

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

André Dagostim Canani

**Avaliação da segurança de um edifício metálico alto submetido  
à velocidade de vento atualizada**

Florianópolis

2022

André Dagostim Canani

**Avaliação da segurança de um edifício metálico alto submetido  
à velocidade de vento atualizada**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel

Florianópolis  
2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Canani, André Dagostim

Avaliação da segurança de um edifício metálico alto submetido à velocidade de vento atualizada / André Dagostim Canani ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, 2022.  
99 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -  
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,  
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Estrutura metálica. 3. Velocidade do vento. 4. Análise estática não linear. I. Miguel, Leandro Fleck Fadel. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

André Dagostim Canani

## **Avaliação da segurança de um edifício metálico alto submetido à velocidade de vento atualizada**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

---

**Profª. Liane Ramos da Silva, Dra.**

Coordenadora do Curso  
Universidade Federal de Santa Catarina

Banca Examinadora:

---

**Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.**

**(Orientador)**  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

**Prof. Jano D'Araújo Coelho, Dr.**

Universidade Federal de Santa Catarina

---

**Prof. Tiago Morkis Siqueira, Dr.**

Universidade Federal de Santa Catarina

Florianópolis, 09 de março de 2022.

# AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Aidê e César, e a minha irmã, Fernanda, por todo o carinho e incentivo sempre, e dar todas as condições de desenvolvimento para chegar até esta etapa em busca dos meus objetivos. Vocês são minha motivação de sempre me esforçar e buscar ser uma pessoa melhor.

À minha namorada, Barbara, por sempre estar ao meu lado, me apoiando, tendo paciência e compreensão nos momentos críticos deste trabalho. Obrigado por sempre fazer questão de me lembrar que no final vai dar tudo certo. Saiba que você foi fundamental para realização e conclusão desta etapa.

Ao Leandro, agradeço por aceitar me orientar e sempre estar disponível para tirar dúvidas e conversar o tema. Acredito que és responsável por uma boa contribuição pessoal e acadêmica.

Ao Humberto, por sempre estar disponível a me ajudar com conselhos, pessoais e profissionais, e com as dúvidas que tive nesse período, proporcionando uma visão mais crítica de engenharia.

Aos meus amigos, às minhas amigas e aos demais membros da minha família, por proporcionarem bons momentos e deixarem a minha trajetória mais alegre e leve.

Agradeço, por fim, as pessoas que não foram citadas mas agregaram de alguma forma conhecimento e contribuíram ao longo da minha vida pessoal e acadêmica para a realização deste trabalho.

Muito obrigado!

# RESUMO

De uma maneira geral, o dimensionamento estrutural requer a avaliação dos carregamentos atuantes sob diferentes cenários. Em casos de atuação de ações de vento, o procedimento simplificado de análise apresentado pela NBR 6123 (ABNT, 1988) abrange a aplicação de formulações em função das características da estrutura, da sua localidade e finalidade. Nesse contexto, a sugestão de atualização do mapa das isopletas das velocidades básicas do vento apresentado na normativa supracitada é um aspecto fundamental a ser considerado em projeto, uma vez que a adoção dos valores desatualizados pode conduzir a estruturas subdimensionadas. Dessa forma, para demonstrar o impacto desses critérios na segurança de um edifício alto metálico, propõe-se avaliar uma estrutura com 40 pavimentos localizada na região de Belo Horizonte em que o mapa atualizado apresenta acréscimos de até 4,5 m/s na sua velocidade básica do vento. Para a verificação dos requisitos normativos da NBR 8800 (ABNT, 2008), utiliza-se o software Eberick (ALTOQI, 2021) adotando a velocidade básica de 31.5 m/s, apresentada na normativa vigente, e comparando com novo valor de 36 m/s, devido a atualização, onde observa-se o não atendimento dos critérios. Em seguida, compara-se os resultados com os valores obtidos na análise estática não-linear do tipo pushover, desenvolvido no Abaqus (SIMULIA, 2020), com o aumento das velocidades básicas do vento em situações de combinações últimas normais e combinações de serviço raras nas direções X e Y. Nos resultados, são construídas as curvas de capacidade da estrutura e são observados valores altos de velocidade do vento, em relação à região de estudo, para levar os perfis metálicos ao escoamento e atingir a máxima reação na base em que a estrutura suporta. Por fim, avalia-se o conforto do usuário com base nos valores limites de aceleração da NBR 6123 (ABNT, 1988) e do estudo de Bachmann et al. (1995) para os dois valores de vento.

**Palavras chave:** estrutura metálica; velocidade do vento; análise estática não linear; curva de capacidade; conforto do usuário.

# ABSTRACT

In general, structural design requires the evaluation of loads acting under different scenarios. In cases of wind action, the simplified analysis procedure presented by NBR 6123 (ABNT, 1988) covers the application of formulations according to the structure's characteristics, its location, and its purpose. In this context, the suggestion of updating the isopleth map of the basic wind speeds presented in the aforementioned regulations is a fundamental aspect to be considered in the project, since the adoption of outdated values can lead to undersized structures. Criteria in the safety of a high-metal building, it is proposed to evaluate a structure with 40 floors located in the region of Belo Horizonte where the updated map shows increases of up to 4.5 m/s in its basic wind speed. To verify the normative requirements of NBR 8800 (ABNT, 2008), the Eberick (ALTOQI, 2021) software is used, adopting the basic speed of 31.5 m/s, presented in the current regulations, and comparing it with a new value of 36 m/s, due to the update, where it is observed that the meeting the criteria. Then, the results are compared with the values obtained in the non-linear static pushover analysis, developed at Abaqus (SIMULIA, 2020), with the increase of the basic wind speeds in situations of extreme normal combinations and rare service combinations in the X and Y directions. In the results, the structure's capacity curves are constructed and high values of wind speed are observed, about the study region, to lead the metallic profiles to flow and reach the maximum reaction at the base in which the structure resists. Finally, user comfort is evaluated based on the acceleration limit values of NBR 6123 (ABNT, 1988) and the study by Bachmann et al. (1995) for the two wind values.

**Palavras chave:** metallic structure; wind loads; non-linear static pushover analysis.

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Influência do efeito P- $\Delta$ na análise (MOHAMMADI et al., 2019) Adaptado.	20
Figura 2 – Curva de capacidade em X e Z (MOHAMMADI et al., 2019) Adaptado. . . .	20
Figura 3 – Curva de capacidade (GHAFFARY; MOUSTAFA, 2021) Adaptado. . . . .	21
Figura 4 – Mapa de isopletas da $V_0$ NBR 6123 (ABNT, 1988) . . . . .	32
Figura 5 – Novo mapa de isopletas da $V_0$ proposto por Vallis (2019). Adaptado. . . . .	33
Figura 6 – Sequência de estados na análise <i>pushover</i> (PAPANIKOLAOU; ELNASHAI; PAREJA, 2005). Adaptado. . . . .	38
Figura 7 – Modelos idealizados para elementos de viga-pilar. (DEIERLEIN; REINHORN; WILLFORD, 2010) Adaptado. . . . .	39
Figura 8 – Efeito de 2ª Ordem. (ALVARENGA, 2005) Adaptado. . . . .	40
Figura 9 – Viga em balanço (MARQUES, 1990). . . . .	42
Figura 10 – Curva Carga x Deslocamento (MARQUES, 1990). . . . .	42
Figura 11 – Curva Carga x Deslocamento. . . . .	43
Figura 12 – Viga Engastada-Apoiada (MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000) . .	44
Figura 13 – Curva Carga P x Deslocamento Vertical em b (MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000). Adaptado. . . . .	44
Figura 14 – Curva Carga P x Deslocamento vertical em b. . . . .	44
Figura 15 – Exemplo Pórtico Espacial (SOUZA, 2017). Adaptado. . . . .	45
Figura 16 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 no 2º pavimento. (SOUZA, 2017). Adaptado. . . . .	46
Figura 17 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 no 2º pavimento.	46
Figura 18 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 na cobertura. (SOUZA, 2017). Adaptado. . . . .	47
Figura 19 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 na cobertura.	47
Figura 20 – Planta de formas do pavimento tipo. . . . .	49
Figura 21 – Planta de formas do 40º pavimento. . . . .	50
Figura 22 – Primeiros modos de vibração. . . . .	55
Figura 23 – Cargas de vento por pavimento. . . . .	58
Figura 24 – Diferença de deslocamento entre pavimentos para ELS rara. . . . .	65
Figura 25 – Visualização da estrutura modelada. . . . .	66
Figura 26 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELU na direção Y. . . .	68
Figura 27 – Valores de deslocamento, em metros, no ELU na direção Y. . . . .	68
Figura 28 – Perfis em escoamento em ELU na direção Y . . . . .	69
Figura 29 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELU na direção X. . . .	70
Figura 30 – Valores de deslocamento, em metros, no ELU na direção X. . . . .	70
Figura 31 – Perfis em escoamento em ELU na direção X . . . . .	71



Figura 32 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELS na direção Y. . . .	72
Figura 33 – Valores de deslocamento, em metros, no ELS na direção Y. . . . .	73
Figura 34 – Perfis em escoamento em ELS na direção Y . . . . .	73
Figura 35 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELS na direção X. . . .	74
Figura 36 – Valores de deslocamento, em metros, no ELS na direção X. . . . .	74
Figura 37 – Perfis em escoamento em ELS na direção X . . . . .	75
Figura 38 – Diferença de deslocamento entre pavimentos no início do escoamento. . . .	76
Figura 39 – Diferença de deslocamento entre pavimentos no ponto limite da curva. . . .	76
Figura 40 – Acelerações dos pavimentos na direção X. . . . .	78
Figura 41 – Acelerações dos pavimentos na direção Y. . . . .	78

# LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ . . . . .	34
Tabela 2 – Expoente $p$ e parâmetro $b$ conforme a categoria de rugosidade (ABNT, 1988).	35
Tabela 3 – Nível de percepção humana das vibrações do edifício devido à ação do vento (BACHMANN et al., 1995) . . . . .	36
Tabela 4 – Tabela de imperfeições geométricas iniciais em mm (SOUZA, 2017). Adaptado.	45
Tabela 5 – Perfis utilizados nos pilares. . . . .	48
Tabela 6 – Perfis utilizados nas vigas . . . . .	49
Tabela 7 – Propriedades do aço A572 grau 50 . . . . .	49
Tabela 8 – Forças nocionais por pavimento. . . . .	52
Tabela 9 – Combinações dos estados limites últimos normais . . . . .	53
Tabela 10 – Combinações dos estados limites de serviço. . . . .	54
Tabela 11 – Modos de vibração da estrutura. . . . .	55
Tabela 12 – Cargas de vento por pavimento para o $V_0=31.5$ m/s na direção X. . . . .	56
Tabela 13 – Cargas de vento por pavimento para o $V_0=31.5$ m/s na direção Y. . . . .	57
Tabela 14 – Cargas de vento por pavimento para o $V_0=36$ m/s na direção X. . . . .	59
Tabela 15 – Cargas de vento por pavimento para o $V_0=36$ m/s na direção Y. . . . .	60
Tabela 16 – Pilares para $V_0$ de 36 m/s que não atendem o critério de combinações de esforços no ELU. . . . .	62
Tabela 17 – Deslocamento entre pavimentos na direção X . . . . .	63
Tabela 18 – Deslocamento entre pavimentos na direção Y. . . . .	64
Tabela 19 – Valores de aceleração por pavimento para os ventos de 31.5 e 36 m/s. . . . .	77
Tabela 20 – Resultados do dimensionamento dos pilares no Eberick para ELU . . . . .	93
Tabela 21 – Resultados do dimensionamento das vigas no Eberick para ELU . . . . .	99

# LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação brasileira de Normas Técnicas
CS	Coluna Soldada
CVS	Coluna Viga Soldada
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FLA	Flambagem Local da Alma
FLM	Flambagem Local da Mesa
FLT	Flambagem Lateral com Torção
GDL	Grau de Liberdade
NBR	Norma Brasileira
NLF	Não Linearidade Física
NLG	Não Linearidade Geométrica

# LISTA DE SÍMBOLOS

$C_a$	Coefficiente de arrasto
$C_w$	Constante de empenamento da seção transversal
$E$	Módulo de elasticidade do material
$F_d$	Valor de cálculo de projeto de ações
$F_k$	Valor característico das ações
$G$	Módulo de elasticidade transversal do material
$I$	Momento de inércia
$J$	Constante de torção
$K$	Coefficiente de flambagem de barras comprimidas
$L$	Vão; comprimento
$M$	Momento fletor
$N$	Força axial
$Q$	Fator de redução total associado a flambagem local
$V$	Força cortante
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_p$	Velocidade de projeto
$a$	Aceleração
$f$	Frequência
$f_y$	Resistência ao escoamento do aço
$p_l$	Plastificação
$q(z)$	Pressão dinâmica do vento em função da altura
$r$	Raio de giração
$R_d$	Resistente de cálculo

$S_d$	Solicitante de cálculo
$u$	Deslocamento
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\Delta$	Deformação
$\gamma_g$	Coefficiente de ponderação das ações permanentes
$\gamma_q$	Coefficiente de ponderação das ações variáveis
$\gamma_a$	Coefficiente de ponderação das resistências do aço estrutural
$\Psi_0$	Fator de combinação das ações variáveis
$\Psi_1$	Fator de redução das ações variáveis
$\Psi_2$	Fator de redução das ações variáveis
$\lambda$	Índice de esbeltez
$\lambda_p$	Índice de esbeltez limite para seções compactas
$\lambda_r$	Índice de esbeltez limite para seções semicompactas
$\lambda_0$	Índice de esbeltez reduzido
$\chi$	Fator de redução associado à resistência à compressão
$\sigma$	Tensão normal
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$\theta$	Ângulo de inclinação
$\xi$	Coefficiente de amplificação mecânica
$\zeta$	Razão de amortecimento
$\Sigma$	Somatório
G1s	Ações permanentes da estrutura metálica
G1	Ações permanentes da estrutura em concreto
G2	Ações permanentes adicionais
Q	Ações acidentais
V	Ações de vento

NOX            Ações das cargas nocionais na direção X

NOY            Ações das cargas nocionais na direção Y

# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> . . . . .	<b>7</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b> . . . . .	<b>9</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> . . . . .	<b>16</b>
1.1 MOTIVAÇÃO . . . . .	16
1.2 OBJETIVOS . . . . .	17
1.2.1 Objetivos gerais . . . . .	17
1.2.2 Objetivos específicos . . . . .	17
1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO . . . . .	17
1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO . . . . .	17
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA</b> . . . . .	<b>19</b>
<b>3 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE AÇO</b>	<b>22</b>
3.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES . . . . .	22
3.2 SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS . . . . .	24
3.3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE AÇO . . . . .	25
3.3.1 Classificação das seções transversais . . . . .	26
3.3.2 Elementos submetidos à força axial de tração . . . . .	26
3.3.3 Elementos submetidos à força axial de compressão . . . . .	27
3.3.4 Elementos submetidos à momento fletor . . . . .	28
3.3.5 Elementos submetidos à força cortante . . . . .	29
3.3.6 Elementos submetidos à combinação de esforços . . . . .	30
3.4 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO ELS . . . . .	31
3.5 AÇÕES DO VENTO . . . . .	31
3.5.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ ) . . . . .	31
3.5.2 Fator $S_1$ . . . . .	33
3.5.3 Fator $S_2$ . . . . .	34
3.5.4 Fator $S_3$ . . . . .	34
3.5.5 Resposta dinâmica do vento . . . . .	34
3.5.6 Conforto do usuário . . . . .	36
<b>4 ANÁLISE NÃO LINEAR</b> . . . . .	<b>37</b>
4.1 NÃO LINEARIDADE FÍSICA . . . . .	38
4.2 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA . . . . .	40
4.3 MODELAGEM DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS . . . . .	40
4.4 MODELOS BENCHMARKING . . . . .	41
4.4.1 Viga em balanço . . . . .	41
4.4.2 Viga engastada-apoiada . . . . .	43

4.4.3	Pórtico espacial . . . . .	45
<b>5</b>	<b>ESTUDO DE CASO . . . . .</b>	<b>48</b>
5.1	AÇÕES . . . . .	50
5.2	COMBINAÇÕES DE AÇÕES . . . . .	53
5.3	CARGAS DE VENTO . . . . .	54
5.3.1	Vento de 31.5 m/s . . . . .	54
5.3.2	Vento de 36 m/s . . . . .	58
5.4	PROCESSAMENTO NO EBERICK . . . . .	61
5.5	DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DOS PILARES E VIGAS NO ELU . . . . .	61
5.6	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS NO ELS . . . . .	63
5.7	MODELAGEM NO ABAQUS . . . . .	65
5.8	ANÁLISE DOS RESULTADOS . . . . .	67
5.8.1	ELU combinação normal . . . . .	68
5.8.2	ELS combinação rara . . . . .	72
5.8.3	Conforto do usuário . . . . .	76
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO . . . . .</b>	<b>80</b>
6.1	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS . . . . .	81
	<b>REFERÊNCIAS . . . . .</b>	<b>82</b>
	<b>ANEXO A DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DOS PILARES . . . . .</b>	<b>84</b>
	<b>ANEXO B DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DAS VIGAS . . . . .</b>	<b>94</b>



# Capítulo 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 MOTIVAÇÃO

Em edificações altas, o vento é uma das principais ações que atuam ao longo da sua vida útil, podendo ser a principal por proporcionar deslocamentos laterais. Para melhor estimativa dessa ação, é necessário avaliar o local onde a edificação se encontra, determinar a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) e os fatores do terreno que o influenciam.

Recentemente, o estudo realizado por Vallis (2019) indica que, com a utilização de dados de vento coletados em mais de 40 anos, pode-se atualizar o mapa das isopletas das velocidades básicas do vento da NBR 6123 (ABNT, 1988). Com a atualização proposta, algumas capitais brasileiras irão apresentar um aumento na  $V_0$ , como em Belo Horizonte, que passa de 31.5 m/s para 36 m/s.

As estruturas altas já existentes que são localizadas em regiões que apresentaram aumento devem ser reanalisadas. O motivo é que em um primeiro momento essas estruturas estavam de acordo com o método de dimensionamento proposto pelas normas vigentes, e agora forças de vento de maior intensidade podem impactar na sua utilização e condições de segurança não mais atendendo os critérios normativos.

Contudo, a análise nem sempre é tão simples e a consideração da não linearidade para a sua validação pode se demonstrar de grande valia. Nesse cenário, a utilização de ferramentas computacionais é uma das alternativas para modelar a estrutura. Essa ferramenta permite a consideração dos efeitos de não linearidade a fim de aproximar o modelo à realidade e verificar em qual momento a estrutura tem a sua utilização prejudicada e o momento em que coloca a vida de seus usuários em risco.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos gerais

Avaliar o comportamento e a segurança de uma estrutura metálica alta submetida a um aumento de carga do vento devido a uma possível atualização da velocidade básica do vento.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- a) Avaliar os impactos da atualização da  $V_0$  sobre o ELS e ELU referente a NBR 8800 (ABNT, 2008);
- b) Dimensionar uma estrutura metálica que atenda os estados limites da NBR 8800 (ABNT, 2008) para o velocidade básica de 31.5 m/s;
- c) Fazer uma análise *pushover* da estrutura considerando os efeitos de não linearidade física e geométrica;
- d) Determinar qual velocidade básica do vento proporciona o início das deformações plásticas nos elementos da estrutura;
- e) Determinar qual a máxima velocidade básica do vento que o modelo suporta.

## 1.3 LIMITAÇÕES DO TRABALHO

No presente trabalho são adotados as seguintes hipóteses simplificadoras no modelo: a plasticidade do material foi considerada com o comportamento elastoplástico perfeito e a laje foi representada como um diafragma rígido.

Além disso, não foram avaliados os efeitos de flambagem local dos perfis semicompactos, as lajes não foram dimensionadas e as ligações entre pilares-vigas e lajes-vigas também não foram dimensionadas.

## 1.4 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho se inicia no Capítulo 2 com demonstração de estudos publicados nos quais são inseridos conceitos de uma análise *pushover* estática não linear com aplicações de forças de vento estáticas.

No Capítulo 3 serão revistos os conceitos fundamentais e critérios para o dimensionamento de uma estrutura metálica de acordo com NBR 8800 (ABNT, 2008) e os critérios para o cálculo das forças estáticas equivalentes de vento, com a consideração do efeito dinâmico, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988).

Com relação a análise do modelo, no Capítulo 4, serão expostos os conceitos básicos sobre análise não linear física e geométrica e realizado a modelagem de exemplos da literatura, no software Abaqus (SIMULIA, 2020), a fim de compreender o funcionamento do software e identificar como aplicar os parâmetros de não linearidade na modelagem.

Em sequência, no Capítulo 5, a estrutura será dimensionada com auxílio do software de dimensionamento Eberick (ALTOQI, 2021) de modo que atenda aos critérios normativos para o vento com  $V_0$  da norma vigente. Após essa etapa, serão verificados os critérios para o vento com uma  $V_0$  atualizada segundo o estudo de Vallis (2019).

Ainda no Capítulo 5, o modelo para a análise *pushover* será construído no software Abaqus (SIMULIA, 2020) e inicialmente verificado comparando os deslocamentos com o modelo do Eberick (ALTOQI, 2021), em ambos desconsiderando os efeitos de não linearidade. Após a validação, serão incluídas as não linearidades física e geométrica no modelo do Abaqus a fim de determinar a curva de capacidade assim como as velocidades do vento que proporcionam o início das deformações plásticas e a máxima reação antes da falha do modelo. Além disso, serão analisados os deslocamentos horizontais relativos entre pavimentos e o conforto do usuário em relação à aceleração, de acordo com o cálculo da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Por fim, no Capítulo 6, serão apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para os trabalhos seguintes.

## Capítulo 2

# REVISÃO DA LITERATURA

A análise estática não linear do tipo *pushover* é utilizada em exemplos da literatura para avaliar a segurança e identificar o comportamento da estrutura durante a ação de algum carregamento horizontal como a ação do vento ou a ação de um sismo.

Judd (2018) modelou um edifício de 10 pavimentos com mais de 40 metros como um pórtico plano a fim de avaliar o comportamento da estrutura frente a ação do vento e desenvolver técnicas para modelar estruturas resistentes a essas ações. Foi adotado um modelo com barras, para representar os pilares e as vigas, a plasticidade foi incluída de forma concentrada em rótulas plásticas e foram considerados os efeitos de não linearidade geométrica.

Mohammadi et al. (2019) analisou um edifício em estrutura metálica de 47 pavimentos, construído na década de 70 na cidade de *Houston* nos Estados Unidos, que resistiu ao furacão Alícia, sem danos significativos na estrutura. Os elementos foram modelados como barras, o efeito da não linearidade física e geométrica foram considerados com o efeito  $P-\Delta$  e rótulas plásticas nos extremos dos elementos. O vento aplicado na estrutura foi obtido com base em um modelo de túnel de vento de acordo com as normas americanas. A laje do modelo foi construída com restrições nos nós do pavimento para simular um comportamento de diafragma rígido. A análise *pushover* foi realizada para duas direções e foi realizado uma comparação da influência da consideração do efeito  $P-\Delta$  na resposta da estrutura.

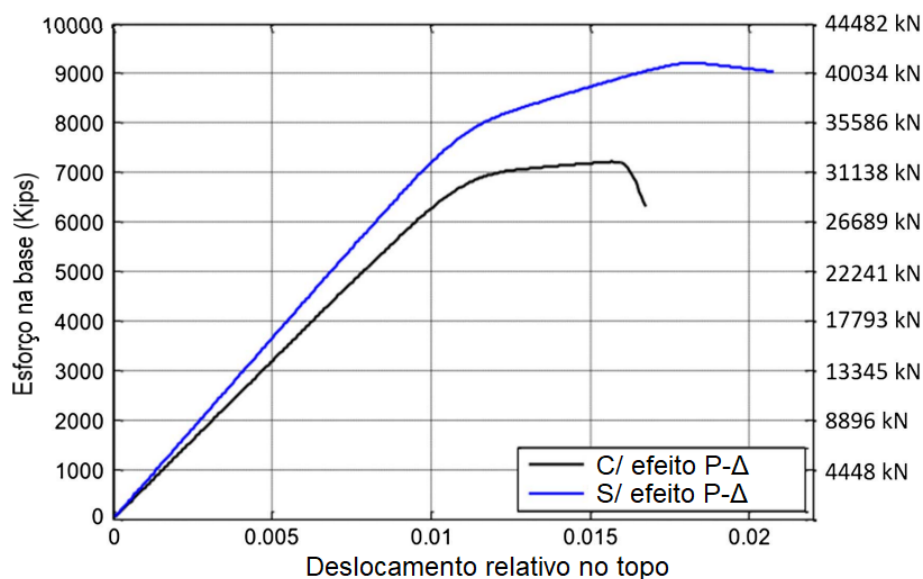


Figura 1 – Influência do efeito P-Δ na análise (MOHAMMADI et al., 2019) Adaptado.

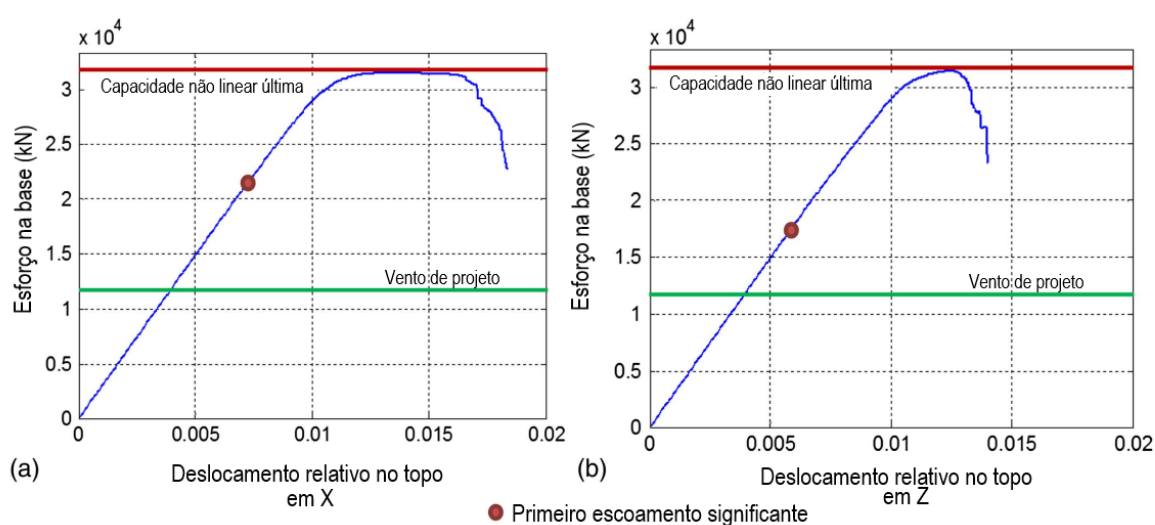


Figura 2 – Curva de capacidade em X e Z (MOHAMMADI et al., 2019) Adaptado.

Ghaffary & Moustafa (2021) realizaram uma análise de um edifício de 20 pavimentos, em estrutura metálica, com mais de 80 metros de altura, com a finalidade de avaliar a performance do edifício sujeito a ações do vento em parâmetros de segurança e economia. Para isso, os autores modelaram a estrutura de estudo e um modelo alternativo com uma redução das seções dos elementos que obteve uma média de 18% a menos, em relação ao material da estrutura original. Os elementos foram modelados como barras, sendo as vigas com plasticidade concentrada em rótulas plásticas nas extremidades e os pilares com plasticidade distribuída com um modelo de fibras. Nos modelos foram inseridos as imperfeições geométricas iniciais e reduzido o módulo de elasticidade para 80% do valor original a fim de reduzir a rigidez da estrutura.

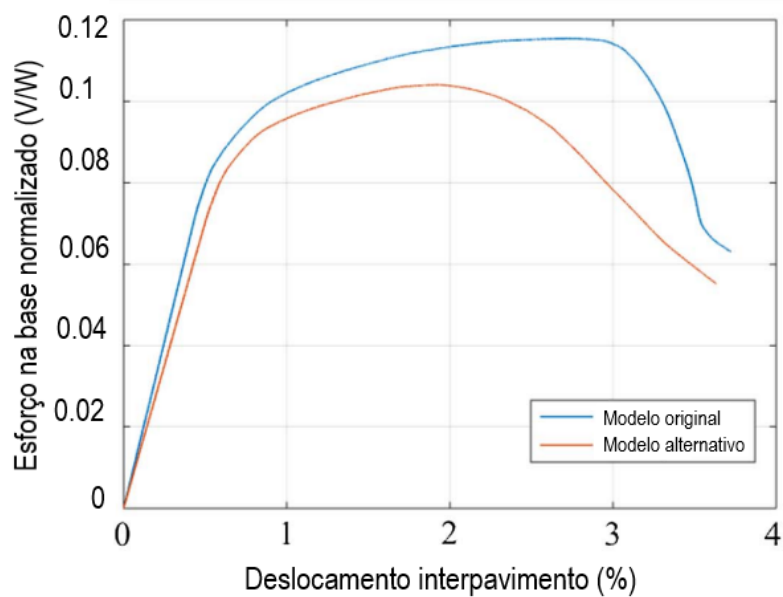


Figura 3 – Curva de capacidade (GHAFFARY; MOUSTAFA, 2021) Adaptado.

Nos três exemplos, a análise estática não linear do tipo *pushover* foi realizada a fim de determinar o comportamento da estrutura de acordo com o incremento de carga lateral. Além dessa análise, foram utilizadas análises dinâmicas incrementais e avaliadas as performances das estruturas quanto a acelerações e deslocamentos entre pavimentos.

## Capítulo 3

# CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE AÇO

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece critérios para dimensionamento de estruturas metálicas, à temperatura ambiente, por meio do método dos estados limites de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003). Os estados limites são divididos em: Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Último (ELU).

O ELS está relacionado ao comportamento da estrutura durante sua utilização e de modo geral os efeitos estruturais de interesse, como os deslocamentos, devem respeitar os valores limites estabelecidos para cada situação.

O ELU está relacionado ao comportamento da estrutura próximo a ruína e de modo geral os esforços resistentes devem ser superiores ou iguais aos esforços solicitantes, decorrentes das combinações de ações que serão apresentadas a seguir.

Para que uma estrutura esteja de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) ela deverá atender todos os estados limites aplicáveis, e caso não atenda algum critério a estrutura não está de acordo com os objetivos no qual ela foi projetada.

### 3.1 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações que atuam nas estruturas podem ser classificadas em:

- Permanentes: São ações que atuam constantemente ao longo da sua vida útil;
- Variáveis: São ações que variam ao longo da vida útil, como as cargas acidentais;
- Excepcionais: São ações que tem probabilidade muito baixa de ocorrer.

As combinações de ações propostas na NBR 8800 (ABNT, 2008) são definidas de acordo com o estado limite. As combinações do ELU podem ser divididas em: normais, especiais, de

construção e excepcionais. A combinação normal é decorrente do uso previsto na edificação. A combinação especial é decorrente da atuação de ações variáveis que a intensidade dos seus efeitos superem a combinação normal e apresentam um carácter transitório. A combinação de construção é aplicada quando ainda na fase construção apresente algum risco de ELU, esta combinação também tem um carácter transitório. A combinação excepcional é decorrente de ações excepcionais que podem gerar um resultado catastrófico. A combinação última normal é descrita pela seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.1)$$

onde,

- $F_d$  representa o valor de cálculo de projeto das ações;
- $\gamma_{gi}$  representa o coeficiente de ponderação das ações permanente;
- $F_{Gi,k}$  representa os valores característicos das ações permanentes;
- $\gamma_{q1}$  representa o coeficiente de ponderação da ação variável principal;
- $F_{Q1,k}$  representa o valor característico da ação variável principal;
- $\gamma_{qj}$  representa o coeficiente de ponderação da ação variável que pode atuar junto com a ação variável principal;
- $\Psi_{0j}$  representa o fator de combinação da ação variável que pode atuar junto com a ação variável principal;
- $F_{Qj,k}$  representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar junto com a ação variável principal.

Com relação às combinações de ações no ELS, podem ser divididas em função da sua permanência na estrutura em: quase permanentes, frequentes e raras. As quase permanentes podem atuar em grande parte da vida útil, sendo consideradas de longa duração. As combinações frequentes se repetem muitas vezes ao longo da vida útil da estrutura e estão relacionadas a um estado limite de serviço reversível, que não irá gerar danos permanentes na estrutura ou em componentes. A combinação rara é aquela que atua algumas horas ao longo da vida útil e está relacionada a um estado limite irreversível, que gera danos permanentes na estrutura ou em componentes. As combinações raras de serviço são descritas pela seguinte equação:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (3.2)$$

onde,

- $F_{ser}$  representa o valor de cálculo das ações em serviço;



- $F_{Gi,k}$  representa o valor característico das ações permanentes;
- $F_{Q1,k}$  representa o valor característico da ação variável principal;
- $\Psi_{1j}$  representa o fator de redução da ação variável que pode atuar junto com a ação variável principal;
- $F_{Qj,k}$  representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar junto com a ação variável principal.

De mesmo modo, as combinações frequentes são expressas pela seguinte equação:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.3)$$

onde,

- $\Psi_{2j}$  representa o fator de redução da ação variável que pode atuar junto com a ação variável principal;

Com relação às resistências, a norma indica que para ELU a resistência característica de cada material deve ser minorada, dividindo-a em função de um coeficiente de ponderação. Para estruturas metálicas, o aço estrutural é subdividido em um primeiro grupo referente ao escoamento, flambagem e instabilidade e a um segundo grupo referente a ruptura do material, que para combinação normal apresentam o coeficiente igual a, respectivamente, 1.10 e 1.35. Para o ELS, o coeficiente se mantém igual a 1.0 independente da situação.

## 3.2 SENSIBILIDADE A DESLOCAMENTOS LATERAIS

Para a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) as estruturas podem ser classificadas de acordo com a sensibilidade a deslocamentos laterais em estruturas de pequena, média ou grande deslocabilidade. Para classificar, é realizada a comparação dos deslocamentos horizontais relativos à base, em todos os andares, frente a uma análise de primeira e de segunda ordem em todas as combinações de esforços aplicáveis. Caso a estrutura apresente uma relação inferior a 1.1 é considerada como uma estrutura de pequena deslocabilidade, se apresentar entre 1.1 e 1.4 é considerada de média deslocabilidade, e grande deslocabilidade se maior que 1.4.

Em função do grau de deslocabilidade que a estrutura possui, a norma coloca pontos necessários a se considerar para determinar os esforços solicitantes.

Para o ELU de estruturas de pequena deslocabilidade:

- Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser adicionados na análise. Portanto, deve-se incluir um deslocamento interpavimentos de  $h/333$ , sendo  $h$  a altura do pavimento. Outra forma permitida é a aplicação de uma força nocional, que é uma força horizontal

equivalente em todos os pilares com valor igual a 0.3% da carga gravimétrica do pavimento. A força nocional é considerada como o carregamento lateral mínimo da estrutura;

- Os efeitos de segunda ordem globais podem ser desconsiderados na análise, desde que:
  - As forças axiais solicitantes de cálculo de todas as barras, que possuam a rigidez à flexão como contribuinte para a estabilidade nas combinações do ELU, não apresentem valores superiores a 50% da força axial correspondente ao escoamento da mesma;
  - Os efeitos de imperfeições geométricas iniciais sejam consideradas, inclusive com a atuação de uma ação variável devido ao vento.

Para o ELU de estruturas de média deslocabilidade:

- As imperfeições geométricas iniciais devem ser consideradas da mesma forma em que foi descrito para estruturas de pequena deslocabilidade;
- Os efeitos das imperfeições iniciais de material devem ser incluídas na análise com a redução da rigidez à flexão e da rigidez axial das barras para 80% dos valores originais;
- Os efeitos globais e locais de segunda ordem devem ser considerados para a determinação dos esforços solicitantes.

Para o ELU de estruturas de grande deslocabilidade:

- Os efeitos da não linearidade geométrica e de material devem ser considerados em uma análise rigorosa.

Para determinar as respostas da estrutura no ELS, a norma não inclui a consideração das imperfeições geométricas e de material iniciais. Em estruturas de pequena e média deslocabilidade, a análise elástica de 1ª ordem é considerada adequada para a determinação dos esforços. Entretanto, para estruturas de grande deslocabilidade os efeitos de 2ª ordem devem ser considerados.

### 3.3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE AÇO

Durante a vida útil de projeto, os elementos estruturais podem ser solicitados a diferentes tipos de esforços, sendo eles isolados ou combinados. Para garantir que os elementos dimensionados cumpram seu papel de forma adequada, é importante verificar todas as situações plausíveis de ocorrer. A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) aplica as seguintes condições para o dimensionamento de elementos estruturais submetidos a ações estáticas.

### 3.3.1 Classificação das seções transversais

As seções dos elementos metálicos são classificados de acordo com o seu parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ) em:

- Compactas: Quando os elementos comprimidos possuem  $\lambda < \lambda_p$  e cujas mesas são ligadas continuamente as almas;
- Semicompactas: Quando os elementos comprimidos possuem  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ;
- Esbeltas: Quando os elementos comprimidos possuem  $\lambda > \lambda_r$ .

De modo geral, as seções compactas distribuem as tensões de forma totalmente plástica e grande capacidade de rotação antes do início da flambagem local, sendo assim ideais para a análise plástica. Para este tipo de análise, devem ter no mínimo um eixo de simetria quando submetidas a flexão e eixos duplamente simétricos para compressão. Da mesma forma, as seções semicompactas podem atingir a tensão de escoamento, porém não apresentam grande capacidade de rotação e as seções esbeltas apresentam flambagem no regime elástico.

### 3.3.2 Elementos submetidos à força axial de tração

Uma barra submetida a esforços axiais de tração atende aos requisitos de norma se:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (3.4)$$

O esforço solicitante ( $N_{t,Sd}$ ) é obtido conforme as combinações de ações do ELU. O esforço resistente ( $N_{t,Rd}$ ) é determinado pelo menor valor entre o ELU de escoamento da seção bruta e o ELU de ruptura da seção líquida.

Para o escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.5)$$

Para a ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (3.6)$$

onde,

- $A_g$  é a área bruta da seção transversal;
- $A_e$  é a área líquida efetiva da seção transversal.

A área efetiva líquida, utilizada na Equação 3.6 é calculada pela seguinte equação:

$$A_e = C_t A_n \quad (3.7)$$

onde,

- $A_n$  é a área líquida da seção transversal;
- $C_t$  é o coeficiente de redução da área líquida.

Caso não exista algum furo na barra o valor de  $A_n$  será igual a  $A_g$ , se existir, deve-se calcular a  $A_n$  conforme o item 5.2.4.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008). O coeficiente de redução é calculado conforme item 5.2.5 da NBR8800 (ABNT, 2008) e pode apresentar o valor igual a 1.0 se a força de tração for transmitida diretamente para cada elemento da seção transversal por meio de solda ou parafusos.

### 3.3.3 Elementos submetidos à força axial de compressão

Os elementos de barra prismáticas submetidas a um esforço de compressão atendem a norma quando:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (3.8)$$

O valor do esforço solicitante ( $N_{c,Sd}$ ) é obtido através das combinações de ações. A força axial resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ) é calculada de acordo com o ELU de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, conforme a equação a seguir:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.9)$$

onde,

- $\chi$  é o fator de redução associado à resistência à compressão;
- $Q$  é o fator de redução total associado à flambagem local.

O valor de  $Q$  é calculado conforme o Anexo F da Norma NBR 8800 (ABNT, 2008), onde é avaliado a relação  $b/t$  da mesa e da alma em relação  $b/t$  limite, de acordo com o tipo de seção transversal da barra. Se todos os componentes da seção transversal da barra apresentarem a relação  $b/t$  menor que  $b/t$  limite, o valor de  $Q$  será igual a 1. Caso algum componente apresente relação maior que  $b/t$  limite o fator de redução  $Q$  será menor que 1.

O fator de redução  $\chi$  é calculado em função do índice de esbeltez reduzido ( $\lambda_0$ ).

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (3.10)$$

onde,  $N_e$  é a força axial de flambagem elástica.

A força  $N_e$  é calculada a partir do Anexo E da NBR 8800 (ABNT, 2008) e para uma seção com dupla simetria é dada pelo menor valor entre os seguintes casos:

- a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (3.11)$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (3.12)$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (3.13)$$

onde,

- $K_x L_x$  é comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;
- $K_y L_y$  é comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;
- $K_z L_z$  é comprimento de flambagem por torção;
- $r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad (3.14)$$

Com o valor do índice de esbeltez reduzido é calculado o valor de  $\chi$  para as seguintes condições:

- para  $\lambda_0 \leq 1.5$ :

$$\chi = 0.658 \lambda_0^2 \quad (3.15)$$

- para  $\lambda_0 > 1.5$ :

$$\chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} \quad (3.16)$$

### 3.3.4 Elementos submetidos à momento fletor

De mesmo modo que os itens anteriores, os elementos submetidos à momento fletor para atender os requisitos de norma têm que apresentar o momento fletor solicitante inferior ou igual ao momento resistente de cálculo, conforme a expressão abaixo:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (3.17)$$

O momento solicitante é obtido através das combinações últimas. O momento resistente de cálculo é obtido seguindo o Anexo G e H da NBR 8800 (ABNT, 2008), dependendo se a alma é ou não esbelta, avaliando os estados limites de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Em cada item avaliado, é comparado o limite de esbeltez ( $\lambda$ ) do componente com os limites de esbeltez correspondente à plastificação ( $\lambda_p$ ) e ao início do escoamento ( $\lambda_r$ ).

Para uma viga "I" de alma não esbelta, o  $M_{Rd}$  referente ao estado limite FLT é obtido pelas seguintes condições:

- a)  $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda \leq \lambda_p$ ;
- b)  $M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ;
- c)  $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda > \lambda_r$ .

Para a mesma viga "I" em relação aos estados limites de FLA e FLM são obtido os momentos resistentes abaixo:

- a)  $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda \leq \lambda_p$ ;
- b)  $M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ;
- c)  $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ , para  $\lambda > \lambda_r$ .

Os valores de cada incógnita das equações são obtidas na Tabela G.1 ou no item 5.4.2, ambos da NBR 8800 (ABNT, 2008).

### 3.3.5 Elementos submetidos à força cortante

Com relação à força cortante, a condição de verificação da norma é demonstrada a seguir:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (3.18)$$

Para uma seção "I", o valor da força cortante resistente de cálculo é determinado pelas seguintes condições:

- a) Para  $\lambda \leq \lambda_p$ :

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.19)$$

- b) Para  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ :

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.20)$$

- c) Para  $\lambda > \lambda_r$ :

$$V_{Rd} = 1.24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.21)$$

onde,

- $\lambda = \frac{h}{t_w}$ ;
- $\lambda_p = 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$
- $\lambda_r = 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$
- $k_v$ :
  - 5.0 para almas sem enrijecedores transversais, para  $\frac{a}{h} > 3$  ou  $\frac{a}{h} > \left[ \frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$ ;
  - $5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ , para os demais casos.
- $V_{pl} = 0.60 A_w f_y$
- $A_w = d t_w$ , onde  $d$  é a altura da seção transversal.

### 3.3.6 Elementos submetidos à combinação de esforços

No caso de um elemento que é submetido a mais de um esforço simultâneo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece algumas situações como a possibilidade de estar atuando forças axiais e momentos fletores representadas pelas seguintes expressões:

a) Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0.2$ :

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1.0 \quad (3.22)$$

b) Para  $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0.2$ :

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1.0 \quad (3.23)$$

Caso ocorra uma situação em que uma força cortante ocorra em um dos eixos de inércia, deve ser calculado conforme o item 3.3.5 deste trabalho. Nas situações em que atue nos dois eixos de inércia da seção, deve ser atendido os seguintes itens:

- a) Para os estados limites de escoamento sob efeito da tensão normal:

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.24)$$

- b) Para os estados limites de escoamento sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0.60 f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.25)$$

c) Para os estados limites de instabilidade ou flambagem sob efeito da tensão normal:

$$\sigma_{Sd} \leq \frac{\chi f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.26)$$

d) Para os estados limites de instabilidade ou flambagem sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\tau_{Sd} \leq \frac{0.60 \chi f_y}{\gamma_{a1}} \quad (3.27)$$

## 3.4 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO ELS

No estado limite de serviço, o principal objetivo de verificação é garantir o conforto do usuário e a função na qual a estrutura foi projetada. Uma forma de controle proposta na norma NBR 8800 (ABNT, 2008) é verificar o atendimento dos deslocamentos máximos verticais e horizontais dos elementos e do pórtico. As solicitações para atender esses deslocamentos são provenientes das combinações de ações do ELS. O não atendimento desses valores limites pode provocar danos nos elementos estruturais e componentes da estrutura. Para atender, as vigas devem apresentar um deslocamento vertical inferior a  $L/350$  e em relação aos deslocamentos horizontais, para um edifício de 2 ou mais pavimentos, a norma limita o deslocamento em  $h/500$ , sendo  $h$  a altura entre dois pisos consecutivos.

## 3.5 AÇÕES DO VENTO

A força do vento é um dos principais carregamentos laterais que incidem nas estruturas. A característica dinâmica dessa ação varia em função da altura e das condições do terreno na vizinhança da edificação, sendo composta por uma componente estática e outra componente dinâmica ou flutuante, que gera um efeito de turbulência. Segundo Mendis et al. (2007), quanto mais alta e esbelta a estrutura, maior é a sensibilidade aos efeitos da resposta dinâmica do vento. Esses efeitos contribuem para a estrutura apresentar um deslocamento horizontal maior e afetar o conforto humano.

A Norma NBR 6123 (ABNT, 1988) trás um procedimento de cálculo para determinar uma aproximação da força atuante do vento na edificação, com base na localização no Brasil e nas características topográficas da região vizinha. O vento, por se tratar de um efeito dinâmico, costuma atuar em períodos curtos na edificação em formas de rajadas que segundo a norma é estipulado em um tempo de 3 segundos.

### 3.5.1 Velocidade básica do vento ( $V_0$ )

O Brasil é considerado como um dos maiores países em extensão territorial. Além disso, o fato de apresentar uma grande variação do relevo e condições climáticas dentro de suas próprias regiões faz com que o vento possua uma grande variabilidade ao longo da sua extensão territorial.



A partir do estudo de Padaratz (1977), as velocidades básicas do vento para todas as regiões do país foram consideradas na Norma NBR 6123 (ABNT, 1988) no mapa das isopletas cujo vento varia de 5 em 5 m/s. As velocidades do vento são consideradas como uma velocidade de rajada no período de 3 segundos a uma altura de 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, com a possibilidade de exceder, em média, uma vez a cada 50 anos.

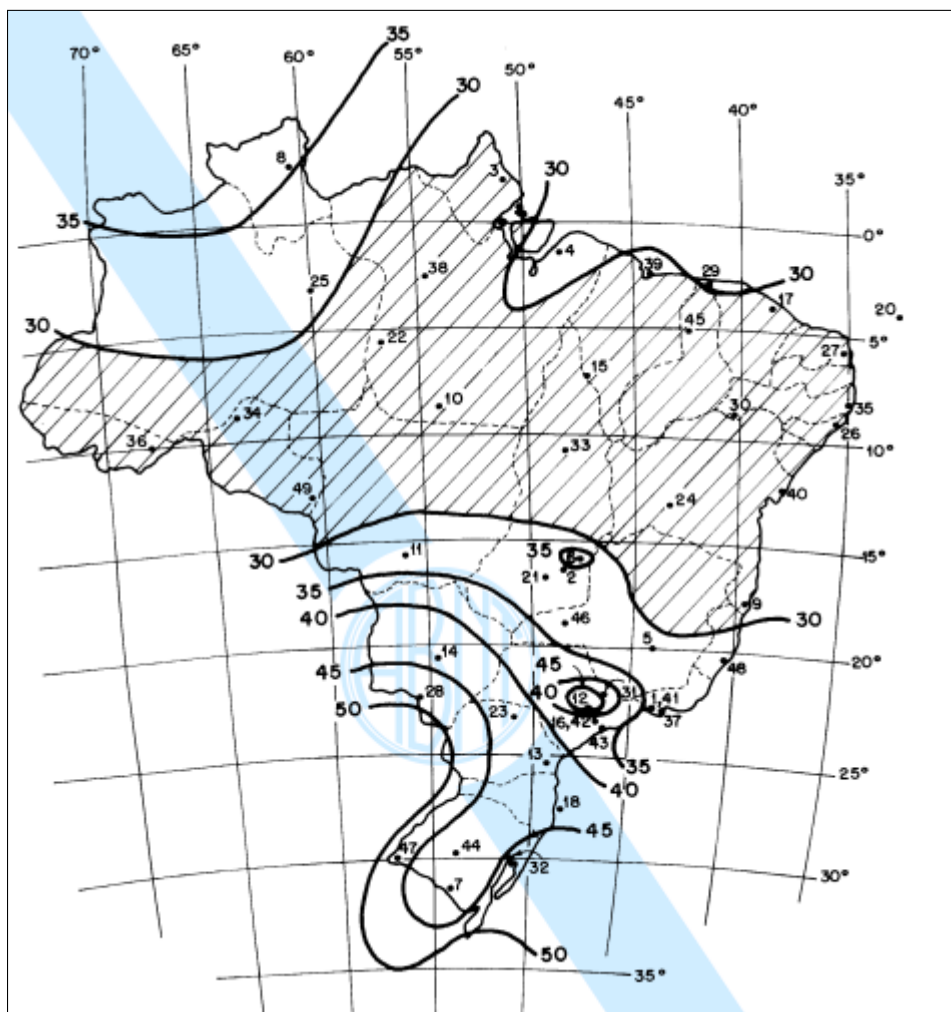


Figura 4 – Mapa de isopletas da  $V_0$  NBR 6123 (ABNT, 1988)

Como citado no Capítulo 1, Vallis (2019) realizou um estudo recente analisando séries históricas de dados sobre vento em 692 estações meteorológicas há mais de 40 anos. O estudo propõe a atualização do mapa das isopletas das velocidades básicas do vento para a NBR 6123 (ABNT, 1988) possibilitando a determinação de uma velocidade básica de vento mais atual, e portanto mais próxima do que atua nas edificações hoje. A atualização provoca mudanças diminuindo a  $V_0$  em determinadas regiões e aumentando em outras, como em Belo Horizonte e Goiânia.

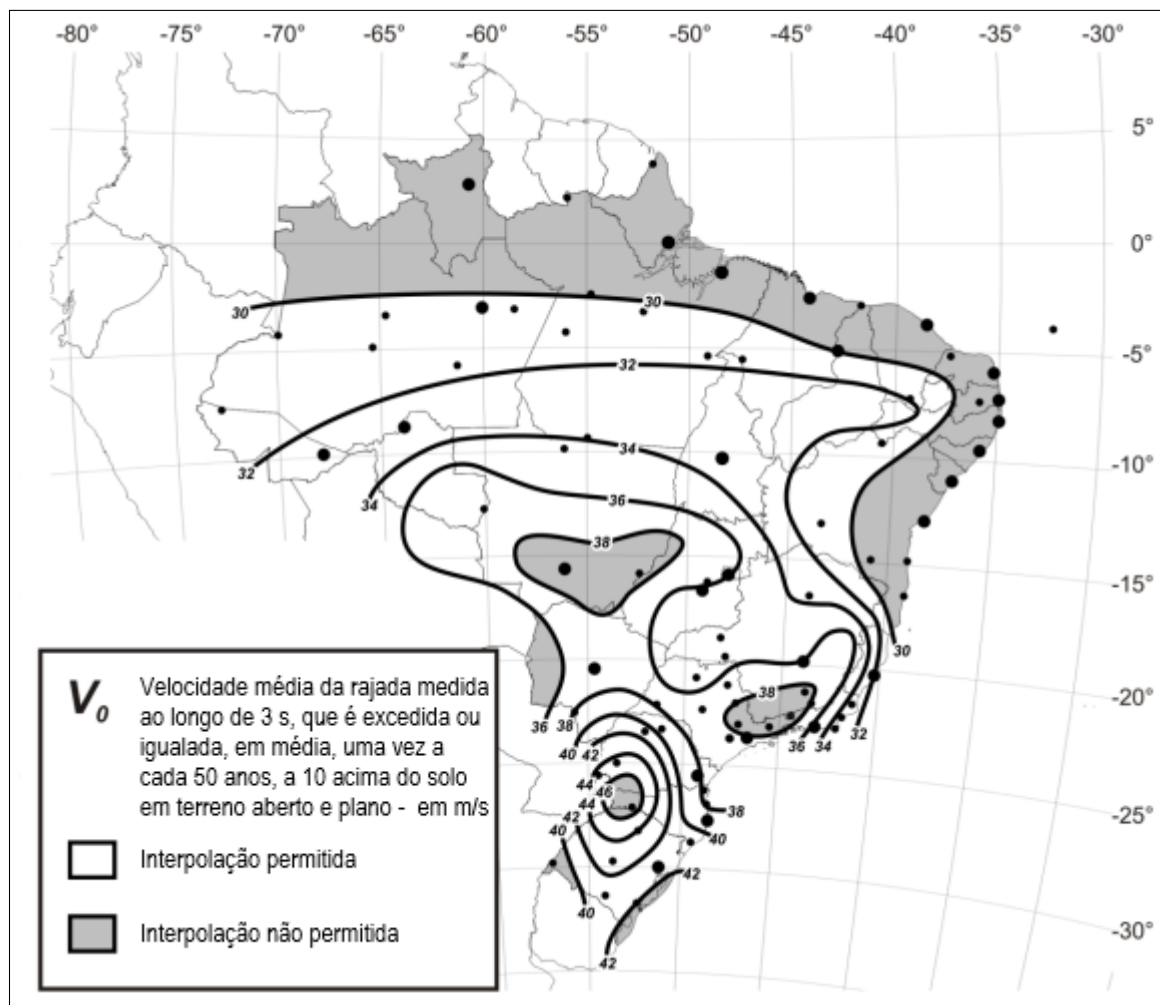


Figura 5 – Novo mapa de isopletas da  $V_0$  proposto por Vallis (2019). Adaptado.

### 3.5.2 Fator $S_1$

Como comentado anteriormente, o relevo influencia na força do vento, pois a edificação localizada em um terreno plano, no topo de um morro e em um vale apresenta atuações de forças de vento diferentes. Para a NBR 6123 ABNT (1988) o fator  $S_1$  pode apresentar os seguintes valores:

- a) Para terrenos planos ou fracamente acidentados:  $S_1 = 1$ ;
- b) Para taludes e morros:
  - No ponto A e C da Imagem:  $S_1 = 1$ ;
  - No ponto B da Imagem, o fator varia em função da inclinação e altura:
    - $\theta \leq 3 : S_1 = 1$ ;
    - $6 \leq \theta \leq 17 : S_1 = 1 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right) \tan(\theta - 3) \geq 1$ ;
    - $\theta \geq 45 : S_1 = 1 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right) 0.31 \geq 1$ ;

c) Para vales profundos:  $S_1 = 0.9$

### 3.5.3 Fator $S_2$

O fator  $S_2$  considera o efeito da rugosidade do terreno com a vizinhança, por meio da cota média dos obstáculos próximos. São divididos em 5 categorias.

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, no qual a cota média dos obstáculos é considerada inferior ou igual 1 metro;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como muros, árvores, edificações baixas e esparsas, com a cota média dos obstáculos é considerada igual a 3 metros;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média dos obstáculos deve ser próximo de 10 metros;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados, com cota média do topo igual ou superior a 25 metros.

### 3.5.4 Fator $S_3$

O fator  $S_3$  está relacionado com grau de segurança que a edificação deve ter. Como a velocidade do vento está relacionada com um tempo de recorrência de 50 anos e apresenta uma probabilidade de ser excedido, a norma coloca o fator com base no tipo de utilização e importância.

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	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	0.95
4	Vedações	0.88
5	Edificações temporárias	0.83

Tabela 1 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

### 3.5.5 Resposta dinâmica do vento

O vento atua nas estruturas com uma parcela considerada estática e outra parcela considerada flutuante. Esta é considerada como uma ação de rajada que provoca na edificação

uma oscilação na direção da força média do vento. O tempo que a estrutura leva para oscilar é considerado o período de oscilação, e como a frequência é o inverso do período, também é possível determinar a frequência de oscilação.

Para estruturas com período de oscilação maior que 1 segundo, maior será a importância da resposta flutuante no modelo, principalmente em estruturas fracamente amortecidas.

A velocidade de projeto ( $\bar{V}_p$ ) é correspondente a velocidade média sobre um intervalo de 10 minutos, que é referente ao intervalo de tempo em que a velocidade média provoca efeitos puramente estáticos, a 10 metros de altura em um terreno de categoria II. Essa velocidade é calculada pela seguinte equação:

$$\bar{V}_p = 0.69V_0S_1S_3 \quad (3.28)$$

O cálculo da resposta dinâmica na direção do vento segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988) pode ser realizado pelo método simplificado. A variação da pressão dinâmica em relação a altura é calculado da seguinte forma:

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (3.29)$$

onde,

- $h$  é a altura total da edificação;
- $p$  e  $b$  são coeficientes colocados na Tabela X que dependem da categoria do terreno;
- $z_r$  é a altura de referência igual a 10 metros;
- $z$  é a altura em relação ao terreno;
- $\gamma$  o coeficiente é determinado de acordo com o tipo de edificação. para estruturas de aço soldada o valor é igual a 1.2.
- $\xi$  é o coeficiente de amplificação dinâmica, que é determinado em função das dimensões do edifício, da razão de amortecimento crítico ( $\zeta$ ), da frequência e das categoria do terreno. Para estruturas de aço soldadas o valor de  $\zeta$  é igual a 0.01;
- $\bar{q}_0$  é calculado pela equação abaixo:

$$\bar{q}_0 = 0.613\bar{V}_p^2 \quad (3.30)$$

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0.095	0.150	0.185	0.230	0.310
b	1.230	1.000	0.860	0.710	0.500

Tabela 2 – Expoente p e parâmetro b conforme a categoria de rugosidade (ABNT, 1988).

O valor calculado de  $q(z)$  tem dentro dos colchetes o primeiro termo referente à resposta média e o segundo termo à amplitude máxima da resposta flutuante. Para determinar o valor de  $\xi$  é necessário calcular o valor de  $\bar{V}_p/fL$ , no qual  $L = 1800$  metros e interpolar entre as Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (ABNT, 1988), de acordo com a categoria do terreno.

O valor da força estática equivalente é calculado pela seguinte equação:

$$F = q(z)lC_a \quad (3.31)$$

onde,

- $l$  é a largura da edificação;
- $C_a$  é o coeficiente de arrasto.

### 3.5.6 Conforto do usuário

As oscilações provocadas pela resposta flutuante geram uma aceleração que dependendo do valor pode ocasionar uma sensação de desconforto para os ocupantes do edifício. O cálculo da aceleração, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), é realizado pela seguinte expressão:

$$a_i = 4\pi^2 f_i^2 u_i \quad (3.32)$$

onde,

- $u_i$  é o deslocamento devido a resposta flutuante na direção do vento.

Considera-se que esse valor da aceleração pode ser excedido uma vez a cada 10 anos. A norma indica um limite máximo para o valor da amplitude de  $0.1 \text{ m/s}^2$ . Segundo Bachmann et al. (1995), os limites de aceleração de acordo com a percepção humana podem variar desde acelerações imperceptíveis até intoleráveis conforme indicado na tabela a seguir:

Nível de Percepção	Aceleração Limite	
Imperceptível	$a < 0.005g$	$a < 0.049\text{m/s}^2$
Perceptível	$0.005g < a < 0.015g$	$0.049\text{m/s}^2 < a < 0.147\text{m/s}^2$
Incômoda	$0.015g < a < 0.05g$	$0.147\text{m/s}^2 < a < 0.49\text{m/s}^2$
Muito Incômoda	$0.05g < a < 0.15g$	$0.49 < a < 1.47\text{m/s}^2$
Intolerável	$a > 0.15g$	$a > 1.47\text{m/s}^2$

Tabela 3 – Nível de percepção humana das vibrações do edifício devido à ação do vento (BACHMANN et al., 1995)

O limite de  $0.147 \text{ m/s}^2$  entre uma aceleração perceptível e incômoda, pode ser um valor aceitável com um período de recorrência de alguns anos, segundo os autores.

## Capítulo 4

# ANÁLISE NÃO LINEAR

Como comentado na norma NBR 8800 (ABNT, 2008), estruturas de média e grande deslocabilidade devem considerar os esforços de 2ª ordem global da estrutura no dimensionamento no ELU. Os efeitos de 2ª ordem estão relacionados com a não linearidade da estrutura, como a não linearidade física (NLF) e a não linearidade geométrica (NLG). O fenômeno de não linearidade está associado a mudança de comportamento, passando de um comportamento linear para um não linear. A NLF corresponde a resposta das características do material utilizado, enquanto a NLG corresponde a condição de equilíbrio da estrutura.

Uma análise não linear do tipo *pushover* é comumente aplicada em solicitações de sismos, na qual é apresentada a curva de capacidade como deslocamento no topo x reação na base com o objetivo de representar o comportamento da estrutura conforme o aumento das cargas laterais. Inicialmente são aplicadas as cargas verticais e posteriormente as cargas laterais, que apresentam uma configuração monotônica crescente. As cargas laterais são incrementadas até determinados eventos como escoamento e a falha dos elementos do modelo. O escoamento acontece de forma sequencial entre os elementos, sendo que conforme mais elementos escoam menor é a rigidez da estrutura. Segundo Papanikolaou, Elnashai & Pareja (2005), geralmente essa sequência de eventos é observada na curva de capacidade da estrutura.

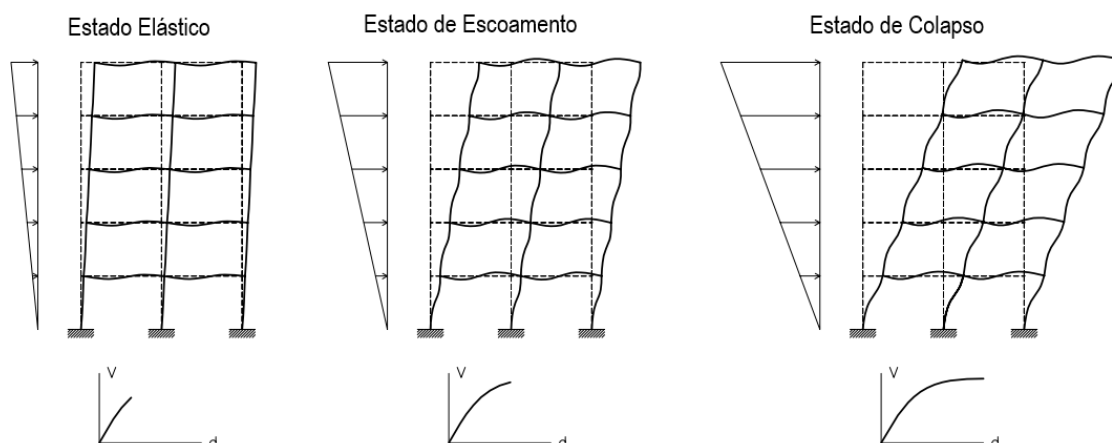


Figura 6 – Sequência de estados na análise *pushover* (PAPANIKOLAOU; ELNASHAI; PAREJA, 2005). Adaptado.

Em análise com solicitações devido ao vento, a curva de capacidade também pode ser aplicada conforme visto no Capítulo 2. Portanto, na análise estática não linear em questão deste trabalho é optado por avaliar a estrutura por meio da curva de capacidade.

## 4.1 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A NLF está relacionada ao comportamento do material utilizado na estrutura, que quando submetido a uma determinada tensão inicia a mudança de comportamento, a qual é visível em um gráfico tensão x deformação. Em materiais metálicos ocorrem dois fenômenos responsáveis pela não linearidade física: a plasticidade e o encruamento. O efeito da plasticidade está relacionado a existência de deformação permanentes e o encruamento com o ganho de resistência com o aumento das deformações. Um elemento elastoplástico apresenta um comportamento elástico inicial, respeitando a Lei de Hook, e com o acréscimo da carga, até ultrapassar a tensão de escoamento, inicia um comportamento plástico com uma parcela das deformações sendo irreversíveis, que apresenta o carácter irreversível devido a uma liberação de energia no processo.

Existem vários modelos no qual o material pode apresentar um comportamento elastoplástico, uma simplificação é a representação de um material elastoplástico perfeito. Este material idealizado apresenta um o comportamento inicial elástico e, após a tensão de escoamento, um patamar sem acréscimo de tensão em que o material escoou indefinidamente.

A NBR 8800 (ABNT, 2008) a fim de facilitar a consideração da não linearidade inicial de material permite a redução de 20% da rigidez à flexão e axial como comentado no item 3.2. Softwares comerciais de dimensionamento, como o Eberick (ALTOQI, 2021), aplicam esse item da norma. Entretanto, em softwares de análise, como o Abaqus (SIMULIA, 2020), é possível configurar as características de plasticidade do material informando seu comportamento

constitutivo.

Para Deierlein, Reinhorn & Willford (2010), a plasticidade em modelos estruturais pode ser aplicada de forma concentrada ou distribuída nos elementos. Na forma concentrada pode ser aplicada com a inserção de rótulas plásticas ou molas inelásticas nas extremidades dos elementos. Esses tipos são considerados de maior simplicidade, em relação à plasticidade distribuída, e apresentam uma eficiente resposta computacional.

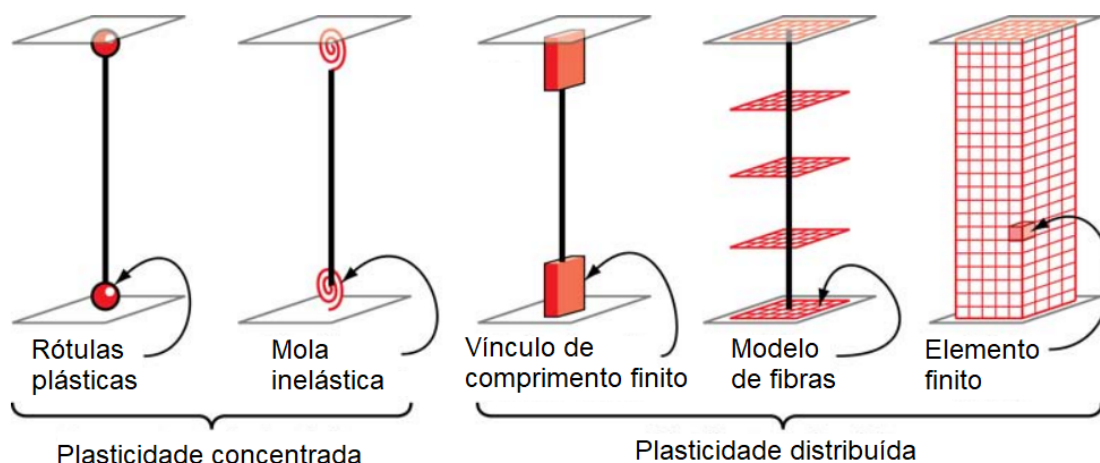


Figura 7 – Modelos idealizados para elementos de viga-pilar. (DEIERLEIN; REINHORN; WILLFORD, 2010) Adaptado.

Com relação à plasticidade distribuída, pode-se considerar como um vínculo de comprimento finito, um modelo de fibras ou um modelo de elementos finitos. O vínculo de comprimento finito é considerado eficiente, no qual o comportamento da seção transversal na região inelástica é determinado por relações não lineares do momento de curvatura. O comprimento do vínculo pode ser fixo ou variável, de acordo com as características do momento de curvatura da seção e com o gradiente do momento e forças axiais. A integração da deformação ao longo do vínculo permite uma percepção mais real do escoamento da seção em relação aos modelos de plasticidade concentrada.

O modelo de fibras distribui a plasticidade das fibras da seção transversal ao longo do comprimento do elemento por integrações numéricas. O modelo segue a hipótese de que as seções transversais permanecem planas. E por último, o modelo de plasticidade distribuída com elementos finitos sólidos é o mais complexo, pois distribui a plasticidade ao longo da seção transversal e do seu comprimento, em pequenos elementos finitos que contém propriedades constitutivas não lineares. Para Deierlein, Reinhorn & Willford (2010), é o modelo mais versátil de aplicação da plasticidade.



## 4.2 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Os efeitos da não linearidade geométrica são decorrentes das ações em uma configuração deformada da estrutura. Esta configuração gera excentricidades horizontais em relação a configuração inicial, provocando momentos fletores adicionais e, como consequência, um aumento de esforços internos na estrutura.

Quando uma estrutura é pouco deslocável a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) permite a análise de 1ª ordem, pois os deslocamentos horizontais são pequenos. Porém em estruturas que apresentam deslocamentos maiores, os efeitos de 2ª ordem começam a ser mais relevantes na análise e portanto devem ser considerados. A importância na análise, segundo Deierlein, Reinhorn & Willford (2010), é devido ao aumento dos deslocamentos laterais e dos esforços internos que contribuem com a diminuição da rigidez lateral da estrutura.

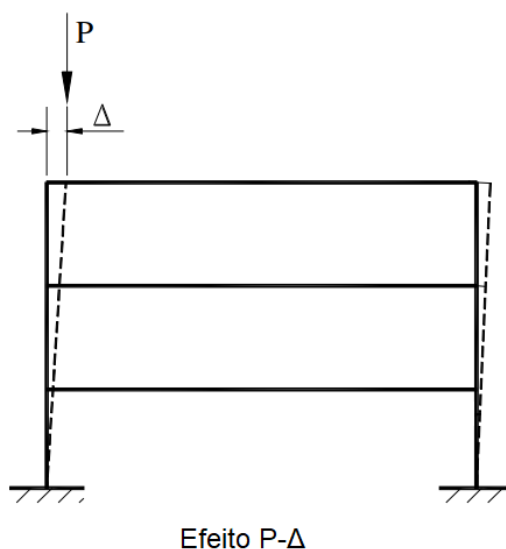


Figura 8 – Efeito de 2ª Ordem. (ALVARENGA, 2005) Adaptado.

## 4.3 MODELAGEM DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS

Na construção de um modelo para a realização de uma análise, é necessário escolher uma forma de representação dos elementos estruturais que facilite o processamento e proporcione um resultado adequado. As vigas e os pilares podem ser representadas como elementos lineares do tipo barra (*frames*), no qual cada elemento é representado por uma barra com nós nas extremidades por onde é possível realizar a conexão com outros elementos. Em uma configuração plana esses elementos apresentam até 3 GDL por nó, e em uma configuração espacial até 6 GDL por nó.

No software Abaqus (SIMULIA, 2020), os elementos de barra são considerados como elementos de 2 nós, esbeltos, que seguem a teoria de Euler-Bernoulli com interpolação de

quarta ordem. A plasticidade nesses elementos são incorporadas de forma concentrada nas rótulas plásticas localizadas nas extremidades dos elementos. O programa calcula os esforços internos que levam a formação das rótulas por meio dos parâmetros de entrada relacionados ao escoamento do material.

Para Corrêa (1991), em situações de análise do efeito do vento na estrutura, é razoável a consideração da laje como um elemento infinitamente rígido no seu plano e flexível na direção normal a esse plano. Portanto é possível substituir a laje de elemento de placa por um diafragma rígido, no qual possui um nó mestre, que define os GDL do diafragma, e os demais nós do pavimento o seguem de modo que os deslocamentos horizontais são distribuídos para todos os nós. O método permite uma redução de tempo de processamento do modelo pois, segundo Corrêa (1991), a utilização da hipótese evita a discretização da laje e permite a redução do número de graus de liberdade do pavimento.

## 4.4 MODELOS BENCHMARKING

A fim de compreender como o software Abaqus (SIMULIA, 2020) aplica os conceitos de não linearidade nos modelos, foi reproduzido alguns exemplos da literatura com modelos que têm influência dos efeitos de NLF e NLG. Como nos exemplos são avaliadas situações de colapso, foi optado por realizar a análise pelo método de *Riks* modificado disponível no Abaqus (SIMULIA, 2020).

Dentre os testes temos:

- Viga em balanço de Marques (1990);
- Viga engastada-apoiada de McGuire, Gallagher & Ziemian (2000);
- Pórtico espacial de Souza (2017), Ngo-Huu, Kim & Oh (2007) e Rigobello, Coda & Neto (2013).

### 4.4.1 Viga em balanço

O primeiro exemplo a ser modelado é uma análise de uma viga em balanço feita por Marques (1990), demonstrada na Figura 9, submetida a uma carga  $P$ , 12.5 kN, na extremidade livre. A viga foi modelada com elemento de barra e a malha discretizada em 8 elementos. Para a análise foi realizada com cada incremento possui o valor de 0.001 como incremento do comprimento do arco. O elemento possui as seguintes propriedades:

- Módulo de Elasticidade: 210 GPa
- Tensão de Escoamento: 300 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0.3

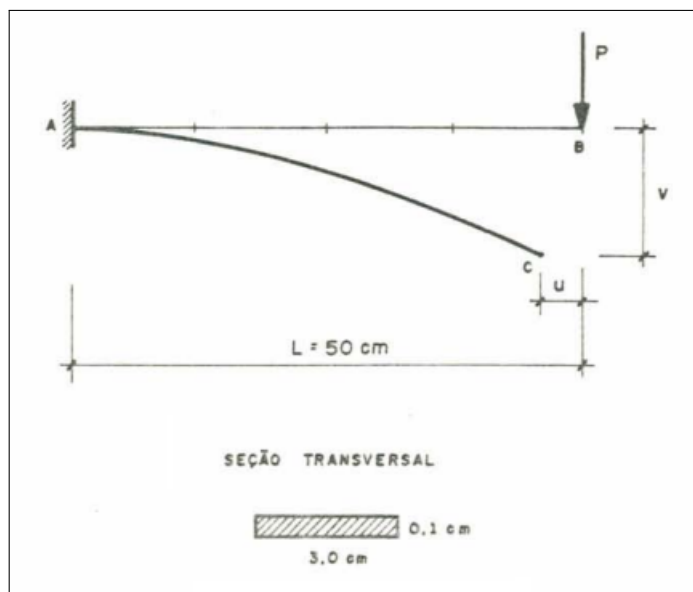


Figura 9 – Viga em balanço (MARQUES, 1990).

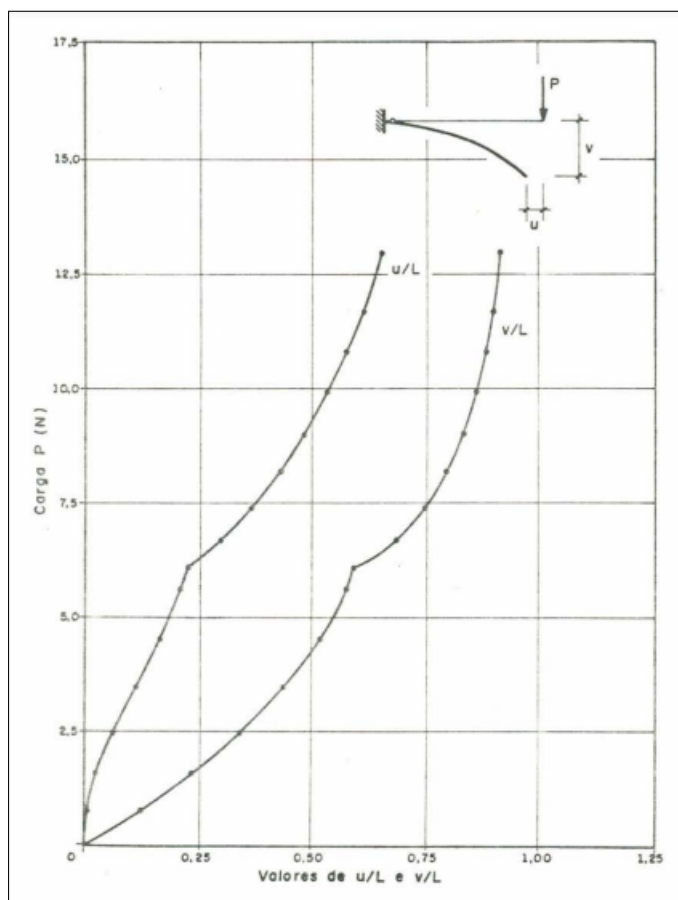


Figura 10 – Curva Carga x Deslocamento (MARQUES, 1990).

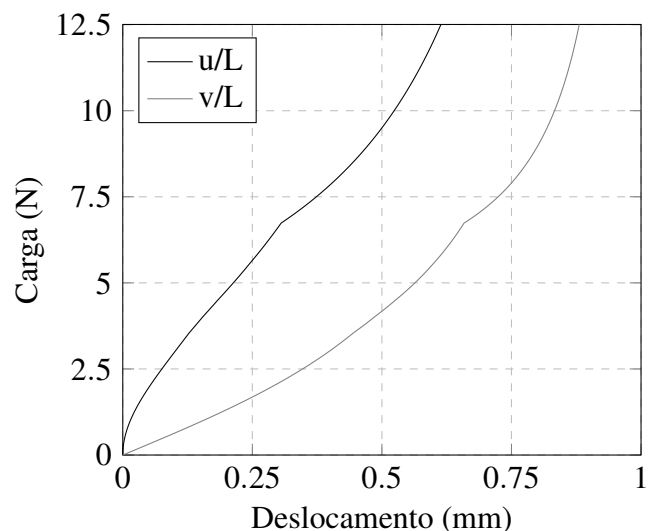


Figura 11 – Curva Carga x Deslocamento.

#### 4.4.2 Viga engastada-apoiada

McGuire, Gallagher & Ziemian (2000) propuseram a seguinte viga com um extremo engastado e o outro simplesmente apoiado conforme demonstrado na Figura 12. A viga possui uma seção transversal com o perfil W12x65, modelado em elemento de barra e discretizado em uma malha com 3 elementos. A análise foi realizada de modo que cada incremento de arco possui o valor de 0.01 e foi avaliada considerando os efeitos de segunda ordem. O elemento possui as seguintes propriedades:

- Seção W12x65
  - a) Altura: 12.12 in
  - b) Largura: 12 in
  - c) Espessura da Flange: 0.605 in
  - d) Espessura da Alma: 0.39 in
- Módulo de Elasticidade: 29000 ksi
- Tensão de Escoamento: 50 ksi
- Coeficiente de Poisson: 0.3

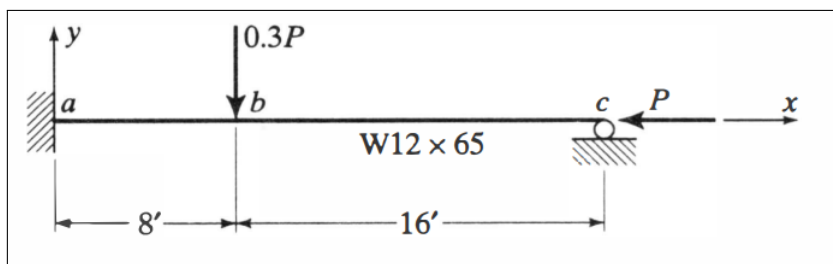


Figura 12 – Viga Engastada-Apoiada (MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000)

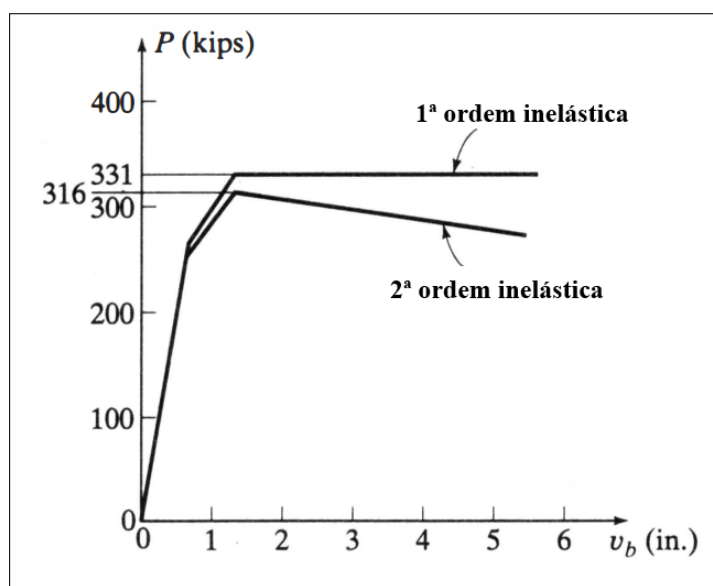


Figura 13 – Curva Carga P x Deslocamento Vertical em b (MCGUIRE; GALLAGHER; ZIEMIAN, 2000). Adaptado.

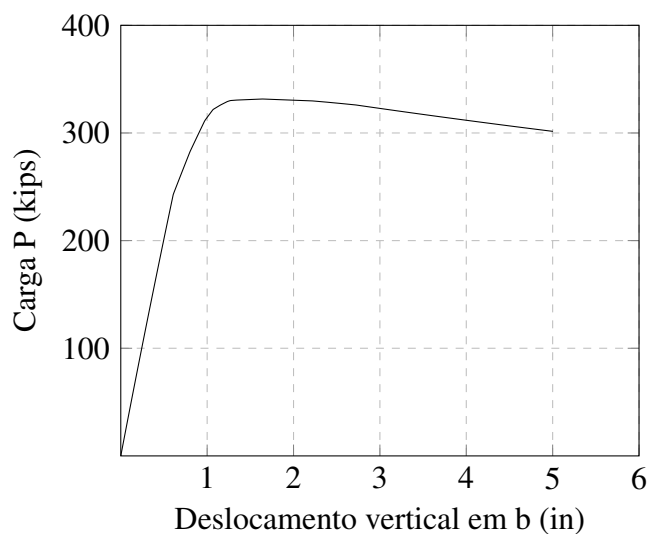


Figura 14 – Curva Carga P x Deslocamento vertical em b.

### 4.4.3 Pórtico espacial

Para retratar uma análise no espaço tridimensional foi escolhido o exemplo realizado por Ngo-Huu, Kim & Oh (2007), Rigobello, Coda & Neto (2013) e Souza (2017). Pórtico foi modelado com elementos de barra e apresenta 4 pilares e 4 vigas nos 2 pavimentos. As barras foram discretizadas em 4 elementos cada e analisadas pelo método do comprimento de arco com incrementos de 0.01. As imperfeições geométricas informadas na Tabela 4 foram modeladas na concepção da geometria. As demais informações do problema estão disponibilizadas na Figura 15.

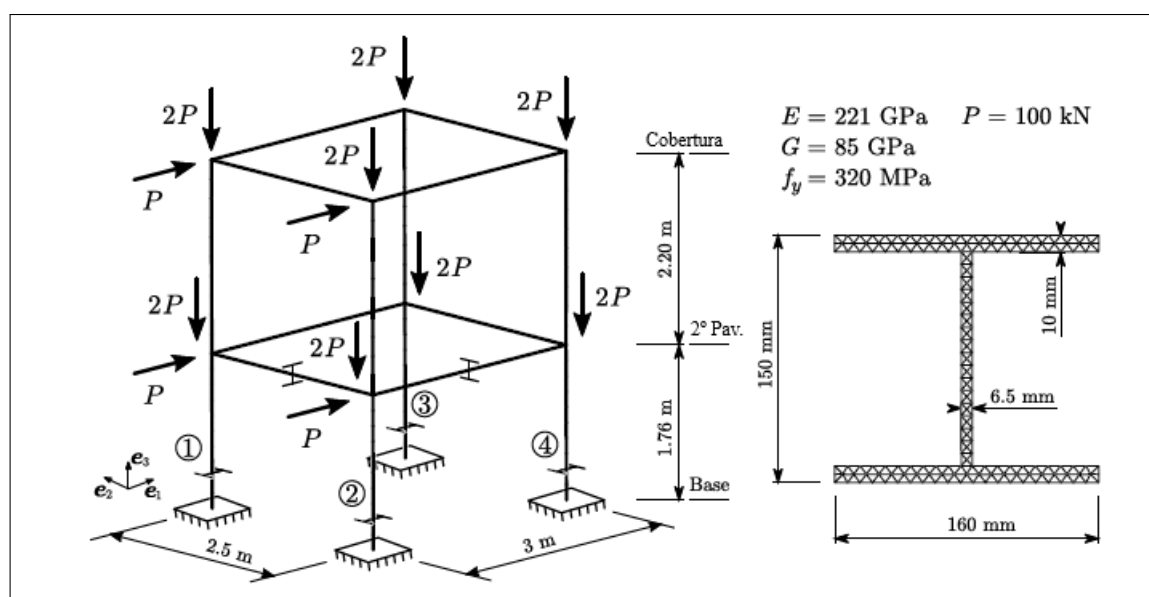


Figura 15 – Exemplo Pórtico Espacial (SOUZA, 2017). Adaptado.

Pavimento	Coluna 1		Coluna 2		Coluna 3		Coluna 4	
	e1	e2	e1	e2	e1	e2	e1	e2
Cobertura	4.51	11.08	5.49	11.41	-8.17	6.58	-4.31	12.04
2º Pavimento	1.39	6.88	-0.68	6.77	-5.11	2.11	-3.96	6.19
Base	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabela 4 – Tabela de imperfeições geométricas iniciais em mm (SOUZA, 2017). Adaptado.

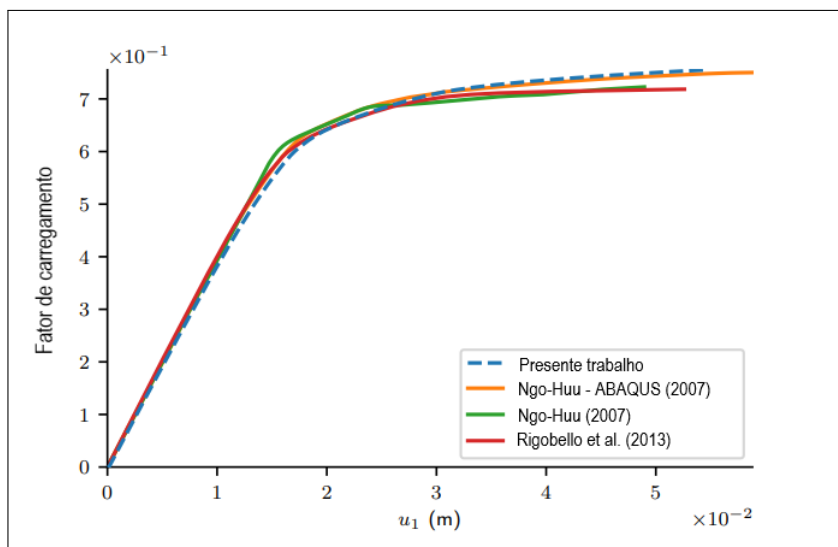


Figura 16 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 no 2º pavimento. (SOUZA, 2017). Adaptado.

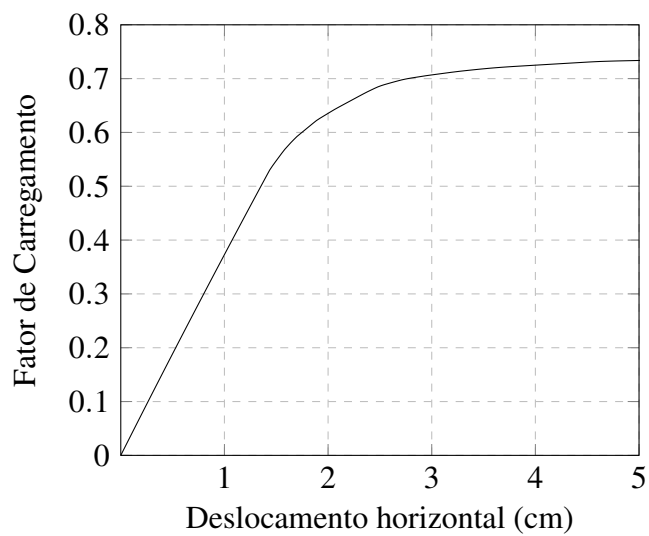


Figura 17 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 no 2º pavimento.

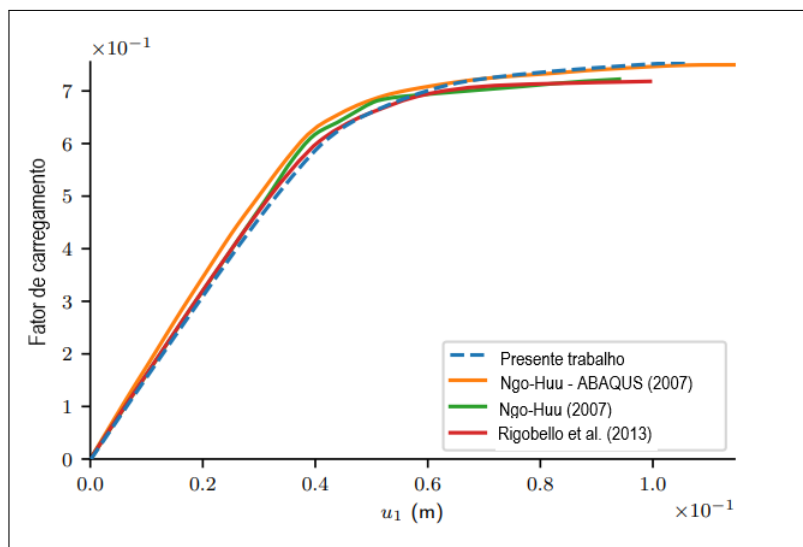


Figura 18 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 na cobertura. (SOUZA, 2017). Adaptado.

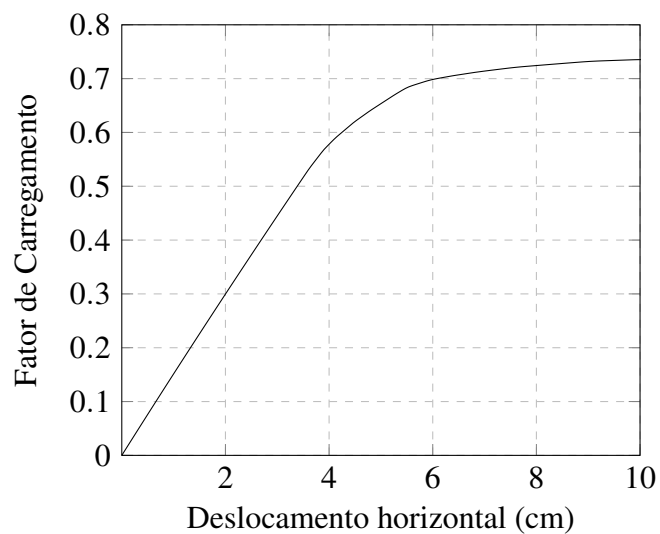


Figura 19 – Curva Fator de Carregamento x Deslocamento horizontal do P4 na cobertura.



## Capítulo 5

### ESTUDO DE CASO

A estrutura presente neste trabalho se trata de um edifício metálico comercial, localizado na região metropolitana da cidade de Belo Horizonte-MG, que contém 40 pavimentos com 3 metros de pé direito, totalizando uma altura de 120 metros, e suas dimensões dos pavimentos são demonstradas nas Figuras 20 e 21. Os pilares e vigas utilizados na estrutura são perfis metálicos soldados, respectivamente, das séries CS e CVS com aço do tipo A572 grau 50, cujas propriedades são colocadas na Tabela 7. Cada pavimento possui lajes com espessura de 14 cm e um espaço central dedicado ao elevador e à escada. As ligações entre pilares e vigas foram consideradas como engastadas assim como a sua fundação. Para a escolha dos perfis dos elementos de cada pavimento foi realizado um agrupamento a cada 8 pavimentos conforme a Tabela 5.

- Pilares de canto: P1, P4, P13 e P18;
- Pilares de borda: P2, P3, P5, P8, P9, P12, P14 e P15;
- Pilares centrais: P6, P7, P10 e P11;
- Vigas do hall: VM7 e VM20;
- Vigas geral: Demais vigas.

<b>Pavimentos</b>	<b>Pilares de Canto</b>	<b>Pilares de Borda</b>	<b>Pilares Centrais</b>
1-8	CS650x496	CS650x361	CS650x593
9-16	CS600x391	CS600x483	CS650x593
17-24	CS550x441	CS550x441	CS650x593
25-32	CS450x331	CS500x333	CS650x593
33-40	CS350x216	CS400x201	CS650x593

Tabela 5 – Perfis utilizados nos pilares.

Pavimentos	Vigas Geral	Vigas do Hall
1-39	CVS450x206	CVS300x95
40	CVS450x206	CVS450x206

Tabela 6 – Perfis utilizados nas vigas

A572 grau 50	
Densidade	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade	200 GPa
Módulo de elasticidade transversal	77 GPa
Tensão de escoamento	345 MPa
Alongamento	18%

Tabela 7 – Propriedades do aço A572 grau 50

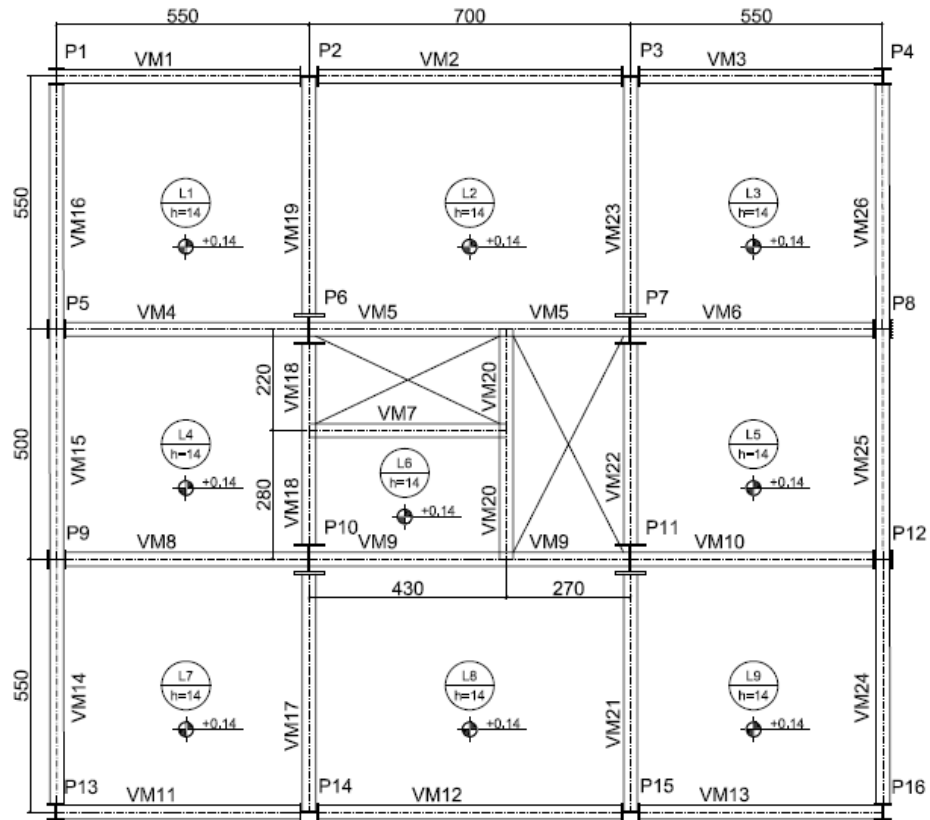


Figura 20 – Planta de formas do pavimento tipo.

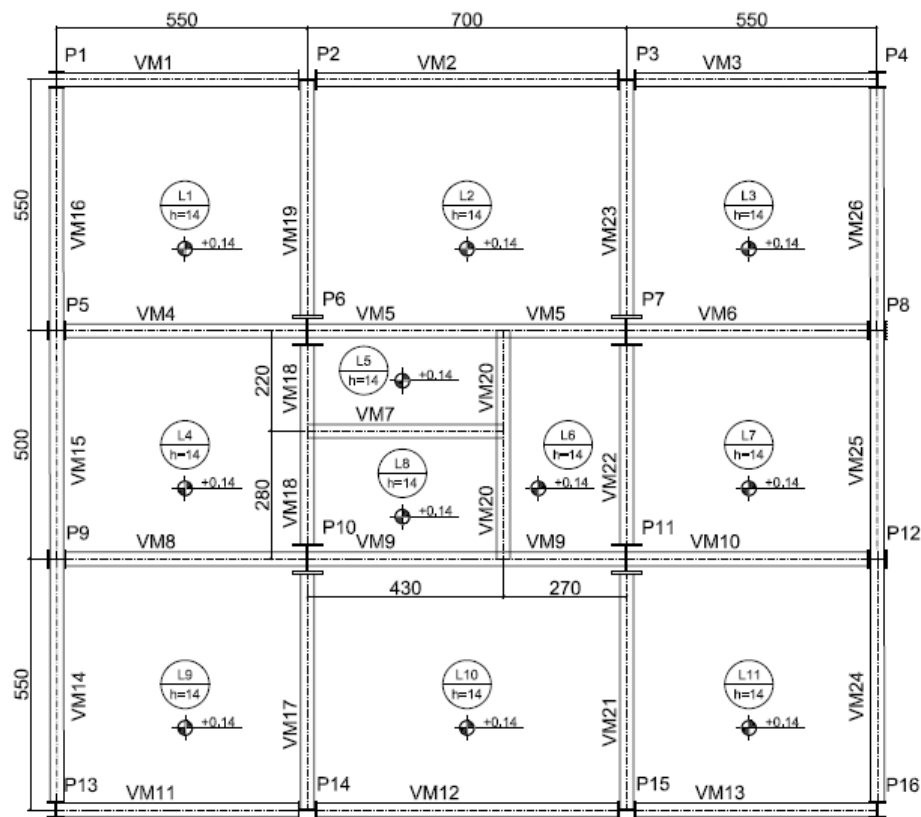


Figura 21 – Planta de formas do 4º pavimento.

## 5.1 AÇÕES

Para as cargas acidentais nas lajes, foram consideradas uma carga de  $2.5 \text{ kN/m}^2$  para as regiões externas ao hall central e de  $3.0 \text{ kN/m}^2$  para a laje do hall, referente a Laje L6 nos pavimentos tipo e L6 e L8 para a cobertura. Como carga adicional, referente ao contrapiso e aos revestimentos foi considerado um acréscimo de  $1.545 \text{ kN/m}^2$ .

Nas fachadas externas foi considerada a existência de paredes com blocos cerâmicos de 14 cm de espessura e revestimento de 1 cm em ambas as faces, totalizando uma carga de  $3.9 \text{ kN/m}$ . A escada não foi modelada no Eberick e no Abaqus, porém suas cargas foram consideradas por meio de aplicação de um carregamento distribuído da viga V9 e de cargas concentradas no ponto de encontro das vigas V5 com a V20 e no pilar P7 simulando a distribuição das cargas do patamar por meio de uma viga e um pilarete. O cálculo das cargas foi feito através de uma modelagem da escada, sujeita às mesmas cargas aplicadas no hall no software Ftool (TELEGRAF/PUC-RIO, 2018). A espessura da escada foi considerada com 14 cm, os patamares com 1.4 metros de profundidade e diferença de altura de 1.5 m. Os lances possuem 2.2 m de comprimento horizontal, sendo composto por 8 degraus em cada lance com 18.75 cm de espelho e passo com 27.5 cm.

Na cobertura foi considerado através da aplicação de cargas, nos pilares centrais, a exis-

tência de um reservatório de água em parede de concreto para o edifício. Segundo Macintyre (1996), um edifício comercial possui uma taxa de ocupação de 5 ocupantes por  $m^2$  e que o consumo diário desses edifícios varia em torno de 50 a 80 litros/*per capita*. Levando esses dados em consideração e sabendo que a área do pavimento, descontando a região central, é de  $253 m^2$ , foi realizado a seguinte estimativa do consumo diário de água necessário para a edificação.

$$CD = \frac{A_p * N_p * C_{pc}}{T_o} = \frac{253 * 40 * 50}{5} = 101200L \quad (5.1)$$

onde,

- $A_p$  é a área do pavimento;
- $N_p$  é o número de pavimentos;
- $C_{pc}$  é o consumo *per capita*;
- $T_o$  é a taxa de ocupação.

Considerando um acréscimo de 10% referente ao volume da reserva técnica de incêndio e que apenas 70% do volume diário vai ser armazenado acima da cobertura, tem-se o seguinte volume necessário na cobertura:

$$V = CD * 0.7 + CD * 0.1 = 80690L \quad (5.2)$$

Com esse volume e considerando que o reservatório necessitará de 2.5 m de altura foi determinado uma carga de 1800 kN devido ao reservatório. Como já colocado, essas cargas são adicionadas aos 4 pilares centrais sendo 450 kN por pilar.

Na cobertura, a laje L5 é considerada como a laje em que os ganchos do elevador serão ancorados. De acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), a carga acidental para esse tipo de laje é considerada com  $50 kN/m^2$ .

As cargas nocionais mencionadas na seção 3.2 foram calculadas como 0.3% da carga gravimétrica do pavimento e os seus valores estão colocados na Tabela 8:

<b>Pavimento</b>	<b>Massa do pavimento (kg)</b>	<b>Força nocional (kN)</b>
1	399.16	0.73
2	399.16	0.73
3	399.16	0.73
4	399.16	0.73
5	399.16	0.73
6	399.16	0.73
7	399.16	0.73
8	399.16	0.73
9	401.26	0.74
10	401.26	0.74
11	401.26	0.74
12	401.26	0.74
13	401.26	0.74
14	401.26	0.74
15	401.26	0.74
16	401.26	0.74
17	399.49	0.73
18	399.49	0.73
19	399.49	0.73
20	399.49	0.73
21	399.49	0.73
22	399.49	0.73
23	399.49	0.73
24	399.49	0.73
25	395.86	0.73
26	395.86	0.73
27	395.86	0.73
28	395.86	0.73
29	395.86	0.73
30	395.86	0.73
31	395.86	0.73
32	395.86	0.73
33	390.17	0.72
34	390.17	0.72
35	390.17	0.72
36	390.17	0.72
37	390.17	0.72
38	390.17	0.72
39	390.17	0.72
40	700.79	1.29

Tabela 8 – Forças nocionais por pavimento.

As cargas de vento atuantes na estrutura serão abordados com mais detalhes na Seção 5.3.

## 5.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As ações atuantes na estrutura serão avaliadas tanto no ELU quanto no ELS, como determina a NBR 8800 (ABNT, 2008). Para o ELU, foi considerado as combinações últimas normais apresentadas na Tabela 9, que seguem a Equação 3.1, com os elementos metálicos com o  $\gamma_g$  igual a 1.25, os elementos de concreto com  $\gamma_g$  igual a 1.4 e as cargas adicionais permanentes com  $\gamma_g$  igual a 1.4.

<b>Combinações ELU normais</b>
1.25G1s+1.4G1+1.4G2
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.05Q+1.4V1
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.05Q+1.4V2
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.05Q+1.4V3
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.05Q+1.4V4
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.4V1
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.4V2
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.4V3
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.4V4
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+0.84V1
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+0.84V2
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+0.84V3
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+0.84V4
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+NOX
1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.5Q+NOY

Tabela 9 – Combinações dos estados limites últimos normais

No ELS, foi necessário avaliar duas situações: as combinações frequentes de serviço, Equação 3.3, e as combinações raras de serviço, Equação 3.2. As combinações frequentes de serviço foram avaliadas para verificar questões como a do conforto do usuário perante as ações do vento na estrutura. Em relação às combinações raras de serviço, devido ao fato de existirem paredes de alvenaria nos pavimentos, foi considerado que seria um caso que os deslocamentos laterais podem proporcionar danos nesses componentes prejudicando a adequada utilização.

Combinações ELS frequentes	Combinações ELS raras
G1s+G1+G2	G1s+G1+G2
G1s+G1+G2+0.3V1	G1s+G1+G2+0.6Q+V1
G1s+G1+G2+0.3V2	G1s+G1+G2+0.6Q+V2
G1s+G1+G2+0.3V3	G1s+G1+G2+0.6Q+V3
G1s+G1+G2+0.3V4	G1s+G1+G2+0.6Q+V4
G1s+G1+G2+0.4Q+0.3V1	G1s+G1+G2+Q
G1s+G1+G2+0.4Q+0.3V2	G1s+G1+G2+Q+0.3V1
G1s+G1+G2+0.4Q+0.3V3	G1s+G1+G2+Q+0.3V2
G1s+G1+G2+0.4Q+0.3V4	G1s+G1+G2+Q+0.3V3
G1s+G1+G2+0.6Q	G1s+G1+G2+Q+0.3V4
	G1s+G1+G2+V1
	G1s+G1+G2+V2
	G1s+G1+G2+V3
	G1s+G1+G2+V4

Tabela 10 – Combinações dos estados limites de serviço.

### 5.3 CARGAS DE VENTO

Para determinar as forças estáticas equivalentes que atuam na edificação é seguido os passos representados na Seção 3.5. Inicialmente é calculado para  $V_0$  atual da Norma e posteriormente é calculado para a  $V_0$  sugerida no novo mapa de isopletras de Vallis (2019).

Os fatores para o cálculo são apresentados a seguir:

- O terreno foi considerado como plano, portanto o fator  $S_1$  é igual a 1.
- Foi considerado que a região metropolitana de Belo Horizonte pode apresentar a categoria IV.
- Como a edificação se enquadra como comercial, o fator  $S_3$  é igual a 1.

#### 5.3.1 Vento de 31.5 m/s

Na norma NBR 6123 (ABNT, 1988) a região de Belo Horizonte, apresenta no mapa de isopletras uma velocidade básica de vento aproximadamente de 31.5 m/s.

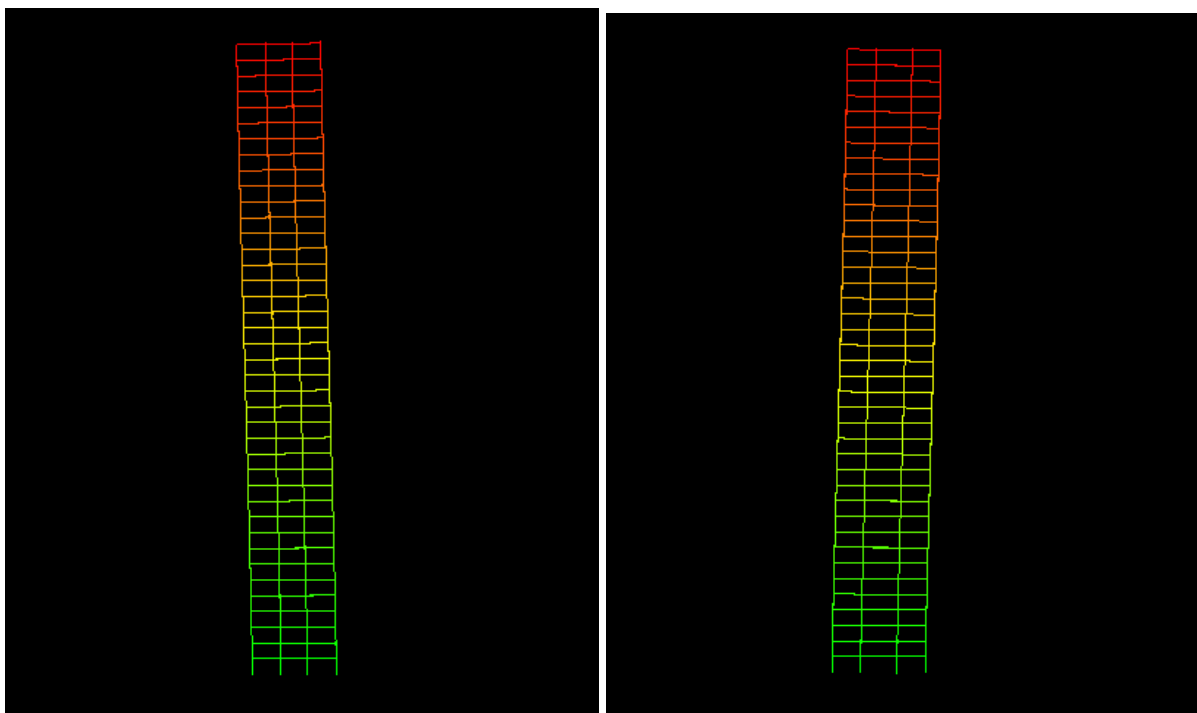
Pela Equação 3.28 e com os valores considerados anteriormente determina-se que a velocidade de projeto ( $\bar{V}_p$ ) é igual a 21.74 m/s.

Para calcular a pressão dinâmica do vento pela Equação 3.29, é necessário antes determinar o valor do coeficiente de amplificação dinâmica ( $\xi$ ). Segundo a Norma NBR 6123 (ABNT, 1988), o valor da razão de amortecimento crítico ( $\zeta$ ) para estruturas metálicas é igual a 0.01. Para determinação da frequência, foi realizado uma análise modal da estrutura utilizando o Eberick (ALTOQI, 2021), a fim de encontrar as frequência naturais de oscilação considerando para o cálculo da massa do edifício o peso próprio dos elementos metálicos e de concreto, as cargas

adicionais de revestimento e contrapiso e 60% da carga acidental. Com bases nessas informações foram obtidos os primeiros 12 modos naturais de oscilação:

Modo	Frequência (Hz)	Comportamento
1	0.207	Flexão em X
2	0.207	Flexão em Y
3	0.519	Torção
4	0.656	Flexão em Y
5	0.670	Flexão em X
6	0.933	Torção
7	1.202	Flexão em Y
8	1.253	Flexão em X
9	1.448	Torção
10	1.733	Flexão em Y
11	1.811	Flexão em X
12	2.004	Torção

Tabela 11 – Modos de vibração da estrutura.



(a) 1º modo de vibração - Flexão em X.

(b) 2º modo de vibração - Flexão em Y.

Figura 22 – Primeiros modos de vibração.

A partir da frequência obtida na análise modal, é realizado a interpolação entre os ábacos da Figura 17 da NBR 6123 (ABNT, 1988), de acordo com a relação  $\bar{V}_p/fL$  e o valor de  $\zeta$  para obter o valor de  $\xi$ . Para a situação atual, foi obtido um valor de 1.6. Com essas informações, os valores de pressão dinâmica e força estática equivalente, por pavimento, foram determinadas conforme as Tabelas 12 e 13.



Pavimento	Altura (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	Ca	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	3	90.82	1.44	48.00	6.28
2	6	131.31	1.44	48.00	9.08
3	9	164.93	1.44	48.00	11.40
4	12	195.27	1.44	48.00	13.50
5	15	223.64	1.44	48.00	15.46
6	18	250.71	1.44	48.00	17.33
7	21	276.83	1.44	48.00	19.13
8	24	302.27	1.44	48.00	20.89
9	27	327.16	1.44	48.00	22.61
10	30	351.63	1.44	48.00	24.30
11	33	375.76	1.44	48.00	25.97
12	36	399.62	1.44	48.00	27.62
13	39	423.25	1.44	48.00	29.25
14	42	446.69	1.44	48.00	30.87
15	45	469.97	1.44	48.00	32.48
16	48	493.12	1.44	48.00	34.08
17	51	516.16	1.44	48.00	35.68
18	54	539.10	1.44	48.00	37.26
19	57	561.97	1.44	48.00	38.84
20	60	584.77	1.44	48.00	40.42
21	63	607.51	1.44	48.00	41.99
22	66	630.21	1.44	48.00	43.56
23	69	652.87	1.44	48.00	45.13
24	72	675.50	1.44	48.00	46.69
25	75	698.10	1.44	48.00	48.25
26	78	720.68	1.44	48.00	49.81
27	81	743.25	1.44	48.00	51.37
28	84	765.81	1.44	48.00	52.93
29	87	788.35	1.44	48.00	54.49
30	90	810.90	1.44	48.00	56.05
31	93	833.44	1.44	48.00	57.61
32	96	855.98	1.44	48.00	59.17
33	99	878.53	1.44	48.00	60.72
34	102	901.08	1.44	48.00	62.28
35	105	923.64	1.44	48.00	63.84
36	108	946.21	1.44	48.00	65.40
37	111	968.79	1.44	48.00	66.96
38	114	991.38	1.44	48.00	68.52
39	117	1013.99	1.44	48.00	70.09
40	120	1036.61	1.44	48.00	71.65

Tabela 12 – Cargas de vento por pavimento para o  $V_0=31.5$  m/s na direção X.

<b>Pavimento</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>q(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Ca</b>	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b>F (kN)</b>
1	3	90.82	1.49	54.00	7.31
2	6	131.31	1.49	54.00	10.56
3	9	164.93	1.49	54.00	13.27
4	12	195.27	1.49	54.00	15.71
5	15	223.64	1.49	54.00	17.99
6	18	250.71	1.49	54.00	20.17
7	21	276.83	1.49	54.00	22.27
8	24	302.27	1.49	54.00	24.32
9	27	327.16	1.49	54.00	26.32
10	30	351.63	1.49	54.00	28.29
11	33	375.76	1.49	54.00	30.23
12	36	399.62	1.49	54.00	32.15
13	39	423.25	1.49	54.00	34.05
14	42	446.69	1.49	54.00	35.94
15	45	469.97	1.49	54.00	37.81
16	48	493.12	1.49	54.00	39.68
17	51	516.16	1.49	54.00	41.53
18	54	539.10	1.49	54.00	43.38
19	57	561.97	1.49	54.00	45.22
20	60	584.77	1.49	54.00	47.05
21	63	607.51	1.49	54.00	48.88
22	66	630.21	1.49	54.00	50.71
23	69	652.87	1.49	54.00	52.53
24	72	675.50	1.49	54.00	54.35
25	75	698.10	1.49	54.00	56.17
26	78	720.68	1.49	54.00	57.99
27	81	743.25	1.49	54.00	59.80
28	84	765.81	1.49	54.00	61.62
29	87	788.35	1.49	54.00	63.43
30	90	810.90	1.49	54.00	65.24
31	93	833.44	1.49	54.00	67.06
32	96	855.98	1.49	54.00	68.87
33	99	878.53	1.49	54.00	70.69
34	102	901.08	1.49	54.00	72.50
35	105	923.64	1.49	54.00	74.32
36	108	946.21	1.49	54.00	76.13
37	111	968.79	1.49	54.00	77.95
38	114	991.38	1.49	54.00	79.77
39	117	1013.99	1.49	54.00	81.59
40	120	1036.61	1.49	54.00	83.41

Tabela 13 – Cargas de vento por pavimento para o  $V_0=31.5$  m/s na direção Y.

### 5.3.2 Vento de 36 m/s

Segundo o mapa de isopletras de Vallis (2019), a região metropolitana de Belo Horizonte-MG apresenta aproximadamente uma  $V_0$  igual a 36 m/s. Com os mesmos fatores apresentados anteriormente obtém-se um valor de  $\bar{V}_p$  igual a 24.84 m/s. Com o aumento do valor de  $\bar{V}_p$ , mantendo a frequência e o  $\zeta$ , o valor da relação  $\bar{V}_p/fL$  aumentou e na interpolação dos ábacos resultou um valor de  $\xi$  igual a 1.7. Os novos valores de pressão dinâmica e forças estáticas equivalentes são apresentados abaixo:

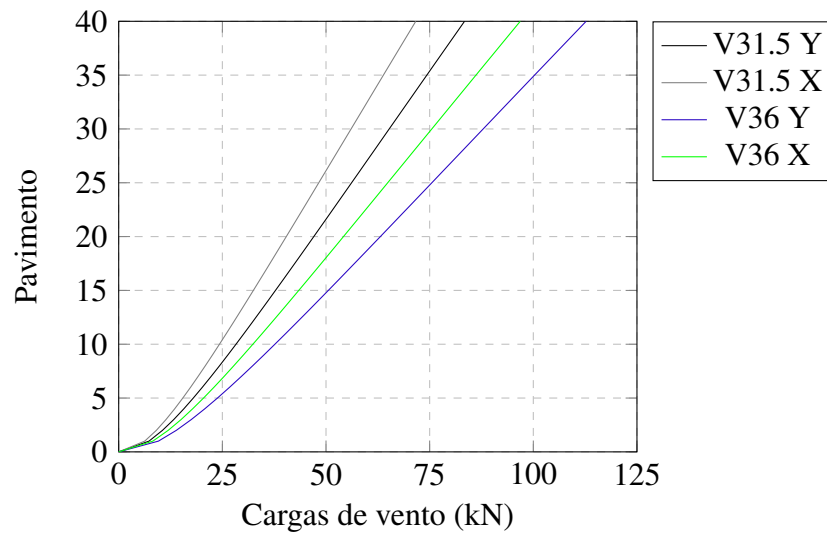


Figura 23 – Cargas de vento por pavimento.

Pavimento	Altura (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	Ca	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	3	119.19	1.44	48.00	8.24
2	6	172.80	1.44	48.00	11.94
3	9	217.53	1.44	48.00	15.04
4	12	258.03	1.44	48.00	17.83
5	15	296.00	1.44	48.00	20.46
6	18	332.30	1.44	48.00	22.97
7	21	367.41	1.44	48.00	25.40
8	24	401.64	1.44	48.00	27.76
9	27	435.20	1.44	48.00	30.08
10	30	468.22	1.44	48.00	32.36
11	33	500.83	1.44	48.00	34.62
12	36	533.09	1.44	48.00	36.85
13	39	565.08	1.44	48.00	39.06
14	42	596.83	1.44	48.00	41.25
15	45	628.40	1.44	48.00	43.43
16	48	659.81	1.44	48.00	45.61
17	51	691.09	1.44	48.00	47.77
18	54	722.26	1.44	48.00	49.92
19	57	753.34	1.44	48.00	52.07
20	60	784.35	1.44	48.00	54.21
21	63	815.29	1.44	48.00	56.35
22	66	846.19	1.44	48.00	58.49
23	69	877.05	1.44	48.00	60.62
24	72	907.88	1.44	48.00	62.75
25	75	938.69	1.44	48.00	64.88
26	78	969.48	1.44	48.00	67.01
27	81	1000.26	1.44	48.00	69.14
28	84	1031.03	1.44	48.00	71.26
29	87	1061.81	1.44	48.00	73.39
30	90	1092.59	1.44	48.00	75.52
31	93	1123.37	1.44	48.00	77.65
32	96	1154.17	1.44	48.00	79.78
33	99	1184.97	1.44	48.00	81.91
34	102	1215.80	1.44	48.00	84.04
35	105	1246.64	1.44	48.00	86.17
36	108	1277.50	1.44	48.00	88.30
37	111	1308.39	1.44	48.00	90.44
38	114	1339.29	1.44	48.00	92.57
39	117	1370.23	1.44	48.00	94.71
40	120	1401.18	1.44	48.00	96.85

Tabela 14 – Cargas de vento por pavimento para o  $V_0=36$  m/s na direção X.

Pavimento	Altura (m)	q(z) (N/m <sup>2</sup> )	Ca	A (m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	3	119.19	1.49	54.00	9.59
2	6	172.80	1.49	54.00	13.90
3	9	217.53	1.49	54.00	17.50
4	12	258.03	1.49	54.00	20.76
5	15	296.00	1.49	54.00	23.82
6	18	332.30	1.49	54.00	26.74
7	21	367.41	1.49	54.00	29.56
8	24	401.64	1.49	54.00	32.32
9	27	435.20	1.49	54.00	35.02
10	30	468.22	1.49	54.00	37.67
11	33	500.83	1.49	54.00	40.30
12	36	533.09	1.49	54.00	42.89
13	39	565.08	1.49	54.00	45.47
14	42	596.83	1.49	54.00	48.02
15	45	628.40	1.49	54.00	50.56
16	48	659.81	1.49	54.00	53.09
17	51	691.09	1.49	54.00	55.60
18	54	722.26	1.49	54.00	58.11
19	57	753.34	1.49	54.00	60.61
20	60	784.35	1.49	54.00	63.11
21	63	815.29	1.49	54.00	65.60
22	66	846.19	1.49	54.00	68.08
23	69	877.05	1.49	54.00	70.57
24	72	907.88	1.49	54.00	73.05
25	75	938.69	1.49	54.00	75.53
26	78	969.48	1.49	54.00	78.00
27	81	1000.26	1.49	54.00	80.48
28	84	1031.03	1.49	54.00	82.96
29	87	1061.81	1.49	54.00	85.43
30	90	1092.59	1.49	54.00	87.91
31	93	1123.37	1.49	54.00	90.39
32	96	1154.17	1.49	54.00	92.86
33	99	1184.97	1.49	54.00	95.34
34	102	1215.80	1.49	54.00	97.82
35	105	1246.64	1.49	54.00	100.30
36	108	1277.50	1.49	54.00	102.79
37	111	1308.39	1.49	54.00	105.27
38	114	1339.29	1.49	54.00	107.76
39	117	1370.23	1.49	54.00	110.25
40	120	1401.18	1.49	54.00	112.74

Tabela 15 – Cargas de vento por pavimento para o  $V_0=36$  m/s na direção Y.

## 5.4 PROCESSAMENTO NO EBERICK

A estrutura foi modelada inicialmente no Eberick (ALTOQI, 2021), utilizando um modelo de pórtico unifilar e grelha, e as forças do vento apresentadas foram importadas para dentro do programa. Para ELS foi realizado uma análise elástica de 1ª ordem e para ELU uma análise considerando os efeitos de 2ª ordem com o valor da rigidez em 80% do valor original, devido ao fato dos efeitos de 2ª ordem apresentarem um valor de 1.12 em relação aos efeitos de 1ª ordem, classificando-se como uma estrutura de média deslocabilidade.

## 5.5 DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES DOS PILARES E VIGAS NO ELU

Os perfis soldados dos pilares e das vigas foram dimensionados de acordo com a combinação última normal para um vento de 31,5 m/s. Os resultados do dimensionamento, atendendo os critérios da Seção 3.3, pode ser acessado nos Anexos A e B. Quando os mesmos perfis foram submetidos ao vento 36 m/s, observa-se que os pilares P2, P3, P5, P8, P12, P14 e P15 não atenderam os requisitos de norma para a situação de combinação de esforços em alguns pavimentos como mostra a tabela a seguir.

Pavimento	Pilar	Seção	Combinação de esforços			Valor da combinação
			Compressão	Momento fletor		
			Nc,sd	M,sdb	M,sdh	
			Nc,rd	M,rdb	M,rdh	Limite
1	P2	CS 650x361	12426.42	282.47	14.99	1.085
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P3	CS 650x361	12497.07	283.15	8.68	1.088
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P5	CS 650x361	11278.98	0.94	733.96	1.023
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P8	CS 650x361	11365.35	1.08	730.15	1.028
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P9	CS 650x361	11315.03	2.25	733.10	1.026
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P12	CS 650x361	11386.55	2.20	729.26	1.030
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P14	CS 650x361	12534.53	282.83	14.95	1.093
			14032.77	1631.49	3776.92	1
1	P15	CS 650x361	12590.83	283.37	8.88	1.095
			14032.77	1631.49	3776.92	1

Pavimento	Pilar	Seção	Combinação de esforços			
			Compressão	Momento fletor		Valor da combinação
			Nc,sd	M,sdb	M,sdh	
			Nc,rd	M,rdb	M,r dh	Limite
2	P2	CS 650x361	12081.99	316.94	52.48	1.095
			14032.77	1631.49	3776.92	1
2	P3	CS 650x361	12152.59	318.90	45.54	1.099
			14032.77	1631.49	3776.92	1
2	P14	CS 650x361	12189.93	318.17	52.91	1.104
			14032.77	1631.49	3776.92	1
2	P15	CS 650x361	12244.98	319.63	45.81	1.107
			14032.77	1631.49	3776.92	1
3	P2	CS 650x361	11711.84	290.04	63.05	1.053
			14032.77	1631.49	3776.92	1
3	P3	CS 650x361	11781.07	292.76	56.96	1.058
			14032.77	1631.49	3776.92	1
3	P14	CS 650x361	11819.20	292.06	63.42	1.063
			14032.77	1631.49	3776.92	1
3	P15	CS 650x361	11872.74	293.91	57.56	1.066
			14032.77	1631.49	3776.92	1
4	P2	CS 650x361	11342.34	285.48	78.99	1.029
			14032.77	1631.49	3776.92	1
4	P3	CS 650x361	11409.90	289.04	72.76	1.034
			14032.77	1631.49	3776.92	1
4	P14	CS 650x361	11448.77	288.17	79.45	1.038
			14032.77	1631.49	3776.92	1
4	P15	CS 650x361	11500.60	290.56	73.61	1.042
			14032.77	1631.49	3776.92	1
5	P2	CS 650x361	10981.86	278.47	93.32	1.002
			14032.77	1631.49	3776.92	1
5	P3	CS 650x361	11047.57	282.74	86.89	1.008
			14032.77	1631.49	3776.92	1
5	P14	CS 650x361	11087.04	281.74	93.83	1.012
			14032.77	1631.49	3776.92	1
5	P15	CS 650x361	11137.07	284.59	88.00	1.016
			14032.77	1631.49	3776.92	1

Tabela 16 – Pilares para  $V_0$  de 36 m/s que não atendem o critério de combinações de esforços no ELU.

## 5.6 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS NO ELS

A estrutura sob combinações de serviço raras para um vento de 31,5 m/s foi analisada no software e obteve os deslocamentos por pavimento representados nas Tabelas 17 e 18. Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o deslocamento máximo relativo entre pavimentos é  $h/500$ , e como o pavimento possui 3 metros de altura, o deslocamento relativo máximo será igual a 0.6 cm.

Pavimento	$V_0 = 31.5 \text{ m/s}$		$V_0 = 36 \text{ m/s}$		Limite (cm)
	Deslocamento (cm)	Diferença (cm)	Deslocamento (cm)	Diferença (cm)	
40	16.16	0.26	21.77	0.34	0.60
39	15.90	0.27	21.43	0.37	0.60
38	15.63	0.29	21.06	0.39	0.60
37	15.34	0.31	20.67	0.42	0.60
36	15.03	0.33	20.25	0.45	0.60
35	14.70	0.35	19.80	0.47	0.60
34	14.35	0.37	19.33	0.49	0.60
33	13.98	0.38	18.84	0.51	0.60
32	13.60	0.37	18.33	0.51	0.60
31	13.23	0.39	17.82	0.51	0.60
30	12.84	0.39	17.31	0.54	0.60
29	12.45	0.41	16.77	0.55	0.60
28	12.04	0.42	16.22	0.57	0.60
27	11.62	0.43	15.65	0.58	0.60
26	11.19	0.44	15.07	0.59	0.60
25	10.75	0.45	14.48	0.60	0.60
24	10.30	0.44	13.88	0.60	0.60
23	9.86	0.45	13.28	0.60	0.60
22	9.41	0.45	12.68	0.61	0.60
21	8.96	0.46	12.07	0.62	0.60
20	8.50	0.47	11.45	0.63	0.60
19	8.03	0.47	10.82	0.63	0.60
18	7.56	0.47	10.19	0.64	0.60
17	7.09	0.47	9.55	0.64	0.60
16	6.62	0.47	8.91	0.63	0.60
15	6.15	0.47	8.28	0.63	0.60
14	5.68	0.46	7.65	0.63	0.60
13	5.22	0.47	7.02	0.62	0.60
12	4.75	0.46	6.40	0.62	0.60
11	4.29	0.46	5.78	0.62	0.60
10	3.83	0.45	5.16	0.61	0.60
9	3.38	0.45	4.55	0.60	0.60
8	2.93	0.43	3.95	0.59	0.60
7	2.50	0.43	3.36	0.57	0.60
6	2.07	0.42	2.79	0.56	0.60
5	1.65	0.40	2.23	0.55	0.60
4	1.25	0.39	1.68	0.53	0.60
3	0.86	0.37	1.15	0.49	0.60
2	0.49	0.31	0.66	0.42	0.60
1	0.18	0.18	0.24	0.24	0.60
0	0.00	-	0.00	-	0.60

Tabela 17 – Deslocamento entre pavimentos na direção X



Pavimento	$V_0 = 31.5 \text{ m/s}$		$V_0 = 36 \text{ m/s}$		Limite (cm)
	Deslocamento (cm)	Diferença (cm)	Deslocamento (cm)	Diferença (cm)	
40	19.05	0.35	25.73	0.48	0.60
39	18.70	0.37	25.25	0.49	0.60
38	18.33	0.39	24.76	0.53	0.60
37	17.94	0.41	24.23	0.55	0.60
36	17.53	0.43	23.68	0.58	0.60
35	17.10	0.44	23.10	0.61	0.60
34	16.66	0.47	22.49	0.63	0.60
33	16.19	0.47	21.86	0.64	0.60
32	15.72	0.47	21.22	0.64	0.60
31	15.25	0.48	20.58	0.64	0.60
30	14.77	0.49	19.94	0.67	0.60
29	14.28	0.50	19.27	0.67	0.60
28	13.78	0.51	18.60	0.69	0.60
27	13.27	0.52	17.91	0.71	0.60
26	12.75	0.53	17.20	0.71	0.60
25	12.22	0.53	16.49	0.72	0.60
24	11.69	0.53	15.77	0.71	0.60
23	11.16	0.52	15.06	0.72	0.60
22	10.64	0.54	14.34	0.72	0.60
21	10.10	0.53	13.62	0.72	0.60
20	9.57	0.54	12.90	0.74	0.60
19	9.03	0.54	12.16	0.73	0.60
18	8.49	0.55	11.43	0.73	0.60
17	7.94	0.54	10.70	0.73	0.60
16	7.40	0.54	9.97	0.72	0.60
15	6.86	0.53	9.25	0.72	0.60
14	6.33	0.53	8.53	0.71	0.60
13	5.80	0.52	7.82	0.71	0.60
12	5.28	0.52	7.11	0.70	0.60
11	4.76	0.51	6.41	0.69	0.60
10	4.25	0.51	5.72	0.68	0.60
9	3.74	0.49	5.04	0.67	0.60
8	3.25	0.49	4.37	0.66	0.60
7	2.76	0.48	3.71	0.64	0.60
6	2.28	0.47	3.07	0.63	0.60
5	1.81	0.45	2.44	0.61	0.60
4	1.36	0.43	1.83	0.58	0.60
3	0.93	0.40	1.25	0.54	0.60
2	0.53	0.34	0.71	0.46	0.60
1	0.19	0.19	0.25	0.25	0.60
0	0.00	-	0.00	-	0.60

Tabela 18 – Deslocamento entre pavimentos na direção Y.

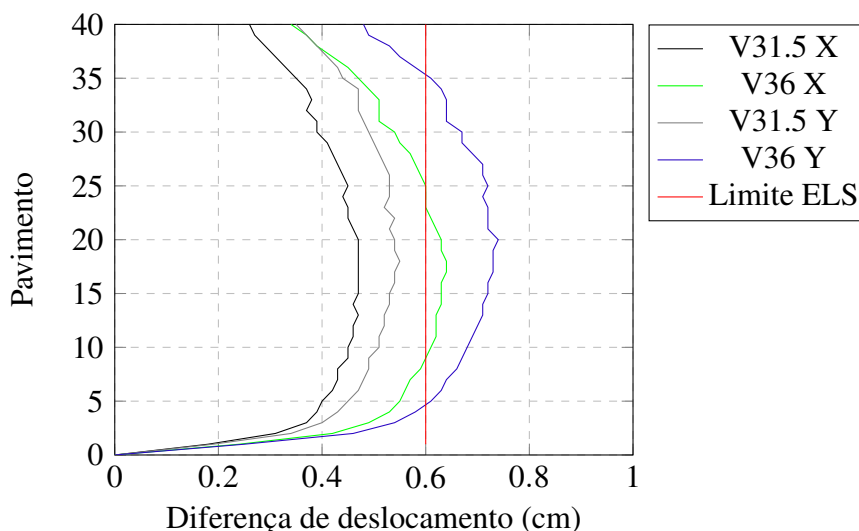


Figura 24 – Diferença de deslocamento entre pavimentos para ELS rara.

Com o vento de 31.5 m/s, os pavimentos atendem o requisito de deslocamento máximo lateral para uma situação de dano irreversível tratada nas combinações raras. A mesma situação foi analisada para o vento de 36 m/s, porém neste caso, em ambas as direções de vento é observado um deslocamento relativo superior ao limite de norma em 31 pavimentos, quando avaliado na direção Y, e em 13 pavimentos, na direção X, sendo o máximo deslocamento relativo igual a 0.74 cm na direção Y, como mostra a Figura 24. Corelhan et al. (2012) coloca que a condição de dano em alvenarias também pode ser considerada aplicando a relação  $H/500$ , sendo H a altura total da edificação, para ELS raras, essa relação, segundo ele, é equivalente a consideração da norma de concreto, NBR 6118 (ABNT, 2014), de  $H/1700$  para combinação frequente. Com a consideração do Corelhan et al. (2012), o deslocamento do topo em Y para um vento de 36 m/s também corrobora que essa  $V_0$  irá gerar danos na alvenaria.

## 5.7 MODELAGEM NO ABAQUS

A fim de avaliar melhor o comportamento da estrutura considerando os efeitos da não linearidade, é modelada no software de análise Abaqus (SIMULIA, 2020) e submetida a uma análise *pushover* com incremento de cargas do vento na direção X e Y. A Figura 25 demonstra o pórtico unifilar espacial utilizado nas análises.

Note que o Abaqus trabalha com o eixo Y (eixo de subíndice 2) como o eixo vertical, portanto a direção Z do modelo (eixo de subíndice 3) é equivalente a direção Y onde foi aplicado às forças de vento como mostra as figuras abaixo.

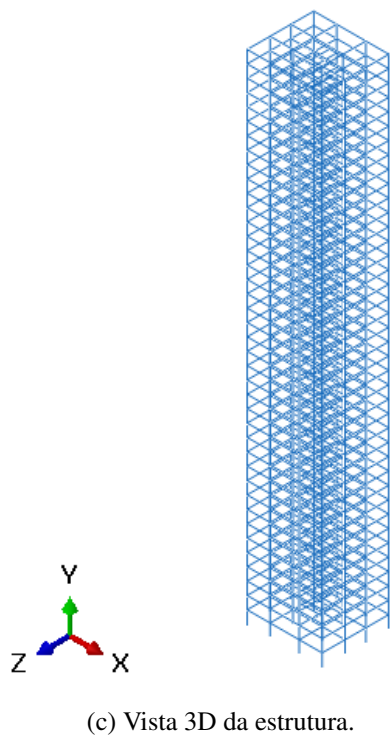
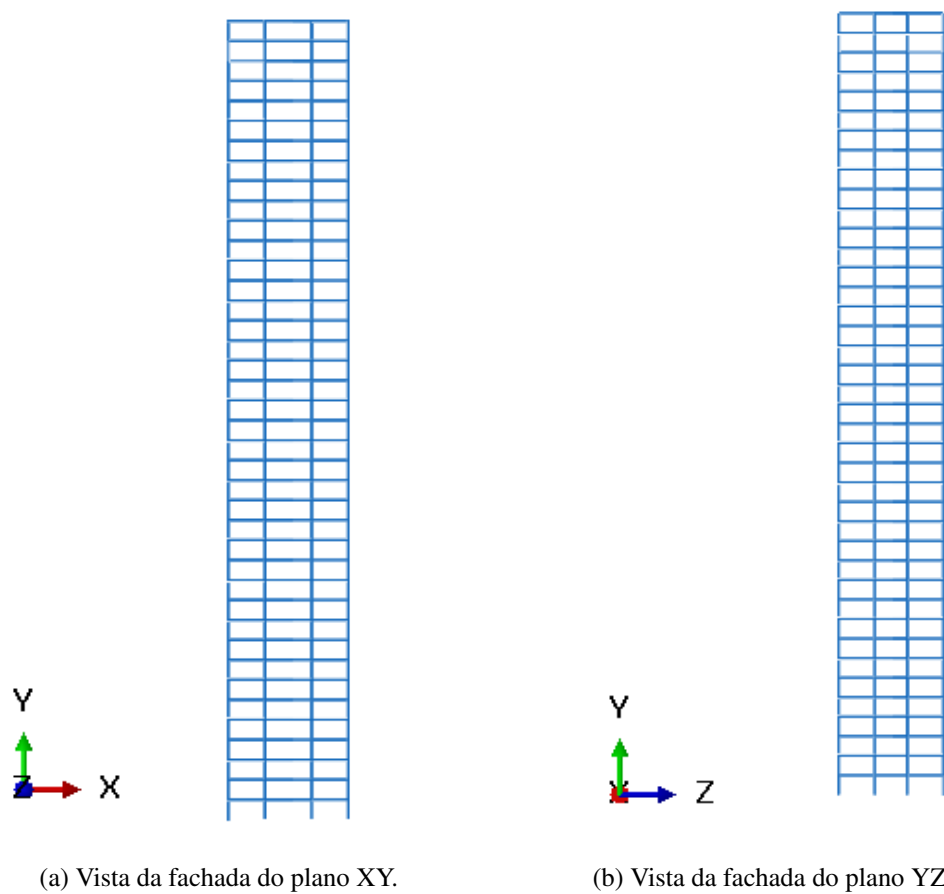


Figura 25 – Visualização da estrutura modelada.

Os materiais aplicados nos elementos seguem as características apresentadas na tabela 7. Os elementos utilizados para representar os pilares e as vigas foram elementos de viga B33, que são barras (*frame*) com 2 nós por elemento com uma aproximação cúbica e segue a teoria de Euler-Bernoulli na resposta elástica. Com o objetivo de tornar o modelo mais leve, a laje foi representada como um diafragma rígido por meio da configuração *master-slave* com a restrição de movimentos laterais do plano e de rotação do eixo normal ao plano do pavimento.

A rigidez dos elementos é calculada pelo próprio programa com base nos dados fornecidos do material e das propriedades geométricas da seção. As rótulas plásticas, também, são calculadas pelo programa a partir dos dados fornecidos em relação ao escoamento do material.

A escolha pelo tipo de modelagem da estrutura foi realizada por meio de uma comparação com os deslocamentos apresentados no Eberick (ALTOQI, 2021) em ambos modelos com uma análise estática linear, onde o modelo do Abaqus (SIMULIA, 2020) apresentou uma diferença percentual dos deslocamentos laterais de 5% em relação ao apresentado no Eberick (ALTOQI, 2021). A análise foi realizada aplicando primeiramente as cargas verticais na estrutura e posteriormente aplicando de forma incremental as cargas horizontais de vento. O método escolhido para realizar a análise foi o Riks modificado por se ter como objetivo a determinação das forças no mínimo até o ponto limite do gráfico a fim de observar o momento de falha do modelo. Na análise foi estabelecido o limite para o tamanho do incremento máximo do comprimento do arco com 0.05 e permitido o programa realizar os incrementos com comprimentos menores quando o modelo começar a apresentar alguma instabilidade.

Como a laje foi modelada como diafragma rígido, o carregamento uniforme (peso próprio, adicional e acidental) na laje foi distribuído na área de influência da laje definida por charneira plásticas aproximadas, conforme NBR 6118 (ABNT, 2014), e distribuídas nas vigas como um carregamento distribuído.

## 5.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise foi realizada para uma situação de ELU de combinação normal e uma de ELS de combinação rara, ambos para as direções X e Y, com as seguintes considerações:

Para ELU:

- Combinação ELU normal:  $1.25G1s+1.4G1+1.4G2+1.05Q+1.4V$ ;
- Coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento: 1.1.

Para ELS:

- Combinação ELS rara:  $G1s+G1+G2+0.6Q+V$ ;
- Coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento: 1.0.

Em cada análise, foram registrados os momentos em que ocorrem o início das deformações plásticas em algum elemento, representado pelo ponto A, e o ponto B referente ao momento em que a curva atinge o ponto limite, sendo a máxima carga que o modelo suporta.

### 5.8.1 ELU combinação normal

Aplicando as forças do vento, separadamente, para cada direção obteve-se as seguintes curvas para a direção X e Y, representadas nas Figuras 29 e 26.

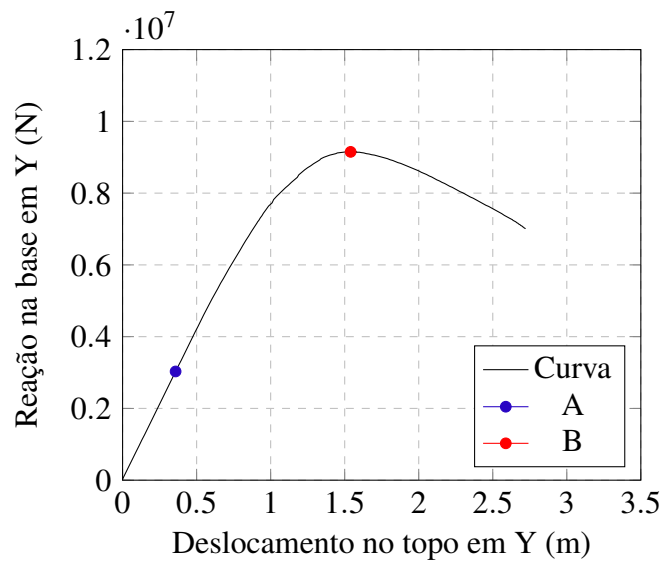
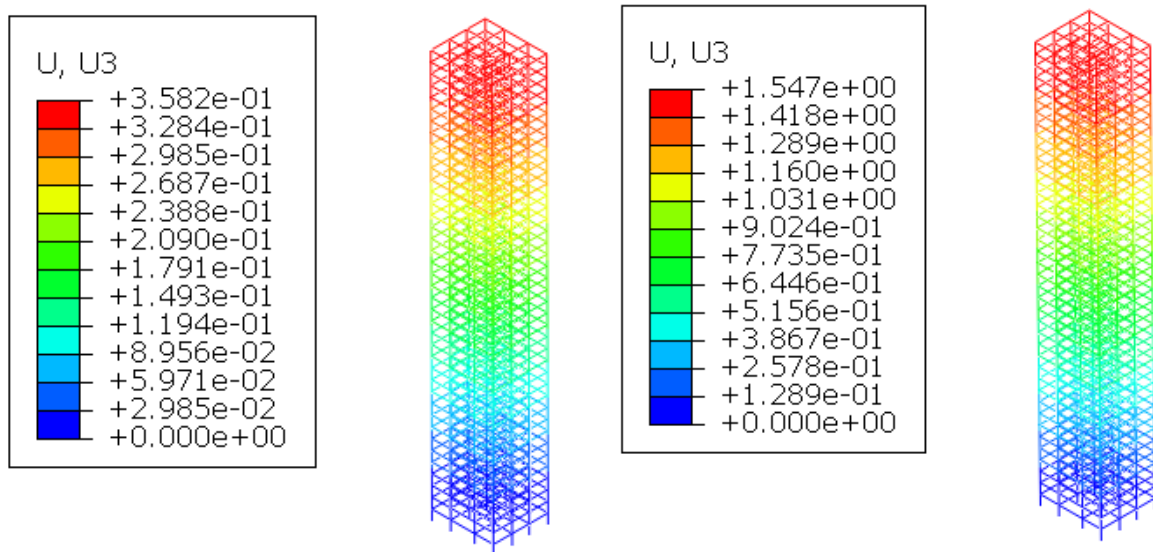


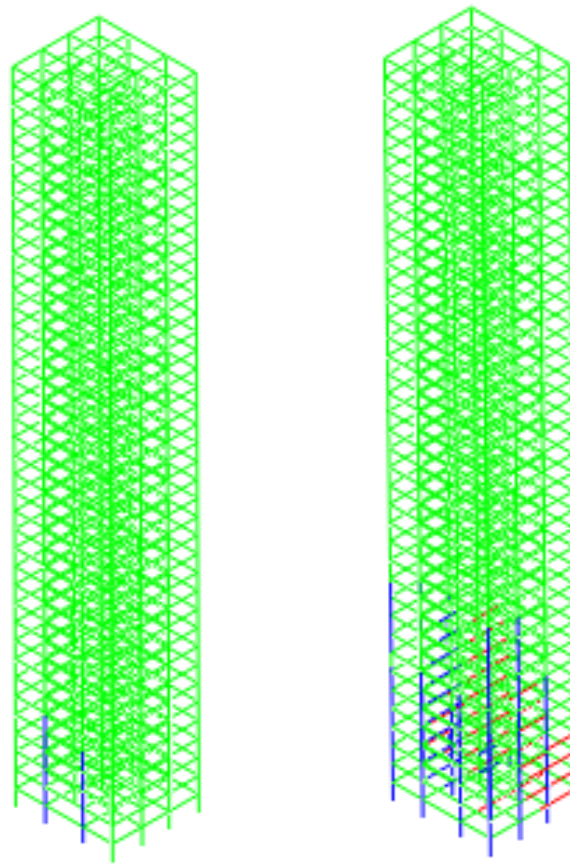
Figura 26 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELU na direção Y.



(a) Valores de deslocamento no ponto A

(b) Valores de deslocamento no ponto B

Figura 27 – Valores de deslocamento, em metros, no ELU na direção Y.



(a) Início do escoamento dos perfis (b) Escoamento no ponto limite

Figura 28 – Perfis em escoamento em ELU na direção Y

O início do escoamento (A), para a direção Y, ocorre com uma reação na base de 3026 kN que promove o deslocamento no topo de 35.82 cm. Refazendo os cálculos para determinação das forças do vento, conforme Seção 3.5, tem-se que essa reação foi ocasionada por um vento com velocidade aproximadamente de 33 m/s. O ponto limite da curva (B) é observado com uma reação de 9153 kN, deslocamento de 1.55 metros e um vento com velocidade de aproximadamente 55 m/s.

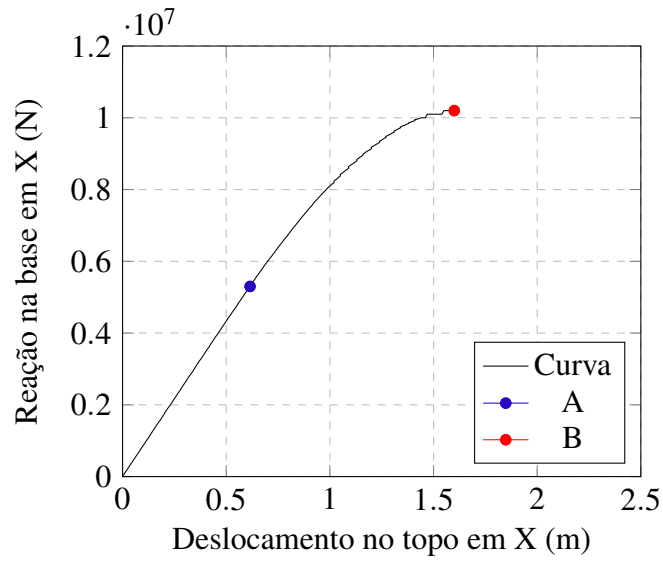
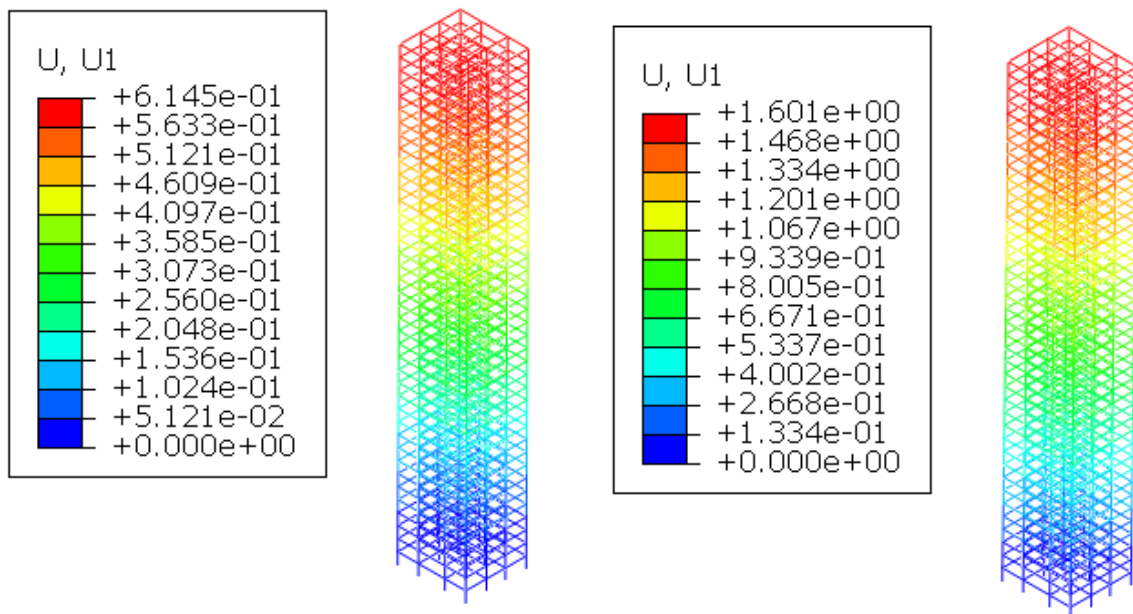


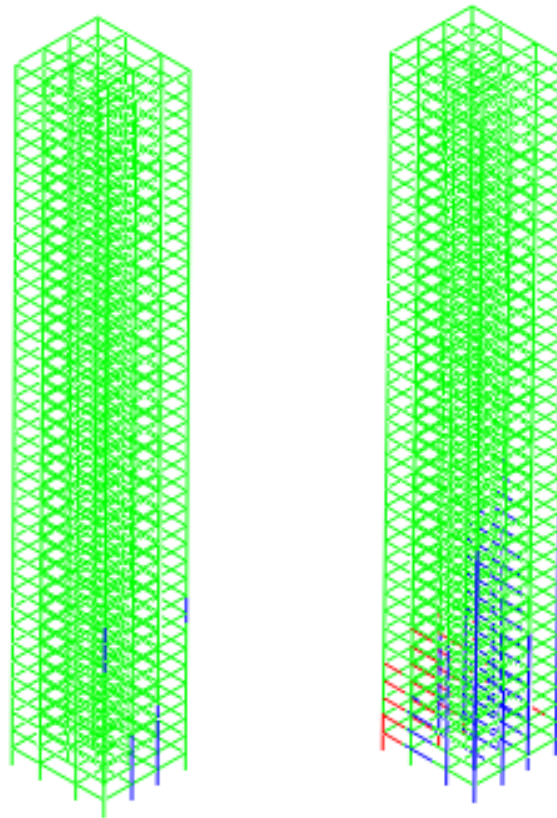
Figura 29 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELU na direção X.



(a) Valores de deslocamento no ponto A

(b) Valores de deslocamento no ponto B

Figura 30 – Valores de deslocamento, em metros, no ELU na direção X.



(a) Início do escoamento dos perfis (b) Escoamento no ponto limite

Figura 31 – Perfis em escoamento em ELU na direção X

Na direção X, a reação na base de 5304 kN promoveu o início de deformações plásticas (A) nos pilares da base na face oposta à aplicação do vento, seguido dos pilares da primeira modificação de perfil no pavimento 9, como mostra a Figura 31a. Essa reação está associada com um deslocamento no topo de 61.45 cm e um vento de velocidade próxima de 45 m/s. No ponto B, que é correspondente ao ponto limite da curva, foi observado o valor de 10169 kN de reação na base com um deslocamento no topo de 1.6 metros. Para atingir esse ponto de colapso do modelo é necessário um vento de grande intensidade, visto que a relação  $\bar{V}_p/fL$  ultrapassa o valor máximo do ábaco da Figura 17 da NBR 6123 (ABNT, 1988), e por isso foi adotado o valor máximo de 0.1 para encontrar a velocidade do vento, que resultou em aproximadamente 62 m/s.

Quando comparadas as duas direções, a curva da direção Y demonstrou que para essa direção a estrutura apresenta uma rigidez menor, em relação à direção X. Além disso, foi observado valores menores de reação na base para a direção Y, levando a uma resistência menor da estrutura à carregamentos laterais. As duas direções obtiveram o comportamento similar com os pilares da base, opostos à face em que foi aplicado as forças de vento, que entraram em escoamento primeiro como mostra as Figuras 31a e 28a. Sendo que a maioria dos pilares que escoaram, no ponto limite, apresentaram uma deformação plástica de compressão, representado pela cor azul, como é representado nas Figuras 31b e 28b.



O vento de 33 m/s que proporciona o início do escoamento dos perfis, na direção Y, é superior ao vento de 31.5 m/s recomendado para a localização de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) e inferior ao vento de 36 m/s determinado através do estudo de Vallis (2019). Por se tratar de uma situação de estado limite último, ou seja de ruína da estrutura, e estar atrelado aos coeficientes de ponderação de norma, há uma margem de segurança envolvida e seria mais relevante o problema se estivesse em uma situação de estado limite de serviço, que poderia comprometer a utilização da edificação.

### 5.8.2 ELS combinação rara

Para as situações do estado limite de serviço para combinações raras, as forças do vento foram aplicadas para cada direção e obteve-se as seguintes curvas para a direção X e Y, representadas nas Figuras 35 e 32.

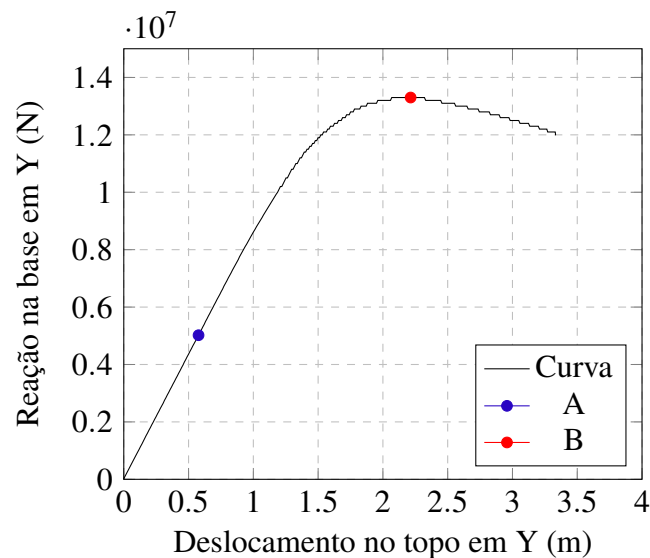
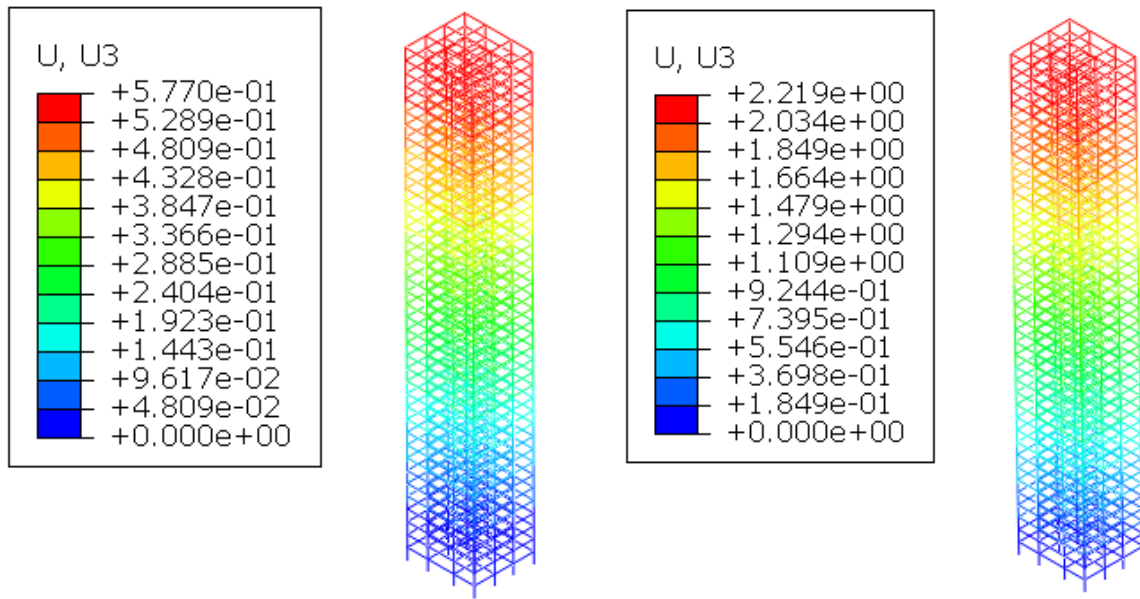


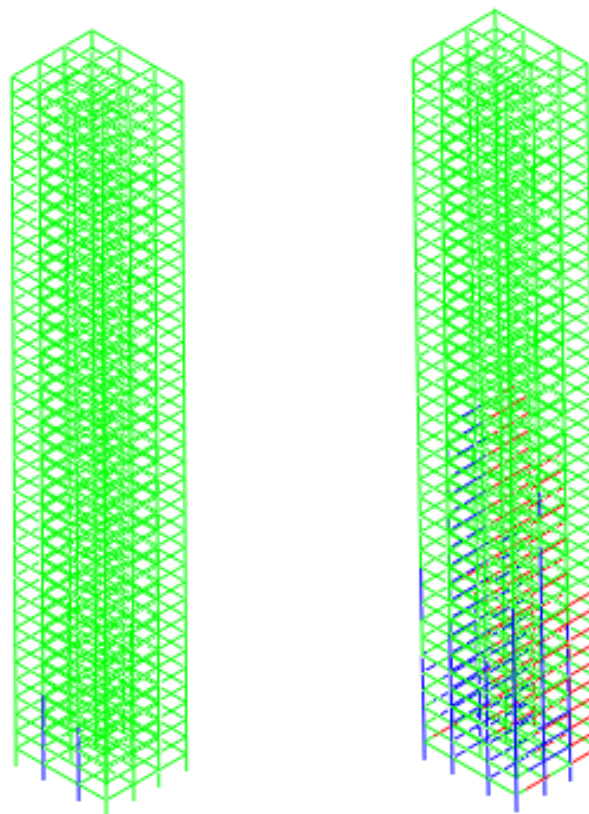
Figura 32 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELS na direção Y.



(a) Valores de deslocamento em X

(b) Valores de deslocamento em Y

Figura 33 – Valores de deslocamento, em metros, no ELS na direção Y.



(a) Início do escoamento dos perfis

(b) Escoamento no ponto limite

Figura 34 – Perfis em escoamento em ELS na direção Y

Em relação a direção Y, o momento em que os elementos metálicos começam a escoar é definido com uma reação de 5024 kN e deslocamento no topo de 57.7 cm. O vento responsável pelo início do escoamento apresenta a velocidade próxima de 49 m/s. Da mesma forma, para o ponto limite do gráfico é obtido com a reação de 13294 kN e deslocamento de 2.22 metros. Com o mesmo problema relatado para ELU em X, é determinado o valor de 78 m/s como velocidade de vento básica para atingir o ponto B.

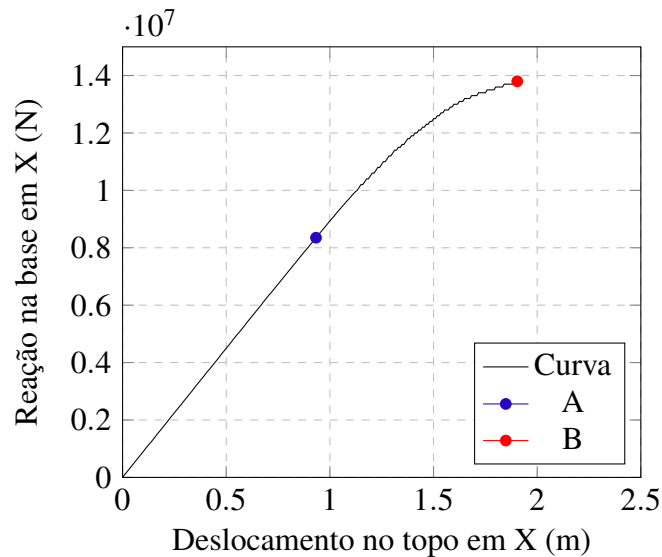
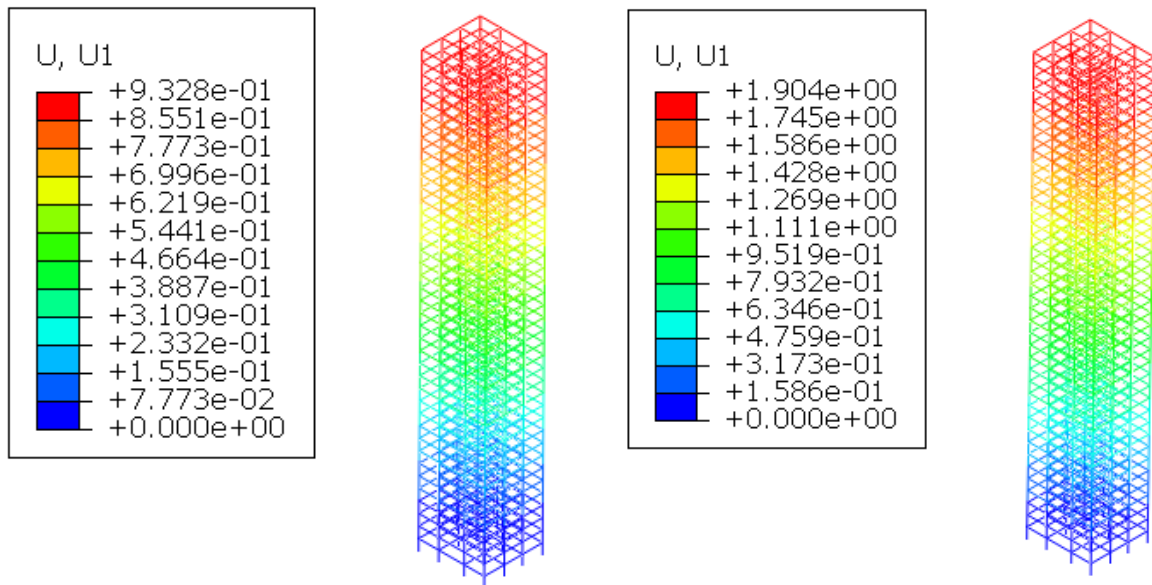


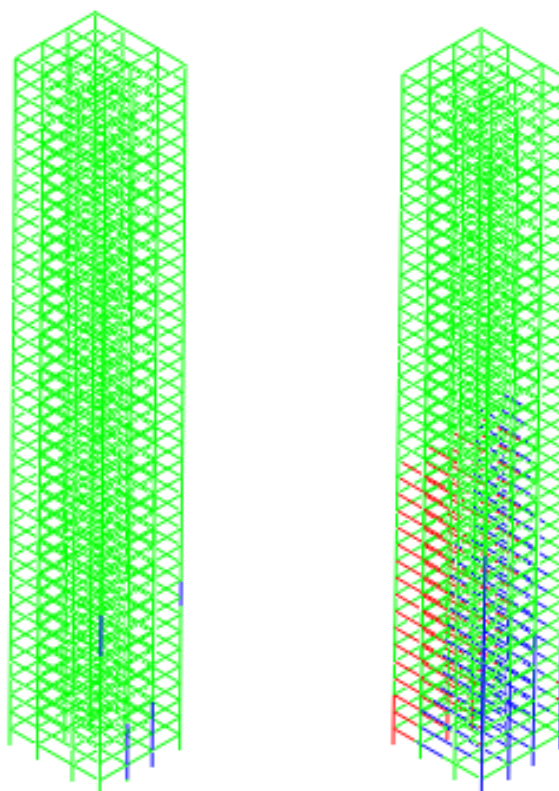
Figura 35 – Curva Reação na base x Deslocamento no topo para ELS na direção X.



(a) Valores de deslocamento no ponto A

(b) Valores de deslocamento no ponto B

Figura 36 – Valores de deslocamento, em metros, no ELS na direção X.



(a) Início do escoamento dos perfis (b) Escoamento no ponto limite

Figura 37 – Perfis em escoamento em ELS na direção X

A direção X, para ELS raras, iniciou o escoamento dos perfis com uma reação na base de 8347 kN, deslocamento de 93.28 cm. Para o ponto B do gráfico, foi registrado uma reação de 13761 kN e deslocamento no topo de 1.9 metros. Em ambas situações, tem-se o mesmo problema para determinação da velocidade do vento encontrado em ELU na direção X, no qual a relação  $\bar{V}_p/fL$  resulta em valores superiores a 0.1. Portanto, considerando o valor da relação igual ao máximo, obteve-se os valores de 67 m/s e 85 m/s para, respectivamente, o ponto A e B.

Da mesma forma que no ELS, é observado que a direção X apresenta uma rigidez maior e valores maiores de reação na base, em relação a direção Y, comportando-se com uma maior resistência da estrutura a carregamentos laterais. Quando comparado as situações de ELU, Figura 31b e 28b, e ELS, Figura 31a e 28a, no ponto limite, é observado que no ELS foi necessário que mais perfis entrassem em escoamento para levar ao colapso do modelo. Neste estado limite, as velocidades básicas de vento que levaram ao início do escoamento são superiores as velocidades observadas neste estudo.

A diferença de deslocamento interpavimentos nas situações de início de escoamento e ponto limite da curva foram levantadas nas Figuras 38 e 39. Observa-se na Figura 38 que a direção Y apresenta menores deslocamentos relativos para começar a escoar, em ambos estados limites avaliados. Além disso, o comportamento das curvas apresentam os maiores valores na porção inferior dos pavimentos. Comparando os comportamentos no ELS, ambas as direções

apresentam valores superiores ao limite de 0.6 cm estabelecido pela norma.

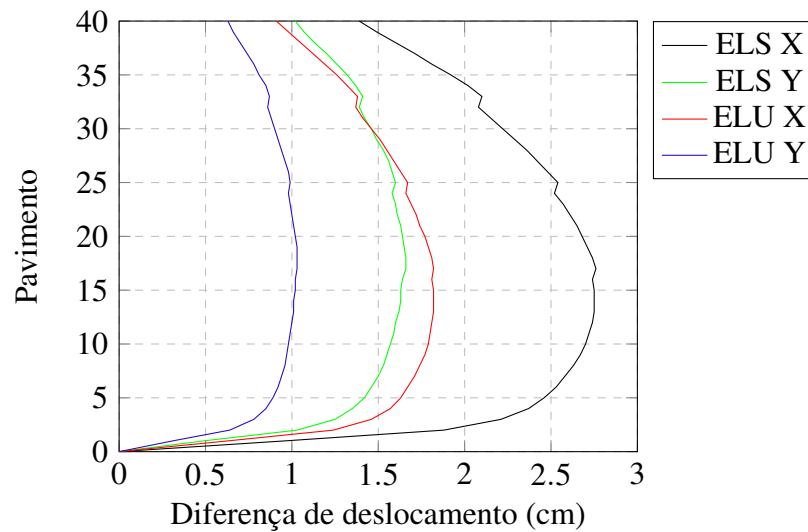


Figura 38 – Diferença de deslocamento entre pavimentos no início do escoamento.

Quando avaliado o ponto limite dos modelos, Figura 39, são encontradas diferenças maiores que o dobro da situação no ponto A. Da mesma forma, os maiores valores são encontrados na porção inferior dos pavimentos, sendo o pico concentrado abaixo do 5º pavimento. Além disso, a região de pico é onde se encontra a maioria dos perfis que entraram em escoamento, como mostra as Figuras 31, 28, 37 e 34.

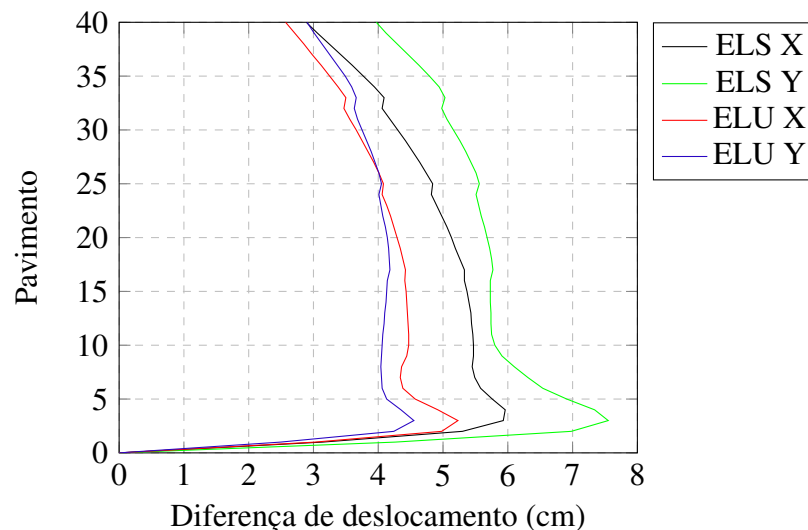


Figura 39 – Diferença de deslocamento entre pavimentos no ponto limite da curva.

### 5.8.3 Conforto do usuário

A avaliação do conforto do usuário perante a aceleração dos pavimentos é realizada conforme o estado limite de serviço para combinações frequentes cuja combinação é representada abaixo:

- $G1s+G1+G2+0.4Q+0.3V$

O valor da aceleração é calculado pela Equação 3.32, com o valor da frequência de oscilação da estrutura, que para este caso foi utilizado o valor do 1º modo de vibração, e o valor do deslocamento devido a resposta flutuante do vento. Para isso, foi modelado no ABAQUS (SIMULIA, 2020) a estrutura e aplicado parcela flutuante das cargas de vento, tanto para o vento de 31.5 m/s quanto para o de 36 m/s em ambas as direções. O valor encontrado por pavimento está representado na Tabela 19.

Pavimento	$V_0 = 31.5 \text{ m/s}$		$V_0 = 36 \text{ m/s}$	
	Aceleração em X ( $\text{m/s}^2$ )	Aceleração em Y ( $\text{m/s}^2$ )	Aceleração em X ( $\text{m/s}^2$ )	Aceleração em Y ( $\text{m/s}^2$ )
1	0.000	0.000	0.001	0.001
2	0.001	0.001	0.002	0.002
3	0.002	0.002	0.003	0.003
4	0.003	0.003	0.004	0.005
5	0.004	0.004	0.006	0.006
6	0.005	0.006	0.007	0.008
7	0.006	0.007	0.009	0.009
8	0.007	0.008	0.010	0.011
9	0.008	0.009	0.012	0.013
10	0.010	0.011	0.013	0.015
11	0.011	0.012	0.015	0.017
12	0.012	0.013	0.017	0.018
13	0.013	0.014	0.018	0.020
14	0.014	0.016	0.020	0.022
15	0.016	0.017	0.022	0.024
16	0.017	0.018	0.023	0.026
17	0.018	0.020	0.025	0.028
18	0.019	0.021	0.027	0.030
19	0.020	0.023	0.029	0.032
20	0.022	0.024	0.030	0.034
21	0.023	0.025	0.032	0.036
22	0.024	0.027	0.034	0.037
23	0.025	0.028	0.035	0.039
24	0.027	0.029	0.037	0.041
25	0.028	0.031	0.039	0.043
26	0.029	0.032	0.040	0.045
27	0.030	0.033	0.042	0.047
28	0.031	0.034	0.043	0.049
29	0.032	0.036	0.045	0.050
30	0.033	0.037	0.047	0.052
31	0.034	0.038	0.048	0.054
32	0.035	0.039	0.049	0.055
33	0.036	0.040	0.051	0.057
34	0.037	0.041	0.052	0.059
35	0.038	0.042	0.053	0.060
36	0.039	0.043	0.055	0.062
37	0.040	0.044	0.056	0.063
38	0.041	0.045	0.057	0.064
39	0.042	0.046	0.058	0.066
40	0.042	0.047	0.059	0.067

Tabela 19 – Valores de aceleração por pavimento para os ventos de 31.5 e 36 m/s.

De acordo com os valores limites estabelecidos na Seção 3.5.6, foram gerados os seguintes gráficos das Figuras 40 e 41 comparando as acelerações e os valores limites para cada pavimento.

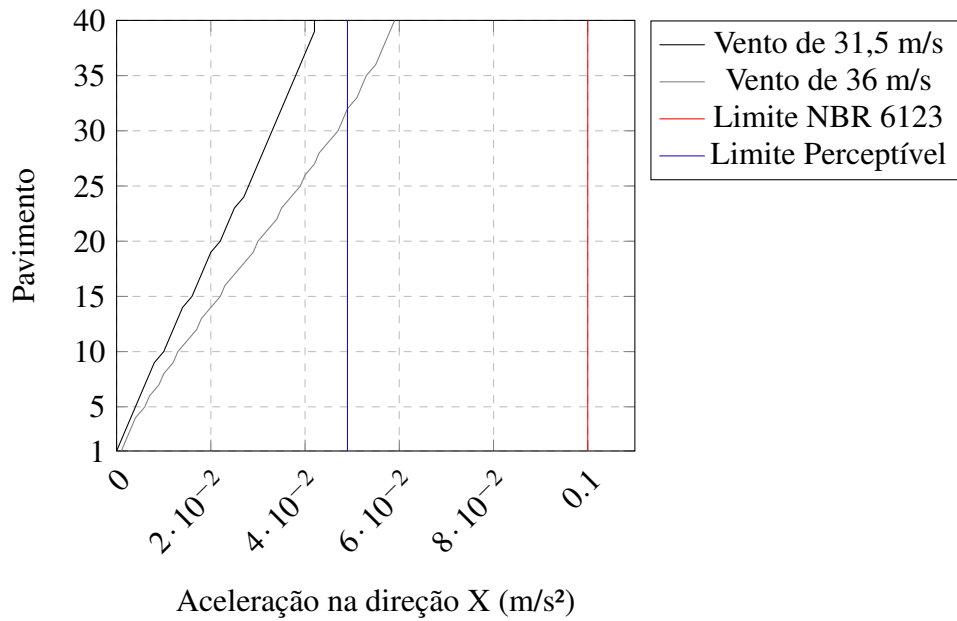


Figura 40 – Acelerações dos pavimentos na direção X.

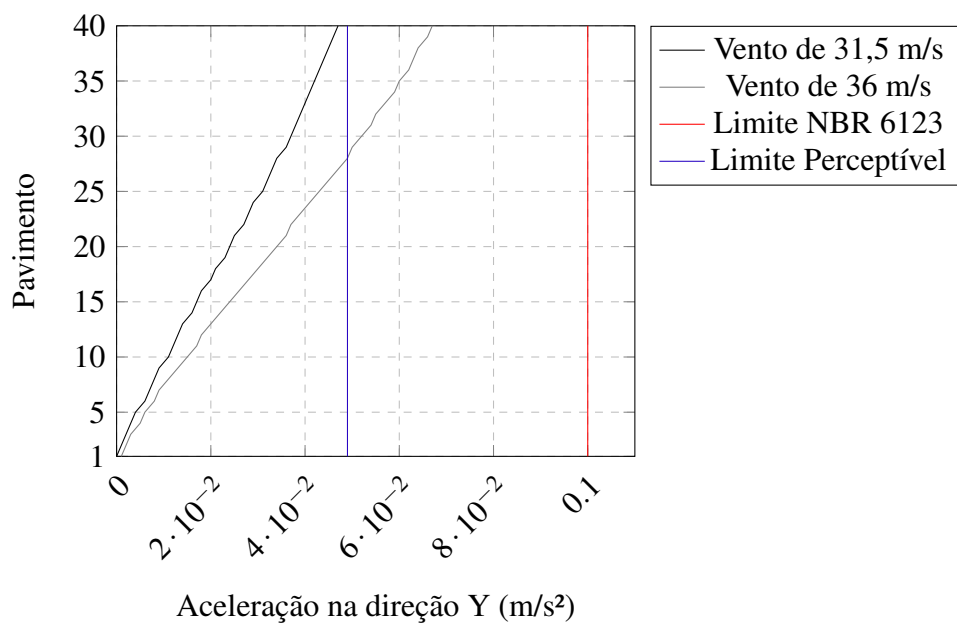


Figura 41 – Acelerações dos pavimentos na direção Y.

Observa-se que para os dois valores de velocidade de vento e para as duas direções são respeitados o limite de 0.1 m/s² estabelecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) para uma situação em que essa amplitude seja excedida uma vez a cada dez anos.

Contudo, ao avaliar os limites estabelecidos por Bachmann et al. (1995) é observado que para o vento de 36 m/s é obtido uma aceleração superior ao limite de percepção, o que pode impactar para algumas pessoas sensíveis com a percepção de movimentação da estrutura, fato que não é observado para o vento de 31.5 m/s onde todas as acelerações registradas ficam na

faixa imperceptível. O valor encontrado para 36 m/s apresenta uma certa margem de distância do valor de 0.147 m/s<sup>2</sup> que seria a fronteira de uma aceleração incômoda.



## Capítulo 6

# CONCLUSÃO

Neste trabalho foi avaliado o efeito da possível mudança da velocidade básica do vento na NBR 6123 (ABNT, 1988) em uma estrutura metálica alta. Com base nos procedimentos realizados no Eberick (ALTOQI, 2021), é possível observar que o aumento da velocidade básica pode impactar na segurança da estrutura proporcionando um aumento de cargas que não seriam atendidas pelos elementos estruturais conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008) no ELU, como visto nos pilares de borda do 1º ao 5º pavimento. Além de afetar a segurança, a modificação impacta, também, no conforto do usuário, levando a acelerações que sejam perceptíveis. Comparando o critério de norma da NBR 6123 (ABNT, 1988) com os critérios do estudo de Bachmann et al. (1995), nota-se que a norma apresenta um critério mais rigoroso, estabelecendo um limite inferior ao que seria considerado incômodo. Neste caso não foi observado acelerações incômodas, mas em alguma outra edificação que possua uma frequência de oscilação maior pode vir a ser um caso crítico e deve ser avaliado.

Ainda na utilização da estrutura, atender a limitação dos deslocamentos laterais para ELS para combinações raras, como previstos na norma, tem em vista a conservação dos elementos não estruturais que compõem a edificação. Uma velocidade básica do vento maior, como visto neste trabalho, pode levar a geração de danos em paredes de alvenaria não estrutural e promover custos adicionais ao longo do tempo na manutenção dos componentes, mesmo que tenha uma probabilidade baixa de acontecer.

Ao avaliar a estrutura por meio de uma análise *pushover* é permitido observar a resposta da mesma de acordo com o carregamento aplicado, além de que a consideração dos efeitos de não linearidade trás ao modelo uma maior aproximação da realidade. Nos resultados obtidos foi observado que o início do escoamento para as situações de ELS ocorre com ventos superiores em relação aos avaliados neste trabalho. De mesmo modo para os pontos limites, as 4 situações foram apresentadas com velocidades de vento extremamente altas para a região de Belo Horizonte. Com base nas figuras que representam os pontos de escoamento pode-se observar o padrão de início das deformações plásticas nos pilares da base na fachada oposta à aplicação das cargas, portanto em caso de alguma intervenção na estrutura pode ser projetado algo que fortaleça ou diminua o impacto sobre esses elementos.

Os resultados no ELU e no ELS possuem aspectos importantes a serem considerados. Neste trabalho foram analisadas apenas duas situações de carregamentos verticais e foi observado que com o aumento das cargas verticais necessita-se da incidência de um vento com menor intensidade para levar ao escoamento dos elementos estruturais e ao colapso do modelo.

Além dos aspectos retratados neste trabalho, é importante avaliar os efeitos de flambagem local dos elementos semicompactos que podem resultar em um colapso com cargas de vento inferiores, as ligações soldadas, entre vigas e pilares, e uma análise dinâmica a fim de observar a resposta dinâmica da estrutura com maior precisão.

## 6.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados e conclusões presentes neste trabalho pode-se sugerir como pontos para serem avaliados em outros trabalhos:

- Análise da estrutura com a consideração dos efeitos de flambagem local dos perfis semicompactos;
- Dimensionar e avaliar as ligações soldadas entre perfis de vigas e pilares;
- Análise dinâmica não linear com o incrementos de cargas de vento;
- Determinação das cargas de vento por meio de um ensaio em túnel de vento;
- Modelagem da estrutura com a consideração da laje como uma casca;
- Analisar a estrutura em outra categoria de vento.

# REFERÊNCIAS

- ABNT. *NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações*. [S.l.], 1988.
- ABNT. *NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. [S.l.], 2003.
- ABNT. *NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. [S.l.], 2008.
- ABNT. *NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*. [S.l.], 2014.
- ABNT. *NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. [S.l.], 2019.
- ALTOQI. *Eberick V14.291*. 2021.
- ALVARENGA, A. R. de. *Aspectos importantes na análise avançada com zona plástica de portais planos de aço*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Ouro Preto. Departamento de Engenharia Civil, Ouro Preto, 2005.
- BACHMANN, H. et al. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. [S.l.]: Springer Science & Business Media, 1995.
- CORELHANO et al. Reliability of buildings in service limit state for maximum horizontal displacements. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, SciELO Brasil, v. 5, p. 85–103, 2012.
- CORRÊA, M. R. S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1991.
- DEIERLEIN, G. G.; REINHORN, A. M.; WILLFORD, M. R. Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief*, v. 4, p. 1–36, 2010.
- GHAFFARY, A.; MOUSTAFA, M. A. Performance-based assessment and structural response of 20-story sac building under wind hazards through collapse. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 147, n. 3, p. 04020346, 2021.
- JUDD, J. P. Windstorm resilience of a 10-story steel frame office building. *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 4, n. 3, p. 04018020, 2018.
- MACINTYRE, A. J. *Instalações hidráulicas: prediais e industriais* 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.
- MARQUES, S. P. C. *Análise Não Linear Física e Geométrica de Pórticos Espaciais*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1990.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; ZIEMIAN, R. D. *Matrix Structural Analysis*. 2. ed. [S.l.]: Faculty Books, 2000.
- MENDIS, P. et al. Wind loading on tall buildings. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2007.

MOHAMMADI, A. et al. Performance assessment of an existing 47-story high-rise building under extreme wind loads. *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, v. 145, n. 1, p. 04018232, 2019.

NGO-HUU, C.; KIM, S.-E.; OH, J.-R. Nonlinear analysis of space steel frames using fiber plastic hinge concept. *Engineering Structures*, v. 29, n. 4, p. 649–657, 2007. ISSN 0141-0296. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029606002549>>.

PADARATZ, I. J. *Velocidade básica do vento no Brasil*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, Porto Alegre, 1977.

PAPANIKOLAOU, V. K.; ELNASHAI, A. S.; PAREJA, J. F. Limits of applicability of conventional and advance pushover analysis for seismic response assessment. *MAE Center CD Release 05-02*, Mid-America Earthquake Center, 2005.

RIGOBELLO, R.; CODA, H. B.; NETO, J. M. Inelastic analysis of steel frames with a solid-like finite element. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 86, p. 140–152, 2013. ISSN 0143-974X. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X13001016>>.

SIMULIA. *Abaqus/CAE*. 2020.

SOUZA, Y. T. e. *Kinematically exact elastoplastic analysis of steel rods with compact cross sections*. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2017.

TELEGRAF/PUC-RIO. *Ftool v4.00.04*. 2018.

VALLIS, M. B. *Brazilian extreme wind climate*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2019.

## **ANEXO A**

# **DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DOS PILARES**

Como há um grande número de pilares, foi selecionado o pavimento mais carregado de cada segmentação dos pilares a fim de demonstrar os resultados de dimensionamento no ELU dos pilares calculados no software Eberick (ALTOQI, 2021) para a  $V_0$  de 31.5 m/s. A tabela contém os dimensionamentos para os critérios colocados em no Capítulo 3, sendo o valor das combinações de esforços referente ao local mais solicitado do perfil com a combinação de ações que resultou em um maior valor.

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			N <sub>c,sd</sub> (kN)	Classificação	M <sub>s,dir</sub> :B (kN.m)	M <sub>s,dir</sub> :H (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	V <sub>sd</sub> mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											N <sub>c,rd</sub> (kN)
1	P1	CS 650x496	1129903	Compacta	286.96	760.97	222.01	106.12	0.724		
			19324.87		2485.67	5330.59	3057.95	9173.86	1		
1	P2	CS 650x361	11343.00	Semicompacta	213.70	579.34	209.99	86.93	0.938		
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91	1		
1	P3	CS 650x361	11415.07	Semicompacta	214.30	574.96	208.66	87.33	0.942		
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91	1		
1	P4	CS 650x496	11352.75	Compacta	284.88	763.37	222.66	105.49	0.726		
			19324.87		2485.67	5330.59	3057.95	9173.86	1		
1	P5	CS 650x361	10399.50	Semicompacta	227.38	551.38	178.86	103.27	0.881		
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91	1		
1	P6	CS 650x593	15048.07	Compacta	350.31	924.98	298.60	132.84	0.763		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
1	P7	CS 650x593	15595.28	Compacta	350.38	929.36	302.25	134.41	0.784		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
1	P8	CS 650x361	10485.41	Semicompacta	228.13	547.55	178.01	103.54	0.886		
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91	1		
1	P9	CS 650x361	10435.48	Semicompacta	227.56	550.69	178.54	103.20	0.884		
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91	1		
1	P10	CS 650x593	15468.23	Compacta	355.54	923.75	297.67	138.66	0.781		

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			Nc,sd (kN)	Classificação	M,rd dir.B (kN.m)	M,rd dir. H (kN.m)	Vsd alma (kN)	Vsd mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											Nc,rd (kN)
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
1	P11	CS 650x593	15826.81	Compacta	356.41	929.13	302.49	141.31		0.795	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
1	P12	CS 650x361	10507.17	Semicompacta	228.18	546.85	177.58	103.44		0.888	
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91		1	
1	P13	CS 650x496	11406.64	Compacta	286.01	761.83	221.89	105.71		0.730	
			19324.87		2485.67	5330.59	3057.95	9173.86		1	
1	P14	CS 650x361	11450.30	Semicompacta	214.07	577.45	209.33	87.02		0.946	
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91		1	
1	P15	CS 650x361	11507.56	Semicompacta	214.53	573.30	207.90	87.31		0.949	
			14032.77		1631.49	3776.92	2739.93	6115.91		1	
1	P16	CS 650x496	11423.96	Compacta	284.12	763.70	222.40	105.15		0.730	
			19324.87		2485.67	5330.59	3057.95	9173.86		1	
9	P1	CS 600x391	8662.80	Semicompacta	242.36	276.25	160.97	138.51		0.694	
			15182.68		1776.26	3872.11	2529.16	7113.27		1	
9	P2	CS 600x483	8900.07	Compacta	207.19	485.43	290.23	112.28		0.592	
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18		1	
9	P3	CS 600x483	8958.67	Compacta	214.17	478.12	285.27	116.68		0.597	
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18		1	

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			Nc,sd (kN)	Classificação	M,rd dir.B (kN.m)	M,sd dir.H (kN.m)	Vsd alma (kN)	Vrd mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											Nc,rd (kN)
9	P4	CS 600x391	8716.15	Semicompacta	241.14	279.39	162.79	137.64	0.700		
			15182.68		1776.26	3872.11	2529.16	7113.27	1		
9	P5	CS 600x483	8191.82	Compacta	395.35	227.51	123.93	234.55	0.560		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P6	CS 650x593	11794.36	Compacta	315.83	461.77	263.15	175.56	0.563		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
9	P7	CS 650x593	12083.12	Compacta	316.40	470.46	267.96	175.15	0.576		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
9	P8	CS 600x483	8276.55	Compacta	398.35	230.70	125.86	236.15	0.566		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P9	CS 600x483	8223.76	Compacta	396.13	231.84	126.77	234.73	0.562		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P10	CS 650x593	11980.08	Compacta	335.43	467.15	266.99	188.14	0.578		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
9	P11	CS 650x593	12199.68	Compacta	339.51	474.58	271.11	190.28	0.590		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
9	P12	CS 600x483	2301.07	Compacta	399.33	232.79	127.20	236.54	0.569		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P13	CS 600x391	8764.04	Semicompacta	242.74	276.61	161.33	138.54	0.702		



Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			N <sub>c,sd</sub> (kN)	Classificação	M <sub>s,rd dir.B</sub> (kN.m)	M <sub>s,rd dir. H</sub> (kN.m)	V <sub>sd alma</sub> (kN)	V <sub>sd mesa</sub> (kN)	Valor da combinação	Limite	
											N <sub>c,rd</sub> (kN)
			15182.68		1776.26	3872.11	2529.16	7113.27		1	
9	P14	CS 600x483	8997.14	Compacta	212.54	485.01	289.78	115.30	0.600		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P15	CS 600x483	9041.52	Compacta	217.06	479.00	285.65	118.12	0.603		
			18730.34		2119.19	4650.22	3556.64	8468.18	1		
9	P16	CS 600x391	8779.49	Semicompacta	241.93	279.69	163.09	138.00	0.703		
			15182.68		1776.26	3872.11	2529.16	7113.27	1		
17	P1	CS 550x441	5985.90	Compacta	198.68	277.43	165.53	116.77	0.458		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P2	CS 550x441	6446.44	Compacta	223.82	373.55	227.92	127.61	0.507		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P3	CS 550x441	6490.20	Compacta	221.57	367.81	224.76	126.28	0.521		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P4	CS 550x441	6030.91	Compacta	198.79	226.22	131.66	116.92	0.461		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P5	CS 550x441	6000.72	Compacta	314.88	243.82	143.47	188.32	0.502		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P6	CS 650x593	8813.12	Compacta	346.54	455.75	269.85	204.68	0.463		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			Nc,sd (kN)	Classificação	M,rd dir:B (kN.m)	M,rd dir: H (kN.m)	Vsd alma (kN)	Vsd mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											Nc,rd (kN)
17	P7	CS 650x593	8954.08	Compacta	345.17	412.14	240.32	202.90	0.467		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
17	P8	CS 550x441	6073.56	Compacta	279.04	248.25	147.07	165.41	0.492		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P9	CS 550x441	6010.39	Compacta	315.07	263.58	156.31	187.50	0.503		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P10	CS 650x593	8880.85	Compacta	380.17	453.84	268.10	226.60	0.477		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
17	P11	CS 650x593	9007.91	Compacta	379.77	414.38	241.38	225.36	0.482		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
17	P12	CS 550x441	6092.60	Compacta	284.30	261.83	156.10	168.65	0.496		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P13	CS 550x441	6074.87	Compacta	202.01	279.47	178.00	183.69	0.454		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P14	CS 550x441	6524.60	Compacta	228.86	425.66	263.65	130.65	0.516		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P15	CS 550x441	6551.61	Compacta	226.43	410.14	252.84	129.12	0.526		
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50	1		
17	P16	CS 550x441	6079.05	Compacta	216.61	231.40	135.38	128.04	0.464		

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			N <sub>c,sd</sub> (kN)	Classificação	M <sub>1,sd</sub> dir.B (kN.m)	M <sub>2,sd</sub> dir.H (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	V <sub>sd</sub> mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											N <sub>c,rd</sub> (kN)
			17014.55		1781.02	3872.50	3260.25	7762.50		1	
25	P1	CS 450x331	3637.27	Compacta	150.57	173.98	100.93	86.97		0.418	
			12591.45		1191.57	2430.19	1896.87	6351.14		1	
25	P2	CS 500x333	4020.56	Compacta	177.34	291.28	178.17	102.90		0.473	
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73		1	
25	P3	CS 500x333	4042.61	Compacta	186.43	283.06	172.86	108.64		0.478	
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73		1	
25	P4	CS 450x331	3673.13	Compacta	149.81	177.94	103.25	86.42		0.421	
			12591.45		1191.57	2430.19	1896.87	6351.14		1	
25	P5	CS 500x333	3804.77	Compacta	196.89	205.60	122.51	117.11		0.461	
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73		1	
25	P6	CS 650x593	6256.92	Compacta	297.93	333.61	199.10	181.85		0.349	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
25	P7	CS 650x593	6291.22	Compacta	294.98	329.45	196.24	179.71		0.350	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
25	P8	CS 500x333	3050.09	Compacta	199.87	211.45	126.22	118.82		0.468	
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73		1	
25	P9	CS 500x333	3813.03	Compacta	199.40	211.86	126.46	118.82		0.466	
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73		1	

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			N <sub>c,sd</sub> (kN)	Classificação	M <sub>1,sd</sub> dir.B (kN.m)	M <sub>2,sd</sub> dir.H (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	V <sub>sd</sub> mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											N <sub>c,rd</sub> (kN)
25	P10	CS 650x593	6246.55	Compacta	319.49	322.88	191.41	196.23	0.355		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
25	P11	CS 650x593	6301.64	Compacta	319.88	322.61	191.09	196.29	0.357		
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32	1		
25	P12	CS 500x333	3860.21	Compacta	201.09	214.63	128.23	119.58	0.471		
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73	1		
25	P13	CS 450x331	3673.00	Compacta	150.73	184.69	107.56	86.77	0.425		
			12591.45		1191.57	2430.19	1896.87	6351.14	1		
25	P14	CS 500x333	4065.94	Compacta	182.66	289.56	176.98	106.19	0.480		
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73	1		
25	P15	CS 500x333	4081.50	Compacta	189.87	284.61	173.79	110.74	0.485		
			12752.03		1236.01	2688.63	2352.27	5927.73	1		
25	P16	CS 450x331	3705.94	Compacta	150.95	178.93	103.83	87.07	0.425		
			12591.45		1191.57	2430.19	1896.87	6351.14	1		
33	P1	CS 350x216	1623.79	Compacta	87.91	112.45	65.94	52.10	0.382		
			7959.67		605.56	1224.03	1251.41	4149.41	1		
33	P2	CS 400x201	1861.54	Compacta	102.02	165.74	100.38	59.51	0.434		
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64	1		
33	P3	CS 400x201	1864.48	Compacta	108.04	160.99	97.40	63.28	0.439		

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			Nc,sd (kN)	Classificação	M,rd dir.B (kN.m)	M,sd dir.H (kN.m)	Vsd alma (kN)	Vrd mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											Nc,rd (kN)
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P4	CS 350x216	1641.75	Compacta	88.04	114.56	67.20	52.14		0.386	
			7959.67		605.56	1224.03	1251.41	4149.41		1	
33	P5	CS 400x201	1757.91	Compacta	88.08	136.35	81.18	51.99		0.415	
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P6	CS 650x593	3806.94	Compacta	224.86	217.13	132.59	140.85		0.156	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
33	P7	CS 650x593	3724.55	Compacta	222.62	211.42	128.93	139.44		0.153	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
33	P8	CS 400x201	1775.73	Compacta	89.19	141.49	84.35	52.63		0.423	
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P9	CS 400x201	1764.08	Compacta	88.67	140.85	83.95	52.41		0.421	
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P10	CS 650x593	3683.90	Compacta	245.80	209.95	127.58	155.04		0.160	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
33	P11	CS 650x593	3683.40	Compacta	246.58	208.57	128.22	155.46		0.160	
			23115.47		2950.49	6270.38	3853.02	10886.32		1	
33	P12	CS 400x201	1780.20	Compacta	90.47	143.77	85.76	53.45		0.427	
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	

Pavimento	Pilar	Seção	Compressão		Momento fletor		Cisalhamento			Combinação de esforços	
			N <sub>c,sd</sub> (kN)	Classificação	M <sub>,sd</sub> dir.B (kN.m)	M <sub>,sd</sub> dir. H (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	V <sub>sd</sub> mesa (kN)	Valor da combinação	Limite	
											N <sub>c,rd</sub> (kN)
33	P13	CS 350x216	1635.07	Compacta	88.77	118.14	69.62	52.60	0.390		
			7959.67		605.56	1224.03	1251.41	4149.41		1	
33	P14	CS 400x201	1875.33	Compacta	105.19	165.37	100.08	61.50	0.440		
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P15	CS 400x201	1880.45	Compacta	110.58	161.93	97.98	64.85	0.446		
			7537.53		627.55	1329.82	1204.36	3763.64		1	
33	P16	CS 350x216	1657.04	Compacta	88.85	116.02	68.12	52.63	0.391		
			7959.67		605.56	1224.03	1251.41	4149.41		1	

Tabela 20 – Resultados do dimensionamento dos pilares no Eberick para ELU

## **ANEXO B**

# **DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DAS VIGAS**

Assim como no Anexo A, foi optado por representar o dimensionamento das vigas em pavimentos em que houveram cargas diferentes atuando, portanto serão apresentados os resultados para os pavimentos 1 e 40 para ELU com a  $V_0$  de 31.5 m/s.

Pavimento	Viga	Seção	Momento fletor		Cisalhamento		Combinação de esforços	
			Classificação da seção	M <sub>sd</sub> (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	Valor da combinação	Limite	
				M <sub>rd</sub> (kN.m)				V <sub>rd</sub> alma (kN)
1	VM1	CVS 450x206	Compacta	323.88	153.42	0.221		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM2	CVS 450x206	Compacta	331.89	149.14	0.227		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM3	CVS 450x206	Compacta	322.02	152.92	0.220		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM4	CVS 450x206	Compacta	340.72	171.14	0.233		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM5	CVS 450x206	Compacta	334.15	154.69	0.228		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM6	CVS 450x206	Compacta	339.47	171.05	0.232		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM7	CVS 300x95	Compacta	33.72	30.00	0.074		
				453.89	705.69	1		
1	VM8	CVS 450x206	Compacta	340.65	170.65	0.233		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM9	CVS 450x206	Compacta	376.10	210.57	0.257		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM10	CVS 450x206	Compacta	339.86	170.01	0.232		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM11	CVS 450x206	Compacta	323.56	153.50	0.221		
				1463.50	1608.95	1		



Pavimento	Viga	Seção	Momento fletor		Cisalhamento		Combinação de esforços	
			Classificação da seção	M <sub>sd</sub> (kN.m)	Vsd alma (kN)	Valor da combinação	Limite	
				M <sub>rd</sub> (kN.m)				Vrd alma (kN)
1	VM12	CVS 450x206	Compacta	331.16	148.92	0.226		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM13	CVS 450x206	Compacta	321.43	152.50	0.220		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM14	CVS 450x206	Compacta	342.09	157.35	0.234		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM15	CVS 450x206	Compacta	254.32	130.11	0.174		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM16	CVS 450x206	Compacta	342.03	157.31	0.234		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM17	CVS 450x206	Compacta	374.32	183.37	0.256		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM18	CVS 450x206	Compacta	389.27	197.75	0.266		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM19	CVS 450x206	Compacta	375.91	184.74	0.257		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM20	CVS 300x95	Compacta	48.04	35.99	0.106		
				451.46	705.68	1		
1	VM21	CVS 450x206	Compacta	372.37	182.32	0.254		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM22	CVS 450x206	Compacta	368.86	176.46	0.252		
				1463.50	1608.95	1		

Pavimento	Viga	Seção	Momento fletor		Cisalhamento		Combinação de esforços	
			Classificação da seção	M <sub>sd</sub> (kN.m)	Vsd alma (kN)	Valor da combinação	Limite	
				M <sub>rd</sub> (kN.m)				Vrd alma (kN)
1	VM23	CVS 450x206	Compacta	373.05	183.37	0.255		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM24	CVS 450x206	Compacta	343.40	157.81	0.235		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM25	CVS 450x206	Compacta	254.75	130.04	0.174		
				1463.50	1608.95	1		
1	VM26	CVS 450x206	Compacta	343.35	157.80	0.235		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM1	CVS 450x206	Compacta	95.10	68.58	0.065		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM2	CVS 450x206	Compacta	139.54	85.31	0.095		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM3	CVS 450x206	Compacta	96.84	69.85	0.66		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM4	CVS 450x206	Compacta	149.33	97.46	0.102		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM5	CVS 450x206	Compacta	528.43	385.93	0.361		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM6	CVS 450x206	Compacta	158.33	103.03	0.108		
				1463.50	1608.95	1		
40	VM7	CVS 450x206	Compacta	227.31	177.82	0.155		
				1463.50	1608.95	1		

Pavimento	Viga	Seção	Momento fletor		Cisalhamento		Combinação de esforços	
			Classificação da seção	M <sub>sd</sub> (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	Valor da combinação	Limite	
				M <sub>rd</sub> (kN.m)				V <sub>rd</sub> alma (kN)
40	VM8	CVS 450x206	Compacta	165.39	110.88	1608.95	1	0.113
40	VM9	CVS 450x206	Compacta	313.89	216.55	1608.95	1	0.214
40	VM10	CVS 450x206	Compacta	170.83	112.79	1608.95	1	0.117
40	VM11	CVS 450x206	Compacta	94.73	68.93	1608.95	1	0.065
40	VM12	CVS 450x206	Compacta	137.74	84.79	1608.95	1	0.094
40	VM13	CVS 450x206	Compacta	98.23	70.43	1608.95	1	0.067
40	VM14	CVS 450x206	Compacta	116.51	72.53	1608.95	1	0.080
40	VM15	CVS 450x206	Compacta	53.02	47.76	1608.95	1	0.036
40	VM16	CVS 450x206	Compacta	118.04	71.41	1608.95	1	0.081
40	VM17	CVS 450x206	Compacta	101.43	95.45	1608.95	1	0.069
40	VM18	CVS 450x206	Compacta	221.87	234.18	1608.95	1	0.152

Pavimento	Viga	Seção	Momento fletor		Cisalhamento		Combinação de esforços		
			Classificação da seção	M <sub>sd</sub> (kN.m)	V <sub>sd</sub> alma (kN)	Valor da combinação	Limite		
				M <sub>rd</sub> (kN.m)				V <sub>rd</sub> alma (kN)	
40	VM19	CVS 450x206	Compacta	113.64	93.70	1463.50	1608.95	0.078	1
40	VM20	CVS 450x206	Compacta	323.40	223.13	1463.50	1608.95	0.221	1
40	VM21	CVS 450x206	Compacta	100.45	89.11	1463.50	1608.95	0.069	1
40	VM22	CVS 450x206	Compacta	92.73	65.31	1463.50	1608.95	0.063	1
40	VM23	CVS 450x206	Compacta	99.00	86.58	1463.50	1608.95	0.068	1
40	VM24	CVS 450x206	Compacta	125.31	73.95	1463.50	1608.95	0.086	1
40	VM25	CVS 450x206	Compacta	54.05	46.98	1463.50	1608.95	0.037	1
40	VM26	CVS 450x206	Compacta	121.04	72.52	1463.50	1608.95	0.083	1

Tabela 21 – Resultados do dimensionamento das vigas no Eberick para ELU