para um edifício fictício.

A ação horizontal considerada foi a do vento, sendo aplicada em ambas as direções (x e y). A partir disto, realizando os devidos cálculos, os autores executaram a primeira tabela de dados, Tabela 4, onde destaca-se os deslocamentos obtidos.

Tabela 4 – Desloc. hori. devido a ação do vento no topo - Pórtico ligações rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5.145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médio 1ª ordem (cm)	2,12	-2,12	4,78	-4,78
γ_{f2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,64	-0,64	1,43	-1,43
Deslocamento horizontal Médio 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,35	-2,35	5,45	-5,45
Variação de deslocamento no topo da edificação (%)	10,7 8	10,7 8	19,9 9	13,9 9

Fonte: Paixão e Alves (2016), adaptada.

Em seguida, avaliou-se os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento analisado por meio da planta de carga gerada pelo *software* Eberick, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Sistema em pórticos - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações rígidas.

Nom e	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	σ méd (kN/cm ²)
P1	30X125	4551,00	902	31	9	165	1,21
P2	30X125	7410,00	67	280	49	17	1,98
P3	30X125	5457,00	82	286	53	36	1,46
P4	30X130	5466,00	76	349	61	22	1,40
P5	30X125	7855,00	67	306	80	15	2,09
P6	30X120	5958,00	72	240	47	27	1,66
P7	30X125	4506,00	896	29	8	150	1,2
P8	30X125	7308,00	67	253	49	17	1,95
P9	30X125	6076,00	73	277	77	27	1,62
P10	25X65	3107,00	141	7	3	58	1,91
P11	25X65	2833,00	142	7	3	38	1,74
P12	25X70	2451,00	141	9	4	38	1,40
P13	25X65	2912,00	144	8	4	60	1,79
P14	25X55	2605,00	58	43	22	25	1,89
P15	25X50	2540,00	42	24	10	16	2,03
P16	30X125	4613,00	103	264	45	53	1,23
P17	30X125	5224,00	93	232	47	45	1,39
P18	30X120	3375,00	617	21	7	114	0,94
P19	30X130	4299,00	58	295	60	17	1,10
P20	30X120	3155,00	614	28	11	121	0,88

Fonte: Paixão e Alves (2016), adaptada.

A partir dos resultados obtidos, montou-se o gráfico (Figura 10) relacionando a altura da edificação em metros pelo deslocamento horizontal em centímetros, destacando o γ_z encontrado. Todos os procedimentos mencionados até então foram repetidos para os outros cinco modelos de estudos pré-definidos pelos autores.

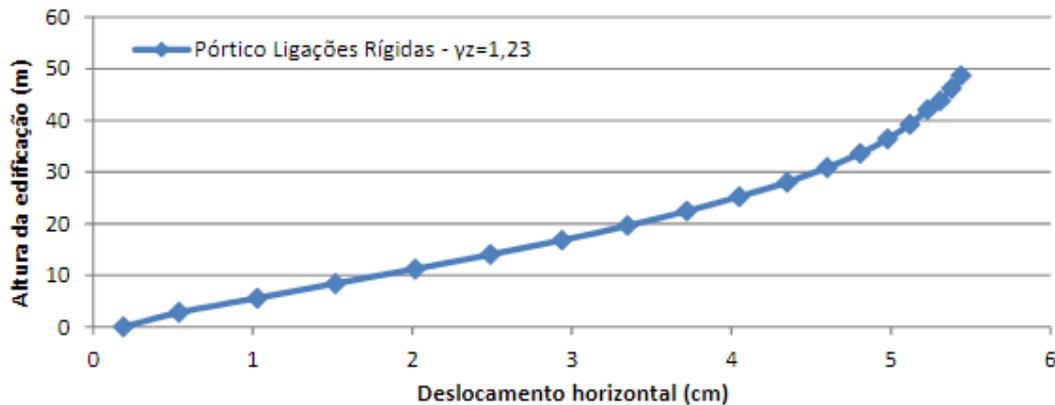


Figura 10 - Gráfico de deslocamento do artigo.
Fonte: Paixão e Alves (2016).

Este trabalho apresentou menor deslocamento (4,55 cm), bem como menor γ_z (1,13), para o tipo núcleo rígido “U” com ligações rígidas, enquanto o valor de maior deslocamento foi com a tipologia pilar-parede com ligações semi-rígidas (7,76 cm). O tipo pórtico com ligações rígidas foi o que apresentou maior valor de γ_z . Todos os resultados podem ser obtidos na décima terceira tabela produzida pelos autores, Tabela 6.

Tabela 6 - Resumo geral dos modelos em estudo.

Resumo geral dos modelos em estudo.

Modelo	γ_z	Deslc. Horiz. Cobertura (cm)	Volume de Concreto (m ³)	Peso de Aço (Kg)
Pórtico Ligações Rígidas	1,23	5,45	2035,00	120.211,70
Pórtico Ligações Semi-Rígidas	1,26	7,46	2035,00	121.965,40
Núcleo "U" Ligações Rígidas	1,13	4,55	2065,20	119.722,00
Núcleo "U" Ligações Semi-Rígidas	1,16	5,94	2065,20	120.814,00
Pilar Parede Ligações Rígidas	1,20	5,75	2043,20	121.686,30
Pilar Parede Ligações Semi-Rígidas	1,23	7,76	2043,20	122.222,50

Fonte: Paixão e Alves (2016).

Conclui-se que a utilização de nós semi-rígidos nas ligações das vigas para os três sistemas diferentes estudados, evidencia que quanto menor for a participação das vigas no contraventamento da estrutura, maiores serão os valores dos parâmetros de instabilidade,

deslocamentos e esforços solicitantes. Pode-se também relacionar tais valores ao aumento dos custos não só das fundações, como também da estrutura como um todo.

4 MATERIAL E MÉTODOS

Por se tratar de um estudo de aplicação de teorias a um projeto estrutural, esta pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso. Como parte do planejamento da pesquisa, são realizadas três etapas primordiais. A primeira trata-se do cálculo das ações do vento sobre a estrutura a ser estudada. A segunda etapa, por sua vez, é subdividida em outras duas: a princípio, ocorre a avaliação do parâmetro de instabilidade α . Subsequentemente, é feita a análise do coeficiente γ_z . Por fim, a última etapa essencial é a modelagem em 3D da estrutura com a utilização do *software* comercial Eberick.

Dito isso, os procedimentos adotados foram:

- Determinar as ações de vento que estão agindo sobre a estrutura;
- Determinar o parâmetro α e coeficiente γ_z utilizando pilares retangulares, variando a seção transversal de forma inversamente proporcional à resistência;
- Determinar, sob as mesmas condições, o parâmetro α e coeficiente γ_z utilizando o *software* Eberick.

Os dados são coletados da seguinte forma:

Para os cálculos necessários quanto as ações do vento, utilizou-se como referência a norma ABNT NBR 6123 (1988) – Força Devido aos Ventos. Ainda neste contexto, deve levar em consideração que a presente pesquisa é aplicada na região sudoeste do estado de Goiás, do qual consulta-se os dados climáticos e topográficos;

Para as verificações quanto a estabilidade, foram adotados os procedimentos descritos na norma ABNT NBR 6118 (2014).

As análises dos modelos 2D são obtidas através dos deslocamentos utilizando o *software* ftool. Os resultados para a análise 3D são obtidos automaticamente por meio de modelagem estrutural no *software* Eberick, seguindo as condições preconizadas pelas normas já mencionadas.

O projeto em avaliação trata-se de um edifício de 5 pavimentos, totalizando 18 pilares por pavimento, dispostos de maneira simétrica e posicionados com mesma orientação, sendo esta, a condição de contorno do presente estudo. São propostas 3 situações de cálculo, conforme Tabela 7, para se avaliar a estabilidade global da estrutura, onde o esquema estrutural pode ser visto pelas Figura 11 e Figura 12.

Tabela 7- Situações a serem estudadas.

Situação	Seção Transversal do Pilar (cm)	Variação da área (%)	f_{ck} (MPa)	Variação do f_{ck} (%)
I	14x30	-	30	-
II	14x40	33,33	25	-16,67
III	20x30	42,86	20	-33,33

Fonte: Autor (2022).

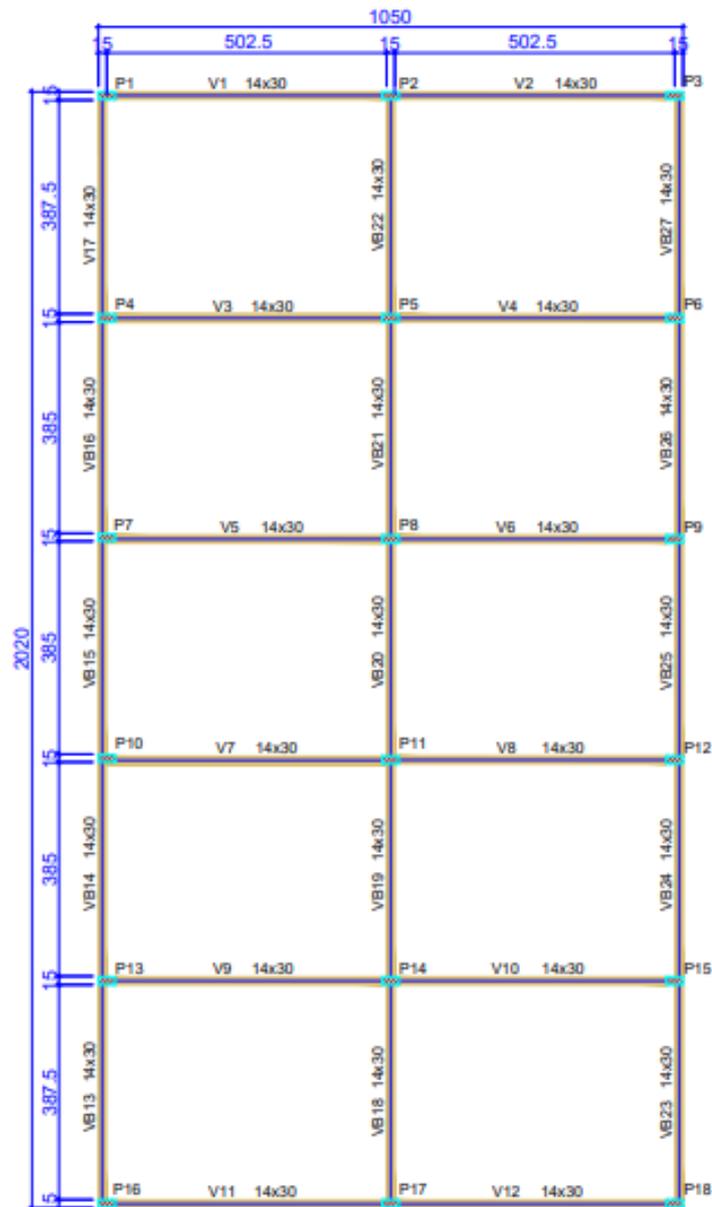


Figura 11 - Localização dos pilares (sem considerar as seções a serem estudadas).
Fonte: Hauch (2010), adaptada.



Figura 12 - Corte.

Fonte: Hauch (2010), adaptada.

Com o intuito de interpretar os resultados, são consultadas as normas vigentes de ação do vento, e, também, para estudo de estruturas de concreto armado. Com o mesmo propósito, faz-se o uso, como apoio, de bibliografias pertinentes, além da utilização do *software* ftool para análise estrutural dos pórticos onde retira-se os deslocamentos horizontais da estrutura. No caso das análises 3D, o *software* Eberick, já faz o cálculo do γ_z .

4.1 Ações do Vento

Para desenvolvimento do cálculo, considerou-se a estrutura em um terreno plano, em uma região pouco habitada da região sudoeste do estado de Goiás. Esta etapa da pesquisa possui como principal embasamento a norma ABNT NBR 6123 (1988). Os valores dos dados básicos de entrada podem ser consultados na Tabela 8 a seguir, salvo o fator S_2 , que varia conforme altura da edificação (Apêndice A, Tabela A.2).

Tabela 8 - Dados básicos de entrada para ações do vento.

V_0 (m/s)	S_1	Categoria	Classe	S_3
35	1,0	IV	B	1,0

Fonte: Autor (2022).

4.2 Cálculo em 2D

A partir desta etapa, os cálculos passam a ter como norma pertinente a ABNT NBR 6118 (2014). As equações e procedimentos adotados são os mesmos para as três situações propostas, tendo resultados diferentes por meio da variação das seções e resistência dos pilares.

4.2.1 Módulo de Elasticidade Longitudinal

Cada situação estudada possui um módulo de elasticidade particular (Tabela 9), devido a exigência de variação da resistência do concreto. Dito isso, tal parâmetro foi lançado no *software* ftool (Figura 13) para posterior verificação do deslocamento.

Tabela 9 - Módulo de elasticidade pela resistência do concreto.

f_{ck} (MPa)	30	25	20
E_c (MPa)	26072	23800	21287

Fonte: Autor (2022).

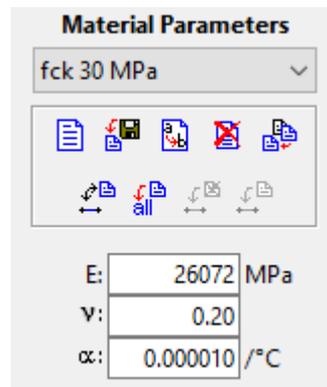


Figura 13 - Parâmetros do material (Situação I)
Fonte: Ftool (2022).

4.2.2 Deslocamento Horizontal do Pórtico $\delta_{pórtico}$

A força de arrasto (calculada no Apêndice B) de cada pavimento foi dividida pelo número de pórticos da direção analisada. Conforme o item 15.7.3 da ABNT NBR 6118 (2014), consideração aproximada da não linearidade física, fez-se o uso dos coeficientes para redução da rigidez dos elementos estruturais. No ftool, por não haver um campo específico para a rigidez dos elementos, foi necessário aplicar o coeficiente no campo destinado à base da seção transversal dos pilares, exemplificado na Figura 14.

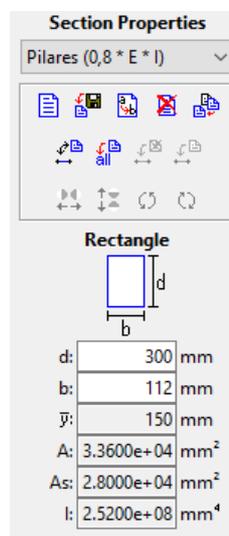


Figura 14 - Propriedades da seção (Situação I).
Fonte: Ftool (2022).

A partir destas ponderações e do lançamento das forças pontuais, verificou-se o deslocamento horizontal calculado pelo programa (Figura 15). Os demais diagramas de deslocamentos se encontram no Apêndice D.

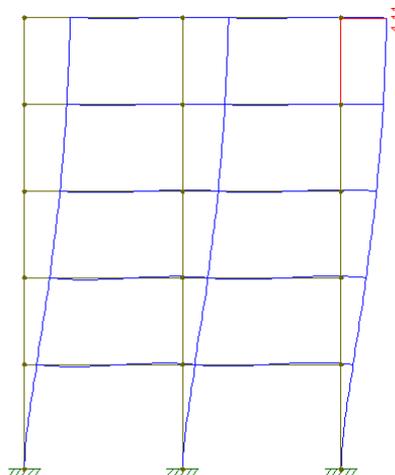


Figura 15 - Pórtico com deslocamentos (Situação I).
Fonte: Ftool (2022).

4.2.2.1 Vento incidente

Apenas o vento incidindo perpendicularmente na maior dimensão horizontal da estrutura (vento a 90°) foi levado em consideração, por se tratar do pior caso da ação do vento. Neste caso, adota-se 6 pórticos, resultando no lançamento apresentado pela Figura 16.



Figura 16 - Carregamento do pórtico devido ao vento.
Fonte: Autor (2022).

4.2.3 Somatório das Cargas Verticais Atuantes N_k

Considerou-se carregamentos devido ao peso próprio (lajes e alvenarias, bem como seus revestimentos, vigas e pilares), além de carregamentos acidentais (aplicados nas lajes), conforme Tabela G.1. No cálculo das cargas permanentes das vigas e paredes, foram desconsideradas as sobreposições, adotando para suas dimensões àquelas indicadas na planta e corte das Figura 11 e Figura 12. As ações das escadas não foram consideradas, para tornar mais fácil, adotou-se laje normal nessa região. O procedimento para determinação das cargas verticais pode ser encontrado no Apêndice G.

4.3 Modelagem em 3D

Após fazer o lançamento dos elementos estruturais com os mesmos critérios do cálculo em 2D, foi necessário ajustar a resistência dos pilares, de acordo com cada situação.

Diferentemente do ftool, o Eberick já considera a não linearidade física, tornando dispensável qualquer correção na seção dos pilares. Feito isso, foi coletado os resultados do processamento da estrutura (Figura 17).

Verificação de estabilidade (Gama-Z):
 X+ = 1.12 (limite 1.10)
 X- = 1.12 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:
 Processo P-Delta
 Deslocamentos no topo da edificação:
 Vento X+: 3.48 » 3.93 (+12.84%)
 Vento X-: 3.48 » 3.93 (+12.84%)

Figura 17 - Resultados modelo 3D (Situação I).
 Fonte: Autor (2022).

Por não fornecer a inércia do pórtico e o parâmetro de instabilidade α , esses dois quesitos foram calculados manualmente com as equações pertinentes na análise 2D (Apêndice F e Apêndice I, respectivamente), por meio dos deslocamentos determinados pelo programa (Apêndice M). Vale ressaltar que a principal diferença da análise 2D para a 3D foi a utilização de lajes, que contribuem com a enrijecimento da estrutura (DINIZ, LAGES, BARBOZA, 2019), resultando no modelo de projeto estrutural ilustrado na Figura 18.

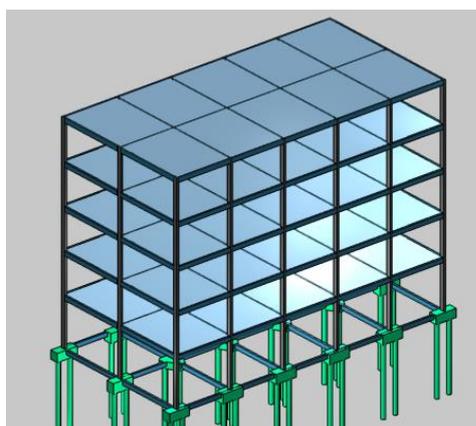


Figura 18 - Modelo 3D da estrutura.
 Fonte: Autor (2022).

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão analisados os resultados para os edifícios 2D e 3D, comparando os coeficientes de instabilidade para cada uma das três situações. A partir destas análises foi possível avaliar a melhor configuração que promova segurança associada à economia.

5.1 Análise dos coeficientes de instabilidade

Ao efetuar uma análise em 2D de estabilidade global em uma estrutura de concreto armado para diferentes composições de pilares, variando a resistência de forma inversamente proporcional à seção transversal, é possível destacar que a situação de menor seção (Situação I) apresenta piores resultados (Tabela 10).

Tabela 10 – Resultados cálculos 2D.

Situação	f_{ck} (MPa)	Seção (cm)	I_{eq}^* (m^4)	α	δ (cm)	γ_z
I	30	14x30	0,0287	0,70	4,11	1,17
II	25	14x40	0,0400	0,63	3,24	1,12
III	20	20x30	0,0371	0,69	3,91	1,16

*Inércia do pilar equivalente.

Fonte: Autor (2022).

O mesmo pode ser observado nos resultados obtidos com modelagem 3D (Tabela 11), onde a composição com maior instabilidade foi a Situação I. Pode-se observar que todos os critérios analisados se assemelham, coincidindo com o resultado de maior rigidez para a Situação II.

Tabela 11 - Resultados modelagem 3D.

Situação	f_{ck} (MPa)	Seção (cm)	I_{eq}^* (m^4)	α	δ (cm)	γ_z
I	30	14x30	0,0340	0,65	3,48	1,12
II	25	14x40	0,0531	0,54	2,44	1,08
III	20	20x30	0,0464	0,62	3,12	1,11

*Inércia do pilar equivalente.

Fonte: Autor (2022).

Entretanto, o raciocínio de que quanto maior a seção transversal dos pilares (em área), maior será a estabilidade, é incorreto. Pode-se verificar isso por meio da comparação entre a Situação II e Situação III. Analisando a Tabela 12, a terceira situação proposta é a de maior seção transversal em área (600 cm²), enquanto a segunda situação – composição mais rígida – apresenta seção transversal em área um pouco menor (560 cm²).

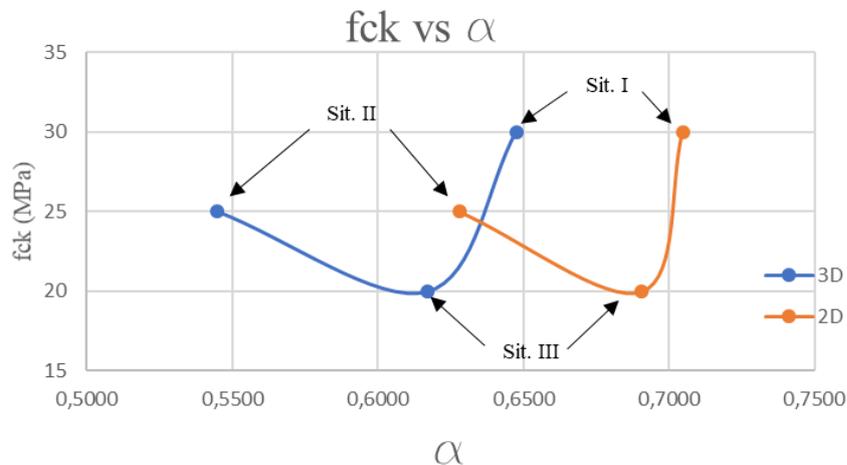
Tabela 12 – Comparativo entre área e rigidez.

Situação	Seção	Área (cm ²)	I _{eq} * (m ⁴)		δ (cm)	
			2D	3D	2D	3D
I	14x30	420	0,0287	0,0340	4,12	3,48
II	14x40	560	0,0400	0,0531	3,24	2,44
III	20x30	600	0,0371	0,0464	3,91	3,12

*Inércia do pilar equivalente.

Fonte: Autor (2022).

De modo a obter uma melhor visualização da influência da resistência característica à compressão do concreto sobre os parâmetros que indicam instabilidade na estrutura, montou-se gráficos com resultados simultâneos dos dois procedimentos realizados. O gráfico da Figura 19 mostra que apesar da resistência estar diretamente relacionada com a determinação da rigidez, ela não é impactante o suficiente para alterar de forma relevante o parâmetro de instabilidade α .

**Figura 19** - Gráfico fck vs α .

Fonte: Autor (2022).

Apesar do f_{ck} não estar explícito no cálculo de γ_z , ele é fundamental para a determinação do módulo de elasticidade, que por sua vez, influencia os parâmetros de instabilidade. Por este motivo, foi montado o gráfico da Figura 20, que expressa de maneira ilustrativa a variação do coeficiente de majoração de esforços, γ_z , em relação a resistência do concreto. É evidente, com base no desnível acentuado da curva, que a Situação II proposta apresenta menor valor de γ_z para ambas as análises. Mais uma vez destaca-se a pouca influência da resistência do concreto,

bem como o módulo de elasticidade, uma vez que a composição com maior f_{ck} (em MPa) apresentou os maiores valores de γ_z encontrados.

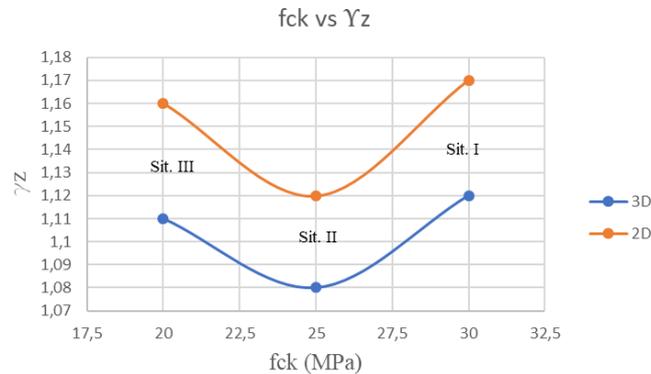


Figura 20 - Gráfico fck vs γ_z .
Fonte: Autor (2022).

Comparando os resultados é notório que os parâmetros para análise de estabilidade global são mais influenciáveis pela altura do pilar (dimensão que resiste aos esforços neste caso) do que por sua seção transversal ou por sua resistência. Tal afirmação pode ser comprovada pelo gráfico “inércia do pilar equivalente vs α ” (Figura 21), onde a curva que indica o valor de α decresce conforme a inércia aumenta.

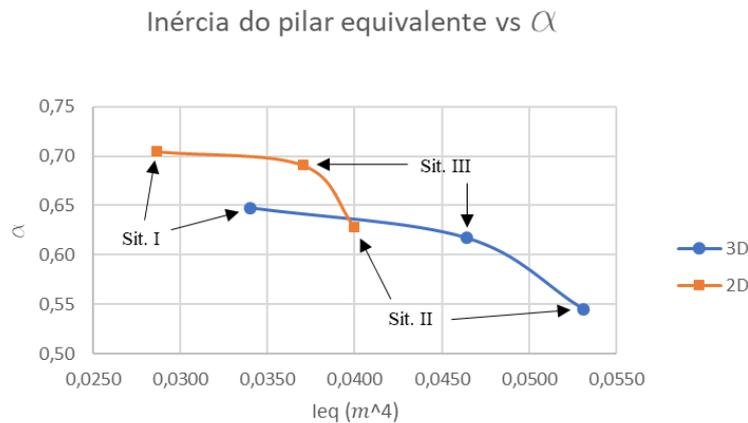


Figura 21 - Gráfico inércia do pilar equivalente vs α .
Fonte: Autor (2022).

Destaca-se o grau de relevância da dimensão dos pilares que está sujeita aos esforços, já que aumentar a base (Situação III) implicou em pouca melhoria dos resultados, enquanto aumentar a altura (Situação II) ocasionou grande vantagem em todos os critérios. Isto se dá pelo aumento da inércia, e como consequência, proporciona maior rigidez a estrutura. É evidenciado no gráfico da Figura 22 o comportamento do coeficiente γ_z em relação a inércia do pilar equivalente.

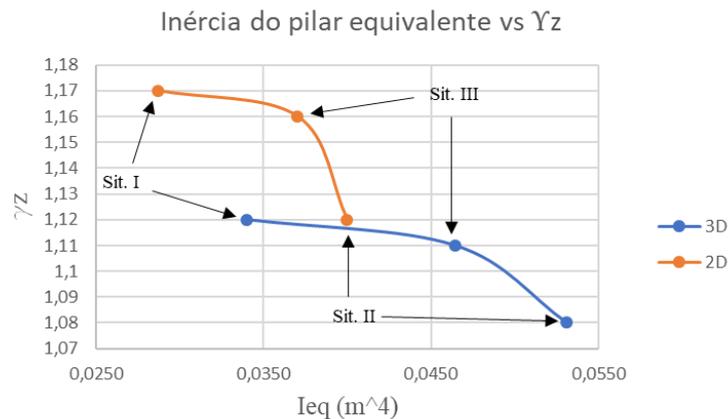


Figura 22 - Gráfico inércia do pilar equivalente vs γ_z .
Fonte: Autor (2022).

Adotando as características da Situação I como referência, a Tabela 13 ressalta a variação dos dados e resultados, em porcentagem. Ao analisá-la, pode-se afirmar que mesmo reduzindo a resistência do concreto (em 16,67% para a Situação II e em 33,33% para a Situação III), e conseqüentemente o módulo de elasticidade, houve uma melhoria (redução) dos parâmetros de instabilidade. Constata-se ainda que ao aumentar a área (em 33,33% para a Situação II e em 42,86% para a Situação III), há também uma redução do parâmetro α e coeficiente γ_z .

Tabela 13 - Variação dos dados de entrada e resultados, em porcentagem.

Situação	Variação do f_{ck} (%)	Variação Área (%)	Variação α (%)		Variação γ_z (%)	
			2D	3D	2D	3D
I	-	-	-	-	-	-
II	-16,67	33,33	-10	-16,9	-4,27	-3,57
III	-33,33	42,86	-1,43	-4,62	-0,85	-0,89

Fonte: Autor (2022).

Partindo do pressuposto que nenhuma das vertentes analisadas foi totalmente preponderante, fez-se, em porcentagem, o estudo da inércia do pilar equivalente. A Tabela 14 a seguir demonstra aumento significativo da inércia para a Situação II, tanto para análise 2D como para 3D. Por sua vez, a Situação III apresentou aumento não tão expressivo.

Tabela 14 - Variação da inércia do pilar equivalente e dos resultados, em porcentagem.

Situação	Variação do I_{eq} (%)		Variação α (%)		Variação γ_z (%)	
	2D	3D	2D	3D	2D	3D
I	-	-	-	-	-	-
II	39,37	56,18	-10	-16,9	-4,27	-3,57
III	29,27	36,47	-1,43	-4,62	-0,85	-0,89

*Inércia do pilar equivalente.

Fonte: Autor (2022).

Portanto, em meio aos parâmetros estudados, o subitem da seção transversal, inércia do pilar, foi o quesito fundamental para obter a melhor composição de pilares, com o intuito de promover estabilidade para a estrutura.

Por meio das duas análises realizadas (procedimento manual em 2D e análise através de modelagem 3D utilizando o *software* Eberick), encontrou-se resultados semelhantes, sendo que o dimensionamento em 2D apresentou valores um pouco mais conservadores. A pequena variação se deve à implementação de lajes no modelo estrutural 3D, que por se tratar de um elemento estrutural, contribui na rigidez da edificação. Neste contexto, seguindo as normas pertinentes, os dois modos de avaliar a estabilidade global em uma estrutura de concreto armado se mostraram satisfatórios.

6 CONCLUSÃO

O resultado do trabalho se mostrou satisfatório, tendo em vista que os principais objetivos estabelecidos eram avaliar a estabilidade da estrutura com o intuito de definir uma composição que implicasse em maior rigidez para a estrutura, bem como comparar os resultados desta avaliação entre os diferentes tipos de dimensionamento.

As situações propostas esclareceram o quão importante é entender sobre a relação entre seção transversal dos pilares e sua resistência. A resistência do concreto utilizado nos pilares, bem como seu módulo de elasticidade, não apresentou impacto na análise de estabilidade global. Isso se comprova quando a Situação II aponta melhor rigidez, mesmo com redução de 16,67% do f_{ck} (Situação I para Situação II).

Uma perspectiva errônea pode surgir ao pensar que um pilar robusto é o que vai proporcionar maior rigidez e segurança para a estrutura. Contudo, a pesquisa realizada mostrou que a área da seção transversal tem pouco impacto na avaliação da estabilidade global. O fator preponderante para redução dos efeitos de instabilidade, foi a inércia do pilar equivalente. A título de exemplificação, para a análise em 2D, o aumento de 39,37 % da inércia (Situação I para Situação II), resultou em redução de 10% do parâmetro α e 4,27% do coeficiente γ_z .

Outro fator a ser levado em consideração é a economia da obra. Quanto maior a área, maior será o volume de concreto utilizado para execução dos pilares. Acatar medidas equivocadas pode elevar o custo da obra, nesse caso em específico, até mesmo de forma desnecessária. Em vista disso, optar por concreto com maior resistência com objetivo de evitar instabilidade da estrutura é um equívoco que apenas acarretará mais gastos.

Conclui-se que existe uma composição para pilares mais indicada para atender os parâmetros de estabilidade global. Deve-se dar preferência para a seção, com foco no aumento da inércia, em relação ao módulo de elasticidade, que neste caso foi calculado pela resistência do concreto, e, assim, determinar a rigidez da estrutura.

Apesar de o trabalho atender às expectativas iniciais, apresenta algumas vertentes para trabalhos futuros, tais como: utilizar outras combinações para cálculo do momento de 2ª ordem, para determinação do coeficiente γ_z (considerando ações acidentais principal e secundária); fixar resistência do concreto e variar seções; e manter a mesma variação, em porcentagem, entre as situações estudadas, para resistência do concreto e para seção transversal.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, E. C.; MARTINS PAIXÃO, J. F. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, [S. l.], v. 13, n. 1, 2016. DOI: 10.5216/reec.v13i1.39552. Disponível em: <https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/39552>. Acesso em: 20 de Janeiro de 2022.

ANTOCHEVIZ, F. B.; REIS, A. T. L. **Edifícios altos**. ARQUISUR Revista [online]. 2016, v. 6, n. 9, [Acessado em 08 de Abril de 2022], p. 106-121. Disponível em: <<https://doi.org/10.14409/ar.v0i9.5804>>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Básico sobre cimento**, c2022. Cimento: básico. Disponível em: <<https://abcp.org.br>>. Acesso em: 20 de Janeiro de 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projetos de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120**: Cargas para Edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123**: Forças Devido aos Ventos. Rio de Janeiro, 1988.

BUENO, J. R. e LORIGGIO, D. D. **Analysis of second order effects: case study**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais [online]. 2016, v. 09, n. 04 [Acessado 20 Janeiro 2022], pp. 494-501. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000400002>>. Epub Jul-Aug 2016. ISSN 1983-4195.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: volume 2**. São Paulo: Pini, 2009.

DINIZ, C. W. S., LAGES, E. N. e BARBOZA, A. S. R. **Global stability of buildings' structural systems considering beam-wall connections**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais [online]. 2019, v. 12, n. 04 [Acessado em 31 de Março de 2022], pp. 705-737. Disponível em: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000400002>. Epub 23 de Set 2019. ISSN 1983-4195.

FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. **Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais [online]. 2015, v. 8, n. 2 [Acessado 31 Março 2022], pp. 196-224. Disponível em: <<https://doi.org/10.1590/S1983-41952015000200008>>. ISSN 1983-4195.

HAUCH, A. S. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2010.

MARTHA, L. F. **ftool: Two-Dimensional Frame Analysis Tool**. Versão 4.00.04. [S.l.], 2018.

OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de Instabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado Segundo a Nova NBR-6118**. 2002. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002. Disponível em <<http://www.pos.dees.ufmg.br/dissertações/116.pdf>>. Acesso em: 29 de agosto de 2021.

ROSO, M.; OLIVEIRA, T. D. de; BEUTER, N. C. **Why verticalize? A study on the verticalization process in cities**. Research Society and Development, [S. l.], v. 10, n. 17, 2021. DOI: 10.33448/rsd-v10i17.24737. Disponível em: <https://rsdjournal.org/index.php/rsd/article/view/24737>. Acesso em: 10 de Abril de 2022.

S3ENG. **AltoQi Eberick**. Versão 15.293 [S.l.], 2021.

APÊNDICES

- A – Velocidade característica do vento
- B – Pressão dinâmica do vento, coeficiente e força de arrasto
- C – Módulo de elasticidade longitudinal
- D – Deslocamentos horizontais (2D)
- E – Inércia do pilar equivalente (2D)
- F – Inércia do pilar equivalente (3D)
- G – Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura N_k
- H – Parâmetro de instabilidade α (2D)
- I – Parâmetro de instabilidade α (3D)
- J – Somatória do produto das forças verticais $\Delta M_{tot,d}$
- K – Momento de tombamento $M_{1,tot,d}$
- L – Coeficiente γ_z
- M – Resultados da modelagem 3D (Eberick)

APÊNDICE A – Velocidade característica do vento

Tabela A.1 - Dados para cálculo de S_2 .

b	p	fr
0,85	0,125	0,98

Fonte: Autor (2022).

Tabela A.2 - Valores de S_2 .

Altura (m)	3,50	6,40	9,30	12,20	15,10
S_2	0,73	0,79	0,83	0,85	0,88

Fonte: Autor (2022).

Tabela A.3 - Cálculo da Velocidade Característica.

Altura (m)	3,50	6,40	9,30	12,20	15,10
V_k (m/s)	25,57	27,65	29,05	29,75	30,80

Fonte: Autor (2022).

APÊNDICE B – Pressão dinâmica do vento, coeficiente e força de arrasto

Tabela B.1 - Cálculo da Pressão Dinâmica do Vento.

Altura (m)	3,50	6,40	9,30	12,20	15,10
q (kN/m ²)	0,40	0,47	0,51	0,55	0,58

Fonte: Autor (2022).

Coeficiente de Arrasto:

$$H1/L1 = 15,1/20,20 = 0,75$$

$$L1/L2 = 20,20/10,50 = 1,92$$

Onde,

H1: altura da edificação;

L1: maior dimensão horizontal da edificação;

L2: menor dimensão horizontal da edificação.

O valor encontrado para coeficiente de arrasto é de 1,22.

Força de Arrasto:

Tabela B.2 - Cálculo da Força de Arrasto.

Pav	H (m)	C _a	q (kN/m ²)	A _e (m ²)	Fa (kN)	Fa/Pórtico (kN)
1	3,50	1,22	0,40	64,64	31,61	5,27
2	6,40	1,22	0,47	58,58	33,31	5,55
3	9,30	1,22	0,51	58,58	36,57	6,09
4	12,20	1,22	0,55	58,58	39,14	6,52
5	15,10	1,22	0,58	29,29	20,64	3,44
Total					161,26	

Fonte: Autor (2022).

APÊNDICE C – Módulo de elasticidade longitudinal

$$\text{Equação 10: } E_c = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

Situação I:

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 5600 \times \sqrt{30} = 26072 \text{ MPa}$$
$$E_c = 2,6072 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Situação II:

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 5600 \times \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa}$$
$$E_c = 2,38 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Situação III:

$$E_c = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 5600 \times \sqrt{20} = 21287 \text{ MPa}$$
$$E_c = 2,1287 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

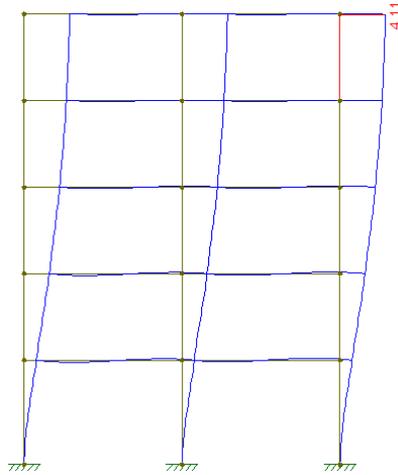
APÊNDICE D – Deslocamento horizontal (2D)

Figura 15 - Pórtico com deslocamentos (Situação I).
Fonte: Autor (2022).

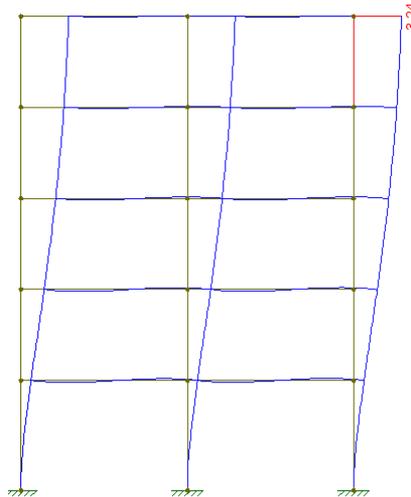


Figura D.1 - Pórtico com deslocamentos (Situação II).
Fonte: Autor (2022).

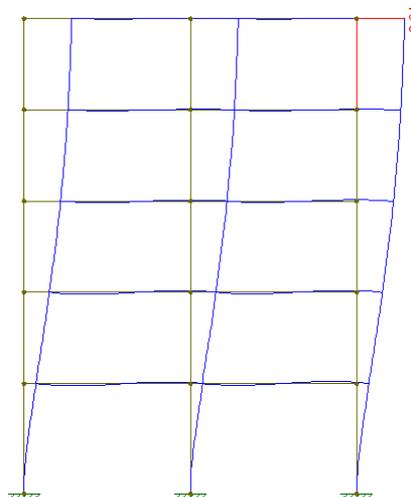


Figura D.2 - Pórtico com deslocamentos (Situação III).
Fonte: Autor (2022).

APÊNDICE E – Inércia do pilar equivalente (2D)

$$\text{Equação 09: } I_{eq} = \frac{F H^3}{3 E \delta_{p\acute{o}rtico}}$$

Situação I:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,6072 \times 10^7 \cdot 0,0411} = 0,0287 \text{ m}^4$$

Situação II:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,38 \times 10^7 \cdot 0,0324} = 0,0400 \text{ m}^4$$

Situação III:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,1287 \times 10^7 \cdot 0,0391} = 0,0371 \text{ m}^4$$

APÊNDICE F – Inércia do pilar equivalente (3D)

$$\text{Equação 09: } I_{eq} = \frac{F H^3}{3 E \delta_{p\acute{o}rtico}}$$

Situação I:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,6072 \times 10^7 \cdot 0,0348} = 0,0340 \text{ m}^4$$

Situação II:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,38 \times 10^7 \cdot 0,0244} = 0,0531 \text{ m}^4$$

Situação III:

$$I = \frac{26,88 \times 15,10^3}{3 \times 2,1287 \times 10^7 \cdot 0,0312} = 0,0464 \text{ m}^4$$

APÊNDICE G – Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura N_k

Tabela G.1 - Dados para cálculos das cargas verticais.

Peso próprio das lajes – piso e forro (kN/m²)	1,5
Carga acidental no piso (kN/m²)	1,5
Carga acidental no forro (kN/m²)	0,5
Peso esp. alvenaria e revestimentos (kN/m³)	18
Espessura revestimento do forro (m)	0,02
Espessura do revestimento do piso (m)	0,05

Fonte: Adaptação de Carvalho & Pinheiro (2009).

Tabela G.2 - Cargas verticais (exceto pilares).

Cargas Verticais - Sem os pilares			
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)
Acidental	Laje Pav. 1	20,2 x 10,5 x 1,5*	318,15
Acidental	Laje Pav. 2	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Acidental	Laje Pav. 3	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Acidental	Laje Pav. 4	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Acidental	Laje Forro	20,2 x 10,5 x 0,5	106,05
Total Parcial	Acidental		1379
Permanente	Laje Pav. 1	20,2 x 10,5 x 1,5*	318,15
Permanente	Laje Pav. 2	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Permanente	Laje Pav. 3	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Permanente	Laje Pav. 4	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Permanente	Laje Forro	20,2 x 10,5 x 1,5	318,15
Sob. Perm.	Laje Pav. 1	20,2 x 10,5 x 0,05 x 18**	190,89
Sob. Perm.	Laje Pav. 2	20,2 x 10,5 x 0,05 x 18	190,89
Sob. Perm.	Laje Pav. 3	20,2 x 10,5 x 0,05 x 18	190,89
Sob. Perm.	Laje Pav. 4	20,2 x 10,5 x 0,05 x 18	190,89
Sob. Perm.	Laje Forro	20,2 x 10,5 x 0,02 x 18	76,356
	Paredes Verticais		
Permanente	(2,9)	20,2 x 3 x 2,9 x 0,15 x 18 x 4 ¹	1897,992
	Paredes Verticais		
Permanente	(3,5)	20,2 x 3 x 3,5 x 0,15 x 18 x 1	572,67
	Paredes		
Permanente	Horizontais (2,9)	10,5 x 6 x 2,9 x 0,15 x 18 x 4	1973,16
	Paredes		
Permanente	Horizontais (3,5)	10,5 x 6 x 3,5 x 0,15 x 18 x 1	595,35
	Vigas Verticais		
Permanente	(14x30)	20,2 x 3 x 0,14 x 0,3 x 25 x 5	318,15
	Vigas Horizontais		
Permanente	(14x30)	10,5 x 6 x 0,14 x 0,30 x 25 x 5	330,75
Total Parcial	Permanente		8119

Total Final	Acidental + Permanente	Sem os pilares	9497
Total Final	Acidental + Permanente	Com pilares - SITUAÇÃO I	9783
Total Final	Acidental + Permanente	Com pilares - SITUAÇÃO II	9878
Total Final	Acidental + Permanente	Com pilares - SITUAÇÃO III	9905

Fonte: Autor (2022).

*Comprimento da edificação x Largura da edificação x Carregamento

**Comprimento x Largura x Espessura do revestimento x Peso específico do revestimento

¹Comprimento x N° de pórticos x Pé direito x Espessura x Peso alvenaria x N° pavimentos

Tabela G.3 - Cargas verticais dos pilares da Situação I.

Cargas Verticais - Pilares Situação I			
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)
Permanente	Pilares (2,9)	0,14 x 0,3 x 2,9 x 25 x 18 x 4	219,24
Permanente	Pilares (3,5)	0,14 x 0,3 x 3,5 x 25 x 18	66,15
Total Final	Permanente		285,39

Fonte: Autor (2022).

Tabela G.4 - Cargas verticais dos pilares da Situação II.

Cargas Verticais - Pilares Situação II			
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)
Permanente	Pilares (2,9)	0,14 x 0,40 x 2,9 x 25 x 18 x 4	292,32
Permanente	Pilares (3,5)	0,14 x 0,40 x 3,5 x 25 x 18	88,2
Total Final	Permanente		380,52

Fonte: Autor (2022).

Tabela G.5 - Cargas verticais dos pilares da Situação III.

Cargas Verticais - Pilares Situação III			
Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (kN)
Permanente	Pilares (2,9)	0,2 x 0,3 x 2,9 x 25 x 18 x 4	313,2
Permanente	Pilares (3,5)	0,2 x 0,3 x 3,5 x 25 x 18	94,5
Total Final	Permanente		407,7

Fonte: Autor (2022).

Tabela G.6 - Cargas verticais por pavimento da Situação I.

Situação I	
Pav.	P (g+q)
Forro	263,51
Laje 4	1359,89
Laje 3	1359,89
Laje 2	1359,89
Laje 1	1359,89

Fonte: Autor (2022).

Tabela G.7 - Cargas verticais por pavimento da Situação II.

Situação II	
Pav.	P (g+q)
Forro	263,5185
Laje 4	1373,48
Laje 3	1373,48
Laje 2	1373,48
Laje 1	1373,48

Fonte: Autor (2022).

Tabela G.8 - Cargas verticais por pavimento da Situação III.

Situação III	
Pav.	P (g+q)
Forro	263,51
Laje 4	1377,36
Laje 3	1377,36
Laje 2	1377,36
Laje 1	1377,36

Fonte: Autor (2022).

APÊNDICE H – Parâmetro de instabilidade α (2D)

$$\text{Equação 11: } \alpha = H \sqrt{\frac{N_k}{E_c I_c}} < \alpha_1$$

Situação I:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9783}{2,6072 \times 10^7 \times 0,0287 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,70 < 0,70$$

Situação II:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9878}{2,38 \times 10^7 \times 0,0400 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,63 < 0,70$$

Situação III:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9905}{2,1287 \times 10^7 \times 0,0371 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,69 < 0,70$$

APÊNDICE I – Parâmetro de instabilidade α (3D)

$$\text{Equação 11: } \alpha = H \sqrt{\frac{N_k}{E_c I_c}} < \alpha_1$$

Situação I:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9783}{2,6072 \times 10^7 \times 0,0340 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,65 < 0,70$$

Situação II:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9878}{2,38 \times 10^7 \times 0,0531 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,54 < 0,70$$

Situação III:

$$\alpha = 15,10 \times \sqrt{\frac{9905}{2,1287 \times 10^7 \times 0,0464 \times 6}} < 0,2 + 0,1 \times 5$$

$$\alpha = 0,62 < 0,70$$

APÊNDICE J – Somatória do produto das forças verticais $\Delta M_{tot,d}$

Situação I:

Tabela J.1 - Somatória do produto das forças verticais (Situação I).

Pav	Peso (kN)	Coefficiente	δ_{hi} (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Forro	263,52	1,4	4,11	15,20
4	1.359,90	1,4	3,80	72,35
3	1.359,90	1,4	3,18	60,54
2	1.359,90	1,4	2,25	42,84
1	1.359,90	1,4	1,08	20,50
Total				211,49

Fonte: Autor (2022).

Situação II:

Tabela J.2 - Somatória do produto das forças verticais (Situação II).

Pav	Peso (kN)	Coefficiente	δ_{hi} (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Forro	263,52	1,4	3,24	11,95
4	1.373,48	1,4	2,91	55,96
3	1.373,48	1,4	2,36	45,38
2	1.373,48	1,4	1,58	30,38
1	1.373,48	1,4	0,70	13,46
Total				157,13

Fonte: Autor (2022).

Situação III:

Tabela J.3 - Somatória do produto das forças verticais (Situação III).

Pav	Peso (kN)	Coefficiente	δ_{hi} (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
Forro	263,52	1,4	3,91	14,43
4	1.377,37	1,4	3,59	69,23
3	1.377,37	1,4	3,00	57,85
2	1.377,37	1,4	2,10	40,50
1	1.377,37	1,4	0,99	19,09
Total				201,09

APÊNDICE K – Momento de tombamento $M_{1,tot,d}$

Tabela K.1 - Cálculo do momento de tombamento.

Pav	H_{vi} (kN)	h_i (m)	H_{vi} . h_i (kN.m)
Forro	3,44	15,1	51,94
4	6,52	12,2	79,58
3	6,09	9,3	56,68
2	5,55	6,4	35,53
1	5,27	3,5	18,44
Total			242,17

Fonte: Autor (2022).

$$M_{1,tot,d} = 6 \times 242,17 = 1.453,02 \text{ kN.m}$$

APÊNDICE L – Coeficiente γ_z (2D)

$$\text{Equação 14: } \gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} < 1,1$$

Situação I:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{211,49}{1453,02}} = 1,17$$

Situação II:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{157,13}{1453,02}} = 1,12$$

Situação III:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{201,09}{1453,02}} = 1,16$$

APÊNDICE M – Resultados modelagem 3D (Eberick)

Situação I:

Verificação de estabilidade (Gama-Z):
 X+ = 1.12 (limite 1.10)
 X- = 1.12 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:
 Processo P-Delta
 Deslocamentos no topo da edificação:
 Vento X+: 3.48 »» 3.93 (+12.84%)
 Vento X-: 3.48 »» 3.93 (+12.84%)

Figura 17 - Resultados modelo 3D (Situação I).
 Fonte: Autor (2022).

Situação II:

Verificação de estabilidade (Gama-Z):
 X+ = 1.08 (limite 1.10)
 X- = 1.08 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:
 Processo P-Delta
 Deslocamentos no topo da edificação:
 Vento X+: 2.44 »» 2.64 (+8.29%)
 Vento X-: 2.44 »» 2.64 (+8.29%)

Figura M.2 - Resultados modelo 3D (Situação II).
 Fonte: Autor (2022).

Situação III:

Verificação de estabilidade (Gama-Z):
 X+ = 1.11 (limite 1.10)
 X- = 1.11 (limite 1.10)

Análise de 2ª ordem:
 Processo P-Delta
 Deslocamentos no topo da edificação:
 Vento X+: 3.12 »» 3.47 (+11.38%)
 Vento X-: 3.12 »» 3.47 (+11.38%)

Figura M.3 - Resultados modelo 3D (Situação III).
 Fonte: Autor (2022).