

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

PAULO JOSÉ SCHMITZ JUNIOR

ANÁLISE DE UM MEZANINO COM O AUXÍLIO DO SOFTWARE RFEM

PATO BRANCO

2022

PAULO JOSÉ SCHMITZ JUNIOR

ANÁLISE DE UM MEZANINO COM O AUXÍLIO DO SOFTWARE RFEM

Analysis of a mezzanine with the assistance of RFEM software

Trabalho de conclusão de curso de Engenharia Mecânica, apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Mecânica da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador(a): Prof. Dr. Diego Rizzotto Rossetto.

PATO BRANCO

2022



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

PAULO JOSÉ SCHMITZ JUNIOR

ANÁLISE DE UM MEZANINO COM O AUXÍLIO DO SOFTWARE RFEM

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Mecânica da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 21/junho/2022

Prof. Dr. Diego Rizzotto Rossetto
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof. Dr. Fabio Rodrigo Mandello Rodrigues
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof. Dr. Robson Goncalves Trentin
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

PATO BRANCO

2022

Dedico este trabalho aos meus pais e
amigos pelo companheirismo mesmo nos momentos
mais difíceis.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha família, minha mãe Vânia Schmitz, meu pai Paulo Schmitz e também meu irmão Christian Schmitz, pelo apoio recebido não só durante todos esses anos de graduação, mas ao longo de toda a minha vida.

Aos meus colegas de graduação, que sempre foram muito presentes e me incentivaram mesmo nos momentos mais difíceis. Em especial aos meus grandes amigos Gustavo Giongo, Mateus Braz e Matheus Fernandes, cuja amizade irei levar para a vida toda.

A todos os professores que, de alguma forma, contribuíram nessa caminhada de aprendizado e desenvolvimento pessoal, sobretudo ao meu orientador Prof. Dr. Diego Rossetto pela ajuda na construção desse trabalho.

Um agradecimento também à equipe da Salus Engenharia, aos colegas Victor Alípio e Isaac de Matos pela disponibilidade de usufruir as dependências da empresa e pelos valiosos conselhos recebidos durante o tempo de estudo e realização desse trabalho.

"Não há fatos eternos, como não há verdades absolutas." (Friedrich Nietzsche)

RESUMO

Este trabalho teve por intuito realizar um estudo comparativo entre diversas soluções estruturais de um mezanino construído em material metálico, variando a rigidez de suas ligações, materiais e perfis estruturais de seus elementos e analisando como esses aspectos interferem na distribuição dos esforços, peso da estrutura e em seu custo de material. Utilizando os preceitos da execução de um projeto, foram levantadas as premissas requeridas da obra, definidas as dimensões, geometria e realizada a modelagem tridimensional da estrutura. Seguindo as normas específicas para cada questão, foram definidos os casos de carga e suas combinações atuantes, além de todo o processo de dimensionamento do mezanino. Com o modelo final pronto, foram alterados o tipo de ligação de acordo com sua rigidez, utilizando ligações viga-pilar rígidas ou flexíveis. Para a análise, também foram empregados perfis estruturais diferentes: perfis laminados a quente e perfis soldados. A definição dos perfis foi realizada através do software RFEM 5, que através do cálculo de dimensionamento segundo a norma adequada, seleciona o melhor perfil para cada elemento da estrutura baseado nas cargas aplicadas. De acordo com os resultados obtidos, foi possível avaliar a diferença no peso final da armação metálica do mezanino e, também, através da realização de cotações dos produtos de cada caso, analisar o custo da obra no quesito de materiais utilizados.

Palavras-chave: Estrutura metálica, mezanino, perfil estrutural, RFEM.

ABSTRACT

This work aimed to carry out a comparative study between different structural solutions of a mezzanine built in metallic material, varying the rigidity of its hinges, materials and structural profiles of its elements and analyzing how these aspects interfere in the distribution of efforts, weight of the structure and in its material cost. Using the precepts of the execution of a project, the premises required for the construction were defined, the dimensions and geometry are determined and the three-dimensional modeling of the structure is done. Following the specific technical standards for each aspect, the load cases and load combinations were defined, in addition to the entire mezzanine dimensioning process. After defining the final model, the member hinges were changed according to its stiffness, using rigid or flexible beam-to-column hinges. For the analysis, different structural profiles were also used: hot rolled profiles and welded profiles. The definition of the profiles was done through the software RFEM 5 which, through the design calculation according to the appropriate standard, selects the best profile for each element of the structure based on the applied loads. According to the results obtained, it was possible to evaluate the difference in the final weight of the metallic structure of the mezzanine and, through price quotations of the products of each case, analyze the cost of the construction in terms of materials used.

Keywords: Metal structure, mezzanine, structural profile, RFEM.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Ponte sobre o rio Severn, na Inglaterra	15
Figura 2 - Principais aços estruturais	20
Figura 3 - Aços de uso estrutural segundo a Norma Brasileira	21
Figura 4 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.....	22
Figura 5 - Perfis soldados através de chapas ou de outros perfis laminados...	23
Figura 6 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$	29
Figura 7 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis.....	30
Figura 8 - Flambagem (a) local e (b) lateral em vigas	31
Figura 9 - Curvas de momento x rotação de vigas metálicas para cada tipo de seção	32
Figura 10 - Flambagem global e local causada por esforços axiais	33
Figura 11 - Comprimentos de flambagem	33
Figura 12 - Vista isométrica do mezanino modelado no software RFEM.....	44
Figura 13 - Instruções para a instalação correta dos painéis	46
Figura 14 - Disposição dos painéis <i>wall</i>	47
Figura 15 - Painéis sobrepostos nas vigas do mezanino	47
Figura 16 - Ligação de base rotulada (a) e engastada (b).....	48
Figura 17 - Configuração no software RFEM do apoio nodal nas bases do mezanino.....	49
Figura 18 - Pórticos com ligações viga-pilar (a) rígidas e (b) flexíveis.....	50
Figura 19 - Configuração do RFEM para a classificação dos casos de carga e suas combinações	51
Figura 20 - Função de peso próprio (RFEM)	52
Figura 21 - Função de linearização das cargas aplicadas no plano (RFEM).....	52
Figura 22 - Peso específico da argamassa utilizada	53
Figura 23 - Peso específico do porcelanato.....	54
Figura 24 - Cargas em edifícios comerciais.....	55
Figura 25 - Carga adicional para paredes divisórias sem posição definida	55
Figura 26 - Caso de carga por variação de temperatura (RFEM)	56
Figura 27 - Demonstração simplificada do efeito P- Δ	58
Figura 28 - Combinações de ações (esquerda) e suas respectivas combinações de casos de carga (direita)	59
Figura 29 - Biblioteca de perfis Gerdau disponível no RFEM.....	61
Figura 30 - Deslocamentos máximos aceitáveis conforme a ABNT NBR 8800:2008	62
Figura 31 - Elementos coloridos conforme sua nomenclatura	63
Figura 32 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 1A65	
Figura 33 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 1A.....	66
Figura 34 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 1B67	
Figura 35 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 1B.....	67
Figura 36 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 2A69	
Figura 37 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 2A.....	69
Figura 38 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 2B70	

Figura 39 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 2B.....	71
Figura 40 - Membros da estrutura enumerados	78
Figura 41 - Eixos da seção	78
Figura 42 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1	79
Figura 43 - Forças combinadas em V1	79
Figura 44 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V1.....	80
Figura 45 - Deflexão máxima no eixo Z em V1.....	80
Figura 46 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2.....	81
Figura 47 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V2.....	81
Figura 48 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em V2.....	82
Figura 49 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3	82
Figura 50 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3.....	83
Figura 51 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3.....	83
Figura 52 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3	83
Figura 53 - Verificação das forças combinadas em V3.....	83
Figura 54 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4.....	84
Figura 55 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4.....	84
Figura 56 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4.....	84
Figura 57 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4	85
Figura 58 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1	85
Figura 59 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em P1.....	86
Figura 60 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em P1.....	86
Figura 61 - Deflexão máxima no eixo Z e Y, respectivamente, em P1	87
Figura 62 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1.....	87
Figura 63 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V1.....	87
Figura 64 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V1.....	88
Figura 65 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1	88
Figura 66 - Deflexão máxima no eixo Z em V1.....	88
Figura 67 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2.....	89
Figura 68 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2.....	89
Figura 69 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2.....	89
Figura 70 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3.....	90
Figura 71 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3.....	90
Figura 72 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3.....	90
Figura 73 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3	91
Figura 74 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4.....	91
Figura 75 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4.....	91
Figura 76 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4.....	92
Figura 77 - Deflexão máxima no eixo Z em V4.....	92

Figura 78 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1.....	92
Figura 79 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1.....	93
Figura 80 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1.....	93
Figura 81 - Cálculo da força axial resistente em P1	93
Figura 82 - Deflexão máxima no eixo Z e Y, respectivamente, em P1	94
Figura 83 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1	94
Figura 84 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V1.....	95
Figura 85 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1	95
Figura 86 - Forças combinadas em V1	95
Figura 87 - Deflexão máxima no eixo Z em V1	96
Figura 88 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2.....	96
Figura 89 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2.....	96
Figura 90 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2.....	97
Figura 91 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V2	97
Figura 92 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3	97
Figura 93 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3.....	98
Figura 94 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3.....	98
Figura 95 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3	98
Figura 96 - Verificação das forças combinadas em V3.....	98
Figura 97 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4.....	99
Figura 98 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4.....	99
Figura 99 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4.....	99
Figura 100 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4	100
Figura 101 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1.....	100
Figura 102 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1.....	101
Figura 103 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1.....	101
Figura 104 - Cálculo da força axial resistente em P1	102
Figura 105 - Deflexão máxima no eixo Y em P1.....	102
Figura 106 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1.....	103
Figura 107 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V1.....	103
Figura 108 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em V1	103
Figura 109 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1	104
Figura 110 - Deflexão máxima no eixo Z em V1.....	104
Figura 111 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2.....	104
Figura 112 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2.....	105
Figura 113 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2.....	105
Figura 114 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V2	105

Figura 115 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3.....	106
Figura 116 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3.....	106
Figura 117 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3.....	106
Figura 118 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3.....	107
Figura 119 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4.....	107
Figura 120 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4.....	107
Figura 121 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4.....	108
Figura 122 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4.....	108
Figura 123 - Deflexão máxima no eixo Z em V4.....	108
Figura 124 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1.....	109
Figura 125 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1.....	109
Figura 126 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1.....	110
Figura 127 - Deflexão máxima no eixo Y em P1.....	110
Figura 128 - Cálculo da força axial resistente em P1.....	111
Figura 129 - Forças axiais para o caso 1A.....	113
Figura 130 - Força cortante no eixo Y para o caso 1A.....	113
Figura 131 - Força cortante no eixo Z para o caso 1A.....	114
Figura 132 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 1A.....	114
Figura 133 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 1A.....	115
Figura 134 - Forças axiais para o caso 1B.....	115
Figura 135 - Força cortante no eixo Y para o caso 1B.....	116
Figura 136 - Força cortante no eixo Z para o caso 1B.....	116
Figura 137 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 1B.....	117
Figura 138 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 1B.....	117
Figura 139 - Forças axiais para o caso 2A.....	118
Figura 140 - Força cortante no eixo Y para o caso 2A.....	118
Figura 141 - Força cortante no eixo Z para o caso 2A.....	119
Figura 142 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 2A.....	119
Figura 143 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 2A.....	120
Figura 144 - Forças axiais para o caso 2B.....	120
Figura 145 - Força cortante no eixo Y para o caso 2B.....	121
Figura 146 - Força cortante no eixo Z para o caso 2B.....	121
Figura 147 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 2B.....	122
Figura 148 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 2B.....	122

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Resumo das ações aplicáveis	57
Quadro 2 - Legenda das cargas, seus casos, fatores e coeficientes	59
Quadro 3 - Resumo dos casos analisados	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do painel <i>wall</i>.....	45
Tabela 2 - Elementos do caso 1A.....	65
Tabela 3 - Elementos do caso 1B.....	66
Tabela 4 - Elementos do caso 2A.....	68
Tabela 5 - Elementos do caso 2B.....	70
Tabela 6 - Resumo comparativo de todos os casos analisados.....	71

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ASD	<i>Allowable Stress Design</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CRFS	Cimento Reforçado com Fios Sintéticos
CS	Coluna soldada
CSN	Companhia Siderúrgica Nacional
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
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
NBR	Norma Brasileira
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso
VS	Viga soldada

LISTA DE SÍMBOLOS

β	Coeficiente de dilatação térmica
γ	Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações
ν	Coeficiente de Poisson
λ	Índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez
λ_0	Índice de esbeltez reduzido
λ_p	Parâmetro de esbeltez limite para seções compactas
λ_r	Parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas
ρ	Massa específica
σ	Tensão normal
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão
ψ	Fator de combinação de ações; fator de redução de ações
a	Distância
A_g	Área bruta da seção transversal
A_{ef}	Área efetiva da seção transversal
b	Largura
c	Coeficiente
C_w	Constante de empenamento da seção transversal
C_b	Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme
d	Altura do elemento
E	Módulo de elasticidade
f_y	Resistência de escoamento
F	Força; ação de serviço
F_G	Valor característico das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	Valor característico da ação variável principal
$F_{Qj,k}$	Valor característico das demais ações variáveis
G	Módulo de elasticidade transversal
h	Altura da mesa
H	Altura dos pilares
I	Momento de inércia
J	Constante de torção
k_c	Coeficiente para perfis soldados
K	Coeficiente de flambagem de barras comprimidas
L	Comprimento da viga
M	Momento fletor
N	Força normal
N_c	Força axial de compressão resistente de cálculo
N_e	Força axial de flambagem elástica
pl	Relativo à plastificação da seção transversal
Q	Fator de redução total associado à flambagem local
$Q_a; Q_s$	Fatores de redução que levam em conta a flambagem local de elementos AA e AL, respectivamente
r	Raio de giração; relativo ao início do escoamento
R_d	Valor de cálculo de esforços resistentes
S_d	Valor de cálculo de esforços solicitantes
S_i	Rigidez da ligação
S_{lim}	Valor-limite adotado para estado limite de serviço
S_{ser}	Valor do efeito estrutural de interesse

t	Espessura
t_f	Espessura da mesa
t_w	Espessura da alma
V	Força cortante
W	Módulo de resistência elástico
x	Relativo ao eixo X
y	Relativo ao eixo Y
z	Relativo ao eixo Z
Z	Módulo de resistência plástico

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivos gerais	14
1.2	Objetivos específicos	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	Estruturas metálicas	15
2.2	Propriedades do aço	17
2.2.1	Ductilidade	17
2.2.2	Fragilidade	18
2.2.3	Resiliência e Tenacidade	18
2.2.4	Dureza	18
2.2.5	Fadiga.....	18
2.2.6	Tipos de aços estruturais	19
2.3	Perfis estruturais	21
2.3.1	Perfis laminados	21
2.3.2	Perfis soldados	22
2.4	Dimensionamento de estruturas em aço	23
2.4.1	Métodos de cálculo	24
2.4.2	Estados limites da estrutura	24
2.4.3	Estados limites últimos.....	25
2.4.3.1	Estados limites de serviço	25
2.4.4	Ações.....	26
<u>2.4.4.1</u>	<u>Ações permanentes</u>	<u>26</u>
<u>2.4.4.2</u>	<u>Ações variáveis</u>	<u>26</u>
<u>2.4.4.3</u>	<u>Ações excepcionais</u>	<u>27</u>
2.4.5	Combinação de ações.....	27
<u>2.4.5.1</u>	<u>Combinações últimas normais</u>	<u>28</u>
<u>2.4.5.2</u>	<u>Combinações quase permanentes de serviço</u>	<u>28</u>
<u>2.4.5.3</u>	<u>Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações</u>	<u>29</u>
2.4.6	Análise dos modos de falha em vigas de alma cheia	30
<u>2.4.6.1</u>	<u>Flexão simples</u>	<u>30</u>
<u>2.4.6.2</u>	<u>Esforços de compressão</u>	<u>32</u>
<u>2.4.6.3</u>	<u>Esforço cortante</u>	<u>34</u>
2.4.7	Cálculo de dimensionamento	34

2.4.7.1	Verificação à compressão	34
2.4.7.2	Verificação à flexão.....	37
2.4.7.2.1	<i>Flambagem lateral com torção</i>	38
2.4.7.2.2	<i>Flambagem local da mesa</i>	40
2.4.7.2.3	<i>Flambagem local da alma</i>	41
2.4.7.3	Considerações finais acerca do momento fletor resistente	41
2.4.7.4	Verificação ao cisalhamento.....	41
2.4.7.5	Verificação à esforços simultâneos	43
2.5	Software RFEM	43
3	METODOLOGIA	44
3.1	Projeto	44
3.1.1	Elementos construtivos	45
3.2	Estruturação	48
3.2.1	Base dos pilares	48
3.2.2	Ligações viga-pilar	49
3.3	Cálculo e análise dos resultados do software	51
3.3.1	Determinação de cargas	51
3.3.1.1	<u>Ações permanentes</u>	<u>51</u>
3.3.1.2	<u>Ações variáveis</u>	<u>54</u>
3.3.1.3	<u>Resumo das ações consideradas</u>	<u>56</u>
3.3.2	Método de cálculo.....	57
3.3.3	Estados limites e suas combinações	58
3.4	Dimensionamento	60
3.4.1	Definição dos casos	62
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	64
4.1	Descrição dos casos	64
4.1.1	Caso 1: Perfil laminado tipo I	64
4.1.1.1	<u>Caso A: ligações rígidas</u>	<u>64</u>
4.1.1.2	<u>Caso 1B: ligações flexíveis</u>	<u>66</u>
4.1.2	Caso 2: Perfil soldado tipo I	67
4.1.2.1	<u>Caso 2A: ligações rígidas</u>	<u>68</u>
4.1.2.2	<u>Caso 2B: ligações flexíveis</u>	<u>69</u>
4.1.3	Resumo comparativo dos casos	71
5	CONCLUSÃO	73
	REFERÊNCIAS	75

APÊNDICE A - RELATÓRIOS DO EQUACIONAMENTO DOS MODOS DE FALHA	77
APÊNDICE B - DIAGRAMA DE FORÇAS DOS CASOS	112

1 INTRODUÇÃO

Uma construção necessita, além de estética e funcionalidade, garantir segurança para aqueles que irão utilizá-la. Para isso, a estrutura de sustentação de uma edificação deve funcionar assim como o esqueleto presente no corpo humano, de modo a garantir resistência às operações rotineiras e aos devidos eventos extraordinários pelo qual o edifício poderá sofrer durante toda a sua vida útil. Por isso, o responsável pelo projeto deve ser capaz de analisar as premissas básicas e, através disso, tomar as decisões corretas para realizar uma obra segura e, ao mesmo tempo, viável economicamente.

Atualmente, estruturas construídas em aço ainda não representam uma parcela significativa dentre as obras civis no Brasil, sendo pouco mais de 15% do total. No entanto, esse cenário tende a mudar cada vez mais em virtude das suas vantagens sobre os métodos atuais, utilizando, em sua maioria, o concreto armado. Segundo Capozoli (2015) nos Estados Unidos, 50% das construções comerciais são em aço; na Inglaterra, chegam a 70%, o que indica uma margem muito grande de crescimento desse mercado também para o Brasil. A expressiva redução no peso da estrutura, rapidez na instalação e a possibilidade de um canteiro de obras mais limpo e organizado são apenas alguns dos benefícios dessa aplicação.

Estruturas mais simples, como é o caso de mezaninos, construídos geralmente dentro de edifícios para ampliar seu espaço útil, demandam rapidez na montagem e um processo de construção mais limpo para prejudicar o mínimo possível as atividades de funcionamento do prédio. Em vista disso, o uso de materiais metálicos para esse tipo de projeto se torna uma decisão muito mais vantajosa, pelo fato de o aço atender essas necessidades. E mesmo dentro do âmbito metálico, existem diversas opções disponíveis ao projetista para a realização do projeto.

Variações na composição química dos aços, que alteram suas propriedades mecânicas, diferentes processos para a confecção das barras, as ligações entre os componentes da estrutura, tudo isso afeta o produto final e quanto mais ponderada forem essas escolhas, maior é a garantia de um projeto totalmente seguro e menos oneroso.

Abordando a questão de ligações, por exemplo, estas desempenham funções essenciais no desempenho geral de estruturas e é fundamental compreender seu

comportamento. Levar em consideração a influência de alguns parâmetros como a rigidez de uma ligação auxilia o projetista a possuir um melhor direcionamento da resistência dos esforços atuantes na estrutura e, conseqüentemente, resultar em um dimensionamento eficiente e mais econômico.

Contudo, a evolução tecnológica é uma poderosa aliada e simplificou bastante a análise dos projetos. Softwares em que é possível modelar as estruturas e simulá-las com base nos esforços que estarão sujeitas trouxeram mais segurança e assertividade na tomada de decisão dos engenheiros e projetistas.

A partir dessas problemáticas, o presente trabalho visa a realização de um estudo comparativo de soluções estruturais no projeto de um mezanino, construído dentro de um edifício comercial. Nele, serão formuladas duas versões, uma utilizando ligações rígidas e outra utilizando ligações flexíveis e, em cada uma delas, serão analisados o emprego de perfis estruturais laminados a quente e soldados, seguindo a norma correspondente ABNT NBR 8800:2008.

1.1 Objetivos gerais

Analisar a interferência das ligações rígidas e flexíveis entre vigas e pilares, variação dos perfis estruturais e de seus materiais no projeto de uma estrutura, principalmente no seu peso final e, conseqüentemente, no custo da obra.

1.2 Objetivos específicos

- Modelar tridimensionalmente do mezanino;
- Determinar cargas, ações e estados limites atuantes;
- Selecionar os perfis estruturais mais adequados a serem utilizados em cada caso, visando sempre o menor peso total.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estruturas metálicas

Sabe-se que as primeiras evidências da utilização do ferro pelo ser humano datam de 6000 a.C., quando as primeiras civilizações desenvolvidas faziam uso do metal para fins militares ou como decorações em construções, por ser até então considerado um material raro e de difícil obtenção (Bellei; Pinho, 2008).

Já as primeiras obras construídas totalmente em materiais ferrosos datam do século 18, sendo a primeira de que se tem registro do ano de 1777, a ponte sobre o rio Severn, na Inglaterra, totalmente composta de ferro fundido. No entanto, segundo Bellei e Pinho (2008), a utilização do ferro em escala industrial só ganhou espaço em meados do século 19, devido aos processos de industrialização que experimentavam os países mais desenvolvidos pela revolução industrial, tais como Inglaterra, França e Alemanha.

Figura 1 - Ponte sobre o rio Severn, na Inglaterra



Fonte: Brito

No Brasil, o uso do aço se inicia, a partir do século 19, com a importação de diversos edifícios pré-fabricados de alguns países da Europa. A princípio, eram

utilizados apenas para fins decorativos, como colunas, portões, rosetas, chafarizes etc. Evoluindo, com o passar do tempo e da alta demanda, para a aplicação em edifícios com finalidade estrutural. (CASTRO, 2007). Esse cenário permaneceu até meados de 1950, com a construção da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) e, finalmente, foi possível a fabricação de lingotes de aço e produtos laminados em território nacional, representando um marco na emancipação econômica brasileira, pois possibilitou um avanço na construção de ferrovias, indústrias e estaleiros (COTTA, 1974).

Atualmente, a aplicação do metal na construção civil atual se dá por meio, principalmente, pelo uso do ferro e do aço, sejam eles fundidos, forjados ou laminados. O aço se trata de uma liga metálica composta principalmente por ferro e carbono, mas que também pode conter silício, enxofre, fósforo, manganês e outros elementos de liga. A concentração desses elementos e a variedade de tratamentos térmicos realizados no material proporcionam mudanças em seu comportamento mecânico, afetando sua resistência, dureza, ductilidade e entre outras propriedades do metal (Callister, 2016). Essa gama de variações fez com que ele se tornasse amplamente empregado na construção, podendo adaptar suas características de acordo com a sua aplicação.

Segundo McCormac (1996), conforme citado por Feijó (2020), as principais vantagens do aço quando aplicadas ao âmbito estrutural são:

1. Alta resistência: a alta resistência do aço por unidade de peso implica que será pequeno o peso das estruturas comparado com outros tipos construtivos;
2. Uniformidade: as propriedades do aço não se alteram com o passar do tempo como é o caso de estruturas de concreto armado.
3. Elasticidade: comportamento do aço se aproxima mais fielmente às hipóteses de projeto do que a maioria dos materiais, graças a que segue a Lei de Hooke até esforços consideravelmente altos;
4. Durabilidade: se a manutenção da estrutura de aço é adequada, durará indefinidamente;
5. Ductilidade: um material que não tenha esta propriedade provavelmente romperá se submetido a um golpe repentino;
6. Tenacidade: o aço pode ser submetido a grandes deformações durante sua fabricação e montagem, sem se romper, sendo possível dobrá-lo, cortá-lo e perfurá-lo sem apresentar danos aparentes;

7. Propriedades diversas: outras vantagens importantes do aço estrutural são: (a) grande facilidade para unir diversos membros por meio de vários tipos de conectores (solda, parafusos e rebites), (b) rapidez de montagem, (c) capacidade para laminar-se uma grande quantidade de tamanhos e formas, (d) resistência à fadiga, (e) possível reuso após desmontar uma estrutura.

Embora possua diversas vantagens, alguns aspectos podem limitar os projetos em estrutura metálica, conforme cita Feijó (2020):

- Custo de manutenção: a maior parte dos aços são suscetíveis à corrosão quando expostos ao ar e à água e, por conseguinte, devem ser pintados periodicamente;
- Custo para a proteção contra o fogo: suas resistências se reduzem consideravelmente durante incêndios;
- Flambagem: quanto mais largos e esbeltos sejam os membros à compressão, maior é o perigo de flambagem.

2.2 Propriedades do aço

O aço dispõe de características que foram lapidadas com o desenvolvimento da indústria siderúrgica, com a finalidade de suprir as necessidades nas quais esse seria adotado. A combinação das suas propriedades físicas é responsável pela obtenção do aço como se conhece hoje. As principais propriedades dos aços podem ser descritas como:

2.2.1 Ductilidade

Se trata da deformação plástica, ou seja, a alteração permanente de suas dimensões, causada pela aplicação de uma ação sob o material. É um importante indicador visual para alertar que um determinado elemento da estrutura está sob altas cargas atuantes (Pfeil; Pfeil, 2009).

2.2.2 Fragilidade

"É o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais etc. [...]" descreve Pfeil e Pfeil (2009). A fragilidade é uma propriedade que não é bem-vinda no âmbito estrutural, uma vez que, ao contrário da ductilidade, essa provoca rompimentos bruscos no material, podendo gerar acidentes devastadores. Dessa forma, a soldagem de elementos deve ser realizada de forma correta, para evitar o surgimento de tensões residuais no material e, assim, favorecer o surgimento e a propagação de fraturas (Pfeil; Pfeil, 2009).

2.2.3 Resiliência e Tenacidade

Essas duas propriedades estão relacionadas com a capacidade do material em absorver energia mecânica. A resiliência pode ser descrita como a quantia de energia absorvida sem que haja deformações permanentes, ou seja, quanto o material suporta antes de adentrar o regime plástico, por isso, no diagrama de tensão-deformação, a resiliência representa a área do gráfico na região elástica.

A tenacidade, em contrapartida, representa a área total do gráfico, ou seja, toda a energia absorvida pelo material até chegar ao ponto de ruptura.

2.2.4 Dureza

A dureza se trata de uma medida da resistência de um material a uma deformação plástica localizada como por exemplo um risco. Quanto mais profundo o risco causado em um ensaio, mais macio o material será considerado e menor será seu índice de dureza (Callister, 2016). Segundo Pfeil e Pfeil (2009), as relações físicas entre dureza e resistência foram estabelecidas experimentalmente, de modo que o ensaio de dureza é um meio expedito de verificar a resistência do aço.

2.2.5 Fadiga

Essa propriedade se diferencia das demais pois se trata de um comportamento observado no material quando submetido não mais a ações estáticas, mas dinâmicas. Assim dizendo, a fadiga consiste no surgimento de fraturas sob a ação de esforços

repetitivos após um longo período e, por isso, a ruptura do material ocorre em tensões inferiores àsquelas obtidas em ensaios estáticos, por exemplo.

Assim como acontece com a ductilidade, a resistência à fadiga também é reduzida em pontos onde há a concentração de tensões, sejam esses causados por corrosão, variações bruscas na dimensão do elemento ou mesmo pela mudança cristalina causada pelo processo de soldagem (Pfeil; Pfeil, 2009).

2.2.6 Tipos de aços estruturais

O teor de carbono é um fator determinante em ligas ferro-carbono. Altas concentrações desse elemento propiciam maior resistência à liga ao mesmo tempo em que a torna menos dúctil e, conseqüentemente, mais frágil, dificultando sua capacidade de deformação. Esse fator afeta principalmente o processo de soldagem desses materiais, fazendo com que um aço com alto teor de carbono seja mais suscetível ao aparecimento de trincas e rachaduras.

A Figura 2, retirada da ABNT NBR 8800:2008, descreve os principais tipos de aços utilizados em estruturas, juntamente com suas principais propriedades mecânicas.

Figura 2 - Principais aços estruturais

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil ^a ou faixa de espessura disponível	Grau	f_y MPa	f_u MPa	
Aços-carbono	A36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550	
		Chapas e barras ^c	$t \leq 200$ mm				
	A500	Perfis	4	A	230	310	
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1, 2 e 3	B	290	400	
				42	290	415	
			50	345	450		
			55	380	485		
		1 e 2	60	415	520		
			65	450	550		
			Chapas e barras ^{c1}	$t \leq 150$ mm	42	290	415
				$t \leq 100$ mm	50	345	450
	$t \leq 50$ mm	55		380	485		
	$t \leq 31,5$ mm	60		415	520		
	A992 ^d	Perfis	1, 2 e 3	-	345 a 450	450	
-				345	485		
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345	485	
			2	-	315	460	
			3	-	290	435	
		Chapas e barras ^{c1}	$t \leq 19$ mm	-	345	480	
			$19 \text{ mm} < t \leq 37,5$ mm	-	315	460	
			$37,5 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	-	290	435	
	A588	Chapas e barras ^c	1 e 2	-	345	485	
			$t \leq 100$ mm	-	345	480	
			$100 \text{ mm} < t \leq 125$ mm	-	315	460	
			$125 \text{ mm} < t \leq 200$ mm	-	290	435	
Aços de baixa liga temperados e auto-revenidos	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450	
				60	415	520	
				65	450	550	

^a Grupos de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:
 — Grupo 1: Perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5 mm;
 — Grupo 2: Perfis com espessura de mesa superior a 37,5 mm e inferior ou igual a 50 mm;
 — Grupo 3: Perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;
 — Grupo 4: Perfis tubulares.

^b t corresponde à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.

^c Barras redondas, quadradas e chatas.

^d A relação f_u/f_y não pode ser inferior a 1,18.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008)

De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), os aços empregados em estruturas podem ser classificados em duas nomenclaturas: aços-carbono e aços de baixa liga. Ambos são aptos a sofrer tratamentos térmicos para modificar suas propriedades mecânicas, a grande diferença entre os dois tipos se dá pela adição de elementos de liga (como cromo, cobre, níquel, fósforo etc.) na composição de aços de baixa liga. O principal objetivo disso é o aumento da resistência mesmo em ligas com baixo teor de carbono. Em consequência disso, aços de baixa liga são menos vulneráveis aos problemas de soldagem citados anteriormente.

Os aços estruturais mais comuns encontrados no mercado são o ASTM A572 e o A36, no entanto, nota-se que a nomenclatura destes está de acordo com a norma americana ASTM e, para fins de conhecimento e padronização dos materiais

utilizados, a ABNT NBR 7007:2002 estabelece as propriedades dos aços correspondentes segundo a normativa brasileira, o AR 350 e o MR 250, respectivamente.

Figura 3 - Aços de uso estrutural segundo a Norma Brasileira

Grau do aço	Limite de escoamento mínimo MPa	Resistência à tração MPa
MR 250	250	400-560
AR 350	350	mín. 450

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2002)

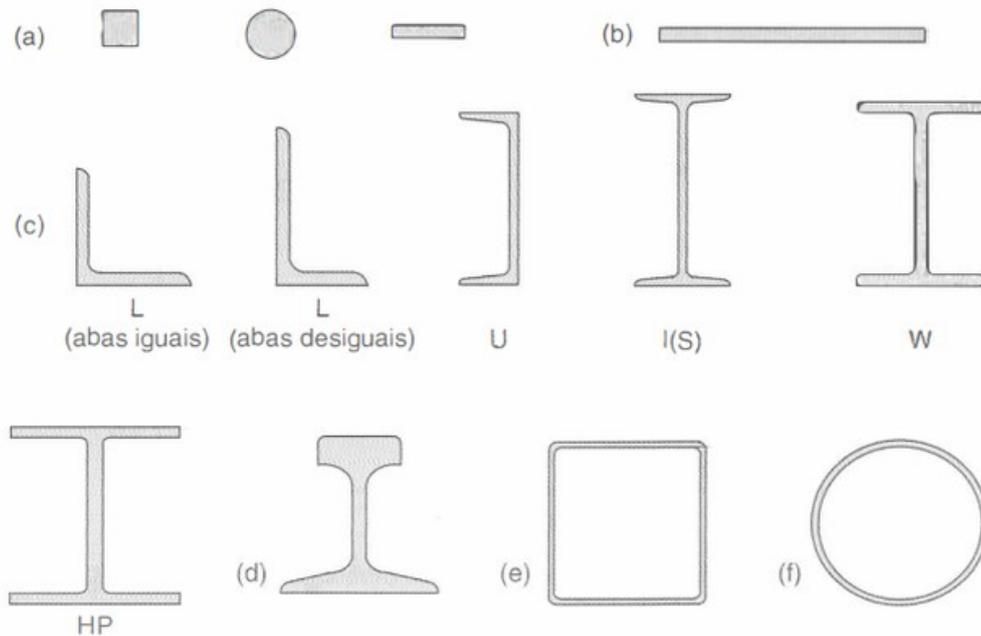
2.3 Perfis estruturais

Perfis estruturais se tratam do formato da seção transversal de uma viga, que podem assumir diferentes formas conforme a sua aplicação. Estas geralmente são denominadas baseada em sua aparência, como os perfis em I, U, H etc. Os perfis são fabricados essencialmente em três formas diferentes: laminados, formados a frio e soldados. Como os perfis formados a frio estão submetidos a uma norma diferente, a ABNT NBR 14762:2010, o presente trabalho, conforme mencionado no capítulo introdutório, se atentarão apenas ao uso dos laminados e soldados.

2.3.1 Perfis laminados

São aqueles produzidos através da passagem do lingote de aço ainda quente pelos rolos laminadores, responsáveis por dar a forma desejada do perfil. A variação do tamanho dos rolos bem como a distância entre eles é o que proporciona os diferentes tipos de perfil. As principais configurações obtidas através da laminação a quente são os perfis em I, H, U e L (cantoneiras). A Figura 4 apresenta alguns exemplos de produtos criados a partir da laminação a quente.

Figura 4 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009)

Dentre as vantagens da utilização de perfis laminados, podem ser citadas:

- Maior agilidade na montagem;
- Confiabilidade da estrutura, garantindo mais segurança na obra;
- Alta tolerância dimensional e acabamento de qualidade;
- Menor custo de fabricação em geral.

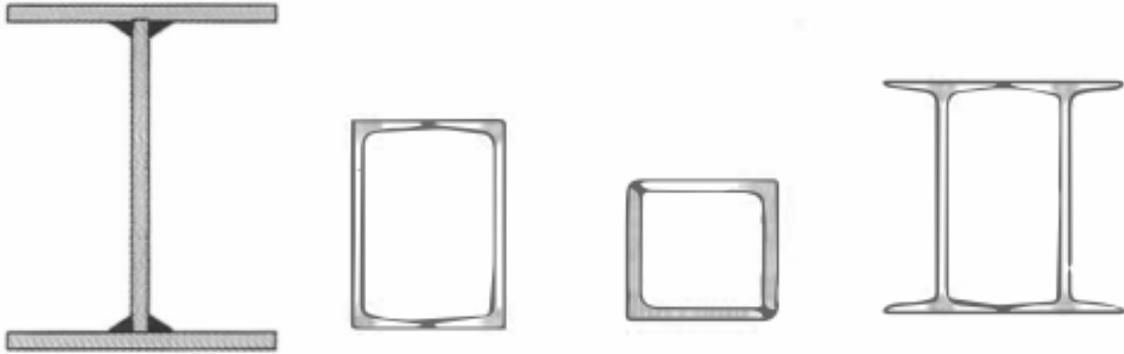
Grande parte das vantagens desse processo de fabricação se dão por se tratar de um produto uniforme, proporcionando abas retas e paralelas, um diferencial para outros processos que são necessários a interferência humana, estando sujeitos a irregularidades ao longo da viga.

2.3.2 Perfis soldados

São aqueles formados através da associação de chapas ou de outros perfis laminados, unido por meio do processo de soldagem. Por conta disso, admitem ilimitadas variações em suas formas e dimensões, podendo atender as mais variadas necessidades de projeto, no entanto, possuem alto custo de fabricação e, em razão

disso, são mais aplicadas em obras de médio e grande porte (Rebello, 2007). A Figura 5 ilustra algumas das formas em que os perfis soldados são encontrados.

Figura 5 - Perfis soldados através de chapas ou de outros perfis laminados



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009)

Esse tipo de perfil estrutural segue a norma ABNT NBR 5884:2000, que padroniza as dimensões dos perfis soldados bem como o processo de soldagem por quais são submetidos. Dentre as séries de perfis pré-estabelecidas, as três principais podem ser denominadas como:

- Série CS: perfis soldados tipo pilar;
- Série VS: perfis soldados tipo viga;
- Série CVS: perfis soldados tipo viga-pilar.

Os diferentes tipos de séries são definidos para padronizar as dimensões do perfil baseado na aplicabilidade em que será empregado.

2.4 Dimensionamento de estruturas em aço

No caso do aço, as estruturas devem seguir, em seu projeto, as normas corretas a partir do perfil estrutural que são construídas:

- ABNT NBR 8800:2008: para perfis de aço laminados ou soldados;
- ABNT NBR 14762:2010: para perfis de aço formados a frio.

Ainda segundo ambas as normas, algumas das propriedades mecânicas são padronizadas para a realização dos cálculos, são elas:

- Módulo de elasticidade: $E = 200000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$;
- Módulo de elasticidade transversal: $G = 77000 \text{ MPa}$;
- Coeficiente de dilatação térmica: $\beta = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

- Massa específica: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

2.4.1 Métodos de cálculo

Durante o dimensionamento de uma estrutura, diversos fatores em muitas áreas do conhecimento devem ser levados em consideração para que, ao fim, essa garanta a segurança e confiabilidade necessária para seu uso. De acordo com Pfeil e Pfeil (2009), além da análise estrutural e da resistência dos materiais, as normas de cada país reúnem diversas regras que incluem:

- Critérios de garantia de segurança;
- Padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas;
- Definição de níveis de carga que representem a situação mais desfavorável;
- Limites de tolerâncias para imperfeições na execução;
- Regras construtivas etc.

As normas para o dimensionamento de estruturas metálicas podem se basear no Método dos Estados Limites (LRFD: *Load and Resistance Factor Design*) ou no Método das Tensões Admissíveis (ASD: *Allowable Stress Design*). A ABNT NBR 8800:2008, baseia-se no Método dos Estados Limites, com fatores aplicados às cargas e às resistências, enquanto as normas norte-americanas, AISC (*American Institute of Steel Construction*), mantiveram os dois métodos. Como o presente trabalho tem como base o dimensionamento seguindo as normas nacionais, será utilizado o Método dos Estados Limites.

2.4.2 Estados limites da estrutura

O estado limite de uma estrutura se refere a um estado em que a estrutura apresente desempenho inadequado às finalidades da construção (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003), e são divididos em dois grupos: os estados limites de serviço (ELS) e os estados limites últimos (ELU). Os estados limites de serviço levam em consideração o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização enquanto os estados limites últimos dizem respeito à segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a

vida útil projetada, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010).

2.4.3 Estados limites últimos

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, os estados limites últimos podem ser reconhecidos como:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Matematicamente, ao analisar um esforço atuante específico na estrutura, temos a seguinte relação de desigualdade:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

Em que:

S_d representa os valores de cálculo do esforço atuante;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

2.4.3.1 Estados limites de serviço

A ABNT NBR 8681:2003 define, ainda, que os estados limites de serviço são as condições em que ocorra:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

E podem ser representados por desigualdades

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (2)$$

Onde:

S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais interesse;

S_{lim} representa os valores-limites adotados esses efeitos.

2.4.4 Ações

Para analisar os estados limites da estrutura, é imprescindível definir as ações pelas quais ela estará suscetível. As ações a serem consideradas no projeto das estruturas são as cargas que nelas atuam ou deformações impostas (por variação de temperatura, recalques etc.) (Pfeil; Pfeil, 2009). Para classificá-las, juntamente com suas combinações, são definidas em três categorias:

1. Ações permanentes;
2. Ações variáveis;
3. Ações excepcionais.

2.4.4.1 Ações permanentes

São aquelas que atuam na estrutura durante todo ou grande parte do período de vida-útil da estrutura, em valores constantes ou, também, aquelas que atuam de forma crescente em função do tempo, tendendo a um valor-limite (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008).

Ações permanentes podem ser divididas entre diretas e indiretas. As indiretas estão representadas pela retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas e, portanto, não serão levados em consideração para a elaboração deste trabalho.

Já as ações permanentes diretas são relacionadas aos pesos próprios tanto da estrutura em si como dos elementos construtivos fixos e instalações permanentes, além da ação de empuxo da terra e de materiais não removíveis de cunho granuloso. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, para se ter noção dos pesos das instalações permanentes e definir as ações atuantes dessas, deve-se consultar os respectivos indicadores dos fornecedores.

2.4.4.2 Ações variáveis

A ABNT NBR 8800:2008 define como ação variável aquela cujos valores apresentam mudança significativa ao decorrer da vida útil da construção. Segundo ela, as ações variáveis mais comuns podem ser classificadas como:

1. Pela ocupação da edificação, através da sobrecarga em pisos e coberturas, de equipamentos e divisórias móveis e de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Essa categoria é definida através da própria ABNT NBR 8800 e pela ABNT NBR 6120;
2. Pela ação do vento, segundo a ABNT NBR 6123;
3. Pelas variações de temperatura na estrutura, que devem ser levadas em consideração baseadas na variação de temperatura na atmosfera e na insolação direta da região da construção.

2.4.4.3 Ações excepcionais

São ações de incidência extremamente raras e que representam um período mínimo na vida útil da edificação, mas que devem ser levadas em consideração pois podem comprometer a estrutura e ameaçar a segurança da construção.

2.4.5 Combinação de ações

Analisar um único esforço atuante na estrutura não irá representar verdadeiramente o que acontece na prática, por isso, para verificar os estados limites dessa, deve-se realizar uma combinação das ações que tem probabilidades não desprezáveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010).

Assim como os estados limites, essas são caracterizadas como combinações últimas e combinações de serviço e, entre essas, existem subdivisões, assim como nas ações, baseadas no uso rotineiro ou em casos atípicos. Combinações últimas são classificadas em normais, especiais, de construção e excepcionais, enquanto as combinações de serviço são definidas pela frequência em que ocorrem: quase permanentes, frequentes e raras.

Por se tratar de uma estrutura relativamente simples instalada em um edifício comercial sem a ocorrência de muitos eventos extraordinários, o objeto de estudo do presente trabalho é passível apenas de combinações últimas normais e de serviço quase permanentes.

2.4.5.1 Combinações últimas normais

São aquelas derivadas do uso rotineiro esperado da edificação. Segundo a ABNT NBR 8800:2008, em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.

Cada combinação deve seguir a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

Onde:

F_d é igual a ação de cálculo, em kN;

$F_{Gi,k}$ é igual ao valor característico das ações permanentes, em kN;

$F_{Q1,k}$ é igual ao valor característico da ação variável tomada como principal, em kN;

$F_{Qj,k}$ é igual ao valor característico das demais ações variáveis que podem atuar conjuntamente com a principal, em kN;

γ_{gi} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação das ações permanentes;

γ_{q1} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação da ação variável principal;

γ_{qj} é igual ao coeficiente adimensional de ponderação das demais ações variáveis;

ψ_{0j} é o fator adimensional de combinação de ações.

2.4.5.2 Combinações quase permanentes de serviço

Entende-se como "quase permanentes" aquelas combinações que atuem em, pelo menos, metade do período de vida útil previsto da construção. Essas combinações são utilizadas para os efeitos de longa duração e para a deformações excessivas na estrutura. Para ações variáveis, são considerados os seus valores quase permanentes, conforme expressa a equação:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

Em que:

F_{ser} é a ação de serviço, em kN;

Ψ_{2j} é o fator adimensional de redução das ações variáveis.

2.4.5.3 Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações

Nos quadros inseridos abaixo são expostos os coeficientes de ponderação e os fatores de redução observados nas equações expressadas nos capítulos anteriores. Para as combinações de ações no estado limite último são utilizados, na Figura 6, os coeficientes para ações permanentes γ_g e, para ações variáveis, γ_q . Na Figura 7 estão expostos os valores para o fator de combinação ψ_0 .

Figura 6 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_f \gamma_{f\beta}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a esse valor-limite.

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira De Normas Técnicas (2010)

Combinações do estado limite de serviço utilizam a Figura 7 para determinar os valores dos fatores de redução ψ_1 e ψ_2 das ações variáveis.

Figura 7 - Valores dos fatores de combinação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para as ações variáveis

Ações		Ψ_2^a		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2^d
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 6.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

Fonte: Associação Brasileira De Normas Técnicas (2010)

2.4.6 Análise dos modos de falha em vigas de alma cheia

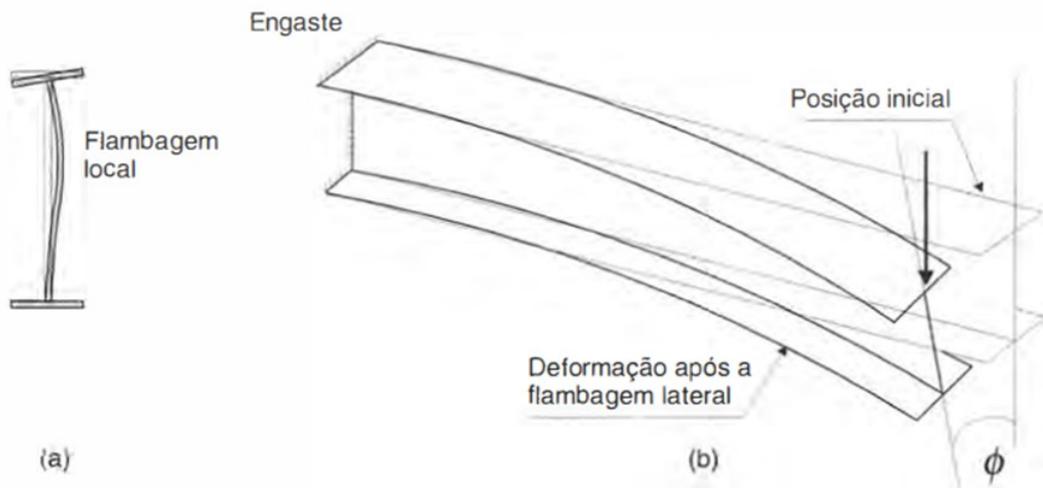
De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, há uma série de mecanismos provocadores de falha nos elementos metálicos de uma estrutura, e por isso devem ser analisados cuidadosamente para verificar se o perfil escolhido suportará devidamente aos esforços ao qual será submetido. Vigas de alma cheia, são aquelas em que não se possui qualquer tipo de descontinuidade em seu eixo longitudinal, sendo as principais formas encontradas em perfis I, laminados e soldados. Como esse tipo de perfil será o foco do estudo, esse capítulo exporá a análise realizada segundo a norma brasileira para detectar os modos de falha para perfis I de alma cheia e seus efeitos no elemento.

2.4.6.1 Flexão simples

Quando sujeitas a flexão simples, os pontos a serem analisados para levar o elemento ao colapso são:

1. Flambagem lateral com torção (FLT);
2. Flambagem local da mesa (FLM);
3. Flambagem local da alma (FLA);
4. Formação de rótula plástica.

Figura 8 - Flambagem (a) local e (b) lateral em vigas



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

Segundo Pfeil e Pfeil:

A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção.

Na flambagem lateral a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção. Para evitar a flambagem de uma viga I, cuja rigidez à torção é muito pequena, é preciso prover contenção lateral à viga.

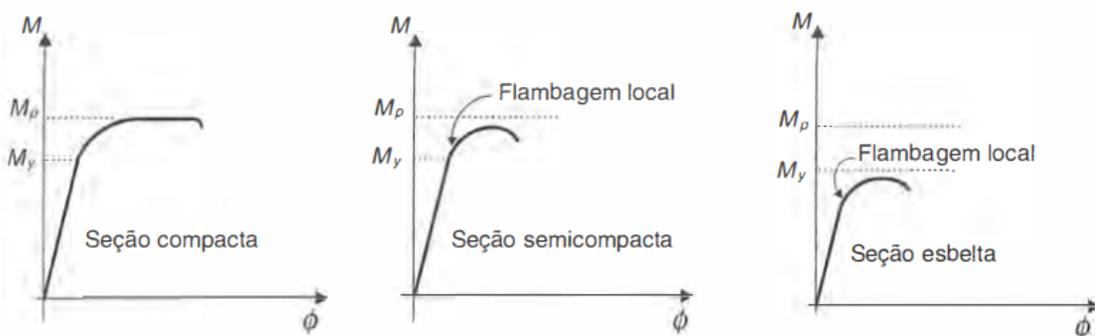
Segundo a ABNT NBR 8800:2008, componentes comprimidos podem ter suas seções transversais classificadas segundo o valor do parâmetro de esbeltez λ :

1. Seção compacta: seções cujos elementos comprimidos possuem λ não superior a λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente à(s) alma(s);
2. Seção semicompacta: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_p , mas não λ_r ;
3. Seção esbelta: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos com λ excedendo λ_r .

As rótulas plásticas ocorrem em componentes de seção compacta, onde não há a ocorrência de flambagem local, mas sim a plastificação total da seção transversal (PFEIL; PFEIL, 2009). Segundo Souza (2013), “O mecanismo de formação da rótula plástica apresenta uma fase elástica que corresponde ao início da plastificação da fibra mais externa e uma fase elastoplástica, até atingir a plastificação total [...]”.

No caso de seções semicompactas, a flambagem local ocorre logo após o início da plastificação da seção transversal, o que acarreta em uma rotação menor do componente. Já para seções esbeltas, esta não chega ao patamar de plastificação, provocando o colapso do elemento antes que isso aconteça, ainda na fase elástica (PFEIL; PFEIL, 2009). Esses fenômenos estão ilustrados através do gráfico de momento em função da rotação dos elementos em seções compactas, semicompactas e esbeltas, na Figura 9, onde M_y representa o momento de início de escoamento e M_p o momento de escoamento total.

Figura 9 - Curvas de momento x rotação de vigas metálicas para cada tipo de seção



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

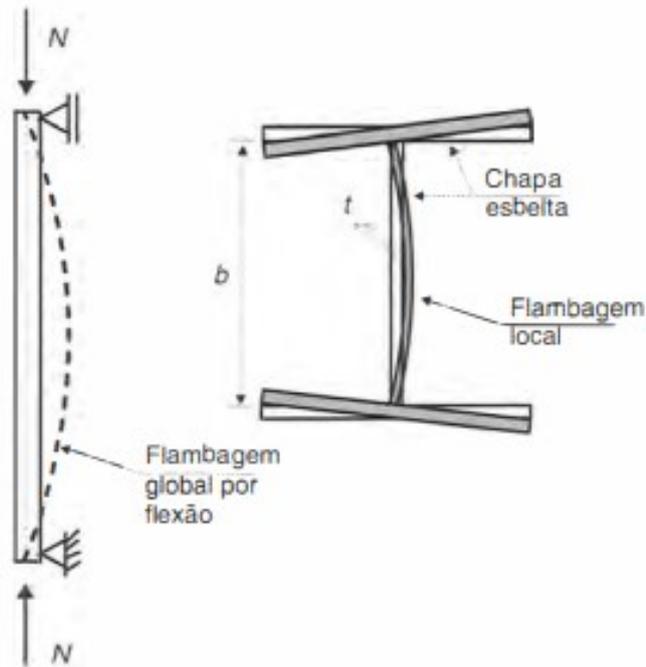
Com relação a flambagem lateral com torção, de acordo com Pfeil e Pfeil (2009) “[...] a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção [...]”. Para evitar a flambagem em vigas I, em que há grande predisposição a sofrer torção, é necessário que haja uma contenção lateral na viga.

2.4.6.2 Esforços de compressão

A compressão axial de elementos pode levar a deslocamentos laterais nas vigas, gerando o mesmo fenômeno visto no subcapítulo anterior: a flambagem. Conforme mostra a Figura 10, esses esforços podem provocar deslocamentos tanto

na seção do perfil, produzindo uma flambagem local, como na barra inteira, causando flambagem global.

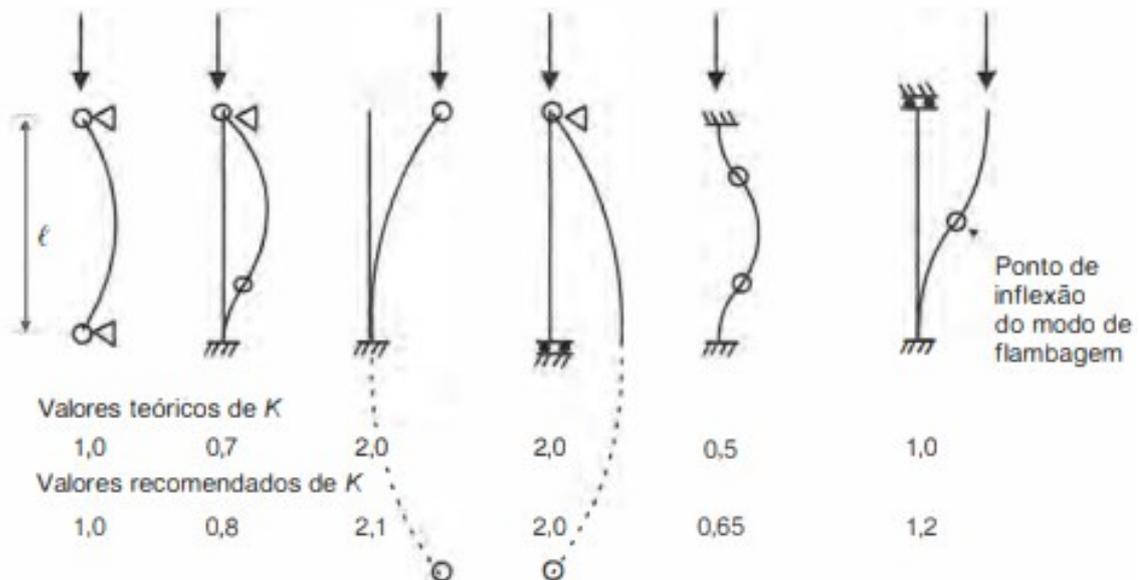
Figura 10 - Flambagem global e local causada por esforços axiais



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

O comportamento da flambagem global se baseia sobre como esse elemento está apoiado. Para isso, o parâmetro de flambagem (K) é utilizado para definir o comprimento de flambagem de uma barra (Figura 11).

Figura 11 – Comprimentos de flambagem



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009)

2.4.6.3 Esforço cortante

Em perfis com formato em I, a alma fica encarregada como a provedora de resistência contra o esforço cortante. Como no geral a mesa possui uma maior espessura que a da alma, esta possui uma maior esbeltez ao se analisar a seção transversal do elemento. Perfis soldados, onde a esbeltez da alma é mais elevada, são aqueles onde são encontrados os maiores problemas relacionados ao esforço cortante, tornando a flambagem e os esforços cisalhantes um ponto fundamental para o dimensionamento da viga (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com Souza (2013), os modos de falha ou estados limites últimos associados à força cortante em vigas são: a plastificação da alma por cisalhamento ou a flambagem por cisalhamento. A ABNT NBR 8800:2008 define os modos de falha dos elementos baseados em seu índice de esbeltez:

1. $\lambda \leq \lambda_p$: plastificação da alma;
2. $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: plastificação parcial da alma e presença de fenômenos de flambagem local;
3. $\lambda_r < \lambda$: fenômenos de flambagem local na alma apenas.

2.4.7 Cálculo de dimensionamento

Neste subcapítulo será exposto os passos a serem realizados para o dimensionamento correto de um perfil I simétrico conforme estabelecido pela ABNT NBR 8800:2008.

2.4.7.1 Verificação à compressão

O objetivo desse tópico será demonstrar os cálculos necessários para a definição da força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$).

O primeiro passo da verificação é analisar tanto a esbeltez da alma (AA) como a da mesa (AL) através da relação entre a largura e espessura (b/t) dos elementos. Para a alma, temos o seguinte caso:

$$\frac{b}{t} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5)$$

Onde:

b e t são a largura e espessura do elemento, respectivamente;

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência de escoamento do aço.

A inequação descrita acima confere se a alma do perfil é não-esbelta, ou seja, possui uma relação entre largura e espessura menor que a limite e, caso seja cumprida a inequação, tem-se que a alma da seção possui fator de redução (Q_a) igual a 1,00.

No caso dessa relação ser superior ao limite imposto pela norma o fator de redução será inferior a 1,00 e deve ser calculado através da relação entre a área bruta (A_g) e a área efetiva (A_{ef}) segundo as equações:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (6)$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (7)$$

$$b_{ef} = 1,9t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (8)$$

$$c_a = 0,34$$

Onde:

σ é a tensão atuante no elemento, que pode ser considerada, de forma conservadora, como $\sigma = f_y$;

c_a é um coeficiente adotado como 0,38 para mesas e almas de seções tubulares retangulares e, para os restantes, como $c_a = 0,34$.

Para chegar ao valor do fator de redução total (Q), é necessário também encontrar o fator de redução para a mesa (Q_s), conforme mostra a Equação 9:

$$Q = Q_a Q_s \quad (9)$$

Para o fator de redução da mesa existem diferentes caminhos para o cálculo, de acordo com a origem do perfil, seja ele laminado ou soldado. Para perfis em I soldados, temos:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}, \text{ para}$$

$$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} \quad (10)$$

Ou:

$$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para}$$

$$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}} \quad (11)$$

Com o coeficiente k_c dado por:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 \quad (12)$$

Onde:

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

b e t são a largura e espessura do elemento.

Para perfis laminados:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para}$$

$$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ e} \quad (13)$$

$$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para}$$

$$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (14)$$

Definido o fator de redução, pode-se iniciar o cálculo da força axial resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$), que inicia através das funções que irão definir os valores da força axial de flambagem elástica. Essa é definida como N_e e pode ser calculada nos eixos X, Y e Z, levando em consideração sempre aquele com o menor valor.

$$N_e = \min (N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) \quad (15)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (16)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (17)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \quad (18)$$

Onde:

$K L$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo subscrito;

I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo subscrito;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal;

r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

Definida a carga axial de flambagem, esta é usada para encontrar o índice de esbeltez reduzido (λ_0) e, por fim, o fator de redução associado à resistência à compressão (χ):

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5: \chi = 0,658^{\lambda_0} \quad (19)$$

$$\text{para } \lambda_0 > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (20)$$

Em que:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (21)$$

Chegando finalmente a:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (22)$$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (23)$$

Em que $N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo.

2.4.7.2 Verificação à flexão

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) em perfis I simétricos, são considerados os estados limites últimos de flambagem lateral com

torção (FLT), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem local da alma (FLA). O momento resistente de menor magnitude será o utilizado para cumprir a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \min (FLT, FLM, FLA) \quad (24)$$

Onde M_{Sd} é o momento solicitante de cálculo.

2.4.7.2.1 Flambagem lateral com torção

O estado limite de FLT ocorre em elementos que não se encontram contidos lateralmente, seja essa pela presença de uma laje acima das vigas ou mesmo de um travamento realizado por outro elemento na estrutura. A ABNT NBR 8800:2008 define que, para um elemento ser considerado contido lateralmente, a distância máxima entre pontos contidos não deve ser maior que a estabelecida:

$$L_b \leq L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (25)$$

Onde:

L_b é o comprimento destravado da viga;

L_p é o comprimento da viga considerada curta segundo seu índice de esbeltez em FLT;

r_y é o raio de giração em relação ao eixo de menor momento de inércia.

Para todos os casos de verificação ao momento fletor, o passo inicial é o cálculo do índice de esbeltez e de cada um de seus limites, correspondente à plastificação (λ_p) e ao início do escoamento (λ_r) de cada estado limite. No caso de FLT:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (26)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (27)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (28)$$

Coeficientes das equações para seções I:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J} \quad (29)$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} \quad (30)$$

Onde:

σ_r é a tensão residual de compressão nas mesas, e deve ser tomada como 30% ao valor da resistência ao escoamento do aço utilizado;

W é o módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

d é a altura externa da seção, perpendicularmente ao eixo de flexão;

t_f é a espessura da mesa.

Definido o parâmetro de esbeltez e seus limites, o momento fletor resistente é dado por:

Quando $\lambda \leq \lambda_p$,

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

$$M_{pl} = f_y Z \quad (32)$$

Onde:

M_{pl} é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

γ_{a1} é o coeficiente de ponderação de resistência, definido como 1,10;

Z é o módulo de resistência plástico.

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$,

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

Em que:

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento;

C_b é um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, podendo ser adotado, conservativamente, igual a 1,00;

Z é o módulo de resistência plástico.

Para $\lambda > \lambda_r$,

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (35)$$

Em que:

M_{cr} é o momento fletor de flambagem elástica.

2.4.7.2.2 Flambagem local da mesa

Os passos seguem a mesma linha de raciocínio, tendo por diferença apenas o equacionamento.

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (36)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (37)$$

$$\lambda_r = \begin{cases} 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}, & \text{para perfis laminados} \\ 0,95 \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}}, & \text{para perfis soldados} \end{cases} \quad (38)$$

Para o momento fletor resistente em FLM, temos:

Quando $\lambda \leq \lambda_p$,

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (39)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$,

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (40)$$

Para $\lambda > \lambda_r$,

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (41)$$

$$M_{cr} = \begin{cases} \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_c, & \text{para perfis laminados} \\ \frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c, & \text{para perfis soldados} \end{cases} \quad (42)$$

Onde:

W_c é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão.

2.4.7.2.3 Flambagem local da alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (43)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (44)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (45)$$

Em FLA, temos o momento resistente calculado de maneira idêntica a FLM, com exceção do caso em que $\lambda > \lambda_r$, que deve ser calculado de maneira a considerar a viga como de alma esbelta, não sendo abordado no presente trabalho.

2.4.7.3 Considerações finais acerca do momento fletor resistente

Para a análise de FLM e FLA, deve-se sempre considerar o caso com maior parâmetro de esbeltez, por exemplo, se uma seção é compacta com relação à mesa e semicompacta em relação à alma, o modo de falha considerado será o de FLA.

Por fim, a ABNT NBR 8800:2008 também assegura que o momento fletor resistente não pode superar o seguinte valor:

$$M_{Rd} \leq 1,50 W \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (46)$$

Caso o valor encontrado no cálculo seja superior ao da Equação 46, este então deve ser tomado como o momento fletor resistente.

2.4.7.4 Verificação ao cisalhamento

A última das verificações de forças resistentes é ao cisalhamento (V_{Rd}), calculada de maneira similar ao tópico anterior:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (47)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (48)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (49)$$

Onde k_v é um parâmetro utilizado para levar em consideração o uso de enrijecedores transversais na alma:

$$k_v = \begin{cases} 5,0 & \left\{ \begin{array}{l} \text{para almas sem enrijecedores transversais} \\ \text{para } \frac{a}{h} > 3 \\ \text{para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2 \end{array} \right. \\ 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}, & \text{para todos os outros casos} \end{cases} \quad (50)$$

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes; h é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados.

Para o cálculo da força cortante resistente, temos que:

Quando $\lambda \leq \lambda_p$,

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (51)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$,

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}} \quad (52)$$

Para $\lambda > \lambda_r$,

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (53)$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (54)$$

$$A_w = d t_w \quad (55)$$

Onde:

V_{pl} é a força correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

A_w é a área efetiva de cisalhamento;

d é a altura total da seção transversal.

2.4.7.5 Verificação à esforços simultâneos

A última das verificações a ser feita no elemento é em casos de ocorrência de uma combinação de esforços na viga, ou seja, atuação de esforços de tração ou compressão em conjunto de momentos fletores.

$$\text{Para: } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (56)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (57)$$

$$\text{Para: } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (58)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (59)$$

Onde:

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

Caso o perfil passe por todas as verificações realizadas, pode-se dizer que o perfil suporta os esforços solicitados pelas ações atuantes na estrutura e, portanto, pode ser empregado em sua construção.

2.5 Software RFEM

O software utilizado para a modelagem e cálculo estruturais do projeto será o RFEM em sua versão 5.28. Desenvolvido pela Dlubal Software, o software é usado para definir estruturas, materiais e cargas para sistemas estruturais e utiliza o método de elementos finitos para calcular deformações, forças internas, tensões, forças de apoio e tensões de contato com o solo (DLUBAL). O programa auxiliará no desenvolvimento do trabalho, facilitando a integração da concepção estrutural, materiais e perfis metálicos definidos e a aplicação das cargas correspondentes ao mezanino, relacionando todas essas variáveis e retornando dados precisos sobre as reações finais na estrutura.

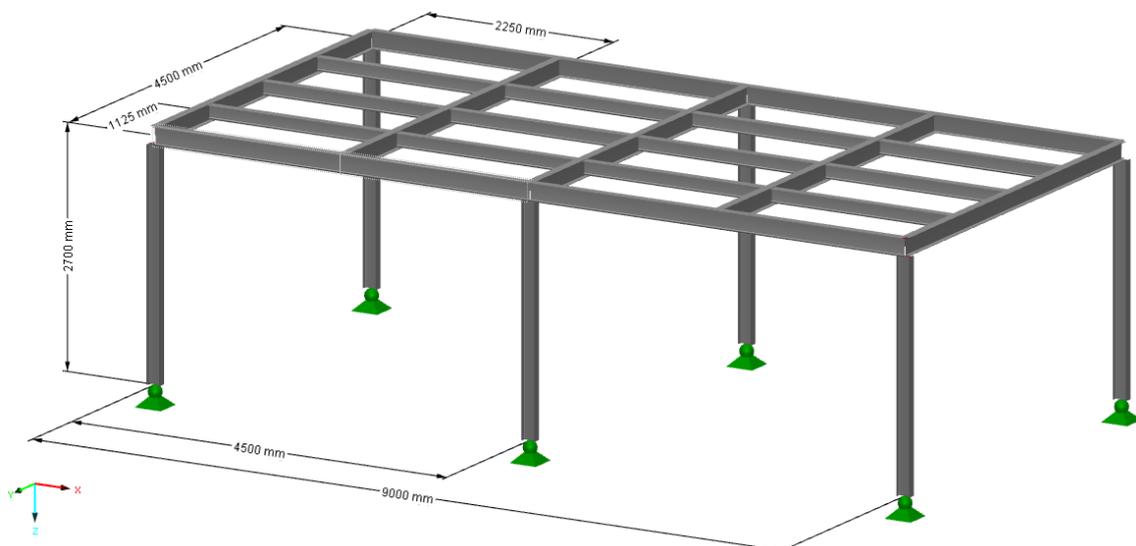
3 METODOLOGIA

3.1 Projeto

Um projeto estrutural se inicia através do levantamento das necessidades a serem atendidas pelo requisitante do serviço. Tanto os aspectos arquitetônicos, como a dimensão e geometria da estrutura, quanto os detalhes sobre a utilização e o local dessa, para posterior definição das cargas atuantes, são fundamentais para que o engenheiro possa dar início a um cálculo estrutural adequado e formular um projeto seguro, de acordo com os desejos do cliente.

A estrutura em questão se trata de um mezanino que será construído dentro de um prédio comercial, acima de onde se encontra o caixa de uma loja. A região do mezanino será dedicada para a instalação de dois pequenos escritórios juntamente com uma sala de reuniões e possuirá uma área total de 40,5 m². O acesso se dará através de uma escada previamente construída no prédio, que possuía a finalidade de acessar o depósito e será reaproveitada para essa função. O modelo estrutural do mezanino pode ser observado através da Figura 12.

Figura 12 - Vista isométrica do mezanino modelado no software RFEM



Fonte: Autoria própria (2022)

Resumo das premissas iniciais da estrutura:

- Mezanino contido em um edifício comercial;
- Localizado na cidade de Naviraí, Mato Grosso do Sul, região de planície;

- Dimensões de 9,00 metros de comprimento por 4,50 metros de largura e 2,70 metros de altura;
- Presença de seis pilares com vãos de 4,50 metros em cada pórtico;
- Vigas transversais espaçadas igualmente em 2,25 metros;
- Vigas travantes espaçadas igualmente em 1,12 metro.

3.1.1 Elementos construtivos

Para a laje, o primeiro componente a ser empregado são os painéis *wall* que receberão o piso. As chapas de painel *wall* são um composto de madeira laminada ou sarrafeada contraplacada e prensada juntamente a um revestimento externo de CRFS (cimento reforçado com fio sintético). Por sua grande resistência, baixo peso por área e instalação fácil e rápida, esse tipo de placa é amplamente utilizado na construção civil em paredes, divisórias, forros, pisos e passarela (Maxicomp).

Para receber o piso do mezanino será utilizado um modelo de painel *wall* da empresa Maxicomp com as seguintes características descritas na Tabela 1:

Tabela 1 - Características do painel *wall*

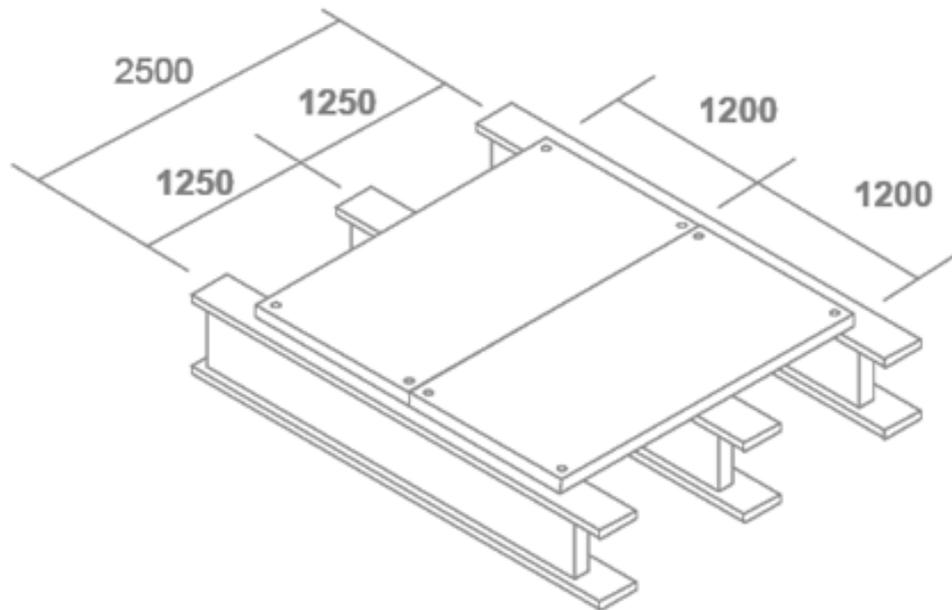
Largura (mm)	Comprimento (mm)	Espessura (mm)	Área (m ²)	Peso (kg/m ²)	Densidade (kg/m ³)	Carga (kgf/m ²)	Número de apoios
1200	2500	23	3,00	22,89	800	300	4

Fonte: Maxicomp

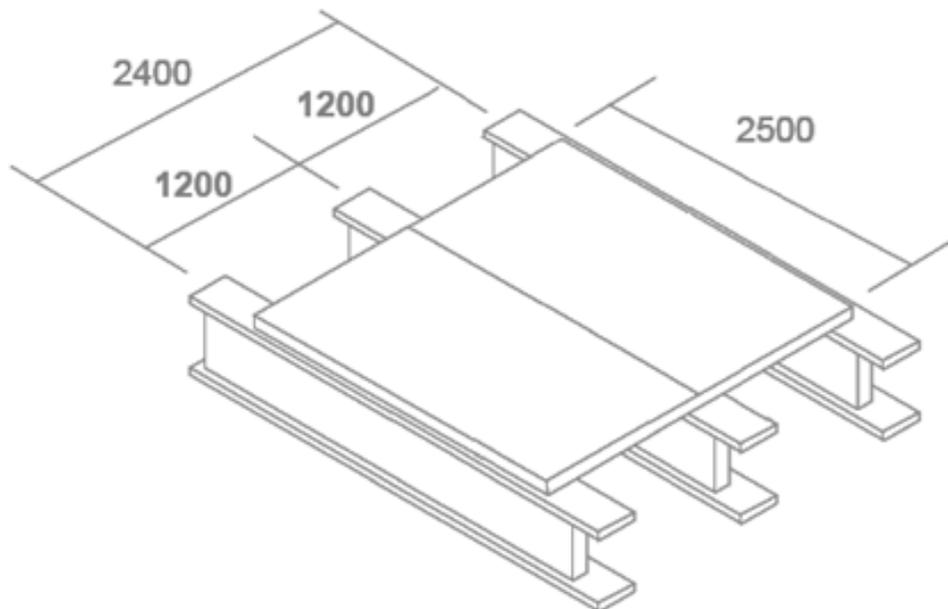
Para se adequar aos espaçamentos das vigas da estrutura, o painel pode ser facilmente cortado para que os apoios coincidam com o posicionamento das vigas. A seguir, a Figura 13 exemplifica como deve ser a disposição correta das placas.

Figura 13 - Instruções para a instalação correta dos painéis

COLOCAÇÃO CORRETA



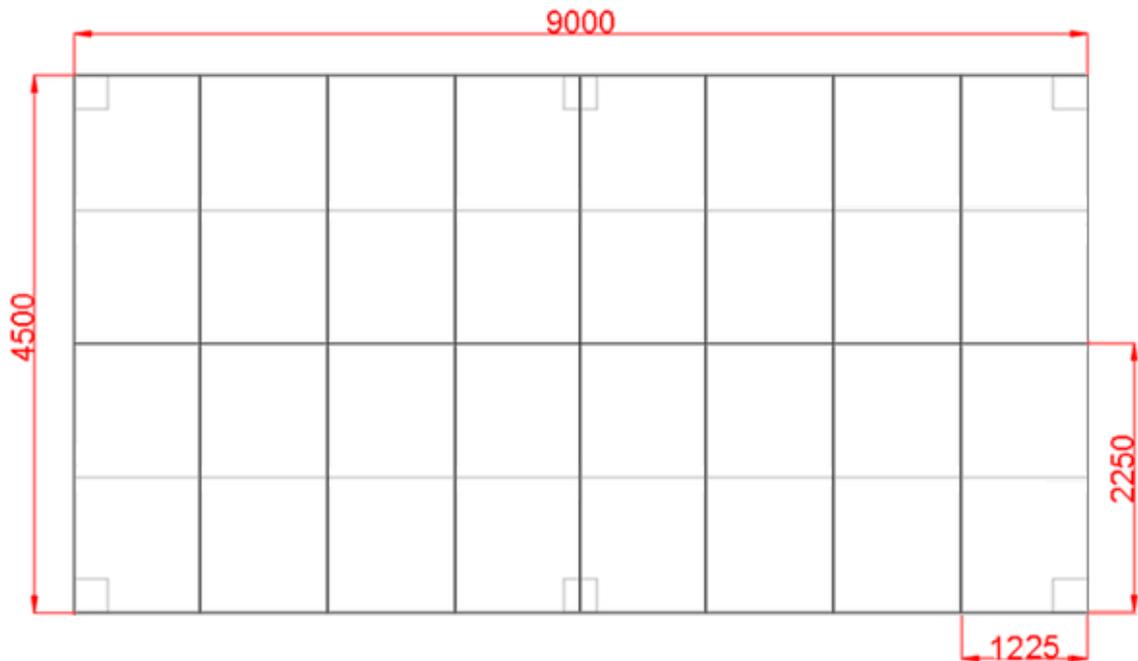
COLOCAÇÃO INCORRETA



Fonte: Adaptado de Maxicomp

Seguindo as instruções do fabricante e adequando às dimensões da estrutura, chegou-se a um arranjo de placas cortadas com medidas de 2250x1200 mm, com a última linha possuindo 2250x900 mm, conforme mostra a Figura 14.

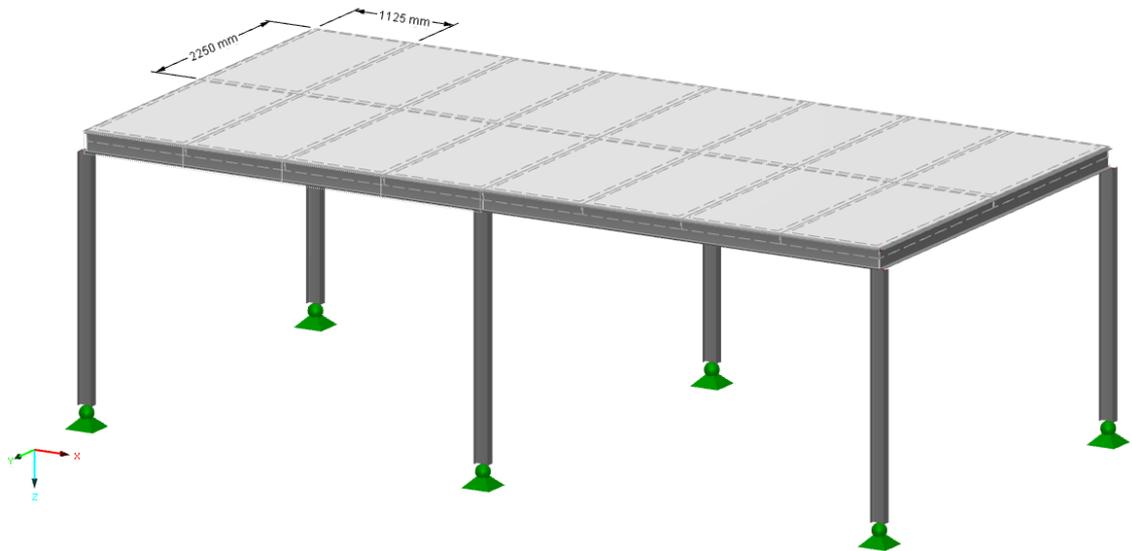
Figura 14 - Disposição dos painéis wall



Fonte: Autoria própria (2022)

A seguir, um modelo tridimensional do arranjo dos painéis na estrutura.

Figura 15 - Painéis sobrepostos nas vigas do mezanino



Fonte: Autoria própria (2022)

Com a adição dos painéis, será possível a instalação do piso, com a aplicação da argamassa e do porcelanato, definidos posteriormente no capítulo de determinação das cargas aplicadas na estrutura.

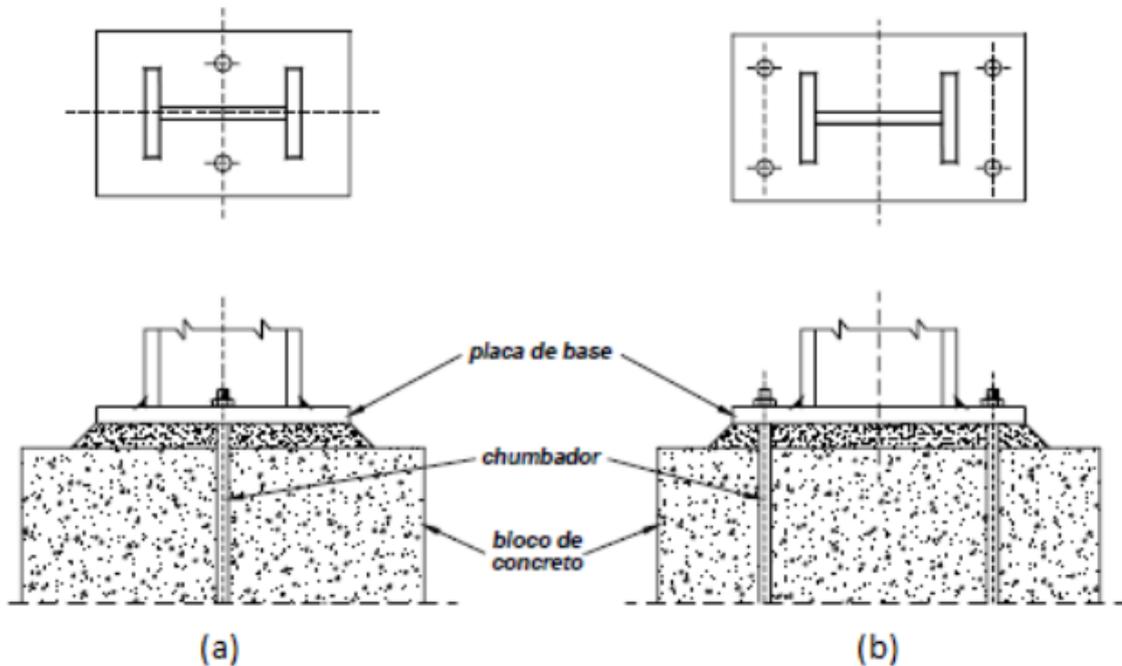
3.2 Estruturação

As ligações entre cada elemento estrutural definem como os esforços causados pelas cargas serão distribuídos pelas vigas e pilares e, por isso, podem afetar diretamente no peso e, conseqüentemente, no custo da estrutura dados os perfis selecionados para suportar tais deformações provocadas. Dessa forma, os próximos subcapítulos descreverão as principais ligações a serem utilizadas para a concepção do mezanino.

3.2.1 Base dos pilares

Para a base, isto é, os pilares que irão sustentar toda a parte superior, ligações engastadas (rígidas) proporcionam resistência não só às forças normais, mas também atuam dificultando a transmissão de momentos fletores e, em consequência disso, propiciam estruturas mais econômicas, mas originam fundações mais caras e complexas. As bases rotuladas (flexíveis), por sua vez, são mais simples e menos onerosas, sendo possível utilizá-las até mesmo em terrenos desfavoráveis (Bellei; Pinho, 2008).

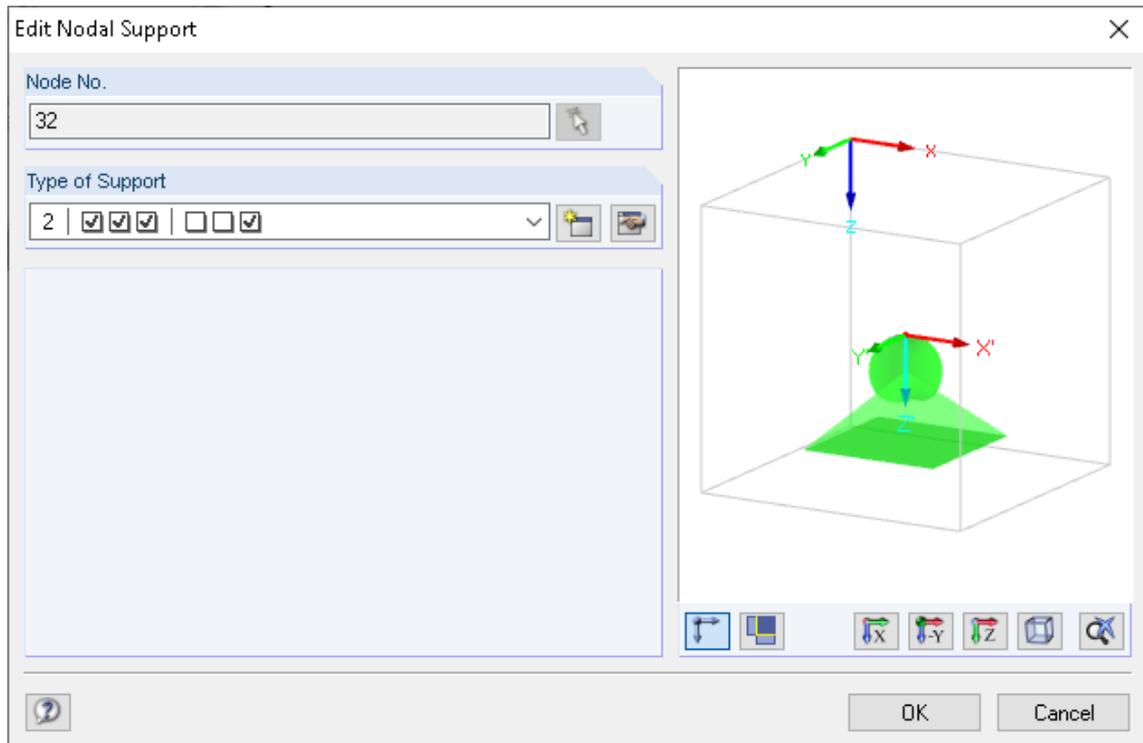
Figura 16 - Ligação de base rotulada (a) e engastada (b)



Fonte: Adaptado de Martins (2002)

A fundação da estrutura não será objeto de estudo desse trabalho, no entanto, para fins de conhecimento, o mezanino é uma estrutura simples e por isso foi optado pelo uso da base rotulada. A Figura 17 demonstra a configuração do suporte dos nós dos pilares no RFEM, configurado como rotulado.

Figura 17 - Configuração no software RFEM do apoio nodal nas bases do mezanino



Fonte: Autoria própria (2022)

3.2.2 Ligações viga-pilar

Ligações são usualmente categorizadas, segundo sua rigidez, como rígidas, semirrígidas ou articuladas, também chamadas de flexíveis. Uma ligação é considerada rígida quando é garantida a continuidade da estrutura e as rotações relativas entre os membros ligados são restringidas ao máximo, logo, pode-se admitir que o ângulo entre os membros ligados permanece constante durante o carregamento. No caso de uma ligação articulada, as rotações relativas entre os membros ligados não são restringidas, logo, a ligação vai estar sujeita apenas a esforços cortantes. Em ligações ligação rígidas, os esforços no pilar são maiores que em ligações articuladas, onde os esforços são mais distribuídos entre os dois membros ligados, ou seja, estão mais distribuídos entre a viga e o pilar (Oliveira, 2011).

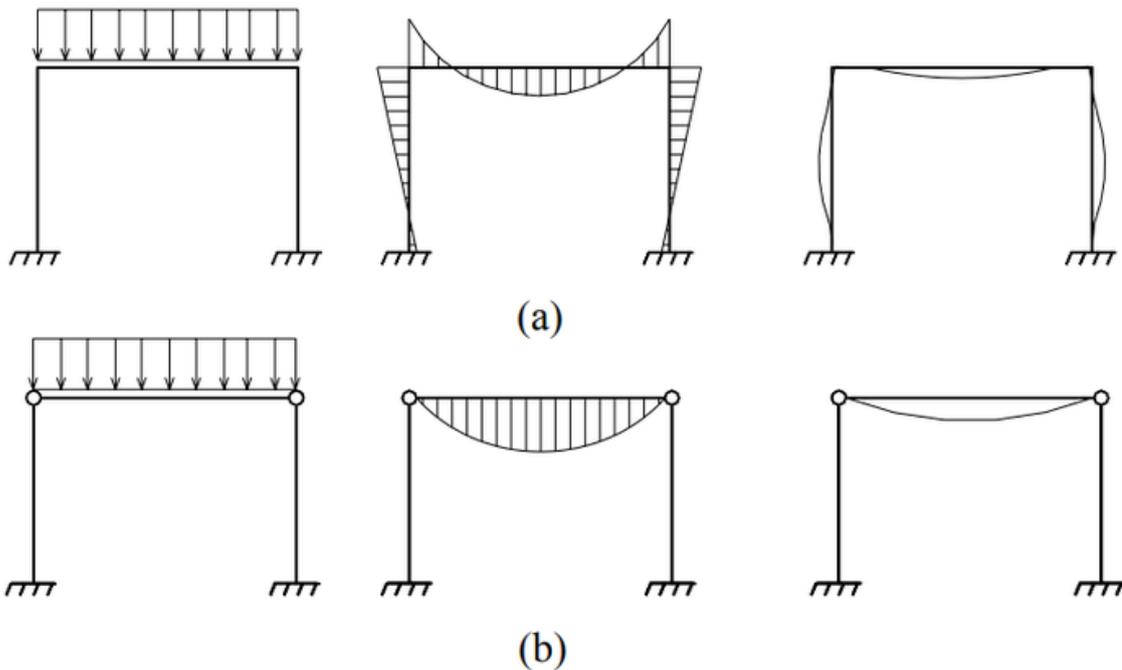
A ABNT NBR 8800:2008, com relação a rigidez de ligações viga-pilar, classifica-as conforme as Equações 60 e 61.

$$\text{Para ligações flexíveis: } S_i \leq 0,5E \frac{I_v}{L_v} \quad (60)$$

$$\text{Para ligações rígidas: } S_i \leq 25E \frac{I_v}{L_v} \quad (61)$$

Sendo S_i a rigidez da ligação, correspondente a dois terços do momento resistente de cálculo da ligação e I_v e L_v representando, respectivamente, o momento de inércia transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação. A Figura 18 demonstra a diferença nas reações de momento e flexão dos elementos para ligações (a) rígidas e (b) flexíveis.

Figura 18 - Pórticos com ligações viga-pilar (a) rígidas e (b) flexíveis



Fonte: Figueiredo (2004)

Nota-se que ligações rígidas transmitem seus momentos fletores para os pilares, logo, em pórticos com ligações viga-pilar rígidas as vigas ficam menos sobrecarregadas e é possível selecionar perfis mais leves para as vigas, porém os pilares necessitam de elementos mais robustos. Em contrapartida, para ligações flexíveis acontece o inverso, as vigas absorvem todo o momento fletor sendo necessário dimensioná-las com perfis mais resistentes.

Sabe-se que, na prática, as ligações funcionam como semirrígidas, sendo impraticável utilizar ligações totalmente rígidas ou totalmente flexíveis. No entanto,

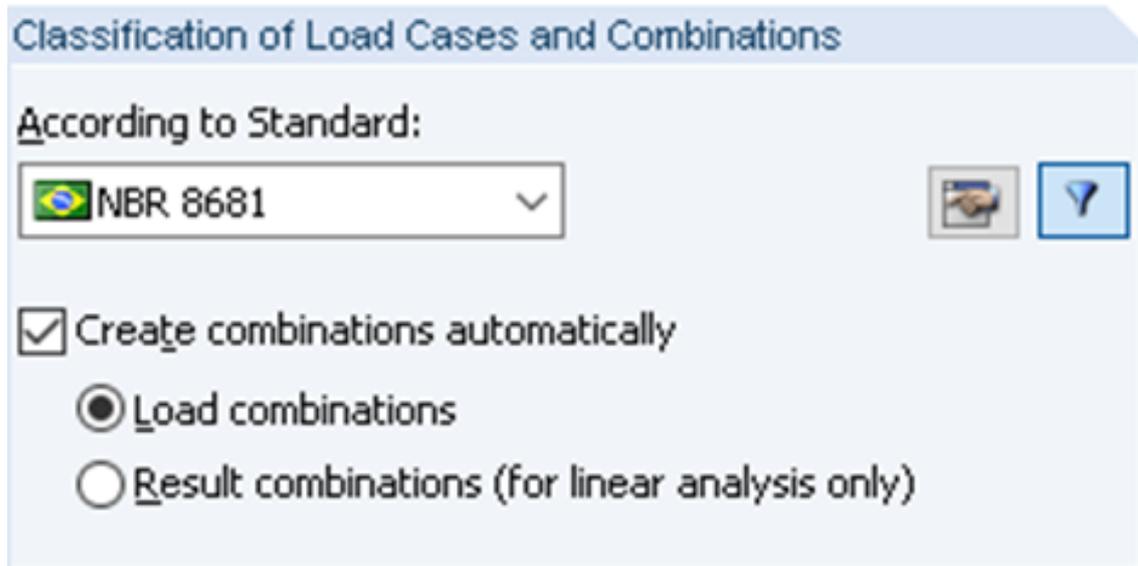
para avaliar o desempenho entre os dois extremos, adotou-se a concepção simplificada considerando um caso com ligações rígidas e outro com ligações flexíveis.

3.3 Cálculo e análise dos resultados do software

3.3.1 Determinação de cargas

Uma vez modelada a estrutura do mezanino no RFEM, o software apresenta uma função completa com a possibilidade de adicionar casos de carga, defini-los em cada tipo de ação e, a partir disso, automaticamente realizar a combinação das ações e até mesmo as separa de acordo com os estados limite, de acordo com a norma selecionada nas configurações do programa. Dentre as normas disponíveis na biblioteca do software, está a brasileira ABNT NBR 8681, que será a utilizada para a definição das combinações.

Figura 19 - Configuração do RFEM para a classificação dos casos de carga e suas combinações



Fonte: Autoria própria (2022)

3.3.1.1 Ações permanentes

Estas podem ser definidas como o peso próprio juntamente com o piso da estrutura, que conta com as cargas do painel *wood wall*, contrapiso e o piso.

Para o peso próprio, o software RFEM possui a própria função de peso próprio (Figura 20), que calcula, baseado no material e perfil selecionado de cada elemento, a carga do peso e a aplica automaticamente em toda a estrutura, na direção definida pelo usuário.

Figura 20 - Função de peso próprio (RFEM)

LC No. 1

Load Case Description: Peso próprio

To Solve:

General | Calculation Parameters

Action Category: NBR 8681

Self-weight of metal structures

Self-Weight

Active

Factor in direction:

X : 0.000 [-]

Y : 0.000 [-]

Z : 1.000 [-]

Fonte: Autoria própria (2022)

Os demais casos de carga referentes aos painéis, piso e contrapiso foram adicionados através da função "Gerar cargas de barra através de cargas de área via plano" que, através da área selecionada, lineariza a carga pelas barras que estão contidas naquela área e as aplica no plano selecionado (Figura 21).

Figura 21 - Função de linearização das cargas aplicadas no plano (RFEM)

Area Load Direction

Perpendicular to plane: z

Global related to projected area: XP YP ZP

Global related to true area: XL YL ZL

Member Load Direction

Direction of generated member loads: Global in X, Y, Z Local in x, y, z

Area of Load Application

Fully closed plane Empty, on members only

Area Load Distribution

Uniform Linear Varying in direction: z

Area Load Magnitude

Node No.	Magnitude
1: [] [] []	0.29 [] [] [] [kN/m ²]
2: [] [] []	[] [] [] [kN/m ²]
3: [] [] []	[] [] [] [kN/m ²]

Fonte: Autoria própria (2022)

A carga dos painéis foi definida como $0,23 \text{ kN/m}^2$, conforme informado pelo catálogo do fabricante (Tabela 1). Para o piso e o contrapiso, foram utilizadas as cargas padronizadas pela ABNT NBR 6120:2019. Para o contrapiso, será utilizado a argamassa de cal, cimento e areia, com um peso específico de 19 kN/m^3 (Figura 22) e, adotando uma espessura de $3,0 \text{ cm}$, de modo a manter um aspecto conservador, totalizando uma carga do contrapiso de $0,57 \text{ kN/m}^2$.

Figura 22 - Peso específico da argamassa utilizada

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m^3
3 Argamassas e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cal	12 a 18 (15)
	Argamassa de cimento e areia	19 a 23 (21)
	Argamassa de gesso	12 a 18 (15)
	Argamassa autonivelante	24
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25
NOTA Os pesos específicos de argamassas e concretos são válidos para o estado endurecido.		

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019)

Finalmente, para o piso, foi escolhido o porcelanato e, também de forma conservadora, foi utilizada a espessura máxima encontrada no mercado: 12 mm . Logo, com o peso específico de 23 kN/m^3 (Figura 23), é definida a carga de $0,28 \text{ kN/m}^2$ para o piso.

Figura 23 - Peso específico do porcelanato

Material		Peso específico aparente γ_{ap} kN/m ³
1 Rochas naturais	Arenito	21 a 27 (24)
	Ardósia	28
	Basalto, diorito, gabro	27 a 31 (29)
	Calcário denso	20 a 29 (24,5)
	Gnaíse	30
	Granito, sienito, pórfiro	27 a 30 (28,5)
	Lava basáltica	24
	Mármore e calcário	28
	Outros calcários	20
	Taquilito	26
	2 Blocos artificiais e pisos	Blocos de concreto vazados (função estrutural, classes A e B, ABNT NBR 6136)
Blocos cerâmicos vazados com paredes vazadas (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)		12
Blocos cerâmicos vazados com paredes maciças (função estrutural, ABNT NBR 15270-1)		14
Blocos cerâmicos maciços		18
Blocos de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)		5,5
Blocos de vidro		9
Blocos sílico-calcáreos		20
Lajotas cerâmicas		18
Porcelanato		23
Terracota		21

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019)

3.3.1.2 Ações variáveis

Como citado anteriormente nas premissas do projeto, o mezanino será construído dentro de um edifício comercial e será utilizado para a instalação de escritórios e uma sala de reunião. De acordo com a ABNT NBR 6120:2019, a carga adicional para salas de uso geral é de 2,5 kN/m² (Figura 24).

Figura 24 - Cargas em edifícios comerciais

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m ²	Carga concentrada kN
Edifícios comerciais, corporativos e de escritórios	Salas de uso geral e sanitários	2,5	–
	Regiões de arquivos deslizantes	5	–
	Call center	3	–
	Corredores dentro de unidades autônomas	2,5	–
	Corredores de uso comum	3	–
	Áreas técnicas (ver item nesta Tabela) Jardins (ver item nesta Tabela)		

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019)

A ABNT NBR 6120:2019 ainda cita a adição de uma carga adicional variável para a existência de paredes divisórias sem posição definida no projeto baseado no peso específico dessa, conforme mostra a Figura 25.

Figura 25 - Carga adicional para paredes divisórias sem posição definida

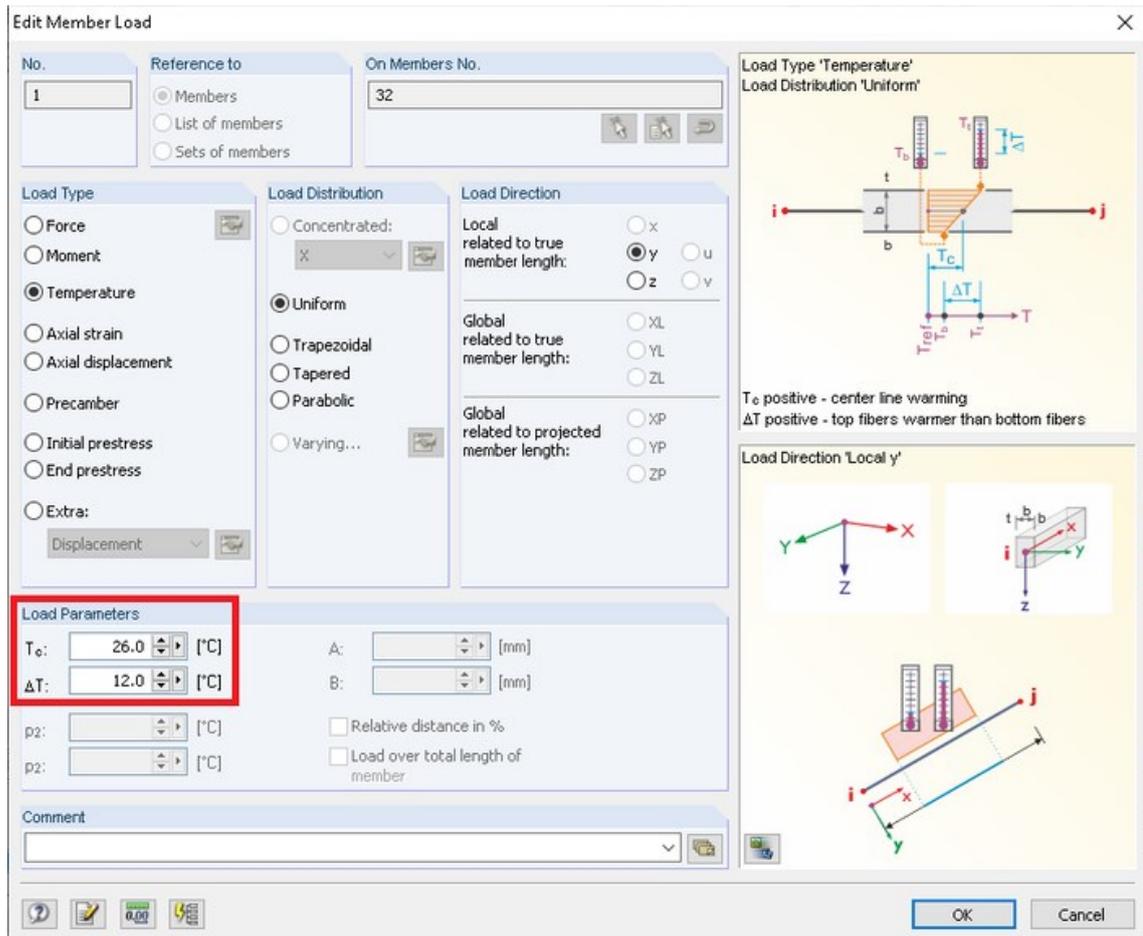
Peso próprio (p.p.) da parede acabada (kN/m)	Carga adicional (kN/m ²)
p.p. ≤ 1,0	0,5
1,0 < p.p. ≤ 2,0	0,75
2,0 < p.p. ≤ 3,0	1,0
p.p. > 3,0	Não permitido

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2019)

Para o projeto, serão utilizados painéis Eucatex de 20 kg/peça, logo, temos o caso de p.p. ≤ 1,0 e, portanto, uma carga adicional de 0,5 kN/m².

Por fim, para completar as ações variáveis na estrutura leva-se em consideração os efeitos da variação de temperatura (Figura 26). O software dispõe de uma função específica para casos de carga de temperatura, onde são inseridas a variação de temperatura e também a temperatura média pela qual os elementos que sofrerão a carga irão enfrentar. A carga será inserida tanto na direção "y" quanto na direção "z".

Figura 26 - Caso de carga por variação de temperatura (RFEM)



Fonte: Autoria própria (2022)

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é recomendado adotar um valor de 60% da diferença entre as máximas e mínimas temperaturas médias da atmosfera no local, com um mínimo de 10 °C. Segundo o portal Weather Spark, a região de Naviraí, Mato Grosso do Sul, cidade onde se encontra a obra, possui temperatura média de 26 °C e médias máximas de 32 °C e mínimas de 12 °C, totalizando uma variação de 20 °C. Portanto, os valores a serem utilizados para alimentar o software para o caso de carga de variação de temperatura são a $T_c = 26 \text{ °C}$ e $\Delta T = 12 \text{ °C}$.

3.3.1.3 Resumo das ações consideradas

A seguir está apresentado uma síntese das ações definidas nesse capítulo, com os tipos de ação, sua nomenclatura conforme a norma, casos de carga definidos e seus respectivos coeficientes de ponderação para as combinações posteriores.

Quadro 1 - Resumo das ações aplicáveis

Tipo de ação	Ação	Caso de carga	Coef. de ponderação
Permanente	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio	1,25
	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adição <i>in loco</i>	Peso do painel <i>wall</i> e piso	1,40
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	Peso do contrapiso	1,50
Variável	Ações variáveis gerais	Cargas adicionais para sala comercial e paredes divisórias	1,50
	Efeito da temperatura	Variação da temperatura	1,20

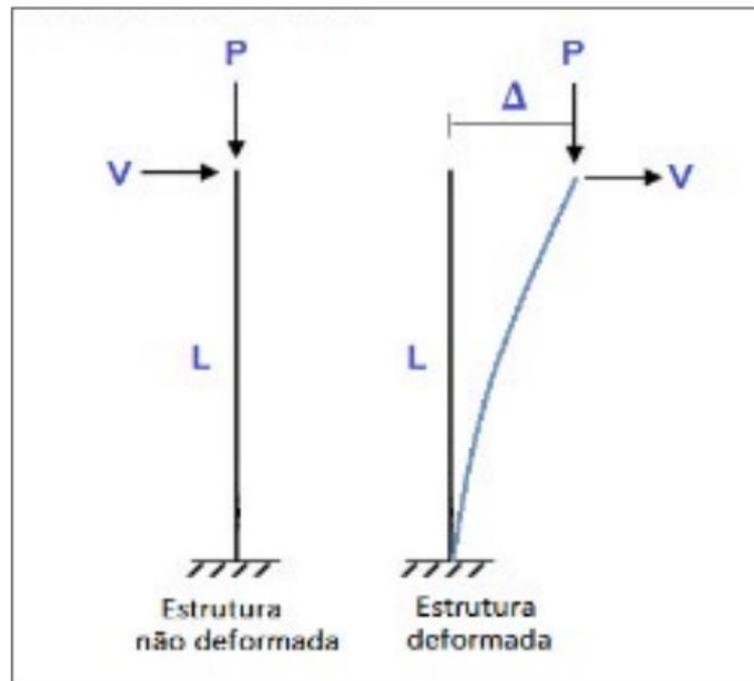
Fonte: Autoria própria (2022)

3.3.2 Método de cálculo

O software dispõe do método de análise linear (primeira ordem) e dos três tipos não-lineares (segunda ordem), no entanto, conforme explica a ABNT NBR 8800:2008: a análise de segunda ordem deve ser usada quando os efeitos de deslocamento afetarem significativamente os esforços internos.

Mesmo se tratando de uma estrutura simples como a do mezanino, foi utilizado o método de análise de segunda ordem P-Delta, que leva esse nome por considerar deslocamentos horizontais de elementos quando submetidos a forças axiais, conforme mostra a Figura 27.

Figura 27 - Demonstração simplificada do efeito P- Δ



Fonte: Iglesia (2016)

3.3.3 Estados limites e suas combinações

Definido o método de análise a ser utilizado e, juntamente com os casos de cargas e classificações em seus devidos tipos de ações, é necessário definir os estados limites considerados para o cálculo. Conforme dito durante a revisão bibliográfica, na estrutura analisada serão levadas em consideração apenas combinações últimas normais e de serviço quase permanentes.

O software cria automaticamente todas as combinações possíveis, tanto para o estado limite último (ELU) quanto para o estado limite de serviço (ELS). Os coeficientes de ponderação e fatores de redução para cada caso também são inseridos conforme a ABNT NBR 8681:2003, como mostra a Figura 28.

Figura 28 - Combinações de ações (esquerda) e suas respectivas combinações de casos de carga (direita)

Existing Action Combinations		Existing Load Combinations	
Norm AC1	1.25G Me + 1.40G IS + 1.35G Si	Norm CO1	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4
Norm AC2	1.25G Me + 1.40G IS + 1.35G Si + 1.50Q Ge	Norm CO2	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC5
Norm AC3	1.25G Me + 1.40G IS + 1.35G Si + 1.50Q Ge + 0.72QT	Norm CO3	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC5 + 1.5*LC6
Norm AC4	1.25G Me + 1.40G IS + 1.35G Si + 1.20QT	Norm CO4	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC6
Norm AC5	1.25G Me + 1.40G IS + 1.35G Si + 1.20Q Ge + 1.20QT	Norm CO5	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC5 + 0.72*LC7
S Op AC6	1.00G Me + 1.00G IS + 1.00G Si	Norm CO6	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC5 + 1.5*LC6 + 0.72*LC7
S Op AC7	1.00G Me + 1.00G IS + 1.00G Si + 0.60Q Ge	Norm CO7	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.5*LC6 + 0.72*LC7
S Op AC8	1.00G Me + 1.00G IS + 1.00G Si + 0.60Q Ge + 0.30QT	Norm CO8	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.2*LC7
S Op AC9	1.00G Me + 1.00G IS + 1.00G Si + 0.30QT	Norm CO9	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.2*LC5 + 1.2*LC7
		Norm CO10	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.2*LC5 + 1.2*LC6 + 1.2*LC7
		Norm CO11	1.25*LC1 + 1.4*LC2 + 1.4*LC3 + 1.35*LC4 + 1.2*LC6 + 1.2*LC7
		S Op CO12	LC1 + LC2 + LC3 + LC4
		S Op CO13	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC5
		S Op CO14	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC5 + 0.6*LC6
		S Op CO15	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC6
		S Op CO16	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC5 + 0.3*LC7
		S Op CO17	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC5 + 0.6*LC6 + 0.3*LC7
		S Op CO18	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.6*LC6 + 0.3*LC7
		S Op CO19	LC1 + LC2 + LC3 + LC4 + 0.3*LC7

Fonte: Autoria própria (2022)

Para facilitar o entendimento da imagem acima, o Quadro 2 expõe o significado de cada código mostrado com o devido nome de cada caso de carga, código da ação e os devidos coeficientes de ponderação e fatores de combinação.

Quadro 2 - Legenda das cargas, seus casos, fatores e coeficientes

Código do caso de carga	Caso de carga	Código da ação	Coef. de ponderação γ	Fator de combinação ψ ELU (ELS)
LC1	Peso próprio	G Me	1,25	—
LC2	Peso do painel <i>wall</i>	G IS	1,40	—
LC3	Peso do piso de porcelanato	G IS	1,40	—
LC4	Peso do contrapiso	G Si	1,35	—

Código do caso de carga	Caso de carga	Código da ação	Coef. de ponderação γ	Fator de combinação ψ ELU (ELS)
LC5	Carga para salas comerciais	Q Ge	1,50	0,70 (0,40)
LC6	Carga adicional para paredes divisórias			
LC7	Carga para variação de temperatura	Qt	1,20	0,60 (0,30)

Fonte: Autoria própria (2022)

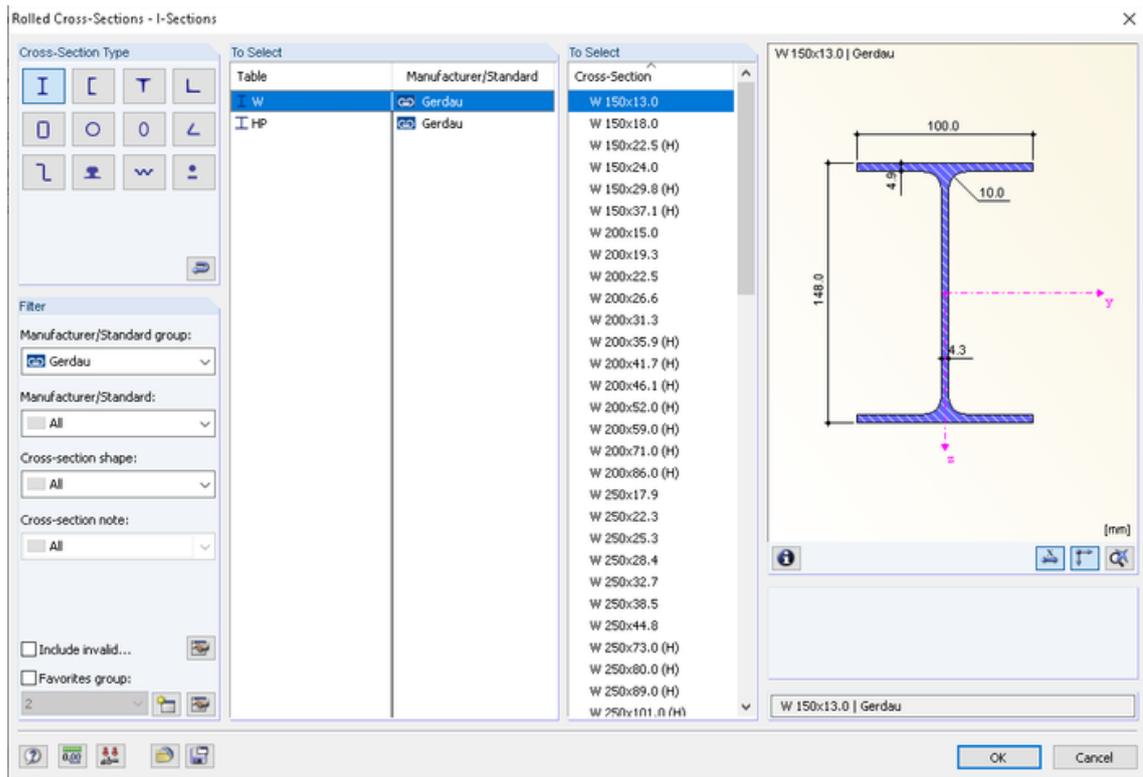
3.4 Dimensionamento

Após todo o processo de modelagem, definição de suportes, ligações e demais configurações de estruturação, aplicação das cargas, ações e suas respectivas combinações, chega-se à etapa de dimensionar as barras, selecionando o aço e o perfil a ser utilizado.

O software dispõe de um recurso próprio para a realização desse dimensionamento, no qual possui uma biblioteca com os principais tipos de materiais e perfis conforme as normas de diversos países como também a dos principais fabricantes. A Figura 29 ilustra a biblioteca de perfis I disponíveis da fabricante multinacional Gerdau.

Para o dimensionamento automático, são selecionadas as cargas que serão levadas em consideração para o cálculo, o material da barra e a sua seção. Dentro da biblioteca de seções, é possível criar grupos e inserir apenas os perfis desejados pelo usuário. Para a otimização nesse primeiro caso, foram utilizados apenas os perfis W e HP da Gerdau.

Figura 29 - Biblioteca de perfis Gerdaú disponível no RFEM



Fonte: Autoria própria (2022)

Na avaliação do perfil através do cálculo, o software leva em conta todo o cálculo descrito no subcapítulo 2.3.6 conforme estabelece a ABNT NBR 8800:2008 e julga o perfil como apto caso sua proporção máxima de projeto (*max. design ratio*), ou seja, a pior razão entre esforço solicitante e resistente, seja menor que 1,00.

As forças resistentes são comparadas às solicitantes no estado limite último (ELU) mas, além disso, há a verificação quanto a deflexão máxima de cada membro da estrutura, essa feita conforme o estado limite de serviço (ELS), conforme estabelecido pela norma (Figura 30).

Figura 30 - Deslocamentos máximos aceitáveis conforme a ABNT NBR 8800:2008

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{j)}	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

Fonte: Adaptado de Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008)

3.4.1 Definição dos casos

Em busca de um projeto menos oneroso e, ao mesmo tempo, eficiente e seguro, são levantadas diversas alternativas no dimensionamento e, ao final, são analisados em termos de peso total da estrutura e, conseqüentemente, custo total da obra. É evidente que diferentes tipos de perfis terão custos não somente ao seu peso total, visto que possuem processos de fabricação distintos além de materiais diferentes que também interferem no seu preço, no entanto, o fator peso é um importante indicador também do custo final da estrutura.

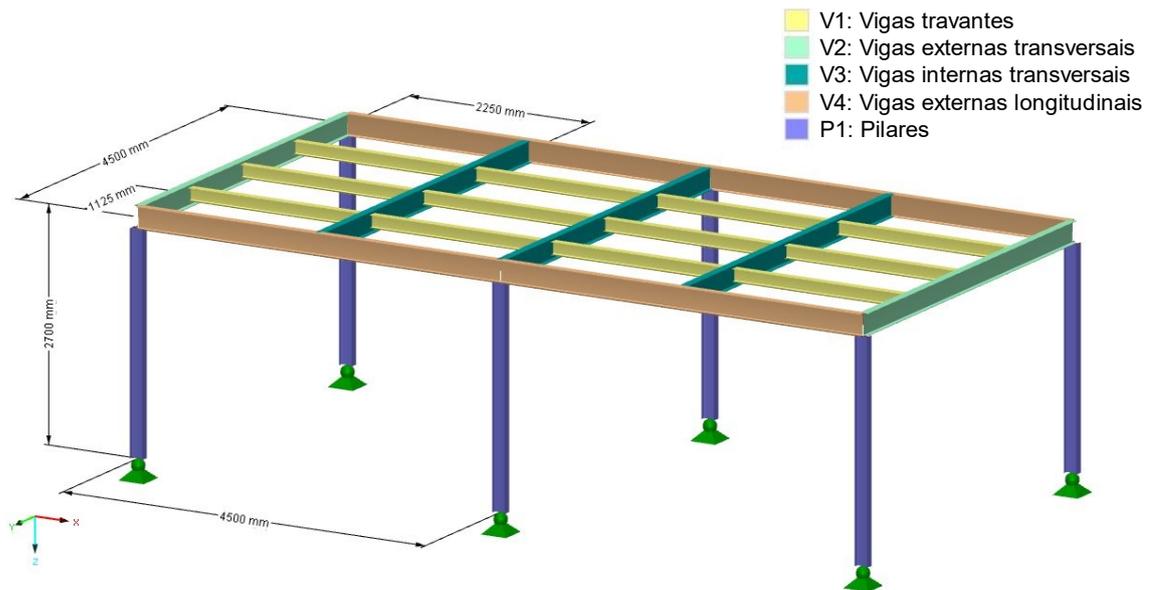
Serão analisados quatro cenários diferentes, todos eles mantendo a mesma geometria, as mesmas cargas e ações (com exceção evidentemente do peso próprio), além do mesmo critério de análise. A divisão será feita entre duas variações nas classes de perfis e em cada uma delas serão simuladas uma versão com ligações viga-pilar do tipo rígidas e outra do tipo flexíveis. As classes utilizadas serão uma com perfis I laminados e outra com perfis também do tipo I, porém soldados. O Quadro 8 apresenta um resumo definido de cada caso.

Quadro 3 - Resumo dos casos analisados

Caso	Tipo	Ligação
Caso 1A	Perfil laminado W Gerdau (Aço AR 350)	Rígida
Caso 1B		Flexível
Caso 2A	Perfil soldado (CS, VCS e VS) NBR 5884:2000 (Aço MR 250)	Rígida
Caso 2B		Flexível

Fonte: Autoria própria (2022)

Para melhor visualização de como estão divididos os membros do mezanino, foi esquematizado um sistema de cores para nomear as vigas conforme sua orientação, sendo as vigas principais aquelas que contém as vigas perpendiculares e todas essas sustentadas pelos pilares (Figura 31).

Figura 31 - Elementos coloridos conforme sua nomenclatura

Fonte: Autoria própria (2022)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão expostas as configurações obtidas através do software e, também, as cotações realizadas para cada caso. Na descrição dos casos estarão expostos os perfis selecionados e um breve relatório das piores situações no equacionamento dos estados limites. O relatório completo dos cálculos e o diagrama de forças solicitantes de cada caso serão apresentados no Apêndice A e B, respectivamente.

4.1 Descrição dos casos

4.1.1 Caso 1: Perfil laminado tipo I

Para os dois primeiros casos foram selecionados da biblioteca do RFEM os perfis W da fabricante Gerdau, por se tratar de um exemplo bastante comum de perfil "I" no mercado brasileiro. Junto a ele, foi selecionado o material, sendo o AR 350 o aço correspondente ao utilizado para a fabricação dessa classe de perfis.

4.1.1.1 Caso A: ligações rígidas

Primeiramente foi analisado o caso A, com ligações rígidas. O resultado obtido foram vigas V1 travantes com o perfil mais simples disponível e, ainda assim, foi confirmado na verificação com bastante folga, podendo inclusive no projeto real ser substituído por perfis mais leves, como barras quadradas ou cantoneiras, no entanto, como o objetivo do trabalho é evidenciar as diferenças nos perfis específicos dessa categoria, foi mantido o uso do W 150x13,0. Para as vigas principais, V2, V3 e V4, foram selecionados perfis intermediários, visto que nesse modelo estrutural de ligações rígidas os momentos solicitantes são distribuídos também para os pilares que, por fim, resultaram em P1 com um perfil em "H" bastante robusto. As abas mais largas nas mesas desse tipo de perfil garantem maior resistência para cargas mais pesadas, por isso esse tipo de perfil é mais utilizado em pilares de sustentação. A seguir, o Quadro 9 mostra os respectivos perfis selecionados para cada tipo de elemento, seus comprimentos e pesos totais.

Tabela 2 - Elementos do caso 1A

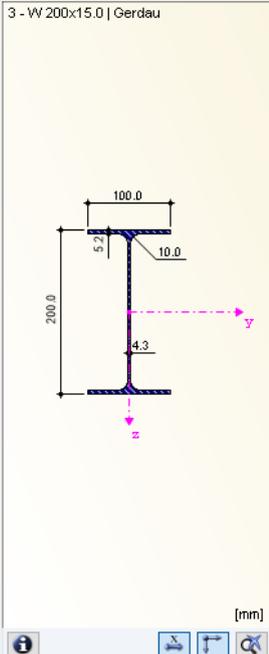
Perfil	Comprimento (m)	Peso por metro (kg/m)	Peso total (t)
V1: W 150x13,0 / Gerdau	27,00	13,03	0,352
V2: W 200x15,0 / Gerdau	9,00	15,23	0,137
V3: W 200x15,0 / Gerdau	13,50	15,23	0,206
V4: W 200x15,0 / Gerdau	18,00	15,23	0,274
P1: W 150x29,8 (H) / Gerdau	15,59	30,22	0,471
TOTAL	83,09	—	1,440

Fonte: Autoria própria (2022)

A Figura 32 possui o resultado do equacionamento do caso mais crítico do ELU, localizado em um elemento de V3, onde a relação entre os momentos fletores solicitante e resistente chegou a 0,85.

Figura 32 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 1A

Ultimate Limit State Design			
RC1	ULS - Normal	21	0.0
			0.85 ≤ 1 110 Bending about y-axis acc. to 5.4.2.2
Details - Member 21 - x: 0.0 mm - RC1			
Material Properties - Steel AR 350 ABNT NBR 8800:2008			
Cross-Section Properties - W 200x15.0 Gerdau			
Design Internal Forces			
Cross-Section Type			
Parameters of Table G.1			
Ultimate Limit State LTB			
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0 mm	
- Radius of Gyration	r_z	21.2 mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072	Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	122.507	Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	53.124	$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State FLB			
- Half of Full Flange Width	b	50.0 mm	
- Thickness	t_f	5.2 mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084	Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714	Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.615	$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State WLB			
- Height of Web	h	169.6 mm	
- Thickness	t_w	4.3 mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881	Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256	Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.442	$\leq \lambda_p$
Design Ratio			
- Moment	$M_{y,sd}$	35.36 kNm	
- Section Modulus	W_y	130.50 cm ³	
- Yield Stress	f_y	35.00 kN/cm ²	
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100	Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	41.52 kNm	5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.85	≤ 1 5.4.1.3

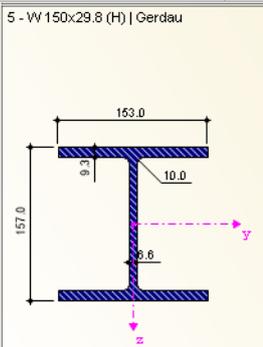


Fonte: Autoria própria (2022)

Para ELS, a deflexão máxima encontrada foi no pilar P1, bem abaixo do limite $H/300$.

Figura 33 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 1A

Serviceability Limit State Design			
RC2	SLS - Quasi-permanent	32	1560.0
402) Design for serviceability acc. to Annex C - Deflection in y-direction (Beam)			
Details - Member 32 - x: 1560.0 mm - RC2			
Material Properties - Steel AR 350 ABNT NBR 8800:2008			
Cross-Section Properties - W 150x29.8 (H) Gerdau			
Deflections			
Direction x	w_x	0.2	mm
Direction y	w_y	-3.9	mm
Direction z	w_z	-0.8	mm
Design Ratio			
Deflection	Δ_y	-3.0	mm
Reference Span	L	2600.0	mm
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,y}$	300.00	
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	8.7	mm
Design Ratio	η	0.35	≤ 1



Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.1.2 Caso 1B: ligações flexíveis

Para o caso 1B, com ligações flexíveis, as vigas principais tiveram seus perfis reforçados e nos pilares pode-se optar por um perfil um pouco mais leve, o que levou a estrutura mais pesada, já que as vigas principais compõem a maior parte do peso do mezanino. As vigas travantes, como esperado, mantiveram o perfil leve.

Tabela 3 - Elementos do caso 1B

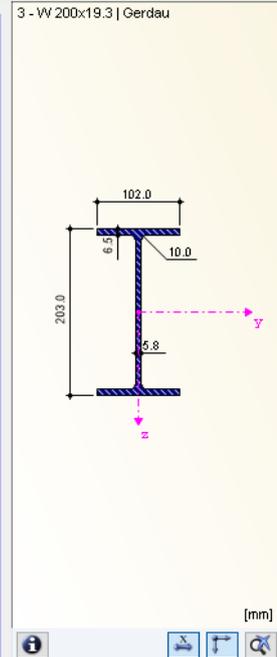
Perfil	Comprimento (m)	Peso por metro (kg/m)	Peso total (t)
V1: W 150x13,0 / Gerdau	27,00	13,03	0,352
V2: W 200x19,3 / Gerdau	9,00	19,70	0,177
V3: W 200x19,3 / Gerdau	13,50	19,70	0,266
V4: W 200x19,3 / Gerdau	18,00	19,70	0,352
P1: W 200x26,6 / Gerdau	15,59	26,85	0,419
TOTAL	83,09	—	1,568

Fonte: Autoria própria (2022)

Conforme mostra a Figura 34, a pior situação encontrada para ELU foi, novamente, em V3, dessa vez no momento fletor da flambagem lateral por torção (FLT), em que foi obtido uma relação de 0,80 entre solicitante e resistente, para a situação de uma viga intermediária ($\lambda < \lambda_r$).

Figura 34 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 1B

RC1		ULS - Normal	21	0.0	0.80	≤ 1	112) Bending about y-axis, LTB, semi compact type
Details - Member 21 - x: 0.0 mm - RC1							
Cross-Section Type							
Parameters of Table G.1							
Ultimate Limit State LTB							
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm				
- Radius of Gyration	r_z	21.5	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	132.105					Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	52.331				≤ λ_r	
Ultimate Limit State FLB							
- Half of Full Flange Width	b	51.0	mm				
- Thickness	t_f	6.5	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714					Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.846				≤ λ_p	
Ultimate Limit State WLB							
- Height of Web	h	170.0	mm				
- Thickness	t_w	5.8	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256					Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	29.310				≤ λ_p	
Design Ratio							
Moment	$M_{y,Sd}$	46.49	kNm				
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²				
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²				Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	166.10	cm ³				
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	40.69	kNm				Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000					5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	66.71	kNm				
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100					Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	57.95	kNm				Annex G
Design Ratio	η_{LTB}	0.80				≤ 1	5.4.1.3

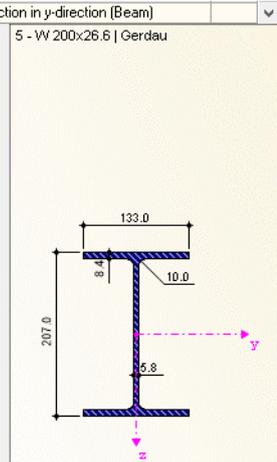


Fonte: Autoria própria (2022)

Em ELS, a deflexão máxima novamente foi encontrada no pilar P1, com uma razão de 0,42 do limite.

Figura 35 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 1B

RC2		SLS - Quasi-permanent	32	1559.1	0.42	≤ 1	402) Design for serviceability acc. to Annex C - Deflection in y-direction (Beam)
Details - Member 32 - x: 1559.1 mm - RC2							
Material Properties - Steel AR 350 ABNT NBR 8800:2008							
Cross-Section Properties - W 200x26.6 Gerdau							
Deflections							
Design Ratio							
Deflection	Δ_y	-3.7	mm				
Reference Span	L	2598.5	mm				
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,y}$	300.00					
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	8.7	mm				
Design Ratio	η	0.42				≤ 1	



Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.2 Caso 2: Perfil soldado tipo I

Tipo de perfil bastante semelhante ao laminado, foram selecionados perfis em "I" através da biblioteca disponível no RFEM, baseada na ABNT NBR 5884, que especifica os tipos de perfis soldados. O aço utilizado para simular esses perfis foi o

MR 250, que é baseado nas especificações do ASTM A36, muito utilizado para esse tipo de perfil devido a seu baixo teor de carbono, que facilita o processo de soldagem das chapas.

4.1.2.1 Caso 2A: ligações rígidas

O cálculo resultou apenas na seleção de perfis VS para as vigas, pois com esses foi obtido um menor peso total que utilizando perfis CVS. Mesmo assim, se comparado aos casos anteriores, a estrutura final é mais pesada.

Tabela 4 - Elementos do caso 2A

Perfil	Comprimento (m)	Peso por metro (kg/m)	Peso total (t)
V1: VS 150x15 / NBR 5884	27,00	14,99	0,405
V2: VS 200x19 / NBR 5884	9,00	18,84	0,170
V3: VS 200x19 / NBR 5884	13,50	18,84	0,254
V4: VS 200x19 / NBR 5884	18,00	18,84	0,339
P1: CS 150x29 / NBR 5884	15,60	25,43	0,451
TOTAL	83,10	—	1,618

Fonte: Autoria própria (2022)

Em ELU, novamente em V3, o parâmetro de esbeltez revelou a seção como compacta ($\lambda < \lambda_p$) e como o λ encontrado foi maior em FLA, esse foi selecionado como o momento dominante, chegando a uma razão de 0,93 para esse elemento.

Figura 36 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 2A

RC1	ULS - Normal	21	0.0	0.93	≤ 1	110	Bending about y-axis acc. to 5.4.2.2
Details - Member 21 - x: 0.0 mm - RC1							
Material Properties - Steel MR 250 ABNT NBR 8800:2008							
Cross-Section Properties - VS 200x19 NBR 5884							
Design Internal Forces							
Cross-Section Type							
Parameters of Table G.1							
Ultimate Limit State LTB							
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm				
- Radius of Gyration	r_z	27.5	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	148.843					Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	40.853			$\leq \lambda_p$		
Ultimate Limit State FLB							
- Half of Full Flange Width	b	60.0	mm				
- Thickness	t_f	6.3	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059					Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.524			$\leq \lambda_p$		
Ultimate Limit State WLB							
- Height of Web	h	187.4	mm				
- Thickness	t_w	4.8	mm				
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349					Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220					Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.453			$\leq \lambda_p$		
Design Ratio							
- Moment	$M_{y,sd}$	39.66	kNm				
- Section Modulus	W_y	188.14	cm ³				
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²				
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100					Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	42.76	kNm				5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.93			≤ 1		5.4.1.3

3 - VS 200x19 | NBR 5884

[mm]

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima chegou a apenas 29% do limite mesmo no perfil CS, não sendo um fator preocupante para esse caso.

Figura 37 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 2A

RC2	SLS - Quasi-permanent	32	1560.0	0.29	≤ 1	402	Design for serviceability acc. to Annex C - Deflection in y-direction (Beam)
Details - Member 32 - x: 1560.0 mm - RC2							
Material Properties - Steel MR 250 ABNT NBR 8800:2008							
Cross-Section Properties - CS 150 x 29 NBR 5884							
Deflections							
Design Ratio							
- Deflection	Δ_y	-2.5	mm				
- Reference Span	L	2600.0	mm				
- Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,y}$	300.00					
- Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	8.7	mm				
- Design Ratio	η	0.29			≤ 1		

5 - CS 150 x 29 | NBR 5884

[mm]

Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.2.2 Caso 2B: ligações flexíveis

Já o modelo com ligações flexíveis, caso 2B, também apresentou resultados similares ao do perfil laminado, com vigas mais robustas e pilares leves, que inclusive

resultaram em um superdimensionamento destes devido à ausência de um perfil mais leve na biblioteca disponível no RFEM.

Tabela 5 - Elementos do caso 2B

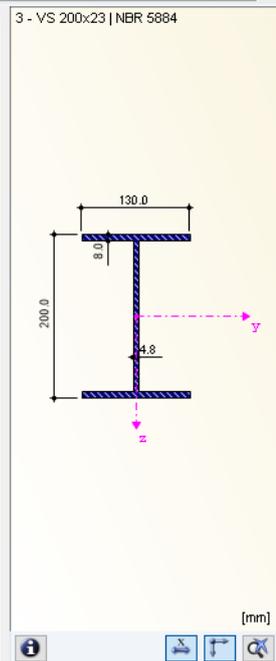
Perfil	Comprimento (m)	Peso por metro (kg/m)	Peso total (t)
V1: VS 150x15 / NBR 5884	27,00	14,99	0,405
V2: CVS 200x21 / NBR 5884	9,00	20,80	0,187
V3: VS 200x23 / NBR 5884	13,50	23,16	0,313
V4: VS 200x19 / NBR 5884	18,00	18,84	0,339
P1: CS 150x25 / NBR 5884	15,60	25,43	0,397
TOTAL	83,10	—	1,641

Fonte: Autoria própria (2022)

Novamente, o momento fletor em FLA em V3 ocasionou a pior relação entre solicitantes e resistentes, chegando a 0,89 nesse elemento.

Figura 38 - Equacionamento da pior situação encontrada em ELU no caso 2B

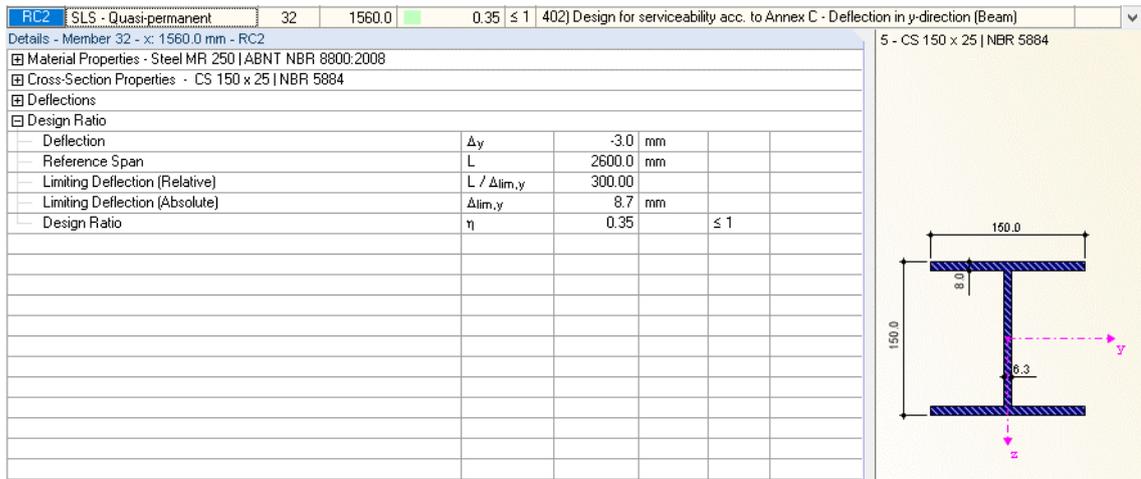
RC1 ULS - Normal		21	0.0	0.89 ≤ 1	110 Bending about y-axis acc. to 5.4.2.2
Details - Member 21 - x: 0.0 mm - RC1					
Material Properties - Steel MR 250 ABNT NBR 8800:2008					
Cross-Section Properties - VS 200x23 NBR 5884					
Design Internal Forces					
Cross-Section Type					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	31.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	157.413			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	35.697		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	65.0	mm		
- Thickness	t_f	8.0	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	8.125		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	184.0	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	38.737		$\leq \lambda_p$	
Design Ratio					
- Moment	$M_{y, sd}$	48.53	kNm		
- Section Modulus	W_y	239.88	cm ³		
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	54.52	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.89		≤ 1	5.4.1.3



Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima também não representou problemas, chegando a apenas 35% do valor limite.

Figura 39 - Deflexão máxima encontrada em ELS no caso 2B



Fonte: Autoria própria (2022)

4.1.3 Resumo comparativo dos casos

Tabela 6 - Resumo comparativo de todos os casos analisados

Caso	Modelo estrutural (ligações viga-pilar)	Perfil estrutural	Material	Peso (kg)					
				V1	V2	V3	V4	P1	TOTAL
1A	Rígida	Perfil I laminado	AR 350	352	137	206	274	471	1440
1B	Flexível	Perfil I laminado	AR 350	352	177	266	352	419	1568
2A	Rígida	Perfil I soldado	MR 250	405	170	254	339	451	1618
2B	Flexível	Perfil I soldado	MR 250	405	187	313	339	397	1641

Fonte: Autoria própria (2022)

Uma observação a ser apontada sobre a elaboração das configurações acima, é a proposta de manter as vigas principais (V2, V3 e V4) com perfis de mesma altura, mesmo que haja uma opção mais leve que atenda algum desses. Isso se dá por questões construtivas, uma vez que, para a instalação dos componentes da laje é necessário que haja um plano retilíneo, o que dificultaria o processo caso exista irregularidades causadas pela variação das alturas das vigas.

Analisando os casos, pôde-se observar que a distribuição dos momentos gerada pelas ligações rígidas provoca um efeito positivo na estrutura, pois graças a

isso é possível dimensioná-la com elementos mais leves para as vigas, que compõem a maior parte do peso total, enquanto os pilares, que se tornam mais pesados, não afetam tanto no peso final.

Outra observação válida nos casos de perfis laminados é que, apesar de em alguns elementos ocorrer a flambagem lateral por torção, devido a estes não estarem devidamente contidos lateralmente, os momentos fletores geradas por esse modo de falha foram facilmente superados pelos momentos resistentes dos perfis selecionados.

5 CONCLUSÃO

O estudo realizado demonstrou que a rigidez da ligação de uma estrutura pode afetar significativamente na concepção final do projeto e, conseqüentemente no custo final de uma obra, sendo a principal preocupação de quem contrata um serviço de engenharia. Para o cenário estudado, os casos que utilizaram ligações rígidas obtiveram configurações mais leves, isso se deu principalmente pelo tipo de construção estudada, um mezanino simples de apenas um pavimento, que possui um volume maior de material nas vigas do que nos pilares. Ligações rígidas, como enunciado nesse trabalho, permitem aos elementos se deformarem como um só, transmitindo as forças atuantes nas vigas também para os pilares, podendo ser dimensionadas com perfis mais simples nas vigas e mais pesados nos pilares.

Outro panorama trazido à tona foi a comparação entre perfis fabricados por diferentes processos. Pôde-se notar que perfis laminados, em estruturas não muito complexas, são superiores pois além de serem mais baratas devido ao seu processo de fabricação ainda resultam em construções mais leves, fazendo com que perfis soldados estejam limitados a situações específicas em obras mais desafiadoras.

Fica evidente após o estudo de que as ferramentas computacionais desenvolvidas se tornaram indispensáveis para o engenheiro atual. Com o volume de obras demandadas atualmente e sua complexidade, fica inviável para o profissional realizar todo o processo de cálculo e dimensionamento manualmente, como realizado outrora. Além disso, devido à complexidade crescente das estruturas, os softwares também se tornaram instrumentos cada vez mais poderosos, sendo necessário que haja o uso correto desses, tendo pleno conhecimento das ferramentas disponíveis e do modo que os dados serão inseridos para avaliar apropriadamente os resultados obtidos.

Do ponto de vista acadêmico, o trabalho foi bastante proveitoso devido à integração de conhecimentos de diversos âmbitos, como conceitos aprendidos durante a graduação, a habilidade desenvolvida para manuseio do software e também a familiarização com as tantas normas dedicadas aos vários assuntos abordados no desenvolvimento do trabalho.

Como sugestão de trabalhos futuros, é válida a análise comparativa em outros tipos de estruturas, como aquelas com mais de um pavimento, para avaliar se as ligações flexíveis possam ser mais viáveis em casos mais complexos. Outra sugestão seria analisar o uso de perfis formados a frio, conforme a ABNT NBR 14762:2010 prescreve, como uma alternativa para a seleção dos perfis, uma vez que essa classe possui um leque muito vasto de perfis de diferentes formatos e para usos diversos, também variando desde perfis mais leves aos mais robustos.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7007**: Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2 ed. São Paulo: Pini, 2008.
- BENEVOLO, Leonardo. **História da arquitetura moderna**. 3 ed. São Paulo: Perspectiva, 2001.
- BRITO, Carla. **A Ponte de Coalbrookdale**. Estórias da História. Disponível em: <https://estoriasdahistoria12.blogspot.com/2013/11/a-ponte-de-coalbrookdale.html>. Acesso em: 4 mai. 2022.
- CALLISTER, William D. **Ciência e engenharia de materiais**: uma introdução. 9 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.
- CAPOZOLI, Rosangela. **Estrutura metálica é aposta na construção**. Valor Econômico. 2015. Disponível em: <https://valor.globo.com/empresas/noticia/2015/07/13/estrutura-metalica-e-aposta-na-construcao.ghtml>. Acesso em: 4 mai. 2022.
- CASTRO, Eduardo M. L. Light Steel Framing para uso em habitações. **Revista Construção Metálica**, 2007.
- COTTA, Pery. **O petróleo é nosso?** Guavira, 1974.
- DLUBAL. Disponível em: <https://www.dlubal.com/en/products/rfem-fea-software/what-is-rfem>. Acesso em: 31 mar. 2022.
- FEIJÓ, Nikolas. **Comparação de soluções estruturais para um mezanino em estrutura metálica com a utilização de software comercial para dimensionamento**. Porto Alegre, 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

FIGUEIREDO, Luciana M. B. **Ligações mistas viga-pilar**: Análise teórica e experimental. São Carlos, 2004 Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo.

IGLESIA, Socrate Muñoz. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. ALTO Qi. 2016. Disponível em: <https://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/o-efeito-p-delta-nas-estruturas-de-edificios/>. Acesso em: 23 mai. 2022.

LIMA, Eduardo Campos. **Características do aço definem projeto e dimensionamento de estruturas metálicas**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/caracteristicas-do-aco-definem-projeto-e-dimensionamento-de-estruturas-metalicas/17310>. Acesso em: 4 mai. 2022.

MAD WALL, Painel. Disponível em: <https://painelwall.com.br/mezanino/>. Acesso em: 4 mai. 2022.

MARTINS, Marcelo Melo. **Estudo de bases de pilares metálicos pelo método dos elementos finitos**. Belo Horizonte, 2002 Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais.

MAXICOMP. Disponível em: <https://www.maxicomp.com/>. Acesso em: 4 mai. 2022.

OLIVEIRA, Cedrico de Resende. **Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica e Gestão Industrial) - Instituto Politécnico de Viseu, 2011.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michéle. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

REBELLO, Yopanan. **Bases para projeto estrutural na arquitetura**. São Paulo: Zigurate Editoria, 2007.

SOUZA, A. S. C. de. **Dimensionamento de elementos estruturais em aço segundo a NBR 8800:2008**. São Carlos: EdUFSCAR, 2013.

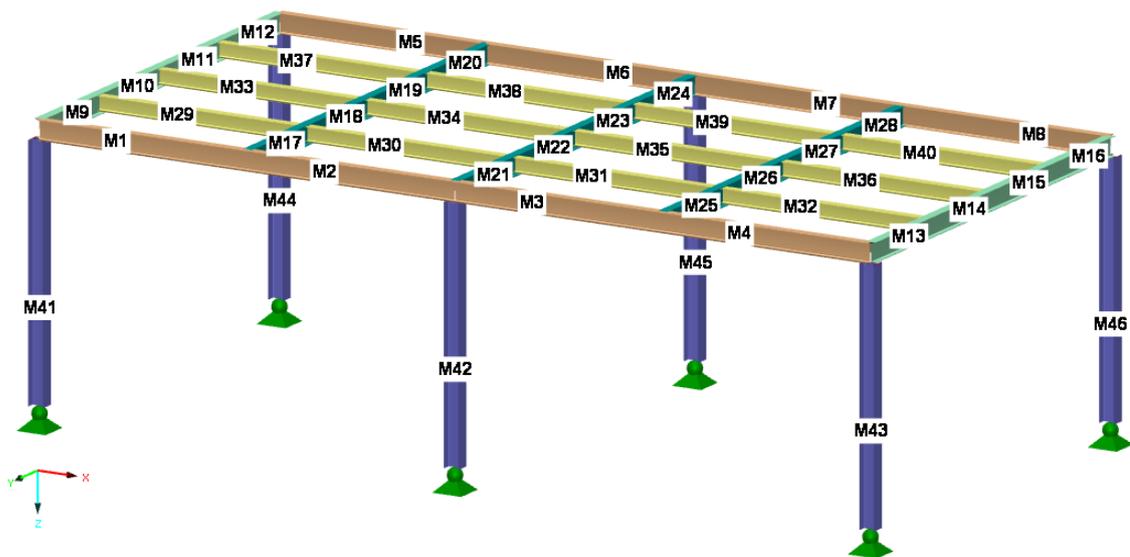
WEATHER SPARK. **Clima e condições meteorológicas médias em Naviraí no ano todo**. Disponível em: <https://pt.weatherspark.com/y/29520/Clima-caracter%C3%ADstico-em-Navira%C3%AD-Brasil-durante-o-ano>. Acesso em: 4 mai. 2022.

APÊNDICE A - Relatórios do equacionamento dos modos de falha

Neste apêndice serão apresentados os resultados dos casos mais críticos dos modos de falha de cada elemento e em cada caso. O software realiza todos os cálculos segundo a ABNT NBR 8800:2008, no entanto, a fim de manter o conteúdo mais conciso, serão exibidos apenas os resultados em que a relação entre forças solicitantes ultrapasse 10% do valor das forças resistentes correspondentes.

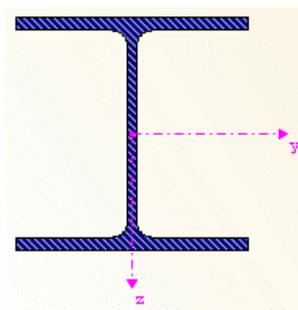
Para melhor compreensão dos dados expostos a seguir, as Figura 40 e 41 exibem, respectivamente, o modelo do mezanino com os elementos devidamente enumerados, do membro 1 ao 46, e a representação do sentido dos eixos da seção.

Figura 40 - Membros da estrutura enumerados



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 41 - Eixos da seção

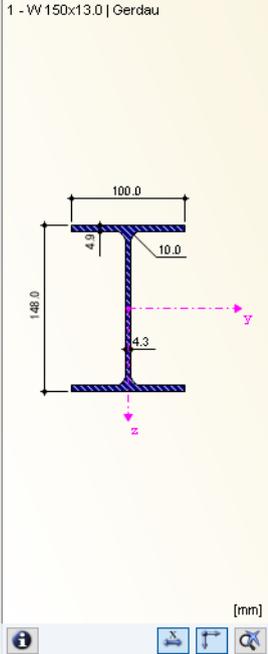


Fonte: Autoria própria (2022)

Caso 1A: Elemento V1:

Figura 42 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1

Details - Member 38 - x: 2250.0 mm - RC1					
Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	4.9	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	13.387			Tab. F.1
- b/t ratio	(b/t)	10.204		$\leq (b/t)_{lim}$	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	118.2	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	35.618			Tab. F.1
- b/t ratio	(b/t)	27.488		$\leq (b/t)_{lim}$	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	22.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	130.840			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	101.235		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	4.9	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	10.204		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	118.2	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	27.488		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

Viga não contida lateralmente: intermediária segundo FLT e seção semicompacta segundo FLM (maior parâmetro de esbeltez λ).

Forças combinadas segundo tópico 5.5.1 da ABNT NBR 8800:2008:

Figura 43 - Forças combinadas em V1

Design Ratio					
- Axial Force	N_{sd}	0.05	kN		
- Axial Resistance	N_{Rd}	528.18	kN		
- Ratio N_{sd} / N_{Rd}	n	0.000		≤ 0.2	
- Moment	$M_{y, sd}$	5.53	kNm		
- Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	22.97	kNm		Annex G
- Ratio $M_{y, sd} / M_{y, Rd}$	m_y	0.241			
- Moment	$M_{z, sd}$	0.00	kNm		
- Moment Resistance	$M_{z, Rd}$	5.22	kNm		Annex G
- Ratio $M_{z, sd} / M_{z, Rd}$	m_z	0.000			
- Design Ratio	η	0.24		≤ 1	5.5.1.2 b)

Fonte: Autoria própria (2022)

Na Figura 44, os momentos fletores resistentes, segundo FLT, FLM e segundo o tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, que estabelece um valor limite máximo para o momento fletor resistente de cálculo.

Figura 44 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y, sd}$	6.97	kNm		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
— Elastic Section Modulus	W_y	85.80	cm ³		
— Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y, r}$	21.02	kNm		Tab. G1
— Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
— Plastic Bending Moment	$M_{pl, y}$	33.74	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	22.97	kNm		Annex G
— Design Ratio	η_{LTB}	0.30		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y, sd}$	6.97	kNm		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
— Elastic Section Modulus	W_y	85.80	cm ³		
— Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y, r}$	21.02	kNm		Tab. G1
— Plastic Bending Moment	$M_{pl, y}$	33.74	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	29.79	kNm		Annex G
— Design Ratio	η_{FLB}	0.23		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y, sd}$	6.97	kNm		
— Section Modulus	W_y	85.80	cm ³		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	27.30	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.26		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima no estado limite de serviço em V1:

Figura 45 - Deflexão máxima no eixo Z em V1

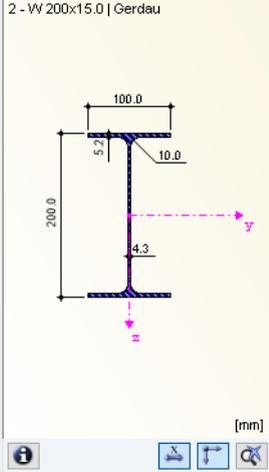
☐ Design Ratio					
— Deflection	Δ_z	1.0	mm		
— Precamber	$\Delta_{camb, z}$	0.0	mm		
— Total Deflection	$\Delta_{tot, z}$	1.0	mm		
— Reference Span	L	2250.0	mm		
— Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim, z}$	350.00			
— Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim, z}$	6.4	mm		
— Design Ratio	η	0.16		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V2:

Figura 46 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2

Details - Member 10 - x: 0.0 mm - RC1					
Design Internal Forces					
Cross-Section Type					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	21.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	122.507			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	53.124		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	5.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.615		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	169.6	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.442		$\leq \lambda_p$	
Design Ratio					



Fonte: Autoria própria (2022)

Viga não contida lateralmente: intermediária segundo FLT e seção semicompacta segundo FLM (maior parâmetro de esbeltez λ). Na Figura 47, os momentos fletores resistentes no eixo Y, segundo FLT, FLM e o valor máximo pré-estabelecido por norma.

Figura 47 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V2

Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	13.85	kNm		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	130.50	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	31.97	kNm		Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	51.77	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	44.59	kNm		Annex G
Design Ratio	η LTB	0.31		≤ 1	5.4.1.3
Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	13.85	kNm		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	130.50	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	31.97	kNm		Tab. G1
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	51.77	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	46.41	kNm		Annex G
Design Ratio	η FLB	0.30		≤ 1	5.4.1.3
Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	13.85	kNm		
Section Modulus	W_y	130.50	cm ³		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	41.52	kNm		5.4.2.2
Design Ratio	η	0.33		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z, temos o momento em FLM e o momento máximo:

Figura 48 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em V2

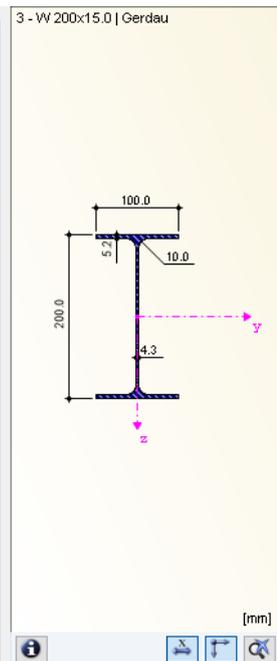
Design Ratio					
Moment	$M_{z, Sd}$	1.16	kNm		
Section Modulus	W_z	17.40	cm ³		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{z, Rd}$	5.54	kNm		5.4.2.2
Design Ratio	η	0.21		≤ 1	5.4.1.3
Design Ratio					
Moment	$M_{z, Sd}$	1.16	kNm		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_z	17.40	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{z, r}$	4.26	kNm		Tab. G1
Plastic Bending Moment	$M_{pl, z}$	9.56	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{z, Rd}$	8.51	kNm		Annex G
Design Ratio	η_{FLB}	0.14		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V3:

Figura 49 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3

Details - Member 22 - x: 0.0 mm - RC1					
Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	5.2	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	13.387			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	9.615		$\leq (b/t)_{lim}$	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	169.6	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	35.618			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	39.442		$> (b/t)_{lim}$	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	21.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	122.507			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	53.124		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	5.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.615		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	169.6	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.442		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

Para os momentos fletores, tanto para o eixo Y quanto para o eixo Z o momento dominante (menor valor de M_{Rd} encontrado) foi o limite imposto pelo tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Figura 50 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3

☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{y,Sd}$	35.36	kNm		
☐ Section Modulus	W_y	130.50	cm ³		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	41.52	kNm		5.4.2.2
☐ Design Ratio	η	0.85		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 51 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3

☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{z,Sd}$	0.86	kNm		
☐ Section Modulus	W_z	17.40	cm ³		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	5.54	kNm		5.4.2.2
☐ Design Ratio	η	0.16		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 52 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3

☐ Design Ratio					
☐ Shear Force	$V_{z,Sd}$	38.42	kN		
☐ Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
☐ Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Shear Slenderness Parameter	λ_p	58.797			5.4.3.1.1
☐ Shear Slenderness Parameter	λ_r	73.230			5.4.3.1.1
☐ Shear Slenderness Parameter	λ	39.442		$\leq \lambda_p$	
☐ Shear Area	$A_{w,z}$	8.60	cm ²		
☐ Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	180.60	kN		5.4.3.1.2
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	164.18	kN		5.4.3.1
☐ Design Ratio	η_v	0.23		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Forças combinadas segundo tópico 5.5.1 da ABNT NBR 8800:2008:

Figura 53 - Verificação das forças combinadas em V3

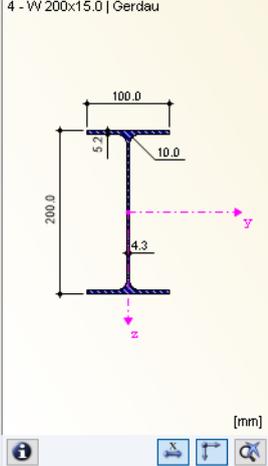
☐ Design Ratio					
☐ Axial Force	N_{Sd}	6.78	kN		
☐ Axial Resistance	N_{Rd}	453.18	kN		
☐ Ratio N_{Sd} / N_{Rd}	n	0.015		≤ 0.2	
☐ Moment	$M_{y,Sd}$	35.36	kNm		
☐ Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	41.52	kNm		Annex G
☐ Ratio $M_{y,Sd} / M_{y,Rd}$	m_y	0.852			
☐ Moment	$M_{z,Sd}$	0.00	kNm		
☐ Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	5.54	kNm		Annex G
☐ Ratio $M_{z,Sd} / M_{z,Rd}$	m_z	0.000			
☐ Design Ratio	η	0.86		≤ 1	5.5.1.2 b)

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V4:

Figura 54 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4

Parameters of Table G.1				
Ultimate Limit State LTB				
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm	
- Radius of Gyration	r_z	21.2	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	122.507		Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	106.249	$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB				
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm	
- Thickness	t_f	5.2	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714		Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.615	$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB				
- Height of Web	h	169.6	mm	
- Thickness	t_w	4.3	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256		Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.442	$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

O menor momento fletor resistente encontrado no eixo Y foi em FLT, com $\lambda < \lambda_r$ (viga intermediária).

Figura 55 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4

Design Ratio				
- Moment	$M_{y,Sd}$	18.36	kNm	
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²	
- Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²	Tab. G1 5)
- Elastic Section Modulus	W_y	130.50	cm ³	
- Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	31.97	kNm	Tab. G1
- Modification Factor	C_b	1.000		5.4.2.3
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	51.77	kNm	
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	32.70	kNm	Annex G
- Design Ratio	η LTB	0.56	≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z:

Figura 56 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4

Design Ratio				
- Moment	$M_{z,Sd}$	1.00	kNm	
- Section Modulus	W_z	17.40	cm ³	
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²	
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	5.54	kNm	5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.18	≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 57 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4

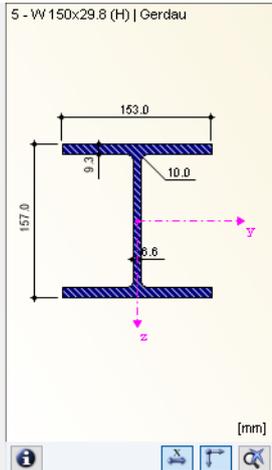
Design Ratio				
Shear Force	$V_{z,Sd}$	16.54	kN	
Web Shear Coefficient	k_v	5.00		
Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²	
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²	
Shear Slenderness Parameter	λ_p	58.797		5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ_r	73.230		5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ	39.442		$\leq \lambda_p$
Shear Area	$A_{w,z}$	8.60	cm ²	
Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	180.60	kN	5.4.3.1.2
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	164.18	kN	5.4.3.1
Design Ratio	η_v	0.10		≤ 1 5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento P1:

Figura 58 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1

Details - Member 41 - x: 2600.0 mm - RC1				
Parameters of Table G.1				
Ultimate Limit State LTB				
- Lateral torsional buckling length	L_b	2600.0	mm	
- Radius of Gyration	r_z	38.0	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	161.080		Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	68.417		$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State FLB				
- Half of Full Flange Width	b	76.5	mm	
- Thickness	t_f	9.3	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714		Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	8.226		$\leq \lambda_p$
Ultimate Limit State WLB				
- Height of Web	h	118.4	mm	
- Thickness	t_w	6.6	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256		Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	17.939		$\leq \lambda_p$



Fonte: Autoria própria (2022)

Seção compacta em FLM e FLA, porém com FLA dominante devido ao maior valor de seu parâmetro de esbeltez (λ).

Os momentos fletores resistentes no eixo Y se mostraram bastante semelhantes, no entanto, o M_{Rd} no estado limite de FLT atingiu o menor valor dentre os demais.

Figura 59 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em P1

☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{y,Sd}$	11.21	kNm		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
☐ Elastic Section Modulus	W_y	221.50	cm ³		
☐ Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	54.27	kNm		Tab. G1
☐ Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
☐ Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	86.63	kNm		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	72.24	kNm		Annex G
☐ Design Ratio	η_{LTB}	0.16		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{y,Sd}$	11.21	kNm		
☐ Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	86.63	kNm		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	78.75	kNm		Annex G
☐ Design Ratio	η_{WLB}	0.14		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{y,Sd}$	11.21	kNm		
☐ Section Modulus	W_y	247.50	cm ³		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	78.75	kNm		5.4.2.2
☐ Design Ratio	η	0.14		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

No eixo Z a situação foi semelhante, com o momento fletor resistente limite máximo (5.4.2.2) com o menor valor.

Figura 60 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em P1

☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{z,Sd}$	17.90	kNm		
☐ Plastic Bending Moment	$M_{pl,z}$	38.78	kNm		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	35.25	kNm		Annex G
☐ Design Ratio	η_{FLB}	0.51		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{z,Sd}$	17.90	kNm		
☐ Section Modulus	W_z	108.90	cm ³		
☐ Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	34.65	kNm		5.4.2.2
☐ Design Ratio	η	0.52		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima, tanto em relação ao eixo Y quanto ao eixo Z:

Figura 61 - Deflexão máxima no eixo Z e Y, respectivamente, em P1

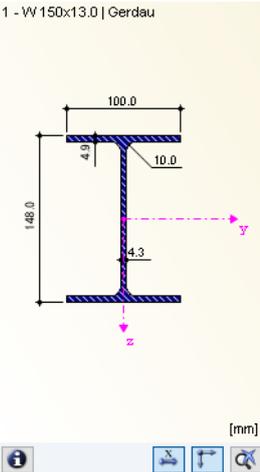
Design Ratio					
Deflection	Δ_z	-0.8	mm		
Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	-0.8	mm		
Reference Span	L	2600.0	mm		
Limiting Deflection (Relative)	L / $\Delta_{lim,z}$	350.00			
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	7.4	mm		
Design Ratio	η	0.10		≤ 1	
Design Ratio					
Deflection	Δ_y	1.1	mm		
Reference Span	L	2600.0	mm		
Limiting Deflection (Relative)	L / $\Delta_{lim,y}$	350.00			
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	7.4	mm		
Design Ratio	η	0.15		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Caso 1B: Elemento V1:

Figura 62 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1

Details - Member 30 - x: 2250.0 mm - RC1					
Design Internal Forces					
Cross-Section Type					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	22.2	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	130.840			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	101.235		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	4.9	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	10.204		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	118.2	mm		
- Thickness	t_w	4.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	27.488		$\leq \lambda_p$	
Design Ratio					



Fonte: Autoria própria (2022)

Viga não contida lateralmente: intermediária segundo FLT e seção semicompacta segundo FLM (maior parâmetro de esbeltez λ).

O momento fletor resistente, no eixo Y, segundo FLT:

Figura 63 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V1

Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	10.32	kNm		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	85.80	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	21.02	kNm		Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	33.74	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	22.97	kNm		Annex G
Design Ratio	η_{LTB}	0.45		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Momento fletor no eixo Z, segundo tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008:

Figura 64 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	0.74	kNm		
— Section Modulus	W_z	16.40	cm ³		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	5.22	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.14		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 65 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1

☐ Design Ratio					
— Shear Force	$V_{z,Sd}$	13.81	kN		
— Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Shear Slenderness Parameter	λ_p	58.797			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ_r	73.230			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ	27.488		$\leq \lambda_p$	
— Shear Area	$A_{w,z}$	6.36	cm ²		
— Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	133.64	kN		5.4.3.1.2
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	121.49	kN		5.4.3.1
— Design Ratio	η_v	0.11		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima no estado limite de serviço em V1:

Figura 66 - Deflexão máxima no eixo Z em V1

☐ Design Ratio					
— Deflection	Δ_z	1.3	mm		
— Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
— Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	1.3	mm		
— Reference Span	L	2250.0	mm		
— Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,z}$	350.00			
— Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	6.4	mm		
— Design Ratio	η	0.20		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V2:

Figura 67 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2

Details - Member 14 - x: 0.0 mm - RC1					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	21.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	132.105			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	52.331		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	51.0	mm		
- Thickness	t_f	6.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.846		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	170.0	mm		
- Thickness	t_w	5.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	29.310		$\leq \lambda_p$	

Fonte: Autoria própria (2022)

Viga não contida lateralmente: intermediária segundo FLT e seção semicompacta segundo FLM (maior parâmetro de esbeltez λ). A seguir, tem-se o momento fletor de menor magnitude, segundo o modo de falha FLT.

Figura 68 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2

Design Ratio					
- Moment	$M_{y,Sd}$	17.78	kNm		
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
- Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
- Elastic Section Modulus	W_y	166.10	cm ³		
- Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	40.69	kNm		Tab. G1
- Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	66.71	kNm		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	57.95	kNm		Annex G
- Design Ratio	η LTB	0.31		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z, temos:

Figura 69 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2

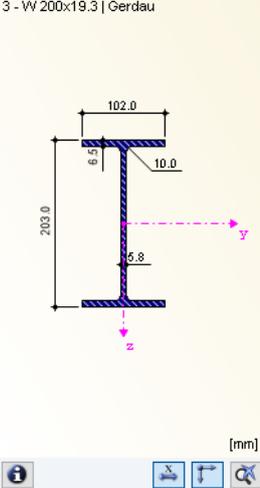
Design Ratio					
- Moment	$M_{z,Sd}$	1.41	kNm		
- Section Modulus	W_z	34.05	cm ³		
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.83	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.13		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V3:

Figura 70 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3

Details - Member 17 - x: 0.0 mm - RC1					
Cross-Section Properties - W 200x19.3 Gerdau					
Design Internal Forces					
Cross-Section Type					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	21.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	132.105			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	52.331		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	51.0	mm		
- Thickness	t_f	6.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.846		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	170.0	mm		
- Thickness	t_w	5.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	29.310		$\leq \lambda_p$	
Design Ratio					



Fonte: Autoria própria (2022)

Para os momentos fletores, para o eixo Y o mínimo encontrado foi em FLT e, para o eixo Z, o momento dominante (menor valor de M_{Rd} encontrado) foi o limite imposto pelo tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Figura 71 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3

Design Ratio					
- Moment	$M_{y,Sd}$	46.40	kNm		
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
- Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
- Elastic Section Modulus	W_y	166.10	cm ³		
- Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	40.69	kNm		Tab. G1
- Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	66.71	kNm		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	57.95	kNm		Annex G
- Design Ratio	η_{LTB}	0.80		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 72 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3

Design Ratio					
- Moment	M_z,Sd	1.26	kNm		
- Section Modulus	W_z	34.05	cm ³		
- Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.83	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.12		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 73 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3

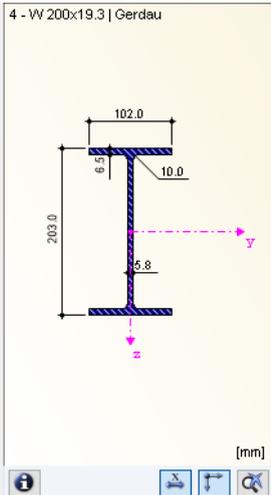
Design Ratio				
Shear Force	$V_{z,Sd}$	44.13	kN	
Web Shear Coefficient	k_v	5.00		
Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²	
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²	
Shear Slenderness Parameter	λ_p	58.797		5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ_r	73.230		5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ	29.310		$\leq \lambda_p$
Shear Area	$A_{w,z}$	11.77	cm ²	
Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	247.25	kN	5.4.3.1.2
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	224.78	kN	5.4.3.1
Design Ratio	η_v	0.20		≤ 1 5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V4:

Figura 74 - Determinação dos parâmetros de esbelte nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4

Details - Member 4 - x: 0.0 mm - RC1				
Cross-Section Properties - W 200x19.3 Gerdau				
Design Internal Forces				
Cross-Section Type				
Parameters of Table G.1				
Ultimate Limit State LTB				
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm	
- Radius of Gyration	i_z	21.5	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	132.105		Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	104.662		$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State FLB				
- Half of Full Flange Width	b	51.0	mm	
- Thickness	t_f	6.5	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714		Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.846		$\leq \lambda_p$
Ultimate Limit State WLB				
- Height of Web	h	170.0	mm	
- Thickness	t_w	5.8	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256		Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	29.310		$\leq \lambda_p$
Design Ratio				



Fonte: Autoria própria (2022)

O menor momento fletor resistente encontrado no eixo Y foi em FLT, com $\lambda < \lambda_r$ (viga intermediária).

Figura 75 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4

Design Ratio				
Moment	$M_{y,Sd}$	28.42	kNm	
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²	
Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²	Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W'_y	166.10	cm ³	
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	40.69	kNm	Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000		5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	66.71	kNm	
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	44.20	kNm	Annex G
Design Ratio	η_{LTB}	0.64		≤ 1 5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z:

Figura 76 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4

Design Ratio					
Moment	$M_{z,Sd}$	1.22	kNm		
Section Modulus	W_z	34.05	cm ³		
Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.83	kNm		5.4.2.2
Design Ratio	η	0.11		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima no estado limite de serviço em V4:

Figura 77 - Deflexão máxima no eixo Z em V4

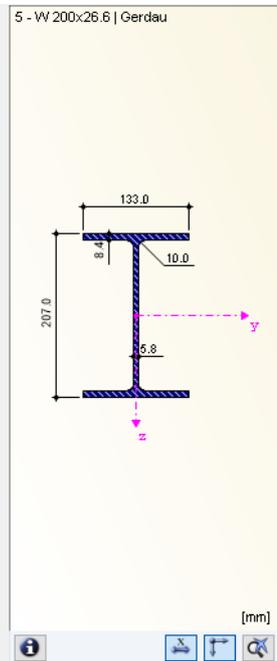
Design Ratio					
Deflection	Δ_z	-1.2	mm		
Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	-1.2	mm		
Reference Span	L	2250.0	mm		
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,z}$	350.00			
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	6.4	mm		
Design Ratio	η	0.18		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento P1:

Figura 78 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1

Details - Member 42 - x: 2598.5 mm - RC1					
Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	66.5	mm		
- Thickness	t_f	8.4	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	13.387			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	7.917		$\leq (b/t)_{lim}$	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	170.2	mm		
- Thickness	t_w	5.8	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	35.618			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	29.345		$\leq (b/t)_{lim}$	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	2598.5	mm		
- Radius of Gyration	r_z	31.1	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	42.072			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	131.401			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	83.652		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	66.5	mm		
- Thickness	t_f	8.4	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	9.084			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	23.714			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.917		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	170.2	mm		
- Thickness	t_w	5.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	89.881			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	136.256			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	29.345		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

Seção compacta em FLM e FLA, porém com FLA dominante devido ao maior valor de seu parâmetro de esbeltez (λ).

Os momentos fletores resistentes no eixo Y se mostraram bastante semelhantes, no entanto, o M_{Rd} no estado limite de FLT atingiu o menor valor dentre os demais.

Figura 79 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,Sd}$	13.88	kNm		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Residual Compression in Flanges	σ_r	10.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
— Elastic Section Modulus	W_y	252.30	cm ³		
— Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	61.81	kNm		Tab. G1
— Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
— Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	98.81	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	74.17	kNm		Annex G
— Design Ratio	η_{LTB}	0.19		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

No eixo Z a situação foi semelhante, com o momento fletor resistente limite máximo (5.4.2.2) com o menor valor.

Figura 80 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	12.94	kNm		
— Section Modulus	W_z	74.40	cm ³		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	23.67	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.55		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A força axial de flambagem elástica no eixo Z (N_{ez}) foi a mínima definida dentre N_{ex} e N_{ey} , e a força axial resistente calculada foi a seguinte:

Figura 81 - Cálculo da força axial resistente em P1

☐ Design Ratio					
— Axial Force	$N_{o,Sd}$	70.34	kN		
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Second Moment of Area	I_z	330.00	cm ⁴		
— Effective Member Length	$K_z L_z$	2598.5	mm		
— Elastic Buckling Force	$N_{e,z}$	964.71	kN		Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000			Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000			Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000			Annex F
— Gross Area of Member	A_g	34.20	cm ²		
— Yield Stress	f_y	35.00	kN/cm ²		
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0,z}$	1.114		≤ 1.5	
— Reduction Factor	χ_z	0.595			5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{o,z,Rd}$	647.38	kN		5.3.2
— Design Ratio	η	0.11		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima, em relação ao eixo Y:

Figura 82 - Deflexão máxima no eixo Z e Y, respectivamente, em P1

☑ Design Ratio				
Deflection	Δ_y	1.3	mm	
Reference Span	L	2598.5	mm	
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,y}$	350.00		
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	7.4	mm	
Design Ratio	η	0.18		≤ 1

Fonte: Autoria própria (2022)

Caso 2A: Elemento V1:

Figura 83 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1

Details - Member 38 - x: 2250.0 mm - RC1				
☑ Cross-Section Type				
Uniform Compression in Flange				
Parameters of Table F.1				
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm	
- Thickness	t_f	6.3	mm	
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	15.839		Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	7.937		$\leq (b/t)_{lim}$
Uniform Compression in Web				
- Height of Web	h	137.4	mm	
- Thickness	t_w	4.8	mm	
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	42.144		Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	28.926		$\leq (b/t)_{lim}$
Parameters of Table G.1				
Ultimate Limit State LTB				
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm	
- Radius of Gyration	r_z	23.4	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	169.533		Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	95.963		$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State FLB				
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm	
- Thickness	t_f	6.3	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059		Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.937		$\leq \lambda_p$
Ultimate Limit State WLB				
- Height of Web	h	137.4	mm	
- Thickness	t_w	4.8	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220		Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	28.926		$\leq \lambda_p$

Fonte: Autoria própria (2022)

Os momentos fletores resistentes no eixo Y, respectivamente, segundo FLT, FLA e de acordo com o tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, que estabelece um valor limite máximo para o momento fletor resistente de cálculo.

Figura 84 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Y em V1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,sd}$	6.61	kNm		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
— Elastic Section Modulus	W_y	100.00	cm ³		
— Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	17.50	kNm		Tab. G1
— Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
— Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	28.24	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	21.91	kNm		Annex G
— Design Ratio	η_{LTB}	0.30		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,sd}$	6.61	kNm		
— Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	28.24	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	25.67	kNm		Annex G
— Design Ratio	η_{WLB}	0.26		≤ 1	5.4.1.3
☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,sd}$	6.61	kNm		
— Section Modulus	W_y	112.95	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	25.67	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.26		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 85 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1

☐ Design Ratio					
— Shear Force	$V_{z,sd}$	10.20	kN		
— Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ	28.926		$\leq \lambda_p$	
— Shear Area	$A_{w,z}$	7.13	cm ²		
— Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	106.88	kN		5.4.3.1.2
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	97.16	kN		5.4.3.1
— Design Ratio	η_v	0.10		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Forças combinadas segundo tópico 5.5.1 da ABNT NBR 8800:2008:

Figura 86 - Forças combinadas em V1

☐ Design Ratio					
— Axial Force	N_{sd}	0.05	kN		
— Axial Resistance	N_{Rd}	434.09	kN		
— Ratio N_{sd} / N_{Rd}	n	0.000		≤ 0.2	
— Moment	$M_{y,sd}$	5.35	kNm		
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	21.91	kNm		Annex G
— Ratio $M_{y,sd} / M_{y,Rd}$	m_y	0.244			
— Moment	$M_{z,sd}$	0.00	kNm		
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	7.16	kNm		Annex G
— Ratio $M_{z,sd} / M_{z,Rd}$	m_z	0.000			
— Design Ratio	η	0.24		≤ 1	5.5.1.2 b)

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima no estado limite de serviço em V1:

Figura 87 - Deflexão máxima no eixo Z em V1

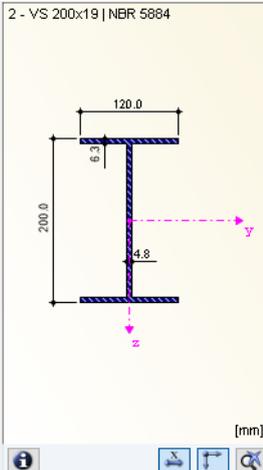
☐ Design Ratio					
Deflection	Δ_z	0.8	mm		
Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	0.8	mm		
Reference Span	L	2250.0	mm		
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,z}$	350.00			
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	6.4	mm		
Design Ratio	η	0.13		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V2:

Figura 88 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2

Details - Member 10 - x: 0.0 mm - RC1					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	27.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	148.843			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	40.853		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	60.0	mm		
- Thickness	t_f	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.524		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	187.4	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

O momento fletor resistente utilizado no eixo Y foi o de acordo com o tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, visto que este foi o mesmo para todos os demais modos de falha.

Figura 89 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2

☐ Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	14.71	kNm		
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	47.04	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	42.76	kNm		Annex G
Design Ratio	η_{WLB}	0.34		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z, temos o momento em FLM e o momento máximo:

Figura 90 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2

☐ Design Ratio					
☐ Moment	$M_{z,Sd}$	2.16	kNm		
☐ Section Modulus	W_z	45.00	cm ³		
☐ Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.23	kNm		5.4.2.2
☐ Design Ratio	η	0.21		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 91 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V2

☐ Design Ratio					
☐ Shear Force	$V_{z,Sd}$	15.25	kN		
☐ Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
☐ Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
☐ Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
☐ Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
☐ Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
☐ Shear Slenderness Parameter	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	
☐ Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
☐ Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
☐ Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
☐ Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
☐ Design Ratio	η_v	0.12		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V3:

Figura 92 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3

Details - Member 22 - x: 0.0 mm - RC1

☐ Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	60.0	mm		
- Thickness	t_f	6.3	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	15.839			Tab. F.1
- b/t ratio	(b/t)	9.524		$\leq (b/t)_{lim}$	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	187.4	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	42.144			Tab. F.1
- b/t ratio	(b/t)	39.453		$\leq (b/t)_{lim}$	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	27.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	148.843			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	40.853		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	60.0	mm		
- Thickness	t_f	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.524		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	187.4	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	

3 - VS 200x19 | NBR 5884

[mm]

Fonte: Autoria própria (2022)

Para os momentos fletores, tanto para o eixo Y quanto para o eixo Z o momento dominante (menor valor de M_{Rd} encontrado) foi o limite imposto pelo tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Figura 93 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,Sd}$	37.02	kNm		
— Section Modulus	W_y	188.14	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	42.76	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.87		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 94 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	1.63	kNm		
— Section Modulus	W_z	45.00	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.23	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.16		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 95 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3

☐ Design Ratio					
— Shear Force	$V_{z,Sd}$	37.71	kN		
— Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	
— Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
— Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
— Design Ratio	η_v	0.29		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Forças combinadas segundo tópico 5.5.1 da ABNT NBR 8800:2008:

Figura 96 - Verificação das forças combinadas em V3

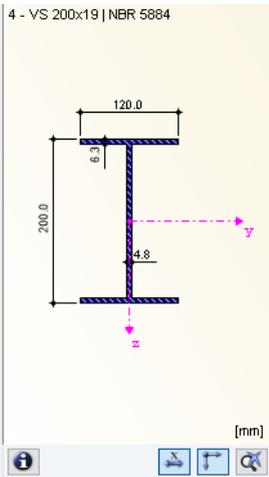
☐ Design Ratio					
— Axial Force	N_{sd}	5.72	kN		
— Axial Resistance	N_{Rd}	499.27	kN		
— Ratio N_{sd} / N_{Rd}	n	0.011		≤ 0.2	
— Moment	$M_{y,Sd}$	37.02	kNm		
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	42.76	kNm		Annex G
— Ratio $M_{y,Sd} / M_{y,Rd}$	m_y	0.866			
— Moment	$M_{z,Sd}$	0.00	kNm		
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.23	kNm		Annex G
— Ratio $M_{z,Sd} / M_{z,Rd}$	m_z	0.000			
— Design Ratio	η	0.87		≤ 1	5.5.1.2 b)

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V4:

Figura 97 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4

Parameters of Table G.1				
Ultimate Limit State LTB				
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm	
- Radius of Gyration	r_z	27.5	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	148.843		Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	81.706		$\leq \lambda_r$
Ultimate Limit State FLB				
- Half of Full Flange Width	b	60.0	mm	
- Thickness	t_f	6.3	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059		Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.524		$\leq \lambda_p$
Ultimate Limit State WLB				
- Height of Web	h	187.4	mm	
- Thickness	t_w	4.8	mm	
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349		Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220		Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.453		$\leq \lambda_p$



Fonte: Autoria própria (2022)

O menor momento fletor resistente encontrado no eixo Y foi em FLT, com $\lambda < \lambda_r$ (viga intermediária).

Figura 98 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4

Design Ratio				
- Moment	$M_{y,Sd}$	20.11	kNm	
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
- Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²	Tab. G1 5)
- Elastic Section Modulus	W_y	168.00	cm ³	
- Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	29.40	kNm	Tab. G1
- Modification Factor	C_b	1.000		5.4.2.3
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	47.04	kNm	
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	37.59	kNm	Annex G
- Design Ratio	η LTB	0.53		≤ 1 5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z:

Figura 99 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4

Design Ratio				
- Moment	$M_{z,Sd}$	1.80	kNm	
- Section Modulus	W_z	45.00	cm ³	
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.23	kNm	5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.18		≤ 1 5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 100 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4

☐ Design Ratio					
Shear Force	$V_{z,Sd}$	17.57	kN		
Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	
Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
Design Ratio	η_v	0.14		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento P1:

Figura 101 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1

Details - Member 41 - x: 2600.0 mm - RC1					
☐ Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	75.0	mm		
- Thickness	t_f	9.5	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	15.839			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	7.895		$\leq (b/t)_{lim}$	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	131.0	mm		
- Thickness	t_w	6.3	mm		
- Limit b/t	$(b/t)_{lim}$	42.144			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	20.794		$\leq (b/t)_{lim}$	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	2600.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	38.1	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	216.411			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	68.190		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	75.0	mm		
- Thickness	t_f	9.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.895		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	131.0	mm		
- Thickness	t_w	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	20.794		$\leq \lambda_p$	

Fonte: Autoria própria (2022)

Seção compacta em FLM e FLA, porém com FLA dominante devido ao maior valor de seu parâmetro de esbeltez (λ).

Os momentos fletores resistentes no eixo Y se mostraram bastante semelhantes, no entanto, o M_{Rd} no estado limite de FLT atingiu o menor valor dentre os demais.

Figura 102 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,Sd}$	10.45	kNm		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
— Elastic Section Modulus	W_y	204.00	cm ³		
— Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	35.70	kNm		Tab. G1
— Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
— Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	56.81	kNm		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	49.53	kNm		Annex G
— Design Ratio	η LTB	0.21		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

No eixo Z a situação foi semelhante, com o momento fletor resistente limite máximo (5.4.2.2) com o menor valor.

Figura 103 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	15.20	kNm		
— Section Modulus	W_z	106.50	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	24.20	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.63		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A força axial de flambagem elástica no eixo Z (N_{ez}) foi a mínima definida e a força axial resistente calculada foi a seguinte:

Figura 104 - Cálculo da força axial resistente em P1

☐ Design Ratio					
— Axial Force	$N_{e, Sd}$	73.62	kN		
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Second Moment of Area	I_z	535.00	cm ⁴		
— Effective Member Length	$K_z L_z$	2600.0	mm		
— Elastic Buckling Force	$N_{e, z}$	1562.20	kN		Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000			Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000			Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000			Annex F
— Gross Area of Member	A_g	36.80	cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0, z}$	0.767		≤ 1.5	
— Reduction Factor	χ_z	0.782			5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{e, z, Rd}$	653.65	kN		5.3.2
— Design Ratio	η	0.11		≤ 1	
☐ Design Ratio					
— Axial Force	$N_{e, Sd}$	73.62	kN		
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Shear Modulus	G	7700.00	kN/cm ²		
— Second Moment of Area	I_z	535.00	cm ⁴		
— Warping Constant	C_w	25973.30	cm ⁶		
— Torsional Constant	J	9.67	cm ⁴		
— Polar Radius of Gyration	r_0	74.9	mm		E.1.1
— Effective Length for Torsional Buckling	$K_x L_x$	2600.0	mm		
— Elastic Buckling Force	$N_{e, x}$	2681.79	kN		Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000			Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000			Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000			Annex F
— Gross Area of Member	A_g	36.80	cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0, x}$	0.586		≤ 1.5	
— Reduction Factor	χ_x	0.866			5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{e, x, Rd}$	724.50	kN		5.3.2
— Design Ratio	η	0.10		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima, em relação ao eixo Y:

Figura 105 - Deflexão máxima no eixo Y em P1

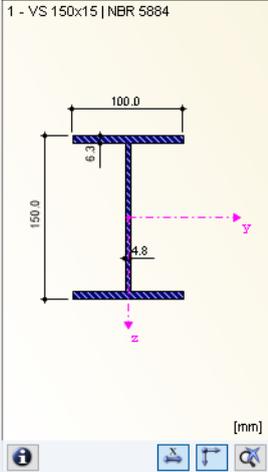
☐ Design Ratio					
— Deflection	Δ_y	1.0	mm		
— Reference Span	L	2600.0	mm		
— Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim, y}$	300.00			
— Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim, y}$	8.7	mm		
— Design Ratio	η	0.12		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Caso 2B: Elemento V1:

Figura 106 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V1

Details - Member 30 - x: 2250.0 mm - RC1					
Design Internal Forces					
Cross-Section Type					
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	2250.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	23.4	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	169.533			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	95.963		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	50.0	mm		
- Thickness	t_f	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	7.937		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	137.4	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	28.926		$\leq \lambda_p$	
Design Ratio					



Fonte: Autoria própria (2022)

O momento fletor resistente mínimo, em FLT, para o eixo Y.

Figura 107 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V1

Design Ratio					
- Moment	$M_{y,Sd}$	11.69	kNm		
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
- Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
- Elastic Section Modulus	W_y	100.00	cm ³		
- Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	17.50	kNm		Tab. G1
- Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	28.24	kNm		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	21.91	kNm		Annex G
- Design Ratio	η LTB	0.53		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o momento no eixo Z, ambos os cálculos obtiveram o mesmo valor.

Figura 108 - Cálculo dos momentos fletores no eixo Z em V1

Design Ratio					
- Moment	$M_{z,Sd}$	0.86	kNm		
- Section Modulus	W_z	31.50	cm ³		
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	7.16	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.12		≤ 1	5.4.1.3
Design Ratio					
- Moment	$M_{z,Sd}$	0.86	kNm		
- Plastic Bending Moment	$M_{pl,z}$	8.07	kNm		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	7.34	kNm		Annex G
- Design Ratio	η FLB	0.12		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 109 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V1

Design Ratio					
Shear Force	$V_{z,Sd}$	15.00	kN		
Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ	28.926		$\leq \lambda_p$	
Shear Area	$A_{w,z}$	7.13	cm ²		
Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	106.88	kN		5.4.3.1.2
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	97.16	kN		5.4.3.1
Design Ratio	η_v	0.15		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

A flecha máxima no estado limite de serviço em V1:

Figura 110 - Deflexão máxima no eixo Z em V1

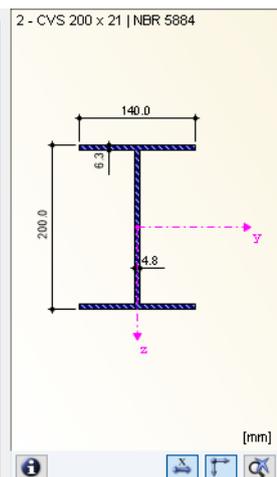
Design Ratio					
Deflection	Δ_z	1.1	mm		
Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	1.1	mm		
Reference Span	L	2250.0	mm		
Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,z}$	350.00			
Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	6.4	mm		
Design Ratio	η	0.18		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V2:

Figura 111 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V2

Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	33.0	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	146.041			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	34.126		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	70.0	mm		
- Thickness	t_f	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	11.111		$\leq \lambda_r$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	187.4	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

O momento fletor resistente utilizado tanto no eixo Y como no eixo Z foi o de acordo com o tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008, visto que este foi o mesmo para todos os demais modos de falha.

Figura 112 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V2

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{y,Sd}$	17.70	kNm		
— Section Modulus	W_y	192.00	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	43.64	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.41		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 113 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V2

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	2.78	kNm		
— Section Modulus	W_z	41.00	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	9.32	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.30		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 114 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V2

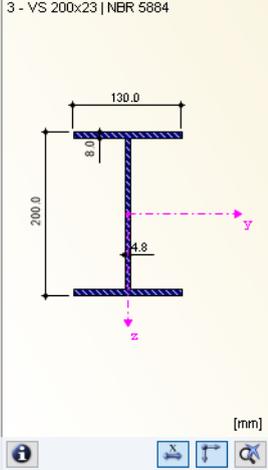
☐ Design Ratio					
— Shear Force	$V_{z,Sd}$	18.82	kN		
— Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	
— Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
— Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
— Design Ratio	η_v	0.15		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V3:

Figura 115 - Determinação dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V3

Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L_b	1125.0	mm		
- Radius of Gyration	r_z	31.5	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ_p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ_r	157.413			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	35.697		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	65.0	mm		
- Thickness	t_f	8.0	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ_p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ_r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	8.125		$\leq \lambda_p$	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	184.0	mm		
- Thickness	t_w	4.8	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ_p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ_r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	38.737		$\leq \lambda_p$	



Fonte: Autoria própria (2022)

Para os momentos fletores, tanto para o eixo Y quanto para o eixo Z o momento dominante (menor valor de M_{Rd} encontrado) foi o limite imposto pelo tópico 5.4.2.2 da ABNT NBR 8800:2008.

Figura 116 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V3

Design Ratio					
- Moment	$M_{y,Sd}$	48.40	kNm		
- Section Modulus	W_y	239.88	cm ³		
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	54.52	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.89		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 117 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V3

Design Ratio					
- Moment	$M_{z,Sd}$	2.15	kNm		
- Section Modulus	W_z	67.50	cm ³		
- Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
- Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
- Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	15.34	kNm		5.4.2.2
- Design Ratio	η	0.14		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 118 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V3

Design Ratio					
Shear Force	$V_{z,Sd}$	46.80	kN		
Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
Shear Slenderness Parameter	λ	38.737		$\leq \lambda_p$	
Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
Design Ratio	η_v	0.36		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento V4:

Figura 119 - Determinação dos parâmetros de esbeltezes nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) na viga V4

Details - Member 4 - x: 0.0 mm - RC1

Parameters of Table G.1

Ultimate Limit State **LTB**

- Lateral torsional buckling length L_b : 2250.0 mm
- Radius of Gyration r_z : 27.5 mm
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB λ_p : 49.780 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB λ_r : 148.843 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter LTB λ : 81.706 ($\leq \lambda_r$)

Ultimate Limit State **FLB**

- Half of Full Flange Width b : 60.0 mm
- Thickness t_f : 6.3 mm
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB λ_p : 10.748 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB λ_r : 28.059 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter FLB λ : 9.524 ($\leq \lambda_p$)

Ultimate Limit State **WLB**

- Height of Web h : 187.4 mm
- Thickness t_w : 4.8 mm
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB λ_p : 106.349 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB λ_r : 161.220 (Tab. G.1)
- Slenderness parameter WLB λ : 39.453 ($\leq \lambda_p$)

Design Ratio

- Moment $M_{y,Sd}$: 27.14 kNm

Fonte: Autoria própria (2022)

O menor momento fletor resistente encontrado no eixo Y foi em FLT, com $\lambda < \lambda_r$ (viga intermediária).

Figura 120 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em V4

Design Ratio					
Moment	$M_{y,Sd}$	27.14	kNm		
Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	168.00	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y,r}$	29.40	kNm		Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl,y}$	47.04	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y,Rd}$	37.59	kNm		Annex G
Design Ratio	η_{LTB}	0.72		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o eixo Z:

Figura 121 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em V4

☐ Design Ratio					
— Moment	$M_{z,Sd}$	1.66	kNm		
— Section Modulus	W_z	45.00	cm ³		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	10.23	kNm		5.4.2.2
— Design Ratio	η	0.16		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

Para o cisalhamento em Z, a seção se mostrou compacta ($\lambda \leq \lambda_p$).

Figura 122 - Cálculo da força cortante no eixo Z em V4

☐ Design Ratio					
— Shear Force	$V_{z,Sd}$	15.19	kN		
— Web Shear Coefficient	k_v	5.00			
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²		
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
— Shear Slenderness Parameter	λ_p	69.570			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ_r	86.646			5.4.3.1.1
— Shear Slenderness Parameter	λ	39.453		$\leq \lambda_p$	
— Shear Area	$A_{w,z}$	9.50	cm ²		
— Shear Force Corresponding to Plastification	$V_{pl,z}$	142.50	kN		5.4.3.1.2
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
— Shear Resistance	$V_{z,Rd}$	129.55	kN		5.4.3.1
— Design Ratio	η_v	0.12		≤ 1	5.4.3.1

Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima, em relação ao eixo Z:

Figura 123 - Deflexão máxima no eixo Z em V4

☐ Design Ratio					
— Deflection	Δ_z	-1.1	mm		
— Precamber	$\Delta_{camb,z}$	0.0	mm		
— Total Deflection	$\Delta_{tot,z}$	-1.1	mm		
— Reference Span	L	2250.0	mm		
— Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,z}$	350.00			
— Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,z}$	6.4	mm		
— Design Ratio	η	0.18		≤ 1	

Fonte: Autoria própria (2022)

Elemento P1:

Figura 124 - Determinação das relações (b/t) em AL e AA (mesa e alma) e dos parâmetros de esbeltez nos estados limites últimos (FLT, FLM e FLA, respectivamente) no pilar P1

Details - Member 42 - x: 2600.0 mm - RC1					
Cross-Section Type					
Uniform Compression in Flange					
Parameters of Table F.1					
- Half of Full Flange Width	b	75.0	mm		
- Thickness	t _f	8.0	mm		
- Limit b/t	(b/t) _{lim}	15.839			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	9.375		≤ (b/t) _{lim}	
Uniform Compression in Web					
- Height of Web	h	134.0	mm		
- Thickness	t _w	6.3	mm		
- Limit b/t	(b/t) _{lim}	42.144			Tab. F1
- b/t ratio	(b/t)	21.270		≤ (b/t) _{lim}	
Parameters of Table G.1					
Ultimate Limit State LTB					
- Lateral torsional buckling length	L _b	2600.0	mm		
- Radius of Gyration	r _z	37.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification LTB	λ _p	49.780			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding LTB	λ _r	193.286			Tab. G.1
- Slenderness parameter LTB	λ	69.765		≤ λ _r	
Ultimate Limit State FLB					
- Half of Full Flange Width	b	75.0	mm		
- Thickness	t _f	8.0	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification FLB	λ _p	10.748			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding FLB	λ _r	28.059			Tab. G.1
- Slenderness parameter FLB	λ	9.375		≤ λ _p	
Ultimate Limit State WLB					
- Height of Web	h	134.0	mm		
- Thickness	t _w	6.3	mm		
- Slenderness parameter corresponding to plastification WLB	λ _p	106.349			Tab. G.1
- Slenderness parameter corresponding to yielding WLB	λ _r	161.220			Tab. G.1
- Slenderness parameter WLB	λ	21.270		≤ λ _p	

Fonte: Autoria própria (2022)

Seção compacta em FLM e FLA, porém com FLA dominante devido ao maior valor de seu parâmetro de esbeltez (λ).

Os momentos fletores resistentes no eixo Y se mostraram bastante semelhantes, no entanto, o M_{Rd} no estado limite de FLT atingiu o menor valor dentre os demais.

Figura 125 - Cálculo do momento fletor no eixo Y em P1

Design Ratio					
Moment	$M_{y, Sd}$	15.08	kNm		
Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²		
Residual Compression in Flanges	σ_r	7.50	kN/cm ²		Tab. G1 5)
Elastic Section Modulus	W_y	178.00	cm ³		
Bending Moment Corresponding to the Start of Yielding	$M_{y, r}$	31.15	kNm		Tab. G1
Modification Factor	C_b	1.000			5.4.2.3
Plastic Bending Moment	$M_{pl, y}$	49.67	kNm		
Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100			Tab. 3
Moment Resistance	$M_{y, Rd}$	42.81	kNm		Annex G
Design Ratio	η_{LTB}	0.35		≤ 1	5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

No eixo Z a situação foi semelhante, com o momento fletor resistente limite máximo (5.4.2.2) com o menor valor.

Figura 126 - Cálculo do momento fletor no eixo Z em P1

☐ Design Ratio					
—	Moment	$M_{z,Sd}$	14.37	kNm	
—	Section Modulus	W_z	90.00	cm ³	
—	Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
—	Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
—	Moment Resistance	$M_{z,Rd}$	20.45	kNm	5.4.2.2
—	Design Ratio	η	0.70		≤ 1 5.4.1.3

Fonte: Autoria própria (2022)

A deflexão máxima, em relação ao eixo Y:

Figura 127 - Deflexão máxima no eixo Y em P1

☐ Design Ratio					
—	Deflection	Δ_y	1.1	mm	
—	Reference Span	L	2600.0	mm	
—	Limiting Deflection (Relative)	$L / \Delta_{lim,y}$	350.00		
—	Limiting Deflection (Absolute)	$\Delta_{lim,y}$	7.4	mm	
—	Design Ratio	η	0.15		≤ 1

Fonte: Autoria própria (2022)

A força axial de flambagem elástica no eixo Z (N_{ez}) foi a mínima definida dentre N_{ex} e N_{ey} , e a força axial resistente calculada foi a seguinte:

Figura 128 - Cálculo da força axial resistente em P1

☐ Design Ratio				
— Axial Force	$N_{e,Sd}$	71.26	kN	
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²	
— Shear Modulus	G	7700.00	kN/cm ²	
— Second Moment of Area	I_z	450.00	cm ⁴	
— Warping Constant	C_w	22341.80	cm ⁶	
— Torsional Constant	J	6.24	cm ⁴	
— Polar Radius of Gyration	r_0	74.3	mm	E.1.1
— Effective Length for Torsional Buckling	$K_x L_x$	2600.0	mm	
— Elastic Buckling Force	$N_{e,x}$	2053.55	kN	Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000		Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000		Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000		Annex F
— Gross Area of Member	A_g	32.40	cm ²	
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0,x}$	0.628		≤ 1.5
— Reduction Factor	χ_x	0.848		5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{e,x,Rd}$	624.30	kN	5.3.2
— Design Ratio	η	0.11		≤ 1
☐ Design Ratio				
— Axial Force	$N_{e,Sd}$	71.26	kN	
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²	
— Second Moment of Area	I_y	1337.00	cm ⁴	
— Effective Member Length	$K_y L_y$	2600.0	mm	
— Elastic Buckling Force	$N_{e,y}$	3904.04	kN	Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000		Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000		Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000		Annex F
— Gross Area of Member	A_g	32.40	cm ²	
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0,y}$	0.455		≤ 1.5
— Reduction Factor	χ_y	0.917		5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{e,y,Rd}$	675.12	kN	5.3.2
— Design Ratio	η	0.11		≤ 1
☐ Design Ratio				
— Axial Force	$N_{e,Sd}$	71.26	kN	
— Modulus of Elasticity	E	20000.00	kN/cm ²	
— Second Moment of Area	I_z	450.00	cm ⁴	
— Effective Member Length	$K_z L_z$	2600.0	mm	
— Elastic Buckling Force	$N_{e,z}$	1314.00	kN	Annex E
— Reduction Factor	Q_a	1.000		Annex F
— Reduction Factor	Q_s	1.000		Annex F
— Total Reduction Factor	Q	1.000		Annex F
— Gross Area of Member	A_g	32.40	cm ²	
— Yield Stress	f_y	25.00	kN/cm ²	
— Reduced Slenderness Ratio	$\lambda_{0,z}$	0.785		≤ 1.5
— Reduction Factor	χ_z	0.773		5.3.3.1
— Coefficient of Resistance	γ_{a1}	1.100		Tab. 3
— Axial Force Resistance	$N_{e,z,Rd}$	568.91	kN	5.3.2
— Design Ratio	η	0.13		≤ 1

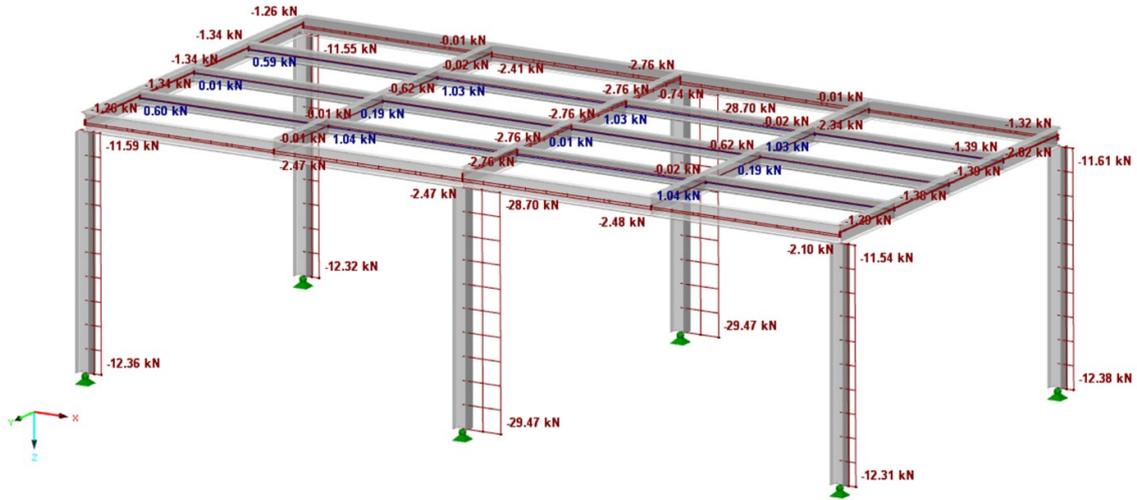
Fonte: Autoria própria (2022)

APÊNDICE B - Diagrama de forças dos casos

Este apêndice apresentará os principais diagramas de forças atuantes nos casos descritos, com as forças axiais, cortantes em X e Y e os momentos também no eixo X e Y.

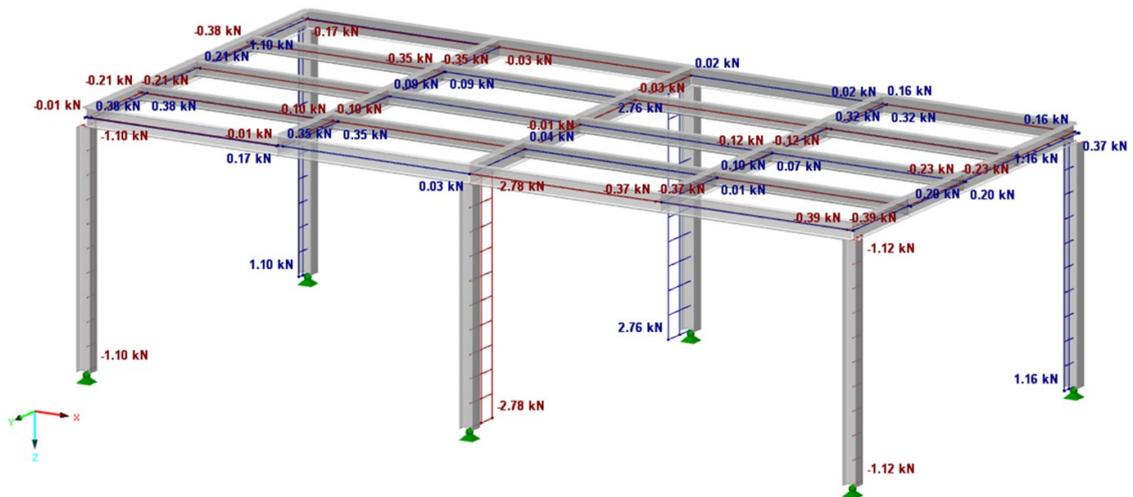
Caso 1A: Perfil laminado com ligações rígidas

Figura 129 - Forças axiais para o caso 1A



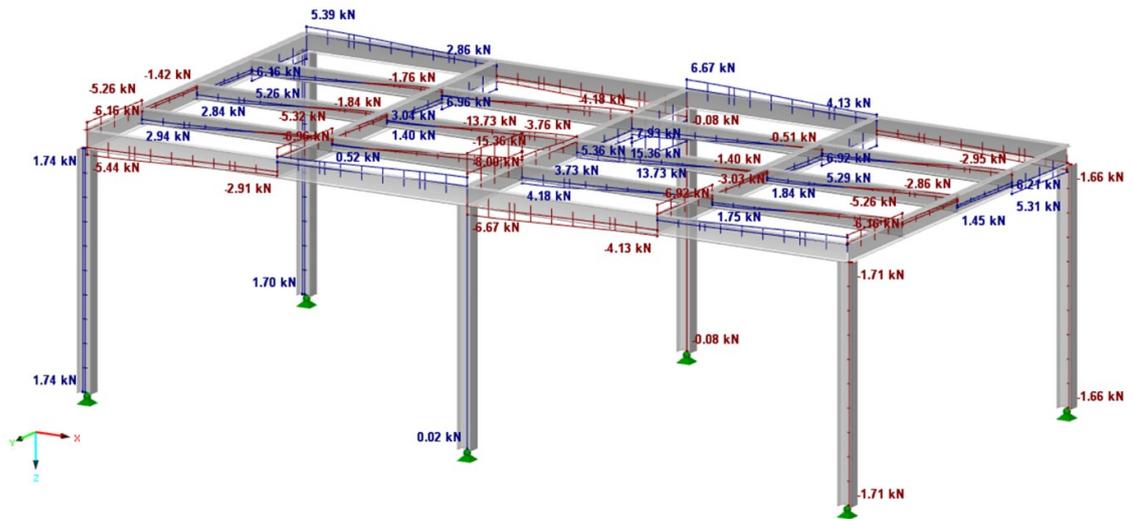
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 130 - Força cortante no eixo Y para o caso 1A



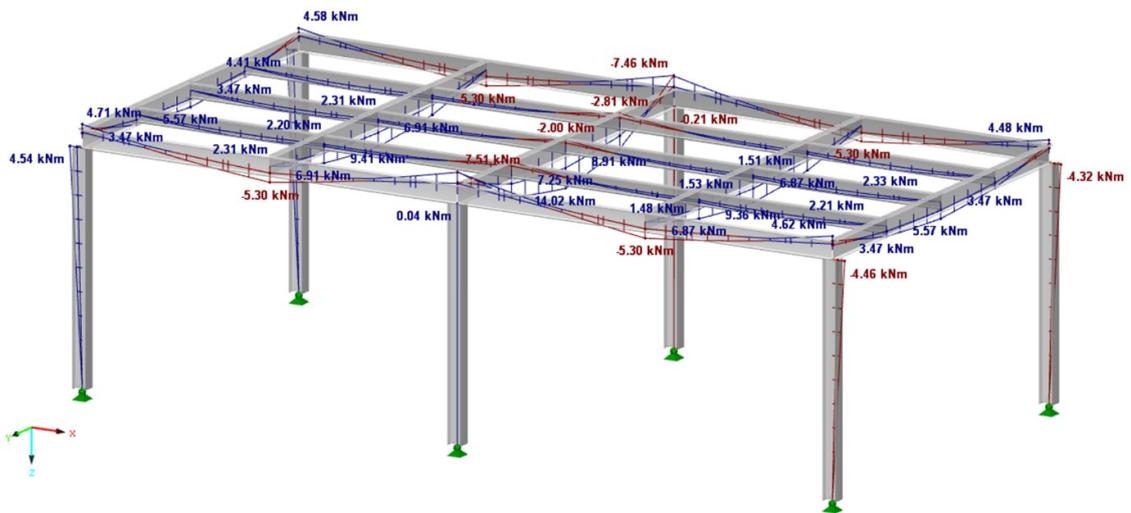
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 131 - Força cortante no eixo Z para o caso 1A



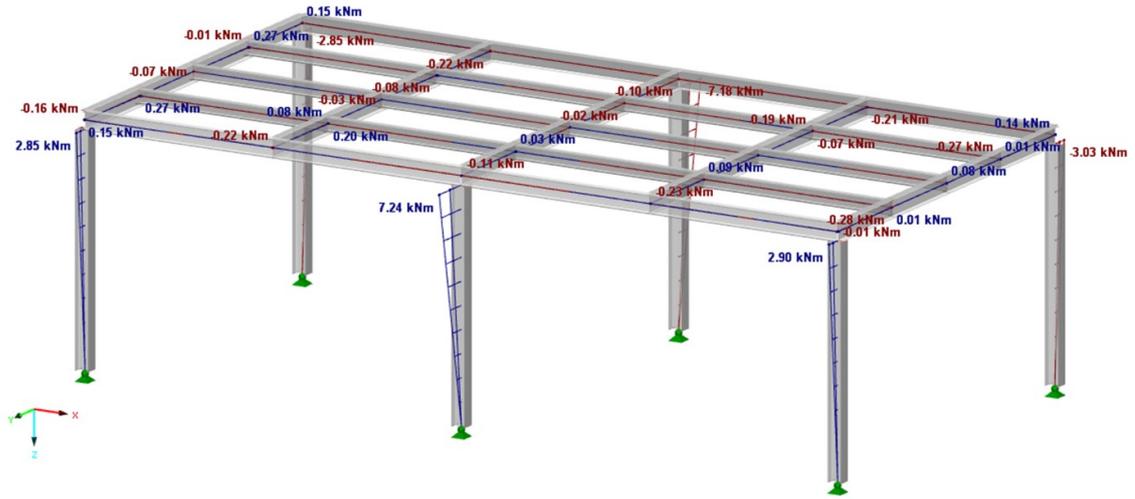
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 132 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 1A



Fonte: Autoria própria (2022)

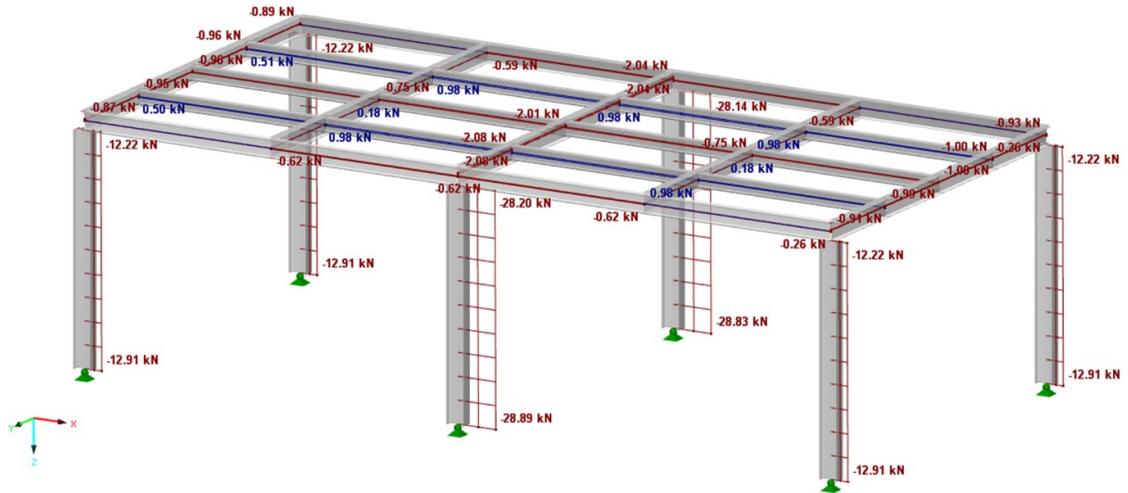
Figura 133 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 1A



Fonte: Autoria própria (2022)

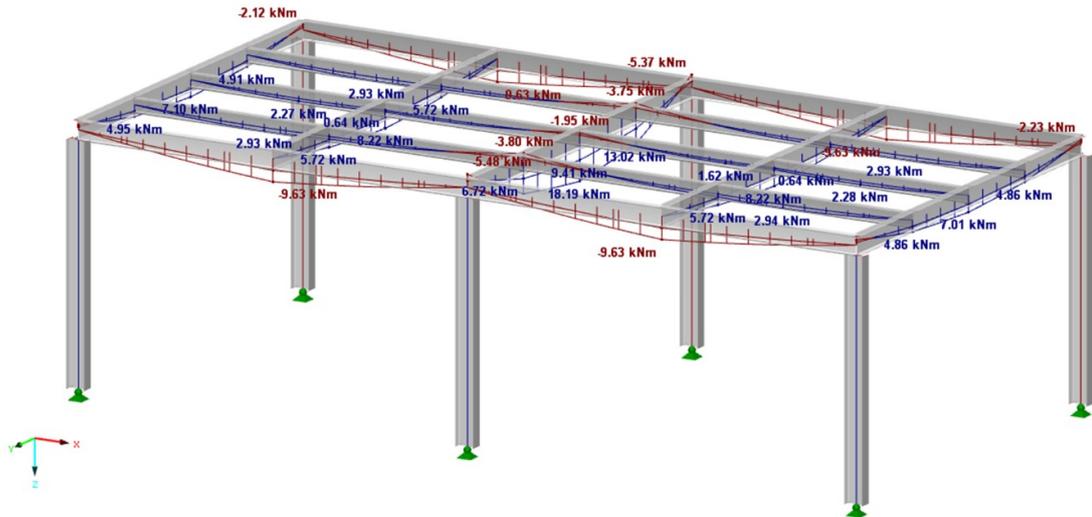
Caso 1B: Perfil laminado com ligações flexíveis

Figura 134 - Forças axiais para o caso 1B



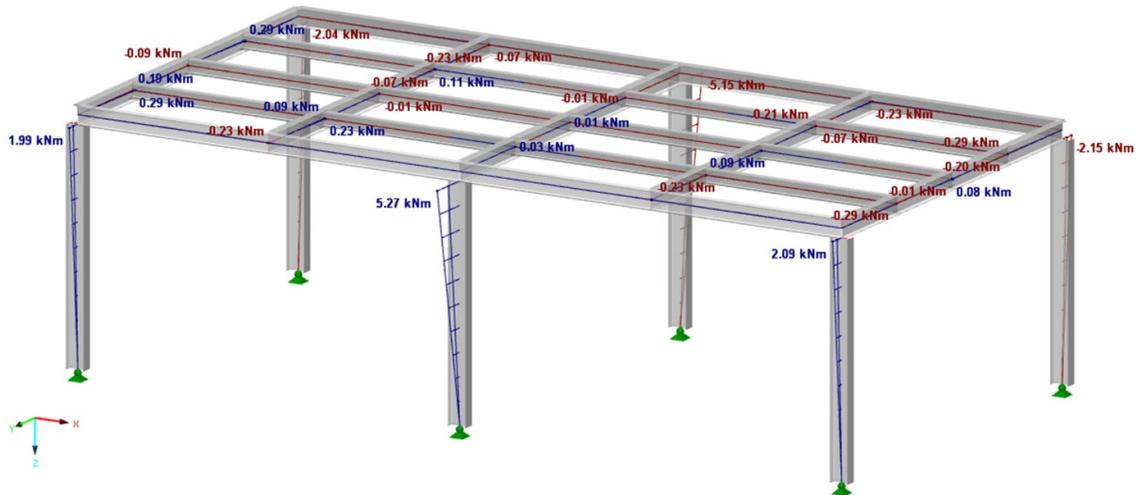
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 137 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 1B



Fonte: Autoria própria (2022)

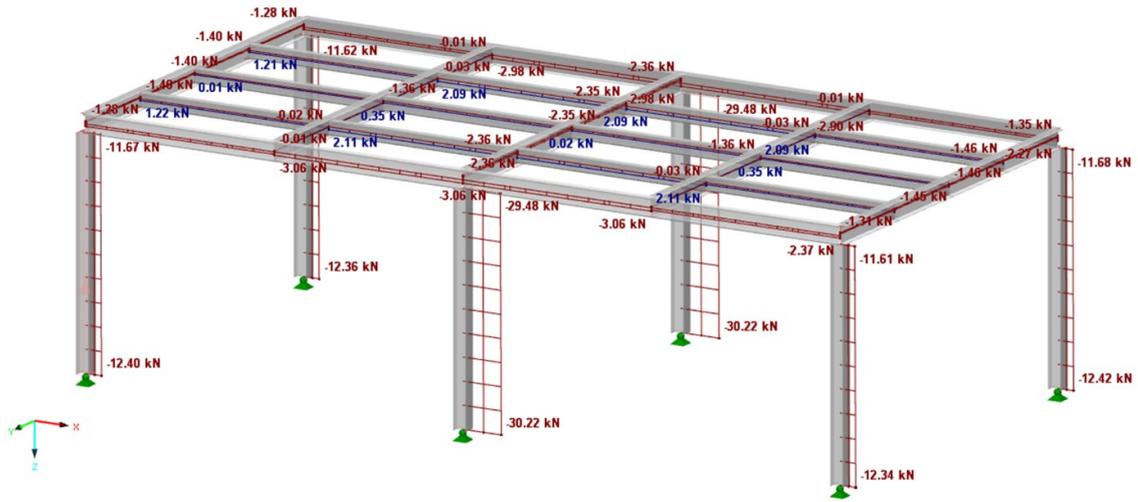
Figura 138 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 1B



Fonte: Autoria própria (2022)

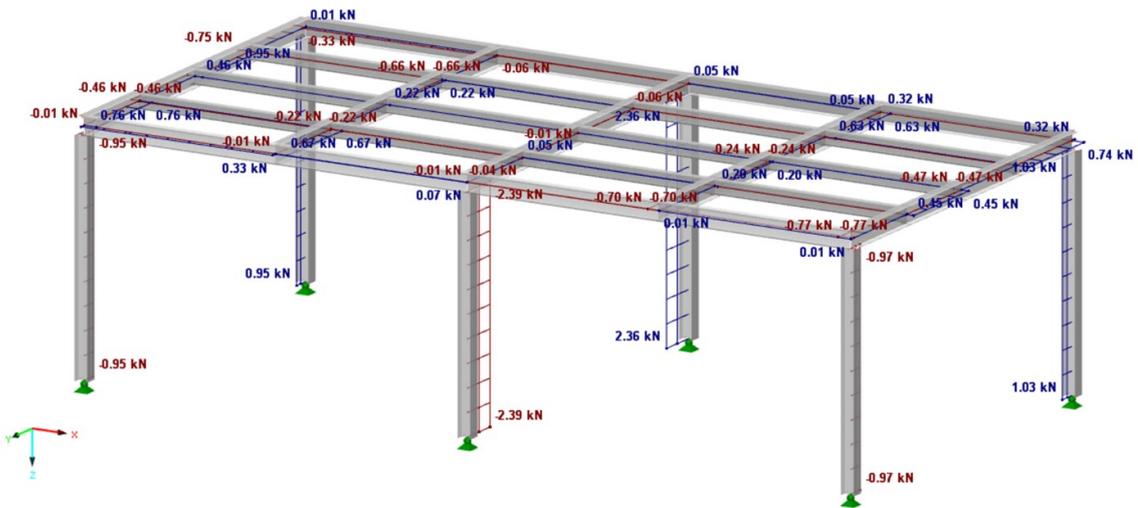
Caso 2A: Perfil soldado com ligações rígidas

Figura 139 - Forças axiais para o caso 2A



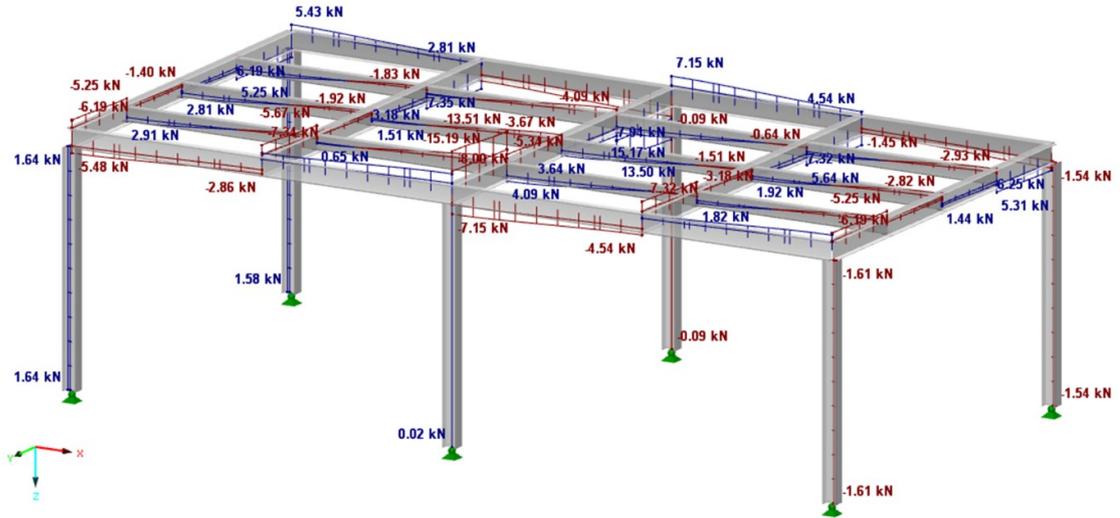
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 140 - Força cortante no eixo Y para o caso 2A



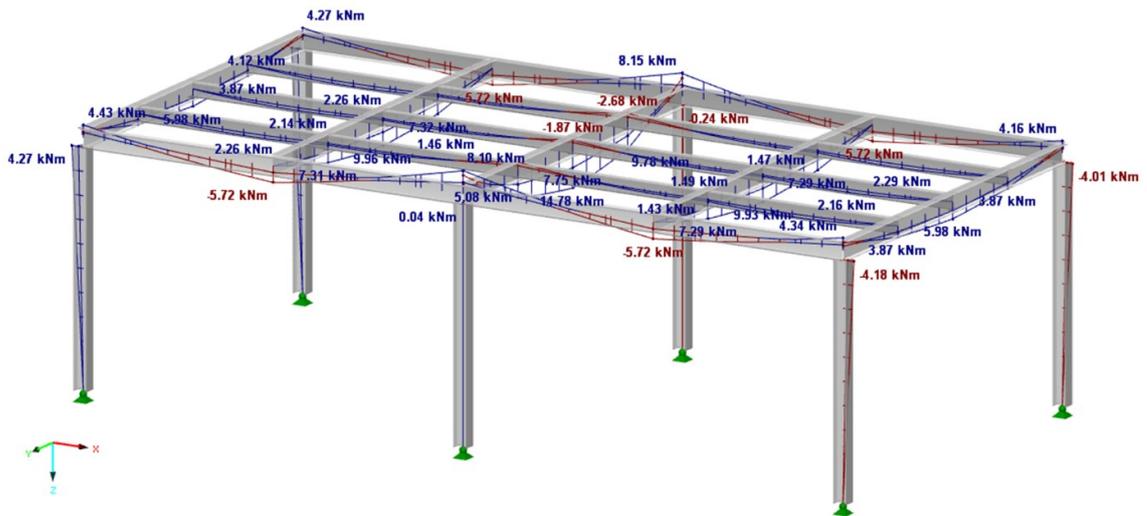
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 141 - Força cortante no eixo Z para o caso 2A



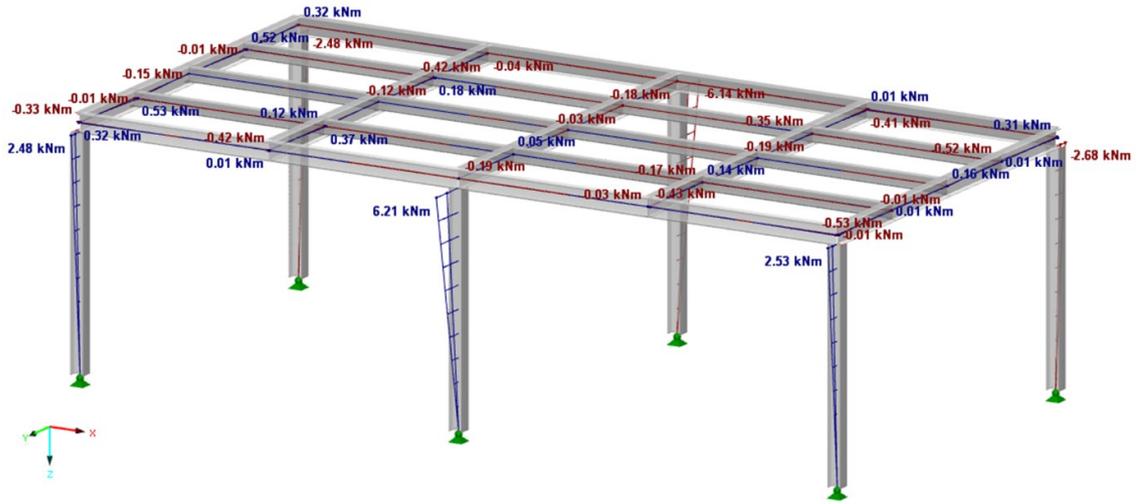
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 142 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 2A



Fonte: Autoria própria (2022)

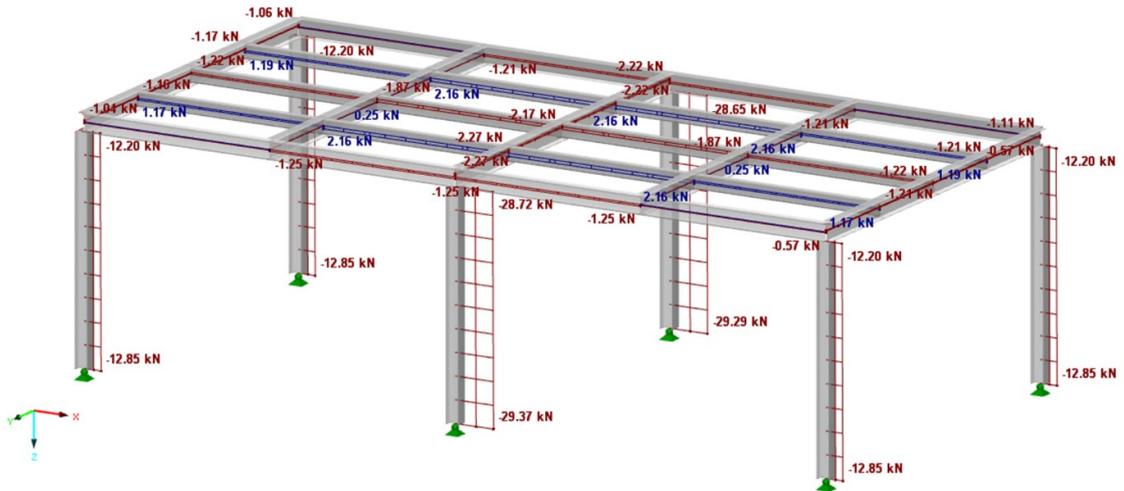
Figura 143 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 2A



Fonte: Autoria própria (2022)

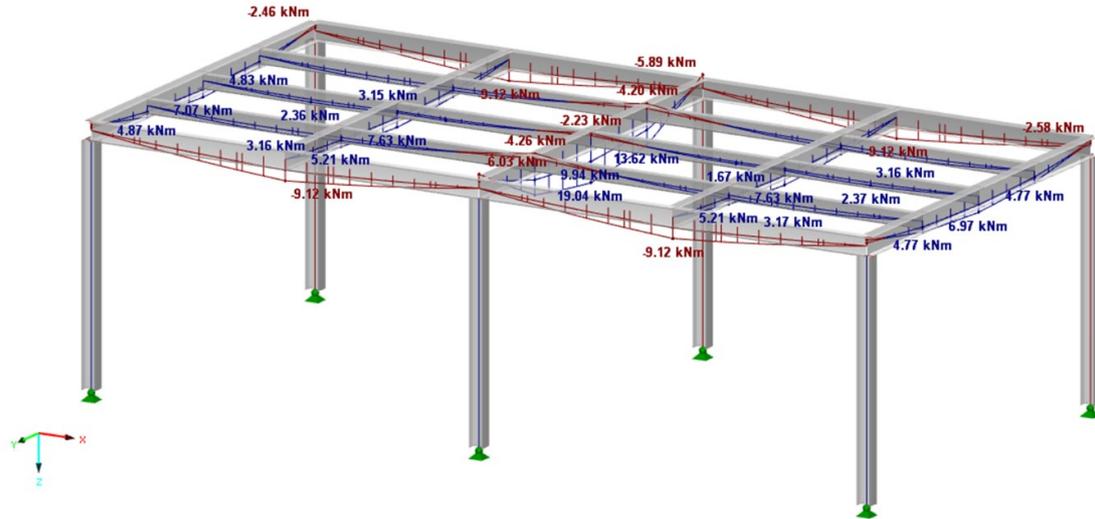
Caso 2B: Perfil soldado com ligações flexíveis

Figura 144 - Forças axiais para o caso 2B



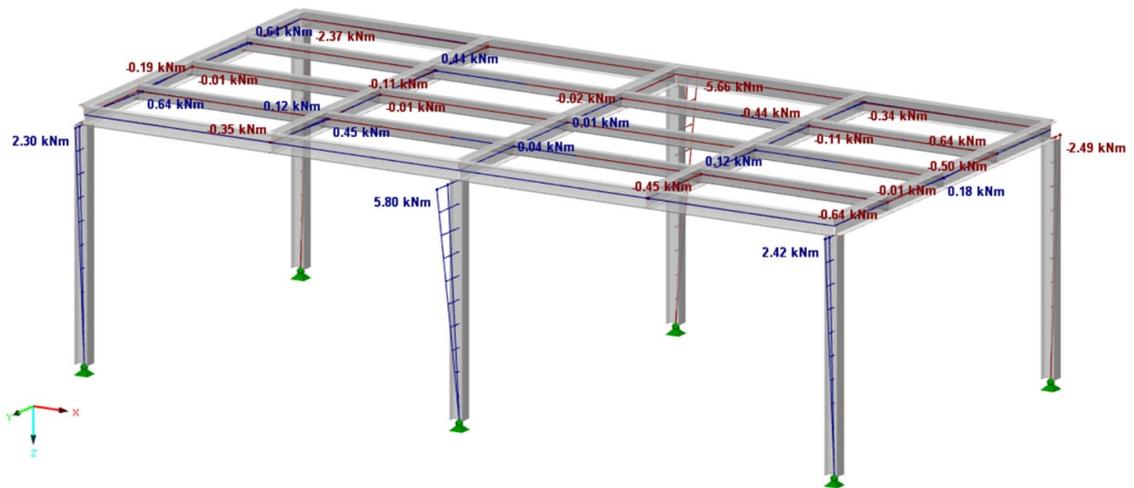
Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 147 - Momentos atuantes no eixo Y para o caso 2B



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 148 - Momentos atuantes no eixo Z para o caso 2B



Fonte: Autoria própria (2022)