



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE RUSSAS
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

FELIPE DOS SANTOS SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM MEZANINO METÁLICO EM PERFIL W
LAMINADO**

RUSSAS

2026

FELIPE DOS SANTOS SILVA

DIMENSIONAMENTO DE UM MEZANINO METÁLICO EM PERFIL W LAMINADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Mecânica.

Orientador: Prof. Dr. George Luiz Gomes de Oliveira

RUSSAS

2026

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S58d Silva, Felipe dos Santos.

Dimensionamento de um mezanino metálico em perfil W laminado. / Felipe dos Santos Silva. –
2026.
68 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas,
Curso de Engenharia Mecânica, Russas, 2026.

Orientação: Prof. Dr. George Luiz Gomes de Oliveira.

1. mezanino. 2. estrutura metálica. 3. dimensionamento. 4. método dos estados limite. I. Título.

CDD 620.1

FELIPE DOS SANTOS SILVA

DIMENSIONAMENTO DE UM MEZANINO METÁLICO EM PERFIL W LAMINADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Mecânica.

Aprovada em: 27/01/2026.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. George Luiz Gomes de Oliveira (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Edvan Cordeiro de Miranda
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Pedro Helton Magalhães Pinheiro
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Aos meus pais, Fernandes e Neide por todo apoio.

AGRADECIMENTOS

Ao meu pai, Fernandes e minha mãe, Neide, por todo o apoio durante esses longos anos de graduação e por sempre acreditarem em mim.

A minha namorada, Yane, agradeço por toda ajuda, amparo, cuidado e apoio durante a elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos Alisson e Kethlen, agradeço a amizade e pelos momentos compartilhadas durante todo o curso.

Aos meus amigos Shirley, Vivaldo, João e Victor por todo o companheirismo e amizade durante todo o período de estágio.

Aos professores que contribuíram para minha formação, obrigado por todos os ensinamentos e dedicação.

Ao Dr. Edvan Cordeiro e Dr. Pedro Helton, agradeço pela disponibilidade e pela honra de tê-los em minha banca examinadora.

Ao meu orientador, Dr. George Luiz, obrigado por todo tempo disponibilizado, ajuda, paciência e confiança ao me aceitar como orientando.

RESUMO

O avanço nos processos de produção do aço possibilitou sua aplicação em larga escala como elemento principal na construção de estruturas nos mais diversos setores industriais, em razão de características que o tornam uma opção mais vantajosa quando comparado ao concreto armado, tais como velocidade de execução, obra limpa e elevada resistência mecânica. Atualmente, observa-se que o uso de softwares para o dimensionamento de estruturas está cada vez mais comum, devido à sua rapidez e precisão nos cálculos. Contudo, é fundamental que o projetista seja capaz de realizar os cálculos de forma analítica, a fim de interpretar adequadamente os resultados obtidos por meio dessas ferramentas computacionais. Dessa forma, este trabalho tem como objetivo explicar o processo de dimensionamento de um mezanino metálico em perfis laminados, tendo como sistema de piso painéis Wall. O mezanino é uma estrutura que subdivide um pavimento, bastante utilizado para aumentar a área útil de um ambiente, principalmente no ambiente fabril. O desenvolvimento do trabalho baseou-se na aplicação do método dos estados limites, adotando-se um procedimento de cálculo misto, no qual os esforços solicitantes de cálculo foram obtidos por meio de uma análise estrutural via software, enquanto as verificações dos esforços resistentes foram realizadas a partir de rotinas desenvolvidas em planilhas, em conformidade com as normas técnicas vigentes pertinentes ao escopo do projeto.

Palavras-chave: mezanino; estrutura metálica; dimensionamento; método dos estados limites.

ABSTRACT

Advances in steel production processes have enabled its large-scale application as a primary element in the construction of structures across a wide range of industrial sectors, due to characteristics that make it a more advantageous option when compared to reinforced concrete, such as faster execution, cleaner construction sites, and high mechanical strength. Currently, the use of software for structural design has become increasingly common due to its speed and accuracy in calculations. However, it is essential that the designer is capable of performing analytical calculations in order to properly interpret the results obtained through these computational tools. Thus, this work aims to present the structural design process of a steel mezzanine composed of rolled steel sections, using Wall panels as the floor system. The mezzanine is a structure that subdivides a floor and is widely used to increase the usable area of a space, especially in industrial environments. The development of this study was based on the application of the limit state method, adopting a mixed calculation procedure in which the design internal forces were obtained through structural analysis using software, while the verification of the resistant forces was carried out through routines developed in spreadsheets, in accordance with the applicable technical standards relevant to the scope of the project.

Keywords: mezzanine; steel structure; structural design; limit state design.

As convicções são inimigas mais perigosas da
verdade do que as mentiras.

Friedrich Nietzsche

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação dos aços A572 e A36.....	20
Figura 2 - Esquemas da laminação.....	21
Figura 3 - Perfis formados a frio.....	22
Figura 4 - Distribuição de frequência da solicitação e da resistência.....	24
Figura 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.....	34
Figura 6 - EAP do projeto.....	39
Figura 7 - Disposição das vigas.....	41
Figura 8 - Representação em 3D do mezanino.....	43
Figura 9 - Geometria da escada de acesso.....	44
Figura 10 - Deslocamento vertical (mm).....	46
Figura 11 - Momento fletor (kN.cm).....	47
Figura 12 - Força Cortante (kN).....	47
Figura 13 - Força axial (kN).....	48
Figura 14 - Verificação ELU.....	48
Figura 15 - Exemplo da largura de influência de uma viga.....	49
Figura 16 - Deslocamento vertical (mm).....	51
Figura 17 - Momento fletor (kN.cm).....	52
Figura 18 - Força Cortante (kN).....	52
Figura 19 - Resultado das verificações.....	53
Figura 20 - Deslocamento vertical (mm).....	55
Figura 21 - Momento fletor (kN.cm).....	55
Figura 22 - Força Cortante (kN).....	56
Figura 23 - Resultado das verificações.....	56
Figura 24 - Deslocamento vertical (mm).....	58
Figura 25 - Momento fletor (kN.cm).....	59
Figura 26 - Força cortante (kN).....	59
Figura 27 - Força axial (kN).....	60
Figura 28 - Resultado das verificações da viga.....	60
Figura 29 - Resultado das verificações do pilar.....	61
Figura 30 - Deslocamento vertical (mm).....	62
Figura 31 - Momento fletor (kN.cm).....	63

Figura 32 - Força cortante (kN).....	64
Figura 33 - Força axial (kN).....	64
Figura 34 - Resultado da verificação da viga.....	65
Figura 35 - Resultado da verificação do pilar.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades mecânicas dos aços-carbono.....	18
Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.	19
Tabela 3 - Características do painel Wall.....	40
Tabela 4 - Combinações das ações.....	45
Tabela 5 - Combinações das ações.....	50
Tabela 6 - Combinações das ações.....	54
Tabela 7 - Combinações das ações.....	57
Tabela 8 - Combinações das ações.....	62

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Objetivos.....	16
<i>1.1.1</i>	<i>Objetivo geral</i>	<i>16</i>
<i>1.1.2</i>	<i>Objetivos específicos</i>	<i>16</i>
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Projeto estrutural	17
2.2	Vantagens e desvantagens da utilização do aço	17
2.3	Aços estruturais	18
<i>2.3.1</i>	<i>Aços-carbono</i>	<i>18</i>
<i>2.3.2</i>	<i>Aços de baixa liga</i>	<i>19</i>
2.4	Propriedades do aço estrutural	19
<i>2.4.1</i>	<i>Diagrama tensão-deformação</i>	<i>19</i>
<i>2.4.2</i>	<i>Constantes físicas do aço estrutural</i>	<i>20</i>
2.5	Perfis metálicos	21
<i>2.5.1</i>	<i>Perfis laminados ou conformados a quente</i>	<i>21</i>
<i>2.5.2</i>	<i>Perfis de chapa dobrada ou conformados a frio</i>	<i>22</i>
2.6	Método dos estados limites	22
<i>2.6.1</i>	<i>Estados limites últimos</i>	<i>23</i>
<i>2.6.2</i>	<i>Estados limites de serviço</i>	<i>24</i>
2.7	Ações na estrutura	25
<i>2.7.1</i>	<i>Ações permanentes</i>	<i>25</i>
<i>2.7.2</i>	<i>Ações variáveis</i>	<i>25</i>
<i>2.7.3</i>	<i>Ações excepcionais</i>	<i>26</i>
2.8	Combinação de ações	26
<i>2.8.1</i>	<i>Combinações últimas normais</i>	<i>26</i>
<i>2.8.2</i>	<i>Combinações raras de serviço</i>	<i>27</i>
2.9	Dimensionamento de barras prismáticas de aço	28
<i>2.9.1</i>	<i>Verificação à tração.....</i>	<i>28</i>
<i>2.9.2</i>	<i>Verificação à compressão.....</i>	<i>30</i>
<i>2.9.3</i>	<i>Verificação à flexão</i>	<i>32</i>
<i>2.9.4</i>	<i>Verificação à esforços combinados</i>	<i>37</i>
3	METODOLOGIA.....	38

3.1	Tipo de pesquisa	38
3.2	Metodologia Waterfall	38
3.3	Normas técnicas	39
3.4	Considerações e caracterização do projeto	40
3.4.1	<i>Concepção da estrutura</i>	40
3.4.2	<i>Carregamentos</i>	41
3.4.3	<i>Cálculo da estrutura</i>	41
4	RESULTADOS	43
4.1	Dimensionamento da escada de acesso e guarda-corpo	43
4.2	Dimensionamento das vigas de piso	49
4.2.1	<i>Vigas secundárias</i>	49
4.2.2	<i>Vigas principais</i>	53
4.3	Dimensionamento dos pórticos planos.....	57
4.3.1	<i>Pórtico transversal</i>	57
4.3.1	<i>Pórtico longitudinal</i>	61
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	67
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	67
	REFERÊNCIAS.....	68

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das estruturas metálicas está intimamente ligado à evolução da engenharia e da produção do aço, sendo que as primeiras construções que utilizaram esse material surgiram por volta de 1750, período em que se descobriu uma forma de produzi-lo em escala industrial, possibilitando seu uso em obras estruturais (Bellei, 2010).

No âmbito brasileiro, a fabricação desse tipo de estrutura teve início em 1812, com a construção das primeiras pontes metálicas e galpões industriais, marco que foi viabilizado pela produção em larga escala de perfis de aço após o surgimento das grandes siderúrgicas nacionais (Pinheiro, 2005).

Na indústria, as estruturas metálicas são amplamente aplicadas em diversos sistemas de infraestrutura, como pontes, edifícios industriais, silos, mezaninos, plataformas, galpões, hangares, coberturas de grandes vãos, torres de transmissão e telecomunicação, plataformas offshore, tanques e tubulações (Pravia; Ficanha; Fabeane, 2013).

Uma estrutura metálica caracteriza-se por ser produzida inicialmente em uma unidade fabril por processos industriais seriados, sendo posteriormente transportada até o canteiro de obras, para que seja realizado a união de cada uma das peças, formando assim o conjunto completo da estrutura (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Os mezaninos são caracterizados como um pavimento intermediário que subdivide parcialmente um andar em dois andares; sua principal finalidade é aproveitar ao máximo a altura útil de um local, duplicando e até triplicando sua superfície, funcionando como área de armazenagem, escritório, acesso a equipamentos etc.

Desse modo, escolha dos materiais que compõem o mezanino é muito importante, pois ela influencia não apenas o dimensionamento dos elementos estruturais do mezanino, como também define o limite das cargas de utilização do mezanino; estas cargas, somadas com o peso próprio de todos os elementos não poderão ultrapassar os limites estabelecidos no projeto da edificação.

O mezanino metálico foi escolhido como foco deste trabalho devido à sua ampla aplicação no ambiente fabril, por ser uma solução que se destaca por otimizar o espaço vertical com intervenções civis mínimas e rápida instalação, sendo um fator crucial para indústrias de operação contínua, que contam com breves janelas para implementar melhorias.

1.1 Objetivos

Nesse tópico serão apresentados o objetivo geral e o específico do trabalho.

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de um projeto de mezanino metálico composto por perfis laminados que deve ser capaz de suportar uma carga uniformemente distribuída, com base nos critérios estabelecidos pelas normas técnicas de dimensionamento e segurança das estruturas metálicas.

1.1.2 Objetivos específicos

- Levantar as normas aplicáveis no estudo;
- Determinar as cargas e os deslocamentos máximos;
- Determinar os esforços solicitantes e resistentes de cálculo;
- Dimensionar todos os componentes estruturais que compõem o mezanino;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Projeto estrutural

O principal propósito do desenvolvimento do projeto estrutural é a criação de uma estrutura que atenda a todas as necessidades construtivas, porém, sem que isso comprometa o atendimento as condições de segurança, econômicas, estéticas, ambientais e legais (Martha, 2010).

Pfeil & Pfeil (2008) apontam que um bom projeto estrutural deve ser concebido de forma a evitar o colapso da estrutura, bem como os deslocamentos, vibrações e danos locais, assegurando que o sistema apresente segurança estrutural e um desempenho adequado durante toda a sua vida útil.

O projeto estrutural deve prover ainda uma certa reserva de resistência, acima das que seriam estritamente necessárias para resistir às cargas de serviço, ou seja, a estrutura deve prever a possibilidade de sobrecargas não previstas, que podem aparecer devido a mudanças do uso para qual a estrutura foi inicialmente projetada, subestimativa dos efeitos das cargas ou pela simplificação exagerada da análise estrutural.

2.2 Vantagens e desvantagens da utilização do aço

Bellei (2010), aponta que as principais vantagens da utilização da estrutura em aço são as seguintes: alta resistência do material nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão etc.); os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, o que permite reforçar ou substituir facilmente diversos elementos da estrutura; e a possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção.

A principal desvantagem das estruturas em aço é a suscetibilidade à corrosão, o que exige a aplicação de sistemas de proteção, como pintura ou galvanização; além disso, quando expostas ao fogo, essas estruturas apresentam redução significativa de sua resistência mecânica (Bellei, 2010).

2.3 Aços estruturais

O aço é uma liga ferro-carbono que contém pequenas quantidades de elementos residuais provenientes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, podendo ainda receber a adição de elementos de liga com o objetivo de aprimorar as propriedades físicas e mecânicas do material (Pfeil; Pfeil, 2008).

Visando assegurar o cumprimento de requisitos, relacionadas principalmente com questões de soldabilidade e ductilidade, a norma ABNT NBR 8800:2024 exige que os aços estruturais possuam: resistência ao escoamento (f_y) máxima de 450 MPa; e relação mínima entre as resistências à ruptura e ao escoamento (f_u/f_y) de 1,18 (Fakury; Silva; Caldas, 2016).

Segundo a composição química, os aços estruturais são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga.

2.3.1 Aços-carbono

Os aços-carbono são os mais empregados, onde o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pela presença de carbono e, em menor grau, pela adição de manganês; o aumento do teor de carbono tende a elevar a resistência e a dureza do material, porém reduz sua ductilidade, tornando-o mais frágil e dificultando o processo de soldagem (Bellei, 2010). A Tabela 1 apresenta alguns exemplos desse tipo de aço.

Tabela 1 - Propriedades mecânicas dos aços-carbono

Especificação	Teor de carbono	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT MR250	Baixo	250	400
ASTM A7	Baixo	240	370 – 500
ASTM A36	0,25% – 0,29%	250	400 – 500
ASTN A307	Baixo	–	415
ASTM A325	Médio	635 (mim)	825 (mim)
EM S235	Baixo	235	360

Fonte: Adaptado de Pfeil & Pfeil (2008).

2.3.2 Aços de baixa liga

Os aços de baixa liga, também conhecidos como aços microligados, são os aços-carbono acrescidos de elementos de liga em pequena quantidade, tais como nióbio, cobre, manganês, silício, etc.; os elementos de liga provocam um aumento de resistência do aço, através da modificação da microestrutura para grãos finos (Bellei, 2010). A Tabela 2 reúne os aços de baixa liga mais comuns.

Tabela 2 - Propriedades mecânicas dos aços de baixa liga.

Especificação	Teor de carbono	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ASTM A572 Gr. 50	C < 0,23% Mn < 1,35%	345	450
ASTM A588	C < 0,17% Mn < 1,2% Cu < 0,5%	345	485
ASTM A992	C < 0,23% Mn < 1,5%	345	450

Fonte: Adaptado de Pfeil & Pfeil (2008).

2.4 Propriedades do aço estrutural

No que se refere às propriedades mecânicas, os aços estruturais devem apresentar resistência, ductilidade, tenacidade, resiliência, soldabilidade, dureza superficial e boa homogeneidade; além disso, é fundamental que atendam a um padrão mínimo de resistência à corrosão. (Fakury; Silva; Caldas, 2016).

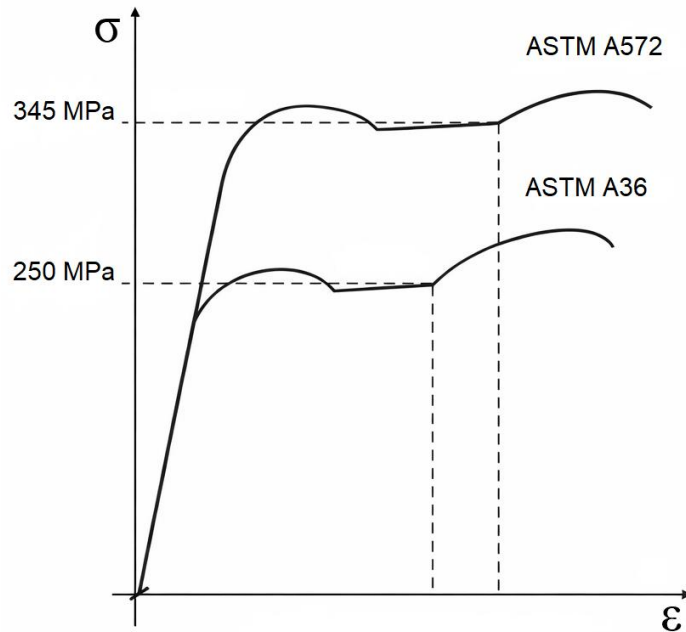
2.4.1 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão–deformação (σ – ϵ) é uma representação gráfica que relaciona a tensão aplicada a um material com a deformação correspondente, sendo, em geral, obtido por meio do ensaio de tração simples; a partir desse diagrama, torna-se possível obter valores importantes para a determinação de propriedades mecânicas dos aços estruturais, que descrevem sua resistência, ductilidade, e assim por diante (Pinheiro, 2005).

A Figura 1 apresenta os diagramas tensão–deformação (σ – ϵ) dos aços utilizados neste projeto, evidenciando seus respectivos limites de escoamento, que marcam a transição do

regime elástico para plástico; essa propriedade é considerada a mais relevante, pois constitui o principal parâmetro responsável pela diferenciação dos aços estruturais aos quais se aplicam as normas (Pfeil; Pfeil, 2008).

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação dos aços A572 e A36.



Fonte: Adaptado de Gerdau (2018).

2.4.2 Constantes físicas do aço estrutural

Conforme estabelecido pela norma ABNT NBR 8800:2024, os aços destinados a aplicações estruturais devem apresentar as seguintes propriedades mecânicas:

- 1) Módulo de elasticidade, $E = 200000 \text{ MPa}$;
- 2) Coeficiente de Poisson, $\nu = 0,3$;
- 3) Módulo de elasticidade transversal, $G = 77000 \text{ MPa}$;
- 4) Coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 1,2 \times 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- 5) Massa específica, $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^2$.

2.5 Perfis metálicos

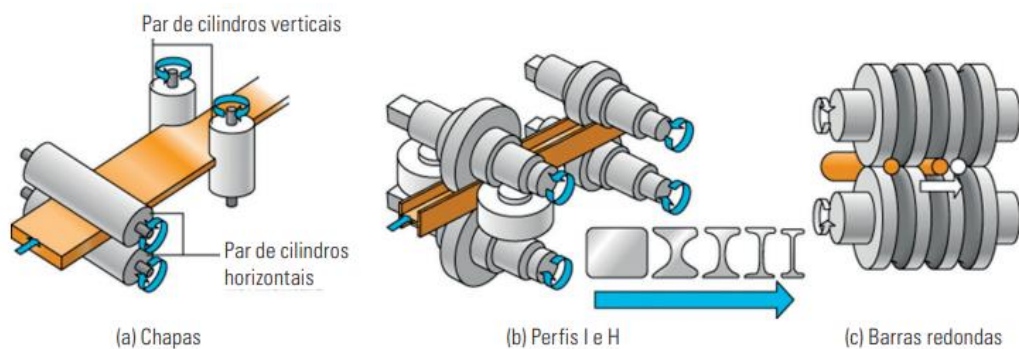
Em construções metálicas, são utilizados diversos tipos de perfis para atender às mais variadas finalidades, cabendo ao responsável pelo projeto analisar as vantagens e desvantagens de cada um, de modo a escolher o mais adequado para cada caso, sendo foco deste tópico os perfis laminados e dobrados.

2.5.1 Perfis laminados ou conformados a quente

Os perfis laminados são produzidos por meio da laminação a quente a temperaturas superiores a 1.000 °C, sendo conformados por uma sequência de passes entre cilindros de diâmetro variável como mostra a Figura 2, onde a distância entre eles é reduzida progressivamente para se obter a forma e as dimensões desejadas (Fakury; Silva; Caldas, 2016).

Entre os perfis empregados em estruturas metálicas destacam-se as cantoneiras com abas iguais ou desiguais, além dos perfis dos tipos “W”, “I” e “U”, sendo que atualmente também estão disponíveis perfis laminados importados, produzidos segundo os padrões americanos ou europeus, com comprimentos usuais de 6.000 mm e 12.000 mm (Pravia; Ficanha; Fabeane, 2013).

Figura 2 - Esquemas da laminação.



Fonte: Fakury, Silva e Caldas (2016).

2.5.2 Perfis de chapa dobrada ou conformados a frio

O perfil dobrado é obtido a partir da conformação de chapas de aço em prensas equipadas com gabaritos, que limitam os raios internos de dobragem a valores mínimos estabelecidos, de modo a evitar possíveis fissuras durante o processo de dobra da chapa (Pfeil; Pfeil, 2008).

Esses perfis são comumente empregados em estruturas leves de cobertura e fechamento, atuando como barras de treliças, terças e outros elementos estruturais, sendo mais utilizados os do tipo “U”, “Ue”, “C” e “Z”, seguidos pelas cantoneiras (Santos, 1977). A Figura 3 ilustra algumas seções transversais comuns a esses perfis.

Figura 3 - Perfis formados a frio.



Fonte: Adaptado de Pfeil e Pfeil (2008).

2.6 Método dos estados limites

Nos últimos anos, tem se estudado métodos de projeto que utilize a expressão geral da segurança estrutural, e o AISC apresentou em 1986 a sua primeira especificação para o projeto de estruturas metálicas, com base no método dos estados limites, baseada em adaptações de métodos probabilísticos (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

A partir de então, o uso desse critério se expandiu, sendo o método de cálculo adotado também pela NBR 8800 desde a sua primeira edição em 1986, os quais se aplicam a estruturas e elementos estruturais construídos com qualquer dos materiais tradicionalmente utilizados na construção civil (Bellei; Pinho; Pinho, 2008).

Segundo esse método, um estado limite acontece sempre que uma estrutura deixa de satisfazer um de seus critérios de desempenho, que podem ser divididos em dois grupos: estados limites últimos e estados limites de serviço.

2.6.1 Estados limites últimos

Andrade (1994), relaciona o estado limite último à ocorrência de cargas excessivas e consequente ao colapso parcial ou total da estrutura devido, por exemplo, a perda de equilíbrio, ruptura por qualquer tipo de sollicitação, instabilidade total ou parcial, flambagem global de barras ou flambagem local de elementos de barras.

A ideia central desse critério é que as resistências devem ser minoradas e as cargas devem ser majoradas, com coeficientes de ponderação que são calculados através de métodos de análise de confiabilidade, de modo que a probabilidade de colapso seja menor que um valor suficientemente pequeno (Pfeil; Pfeil, 2008).

Na verificação do estado limite último, o dimensionamento é considerado adequado quando a seguinte relação é satisfeita:

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

$$S (\sum \gamma_{fi} F_i) \leq R (f_k / \gamma_m) \quad (2)$$

Onde:

S_d = sollicitação de cálculo;

R_d = resistência de cálculo;

F_i = valor característico da ação

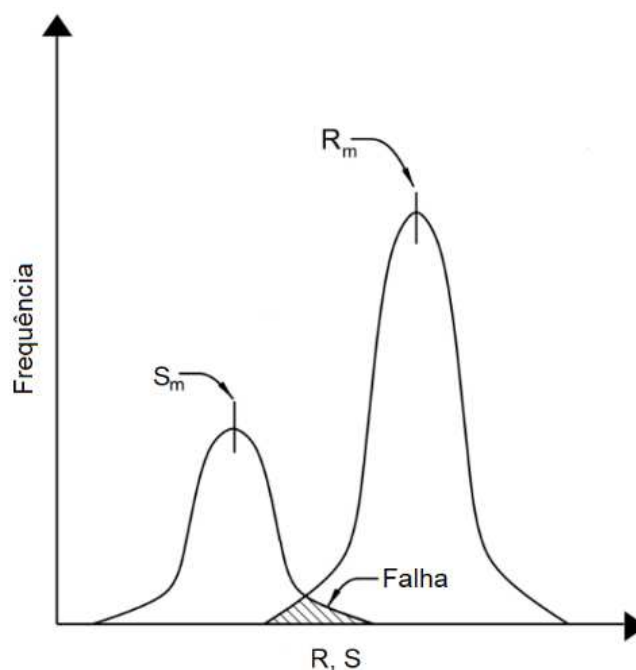
f_k = resistência característica do material;

γ_{fi} = coeficiente de ponderação das cargas ou ações;

γ_m = coeficiente de ponderação da resistência interna.

O estado limite último pode ser explicado por meio do diagrama disposto na Figura 4 que compara as resistências de várias estruturas nominalmente idênticas com as sollicitações que podem ser esperadas ao longo da vida útil dessas estruturas. (Nettercot, 2001).

Figura 4 - Distribuição de frequência da solitação e da resistência.



Fonte: Adaptado de Mertz (2015).

2.6.2 Estados limites de serviço

Pfeil & Pfeil (2008) destacam que no método dos estados limites, é fundamental avaliar o comportamento da estrutura sob as cargas atuantes em condições normais de utilização, o que é feito por meio da verificação dos estados limites de serviço, que correspondem à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções às quais se destina.

Busca-se evitar, por exemplo, que os usuários da edificação sintam insegurança diante de deslocamentos ou vibrações excessivas, bem como impedir danos a elementos não estruturais, como alvenaria e esquadrias (Pfeil; Pfeil, 2008).

Nesse sentido, realiza-se uma análise considerando as cargas reais atuantes e a resistência nominal do material, na qual os deslocamentos obtidos nos pontos da estrutura são comparados aos limites estabelecidos pela norma.

Souza (2021) afirma que o estado limite de serviço pode ser representado pela seguinte relação de desigualdade:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (3)$$

Onde:

S_{ser} = valor do efeito estrutural de interesse;

S_{lim} = valor limite adotado para esse efeito, especificado em norma.

2.7 Ações na estrutura

As ações podem ser definidas como qualquer influência ou conjunto de influências capaz de gerar esforços solicitantes e produzir estados de tensão, deformação ou movimento nos elementos estruturais, de modo que a análise estrutural deve considerar todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, observando os critérios estabelecidos para os estados limites últimos e de serviço (ABNT, 2019; ABNT, 2024)

Souza (2021) classifica as ações a considerar em três categorias distintas: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

2.7.1 Ações permanentes

As ações permanentes são aquelas que não variam de forma significativa em intensidade, direção ou ponto de aplicação durante a vida útil da estrutura ou, também, aquelas que atuam de forma crescente em função do tempo, tendendo a um valor limite; são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pisos, revestimentos, instalações, equipamentos fixos etc.

2.7.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da estrutura, seja em intensidade, direção, sentido ou ponto de aplicação; são causadas pelo uso e ocupação da edificação, dentre as quais se incluem sobrecargas de utilização, ação do vento, variação de temperatura, pontes rolantes etc.

2.7.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são aquelas que apresentam baixa probabilidade de ocorrência, com duração extremamente curta em comparação com a vida útil da estrutura, mas que devem ser consideradas em determinados tipos de construção; são aquelas decorrentes de explosões, impactos, ventos extraordinários (furações ou tornados), incêndio, ações sísmicas etc.

2.8 Combinação de ações

A verificação dos estados limites deve ser realizada por meio da combinação de ações que apresentam probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido, onde o objetivo é determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; assim as verificações de estado limite último e estado limite de serviço devem ser realizadas em função das combinações últimas e das combinações de serviço, respectivamente (ABNT, 2024).

As combinações últimas podem ser classificadas em normais, especiais, de construção e excepcionais; por sua vez, as combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

Como o mezanino é uma estrutura relativamente simples e normalmente instalada em ambientes fechados, serão consideradas apenas as combinações últimas normais e as combinações raras de serviço, detalhadas a seguir.

2.8.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais são aquelas que decorrem do uso previsto para a edificação, sendo consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites últimos aplicáveis; onde o somatório das ações permanentes e a ação variável principal são tomados com os seus valores característicos majorados pelos seus respectivos coeficientes de ponderação e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores multiplicados pelos seus respectivos coeficientes de ponderação e fatores de combinação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$ = valores característicos das ações variáveis consideradas secundárias;

γ_{gi} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_{qi} = coeficiente de ponderação da ação variável considerada principal;

γ_{qj} = coeficiente de ponderação das ações variáveis consideradas secundárias;

ψ_{0j} = fator de combinação das ações variáveis consideradas secundárias.

2.8.2 Combinações raras de serviço

As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura, que são utilizadas para os estados limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos; onde o somatório das ações permanentes e a ação variável principal são tomadas com seus valores característicos e somatório das demais ações variáveis são tomadas com seus valores multiplicados pelos seus respectivos fatores de combinação.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ = valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada principal;

$F_{Qj,k}$ = valores característicos das ações variáveis consideradas secundárias;

ψ_{1j} = fator de combinação das ações variáveis consideradas secundárias.

2.9 Dimensionamento de barras prismáticas de aço

O presente tópico tem como finalidade detalhar o procedimento de dimensionamento dos elementos estruturais submetidos aos esforços de tração, compressão e flexão, de acordo com a ABNT NBR 8800:2024.

2.9.1 Verificação à tração

Pfeil & Pfeil (2008) definem as peças tracionadas como elementos submetidos a esforços de tração axial, ou tração simples; nas estruturas, encontram-se peças tracionadas empregadas sob diversas formas, como tirantes ou pendurais, contraventamentos, tirantes de vigas armadas, barras tracionadas de treliças etc.

As barras prismáticas submetidas a força axial de tração deverão atender a condição determinada pela relação abaixo:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (6)$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ = força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ = força axial de tração resistente de cálculo.

Onde a força de tração resistente de cálculo deve ser o menor valor entre o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida.

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,sd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (7)$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t,sd} = \frac{A_g f_u}{\gamma_{a2}} \quad (8)$$

$$A_e = C_t A_n \quad (9)$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal;

A_e = área líquida efetiva da seção transversal;

A_n = área líquida da barra

C_t = coeficiente de redução da área líquida;

f_y = limite de escoamento do aço;

f_u = limite de ruptura do aço;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação de escoamento;

γ_{a2} = coeficiente de ponderação de ruptura.

A norma estabelece ainda, que o índice de esbeltez de uma peça submetida a um esforço axial de tração deve satisfazer a relação a seguir:

$$\lambda = \frac{L}{r} \leq 300 \quad (10)$$

Onde:

λ = índice de esbeltez;

L = comprimento destravado do elemento;

r = raio de giração.

2.9.1 Verificação à compressão

Pfeil & Pfeil (2008) definem as peças comprimidas como elementos sujeitos a esforços de compressão axial ou compressão simples; são encontradas em componentes de treliças, sistemas de travejamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas.

Enquanto os efeitos de tração tendem a retificar as peças, os esforços de compressão tendem a acentuar o efeito de curvaturas inicialmente existentes, podendo provocar, dessa forma, o processo conhecido por flambagem por flexão (Pfeil; Pfeil, 2008).

As barras prismáticas submetidas a força axial de compressão deverão atender a condição determinada pela relação abaixo:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (11)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo.

A força de compressão resistente de cálculo é dada pela equação a seguir:

$$N_{t,Sd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (12)$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal;

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução total associado à flambagem local;

f_y = limite de escoamento do aço;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação de escoamento.

Nesse sentido, o fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado por:

- Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (13)$$

- Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (14)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, que é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (15)$$

A força axial de flambagem elástica, N_e , é obtida no anexo E da ABNT NBR 8800:2024.

A norma recomenda que o índice de esbeltez das barras comprimidas, condicionado pela equação abaixo, não ultrapasse 200 para garantir a segurança estrutural.

$$\lambda = \frac{K L}{r} \leq 200 \quad (16)$$

Onde:

λ = índice de esbeltez;

K = coeficiente de flambagem;

L = comprimento destravado do elemento;

r = raio de giração.

2.9.3 Verificação à flexão

Miguel e Cargueja (2016), definem as peças fletidas como elementos submetidos a esforços transversais ao seu eixo longitudinal, que estão sujeitos a momento fletor e força cortante; dessa forma, quando esse elemento se encontra disposto horizontalmente, recebem o nome de viga.

As barras prismáticas submetidas a momento fletor deverão atender a condição determinada pela relação a seguir:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (17)$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo.

O momento fletor resistente é determinado pelo menor valor das seguintes verificações: flambagem local da alma (FLA), flambagem local da mesa (FLM) e flambagem lateral com torção (FLT).

Nesse sentido, para os estados limites FLA e FLM, o momento fletor resistente de cálculo para seções do tipo I, H, U é obtido a partir das equações apresentadas a seguir:

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (18)$$

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

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (19)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicável à FLA):

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

Já para o estado limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo para seções do tipo I, H, U é dado pelas seguintes equações:

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (21)$$

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

$$M_{Rd} = \frac{C_B}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (22)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (23)$$

Onde:

M_{pl} = momento fletor de plastificação;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação de escoamento;

M_r = força cortante solicitante de cálculo;

λ = índice de esbeltez;

λ_p = índice de esbeltez referente à plastificação;

λ_r = índice de esbeltez referente ao início do escoamento;

C_B = fator de modificação do momento fletor resistente.

O momento fletor de plastificação da seção transversal, M_{pl} , é igual ao produto do módulo de resistência plástica (Z) pela resistência ao escoamento do aço (f_y).

Já o fator de modificação do momento fletor resistente, C_B , é obtido através dos itens 5.4.2.3 ou 5.4.2.4 da ABNT NBR 8800:2024.

Na Figura 5, apresenta-se a tabela que reúne os parâmetros para o cálculo do momento fletor resistente.

Figura 5 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver Nota 9)	FLT	$(f_y - \sigma_r)W_c$ $\leq f_y W_t$ Ver Nota 5	Ver Nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W_c$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0,54 \frac{M_{pr}}{M_r} - 0,09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM Ver Nota 3	$(f_y - \sigma_r)W$	Ver Nota 6	b/t Ver Nota 8	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA Ver Nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver Nota 4	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver Nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800 (2024).

As barras prismáticas submetidas a força cortante deverão atender a condição determinada pela relação abaixo:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (24)$$

Onde:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo.

Dessa forma, para seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma, a força cortante resistente de cálculo é dada por:

- Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (25)$$

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

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (26)$$

- Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (27)$$

Para o esforço cortante, os limites de esbeltez e são dados pelas equações abaixo:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (28)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (29)$$

$$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (30)$$

Onde:

V_{pl} = força cortante de plastificação;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação de escoamento;

E = módulo de elasticidade do aço;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

λ = índice de esbeltez;

λ_p = índice de esbeltez referente à plastificação;

λ_r = índice de esbeltez referente ao início do escoamento;

h = altura da alma;

t_w = espessura da alma;

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

A força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento é dada pela equação a seguir:

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (31)$$

$$A_w = d t_w \quad (32)$$

Onde:

V_{pl} = força cortante de plastificação;

A_w = área efetiva de cisalhamento;

d = altura total da seção transversal;

h = altura da alma;

t_w = espessura da alma;

2.9.4 Verificação à esforços combinados

Na prática, não existem elementos estruturais perfeitamente retilíneos com cargas perfeitamente centradas, uma vez que as peças geralmente apresentam inevitáveis imperfeições construtivas e as cargas são aplicadas com certo grau de excentricidade, sendo os pilares um exemplo de componente que está sujeito a esses efeitos combinados. (Pfeil; Pfeil, 2008).

A resistência de cálculo de elementos submetidos a esforços combinados de tração, compressão e flexão é definida por meio das chamadas curvas de interação, que consideram os diferentes estados-limite últimos aos quais esses elementos podem estar sujeitos em decorrência da atuação simultânea dos esforços solicitantes (Pravia; Ficanha; Fabeane, 2013).

Para atuação simultânea de força axial e momento fletor, devem ser atendidas as seguintes expressões:

- Para: $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (33)$$

- Para: $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (34)$$

Onde:

N_{Sd} = força axial solicitante de cálculo;

N_{Rd} = força axial resistente de cálculo;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ = momentos fletores resistentes de cálculo.

3 METODOLOGIA

Este capítulo tem como objetivo apresentar a metodologia empregada para a concepção deste trabalho.

3.1 Tipo de pesquisa

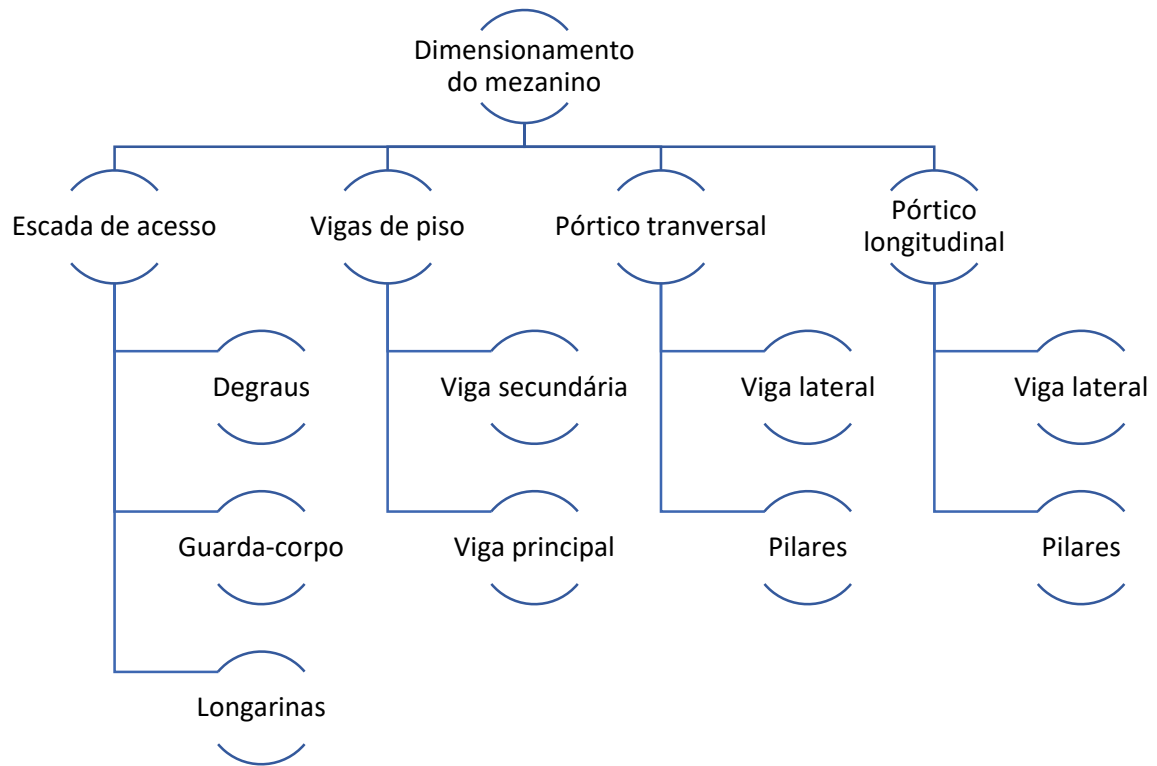
O tipo de pesquisa adotada caracteriza-se taxonomicamente, quanto aos fins, como pesquisa aplicada, pois é fundamentalmente motivada pela necessidade de resolver um problema concreto de forma prática; quanto aos meios, como bibliográfica, por fundamentar-se em fontes primárias e secundárias advindas de livros, artigos, revistas e jornais (Vergara, 2004).

3.2 Metodologia *Waterfall*

A metodologia *Waterfall* ou cascata, também conhecida como preditiva, é uma abordagem linear e tradicional de gerenciamento de projetos, caracterizada por suas fases distintas e sequenciais, onde cada fase sucede a anterior sem sobreposição, ou seja, uma fase só pode ser iniciada quando a anterior estiver finalizada e, uma vez concluída uma fase, revisá-la não constitui um procedimento padrão; dessa forma, por se tratar do modelo mais adequado para projetos com requisitos bem definidos e alterações limitadas de escopo, optou-se por adotá-lo neste trabalho.

Uma ferramenta amplamente utilizada no gerenciamento de projetos é a Estrutura Analítica do Projeto (EAP), a qual consiste em um diagrama hierárquico que auxilia na visualização e no detalhamento do escopo, descrevendo a decomposição do trabalho necessário para a execução de cada fase do projeto. A Figura 6 apresenta as fases do presente trabalho, bem como os respectivos pacotes de trabalho.

Figura 6 - EAP do projeto.



Fonte: Elaborado pelo autor. (2026).

3.3 Normas técnicas

O projeto e dimensionamento de estruturas metálicas são orientados por um grande conjunto de normas técnicas, que buscam assegurar a segurança estrutural, a durabilidade dos sistemas e o desempenho adequado das edificações em suas diversas condições de uso.

Tendo em vista o escopo deste trabalho, as seguintes normas foram consideradas:

- a) NR-12 - Segurança no trabalho em máquinas e equipamentos;
- b) NBR 6120 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- c) NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações;

3.4 Considerações e caracterização do projeto

3.4.1 Concepção da estrutura

O projeto do mezanino metálico do presente trabalho foi concebido para operar como um pequeno estoque de insumos em um almoxarifado com problemas relacionados a limitações de área útil em uma indústria, onde o acesso se dará por meio de uma escada metálica; dessa forma, o perfil de alma cheia foi escolhido para o lançamento das vigas e pilares, sendo as conexões viga-viga designadas como rotuladas, enquanto as conexões viga-pilar e pilar-fundação foram consideradas como rígidas.

Para o piso, a solução encontrada foi empregar o chamado painel Wall, que é um sistema composto por um miolo de madeira laminada ou sarrafeada revestido externamente por placas cimentícias de cimento reforçado com fios sintéticos, fornecendo assim uma grande resistência e rapidez na montagem do piso; foi adotado o painel Wall com resistência à carga distribuída de 500 kgf/m², cujas características técnicas estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Características do painel Wall.

Espessura (mm)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Peso/m² (kg)	Área (m²)	Número de apoios
40	2,50	1,20	32,00	3,0	3,0

Fonte: Adaptado de Eternit (2021).

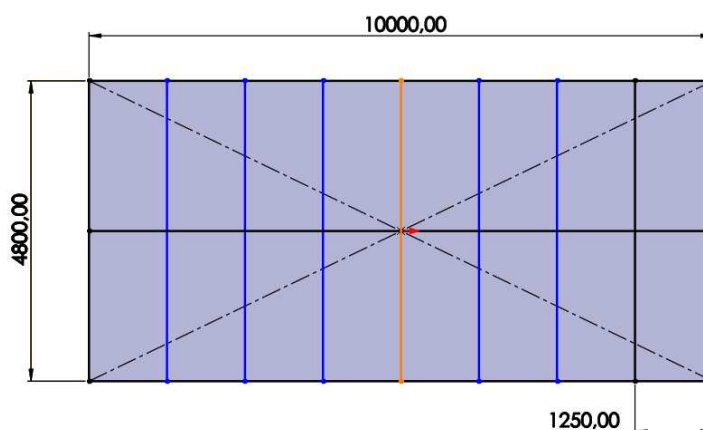
As vigas principais e secundárias foram posicionadas conforme as recomendações de montagem do fabricante do painel Wall, como mostra a Figura 7, de modo que cada placa fique apoiada sobre três apoios, espaçados no máximo a 1,25 m entre si; quanto à quantidade de pilares, foram considerados dois pilares no pórtico transversal e três pilares no pórtico longitudinal.

Os tipos de aço utilizados no projeto serão:

1. ASTM A-572 grau 50 para os pilares e vigas;
2. ASTM A-36 para as longarinas da escada, degraus e cantoneiras;

3. ASTM A-53 para os tubos dos guarda-corpos.

Figura 7 - Disposição das vigas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

3.4.2 Carregamentos

Acerca das ações permanentes, foram considerados o peso próprio da estrutura metálica e o das placas do piso Wall, sendo o peso próprio da estrutura calculado com base nos dados fornecidos no catálogo de perfis do fornecedor, já o peso das placas do piso Wall foi determinado a partir dos valores tabelados pelo fabricante; para as ações variáveis, considerou-se a sobrecarga de projeto de 500 kgf/m², conforme a carga distribuída admissível para piso adotado.

3.4.3 Cálculo da estrutura

Inicialmente, realizamos a análise estrutural, onde é feita uma idealização do comportamento da estrutura, que tem como objetivo determinar os esforços internos e externos, as tensões correspondentes e os deslocamentos decorrentes das deformações da estrutura analisada (Martha, 2010), para isso, utilizou-se um software de análise estrutural.

Foi realizado o lançamento da geometria da estrutura, seguido da atribuição das propriedades mecânicas e da definição das condições de contorno dos perfis pré-

dimensionados; em seguida, aplicaram-se as combinações de carregamento mais críticas para os estados limites último e de serviço, obtendo-se as reações de apoio, os diagramas de esforços internos e os deslocamentos da estrutura.

Posteriormente, efetuou-se a etapa de dimensionamento, na qual, para o estado limite último, as solicitações de cálculo obtidas foram comparadas com as resistências de cálculo dos elementos estruturais, essas resistências foram determinadas com base nos critérios de verificação estabelecidos pela norma; já para os estados limites de serviço, as fechas foram comprados com os limites normativos.

4 RESULTADOS

Nesse capítulo será realizado o dimensionamento da estrutura, apresentando o procedimento de cálculo as para escadas, vigas e pilares. A Figura 8 mostra a representação conceitual tridimensional do mezanino.

Figura 8 - Representação em 3D do mezanino.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

4.1 Dimensionamento da escada de acesso e guarda-corpo

A idealização da escada que interliga o térreo ao pavimento do mezanino foi realizada em conformidade com as diretrizes da NR-12, norma que, dentre outros aspectos, trata dos meios de acesso a máquinas e equipamentos; nela, podemos observar algumas condições e limites geométricos que devem ser respeitadas para a correta concepção dos degraus, rodapé, guarda-corpo e lance da escada.

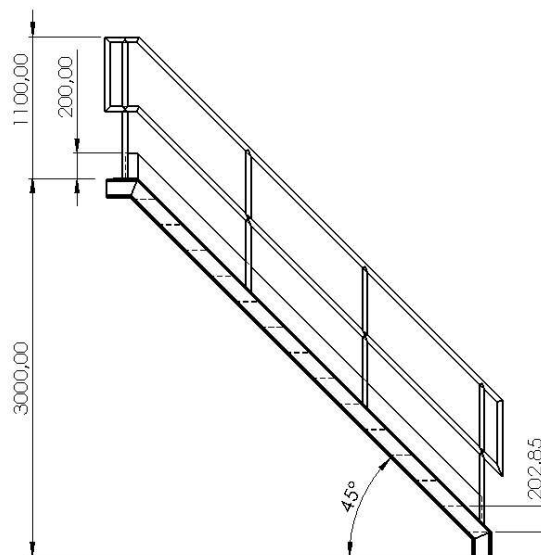
O perfil adotado para as longarinas da escada baseou-se no estudo do perfil mais adequado a atender as características geométricas da fixação dos degraus; diante disso, o perfil laminado U 6" x 12,20 kg/m foi o escolhido, uma vez que sua altura de alma se mostrou capaz de comportar os degraus.

Devemos considerar os seguintes limites geométricos definidos em norma:

1. degraus com espelho: profundidade mínima de 0,15 m; largura útil mínima de 0,60 m; e altura máxima entre os degraus de 0,25 m.
2. rodapé: no mínimo, 0,20 m de altura.
3. guarda-corpo: altura barra superior, entre 1000 mm e 1100 mm; travessão intermediário a 0,70 m de altura em relação ao piso;
4. lance da escada sem espelho: considerar um ângulo de lance entre 45° e 75° .

Os degraus foram modelados com base em chapas xadrez dobradas de aço ASTM A-36, com dimensões nominais de 3 mm x 200 mm x 800 mm; o guarda-corpo é feito com tubos de aço de 1.1/4" SCH. 40, enquanto o rodapé consiste de uma chapa de 3/16" x 200 mm, como apresenta a Figura 9.

Figura 9 - Geometria da escada de acesso.



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A partir da modelagem feita no software de desenho 3D, foi possível determinar o peso de cada componente da escada metálica e, conseqüentemente, efetuar a linearização das cargas, resultando na obtenção das cargas uniformemente distribuídas; adicionalmente, considera-se a sobrecarga de utilização de $2,5\text{kN/m}^2$ para escadas e passarelas sem acesso ao público, prevista na NBR 6120:2019, que também foi devidamente linearizada.

Essa sobrecarga deve ser multiplicada pela área dos degraus e pelo número total de degraus, em seguida o valor obtido deve ser dividido por dois, visto que cada longarina recebe metade da carga; por fim essa carga deve ser linearizada por meio da divisão do valor pelo comprimento da longarina.

Após a definição das ações permanentes e variáveis, foram determinadas as combinações para os estados limites últimos e de serviço, dispostas na Tabela 4; para os estados limites últimos aplicam-se os coeficientes de ponderação da NBR 8800:2024, conforme a natureza das ações, adotando-se para as ações permanentes o coeficiente da combinação normal do peso próprio de estruturas metálicas e para as ações variáveis o coeficiente da combinação normal referente às ações decorrentes de uso e ocupação.

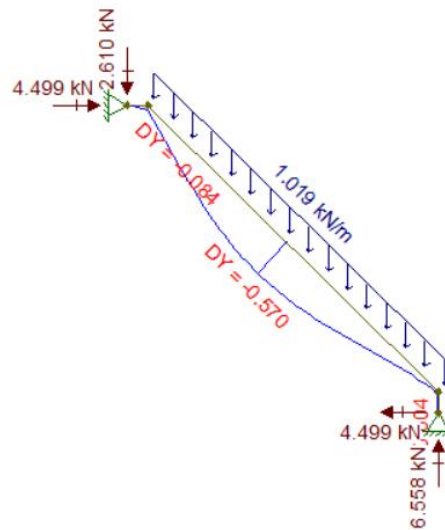
Tabela 4 - Combinações das ações.

Ações permanentes		
Peso próprio da longarina	0,122	kN/m
Peso do guarda-corpo	0,113	kN/m
Peso dos degraus	0,084	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{gi})	1,25	-
Ações variáveis		
Sobrecarga	0,700	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{qi})	1,5	-
Combinações das ações		
[ELS] $\Sigma F_{Gi,k} + F_{Q1,k}$	1,019	kN/m
[ELU] $\Sigma (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k}$	1,448	kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com as combinações de cargas calculadas para os estados limites último e de serviço, foi realizado o lançamento da estrutura e dos carregamentos no software de análise estrutural, com o objetivo de determinar os deslocamentos atuantes e os esforços solicitantes de cálculo (ver Figura 10).

Figura 10 - Deslocamento vertical (mm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Analisando o deslocamento vertical apresentado na figura acima e adotando o limite máximo de deslocamento vertical aplicável às vigas de piso, condição que melhor representa a situação em estudo, uma vez que a norma NBR 8800:2024 não estabelece um critério específico para este caso, verifica-se que:

$$\delta_{v,lim} = \frac{L}{350} \quad (35)$$

Onde:

L = vão teórico entre os apoios (em cm);

$$\delta_{v,lim} = \frac{400}{350} = 1,142 \text{ cm}$$

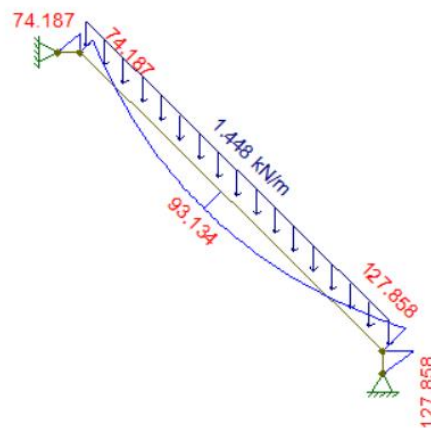
$$\delta_{v,lim} = 11,42 \text{ mm} > \delta_{v,m\acute{a}x} = 0,570 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

Desse modo, como o deslocamento vertical máximo obtido a partir da análise estrutural mostrou-se significativamente inferior ao limite de deslocamento vertical

estabelecido pela norma, pode-se afirmar que o perfil passou na verificação quanto aos estados limites de serviço.

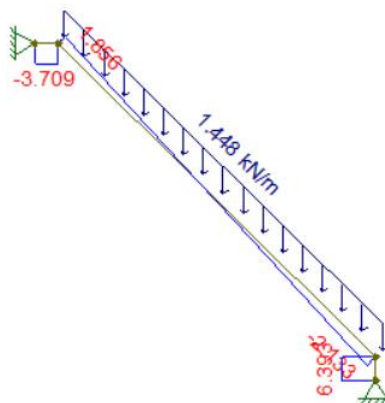
Agora, para a verificação dos estados limites últimos, lançamos a combinação das cargas majoradas para obter os esforços internos solicitantes na longarina (ver Figuras 11 e 12 e 13).

Figura 11 - Momento fletor (kN.cm).



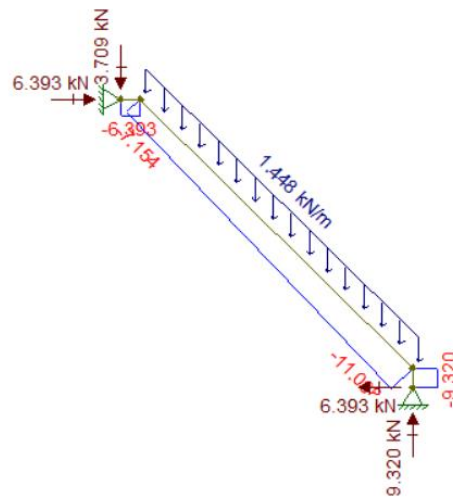
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 12 - Força Cortante (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 13 - Força axial (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Após a extração dos esforços solicitantes para os estados limites últimos foi possível confronta-los com os valores dos esforços resistentes de cálculo, com o auxílio do software de verificação dos estados limites últimos; conforme demonstrado na Figura 14, o perfil analisado atendeu satisfatoriamente às verificações relativas aos estados limites últimos.

Figura 14 - Verificação ELU

U Laminado

Identificação
Perfil U 152 x 12.2

Dimensões

d	152 mm	Ag	15,5 cm ²	W _x	72 cm ³
tw	5,08 mm	I _x	546 cm ⁴	W _y	8,2 cm ³
bf	48,8 mm	I _y	29 cm ⁴	x	1,3 cm
tf	8,7 mm	IT	3,12 cm ⁴	P	12,2 kgf/m

Compr. Flambagem

L _{fx}	400 cm
L _{fy}	28,687 cm
L _b	28,687 cm

Solicitações

Nd	11,098 kN
Vd	6,393 kN
Mdx	127,858 kN.cm
Mdy	0,00 kN.cm

Resultados

Rd(Nd)	348,75 kN	Ok!
Rd(Vd)	92,31 kN	Ok!
Rd(Mdx)	1886,59 kN.cm	Ok!
Rd(Mdy)	0,00 kN.cm	
Rd(Md+Nd)	0,10 <= 1	Ok!

Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex.: terças)

Calcular Mais Leve Relatório Ok

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

4.2 Dimensionamento das vigas de piso

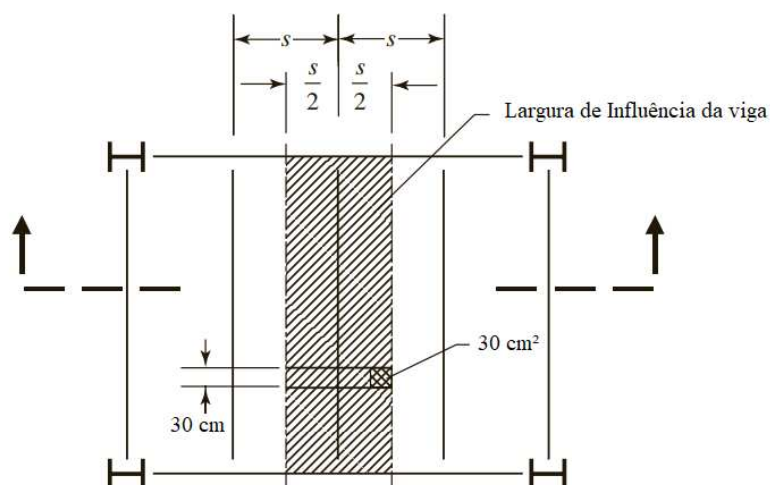
4.2.1 Vigas secundárias

As vigas secundárias são responsáveis por transferir as cargas atuantes para a viga principal do mezanino, que no nosso caso são as vigas que se estendem de uma lateral à outra da estrutura, descarregando uma carga pontual na viga principal; entretanto, para a determinação das combinações das ações atuantes na viga, é necessário realizar inicialmente uma estimativa preliminar da bitola do perfil.

De acordo com Margarido (2001), para fins de pré-dimensionamento de vigas, pode-se adotar uma altura correspondente a aproximadamente $1/15$ a $1/25$ do vão, entre os pontos de momento nulo; desta forma, seguindo essa recomendação que serviu pra estreitar as possibilidades de escolha adotou-se o perfil laminado W 150 x 13,0 kg/m, que se demonstrou, mediante a testes, o perfil mais recomendado a aguentar os esforços em relação aos custos, logo seguiremos com o seu procedimento de verificação.

Adicionalmente, considerou-se a sobrecarga de utilização de $5,0 \text{ kN/m}^2$ para áreas de depósito, conforme estabelecido pela NBR 6120:2019, a qual foi devidamente linearizada, isto é, convertida para unidade de força por comprimento; já as cargas por área devem ser multiplicadas pela respectiva largura de influência, demonstrada na Figura 15, para a obtenção da carga linearizada (Segui; 2017).

Figura 15 - Exemplo da largura de influência de uma viga.



Fonte: Adaptado de Segui (2017).

Com largura de influência de 2,4 m, a viga secundária deve resistir ao seu peso próprio, ao peso do painel Wall e à sobrecarga de utilização; para a verificação dos estados limites últimos aplicaram-se os coeficientes de ponderação da NBR 8800:2024, conforme a natureza de cada ação, adotando-se para as ações permanentes o coeficiente da combinação normal do peso próprio de estruturas metálicas, destinado à majoração da viga, bem como o coeficiente da combinação normal referente ao peso próprio de elementos construtivos com adição in loco, aplicado ao painel Wall, e para as ações variáveis o coeficiente da combinação normal correspondente às ações de uso e ocupação. A Tabela 5 apresenta os resultados.

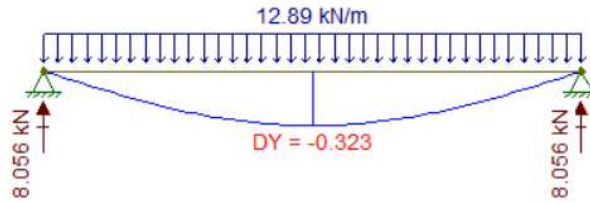
Tabela 5 - Combinações das ações.

Ações permanentes		
Peso da viga secundária	0,130	kN/m
Peso do painel Wall	0,768	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{g1})	1,25	-
Coeficiente de ponderação (γ_{g2})	1,4	-
Ações variáveis		
Sobrecarga	12,0	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{qi})	1,5	-
Combinações das ações		
[ELS] $\Sigma F_{Gi,k} + F_{Q1,k}$	12,890	kN/m
[ELU] $\Sigma (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k}$	19,237	kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com as combinações de cargas calculadas para os estados limites último e de serviço, foi realizado o lançamento da estrutura e dos carregamentos no software de análise estrutural, com o objetivo de determinar os deslocamentos atuantes e os esforços solicitantes de cálculo (ver Figura 16).

Figura 16 - Deslocamento vertical (mm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Analisando o deslocamento vertical apresentado na figura acima e adotando o limite máximo de deslocamento vertical aplicável às vigas de piso, condição que melhor representa a situação em estudo, uma vez que a norma NBR 8800:2024 não estabelece um critério específico para este caso, verifica-se que:

$$\delta_{v,lim} = \frac{L}{350} \quad (35)$$

Onde:

L = vão teórico entre os apoios (em cm);

$$\delta_{v,lim} = \frac{125}{350} = 0,357 \text{ cm}$$

$$\delta_{v,lim} = 0,357 \text{ mm} > \delta_{v,máx} = 0,323 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

Assim, como o deslocamento vertical máximo da viga secundária obtido a partir da análise estrutural mostrou-se significativamente inferior ao limite de deslocamento vertical estabelecido pela norma, pode-se afirmar que o perfil passou na verificação quanto aos estados limites de serviço.

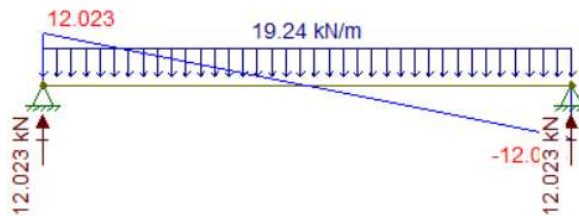
Agora, para a verificação dos estados limites últimos, lançamos a combinação das cargas majoradas para obter os esforços internos solicitantes na viga secundária (ver Figuras 17, 18 e 19).

Figura 17 - Momento fletor (kN.cm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 18 - Força Cortante (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Utilizando a planilha de dimensionamento de perfis W, desenvolvida pelo engenheiro Felipe Jacob, é possível realizar de forma automática as verificações relativas aos estados limites últimos com a edição de alguns inputs e, caso o perfil adotado esteja superdimensionado, otimizar sua escolha, conforme ilustrado pela Figura 19.

O coeficiente C_b considera o efeito favorável da não uniformidade do momento fletor ao longo do elemento, isto é, quando o diagrama de momentos se aproxima de uma reta; em qualquer situação, a adoção de $C_b = 1$ é correta e conduz a resultados conservadores do ponto de vista da segurança estrutural (Pravia; Drehmer, 2004).

Figura 19 - Resultado das verificações.

Perfil	
W 150 x 13.0	
Inputs	
Lx [mm]	1250,00
Ly [mm]	1250,00
N [kN]	0,00
Vy [kN]	12,02
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	375,72
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	1250,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
520,64	0,00	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
415,42	0,00	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
2856,94	375,72	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
771,55	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
119,76	12,02	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
184,42	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
-	0	-

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Diante dos resultados apresentados pela planilha e dos testes subsequentes realizados com outras bitolas, concluiu-se que o perfil adotado atendeu satisfatoriamente às verificações relativas aos estados limites últimos, sendo o perfil mais leve capaz de resistir aos esforços solicitantes.

4.2.2 Vigas principais

Continuando as verificações para as vigas principais, realizou-se novamente o pré-dimensionamento proposto por Margarido (2001), com a altura da viga sendo correspondente a aproximadamente 1/15 a 1/25 do vão, em centímetros, entres os pontos de momento nulo, chegando-se ao perfil laminado W 250 x 17,9 kg/m, por ser um dos mais leves que suportaria as solicitações, mediante aos testes realizados com bitolas maiores, logo seguiremos com as verificações de seus estados limites.

Com largura de influência de 1,25 m, a viga principal deve resistir ao seu peso próprio, ao peso do guarda-corpo, ao peso do painel Wall, à sobrecarga de utilização de 5,0 kN/m² e a reação de apoio da viga secundaria; para a verificação dos estados limites últimos

aplicaram-se os mesmos coeficientes de ponderação usados na viga secundária em seus respectivos casos. Na Tabela 6 são apresentados os resultados.

Tabela 6 - Combinações das ações.

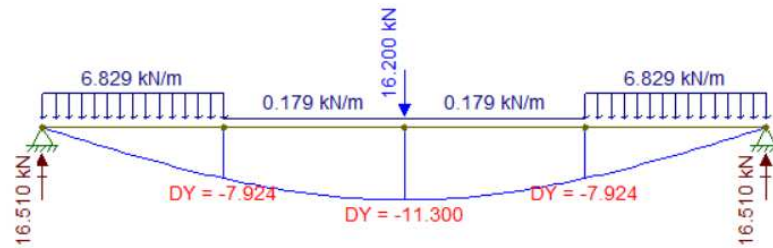
Ações permanentes		
Peso da viga primária	0,179	kN/m
Peso do painel Wall	0,40	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{g1})	1,25	-
Coeficiente de ponderação (γ_{g2})	1,4	-
Ações variáveis		
Sobrecarga	6,25	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{qi})	1,5	-
Combinações das ações		
[ELS] $\Sigma F_{Gi,k} + F_{Q1,k}$	6,829	kN/m
[ELU] $\Sigma (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k}$	10,158	kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Com as combinações de cargas calculadas para os estados limites último e de serviço, foi realizado o lançamento da estrutura e dos carregamentos no software de análise estrutural, para determinar os deslocamentos atuantes e os esforços solicitantes de cálculo.

É importante salientar que as cargas pontuais exercidas pela viga secundária que obtivemos nas verificações de estado limite último e de serviço, devem ser multiplicadas por dois, pois a viga principal recebe duas vigas secundárias (ver Figura 20).

Figura 20 - Deslocamento vertical (mm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

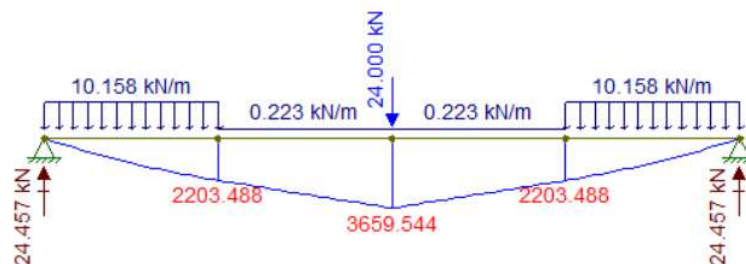
Analisando o deslocamento vertical apresentado na figura acima e adotando o limite de deslocamento vertical máximo aplicável a vigas de piso, condição que melhor se enquadra ao presente estudo, conforme estabelecido pela NBR 8800:2024, tem-se que:

$$\delta_{v,lim} = \frac{480}{350} = 1,371 \text{ cm}$$

$$\delta_{v,lim} = 13,71 \text{ mm} > \delta_{v,m\acute{a}x} = 11,30 \text{ mm} \Rightarrow \text{OK!}$$

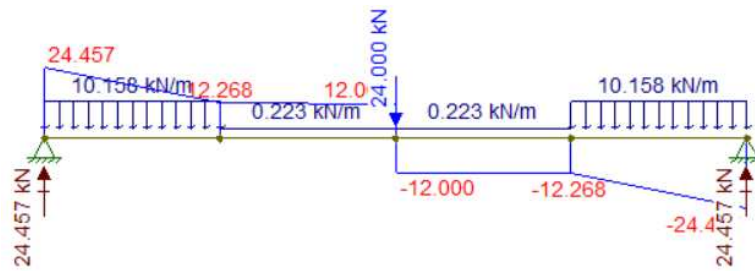
Desta forma, como o deslocamento vertical máximo da viga principal obtido a partir da análise no software de análise estrutural mostrou-se significativamente inferior ao limite de deslocamento vertical estabelecido pela norma, pode-se afirmar que o perfil passou na verificação quanto aos estados limites de serviço.

Figura 21 - Momento fletor (kN.cm).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 22 - Força Cortante (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A partir dos esforços solicitantes extraídos no software de análise estrutural, conforme ilustrado pelas Figuras 21 e 22, seguimos com a inserção dos parâmetros novamente na planilha de dimensionamento de perfis W para realizar as verificações relativas aos estados limites últimos.

Figura 23 - Resultado das verificações.

Perfil	
W 250 x 17,9	
Inputs	
Lx [mm]	4800,00
Ly [mm]	2400,00
N [kN]	0,00
Vy [kN]	24,50
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	3659,54
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	2400,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
724,50	0,00	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
254,85	0,00	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
4146,73	3659,54	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
851,52	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
226,72	24,50	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
201,47	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
-	0	-

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Diante dos resultados apresentados pela Figura 23 e dos testes subsequentes realizados com outras bitolas, concluiu-se que o perfil adotado para a viga principal atendeu

satisfatoriamente às verificações relativas aos estados limites últimos, sendo o perfil mais leve capaz de resistir aos esforços solicitantes.

4.3 Dimensionamento dos pórticos planos

4.3.1 Pórtico transversal

Margarido (2001), defende que, para fins de pré-dimensionamento de vigas, pode-se adotar uma altura correspondente a aproximadamente 1/15 a 1/25 do vão, entre os pontos de momento nulo; desta forma, seguindo esta recomendação adotou-se o perfil laminado W 310 x 21 kg/m, por estar entre os perfis mais leves a suportar os esforços solicitantes nos testes realizados.

No pré-dimensionamento dos pilares, seguiu-se a recomendação apresentada por Bellei (2010), que indica que a altura do perfil deve situar-se entre 1/20 e 1/30 da altura do pilar; assim, o perfil W 200 x 59 kg/m foi o adotado, mantendo uma boa relação entre segurança estrutural e custos, por se tratar de uma das opções mais leves possíveis.

Considerando uma largura de influência de 0,625 m, a viga do pórtico transversal foi dimensionada para resistir ao seu peso próprio, ao peso do guarda-corpo, ao peso do painel Wall, à sobrecarga de utilização de 5,0 kN/m², bem como à reação de apoio proveniente da viga secundária.

Para a verificação dos estados limites últimos, foram aplicados os mesmos coeficientes de ponderação utilizados no dimensionamento das vigas anteriores, respeitando-se os respectivos casos de carregamento e calculado apenas o pórtico transversal mais crítico. Os valores obtidos estão ilustrados na Tabela 7.

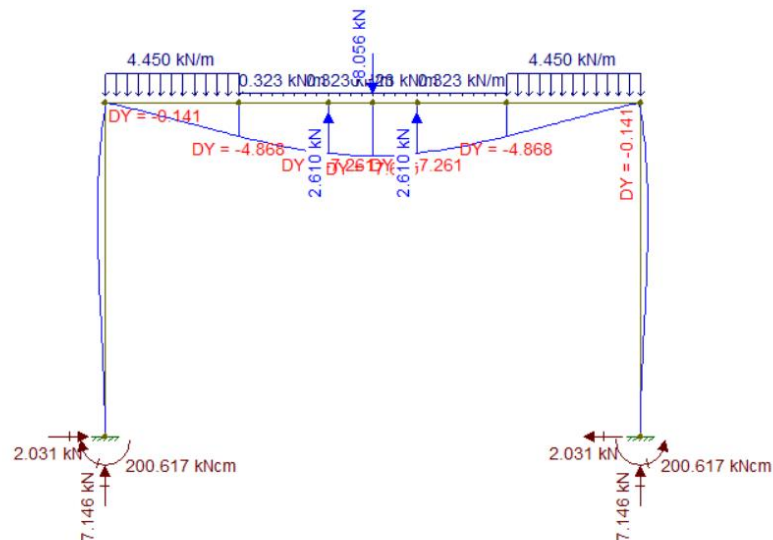
Tabela 7 - Combinações das ações.

Ações permanentes		
Peso da viga lateral transversal	0,21	kN/m
Peso do pilar	0,59	kN/m
Peso do painel Wall	0,40	kN/m
Peso do guarda-corpo	0,113	kN/m

Coeficiente de ponderação (γ_{g1})	1,25	-
Coeficiente de ponderação (γ_{g2})	1,4	-
Ações variáveis		
Sobrecarga	3,125	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{qi})	1,5	-
Combinações das ações		
[ELS] $\Sigma F_{Gi,k} + F_{Q1,k}$	4,45	kN/m
[ELU] $\Sigma (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k}$	6,14	kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 24 - Deslocamento vertical (mm).



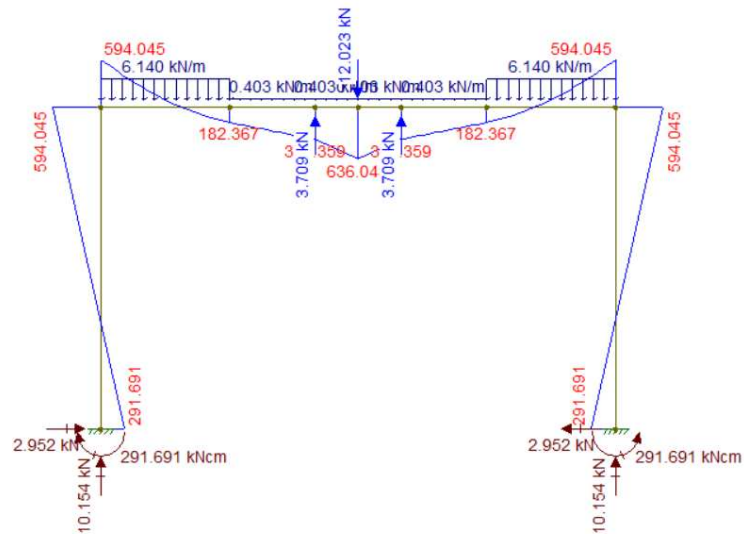
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Analisando o deslocamento vertical apresentado pela viga na Figura 24 e adotando o limite de deslocamento vertical máximo aplicável a vigas de piso, condição que melhor se enquadra ao presente estudo, conforme estabelecido pela NBR 8800:2024, tem-se que:

$$\delta_{v,lim} = \frac{480}{350} = 1,371 \text{ cm} > \delta_{v,máx} = 0,765 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK!}$$

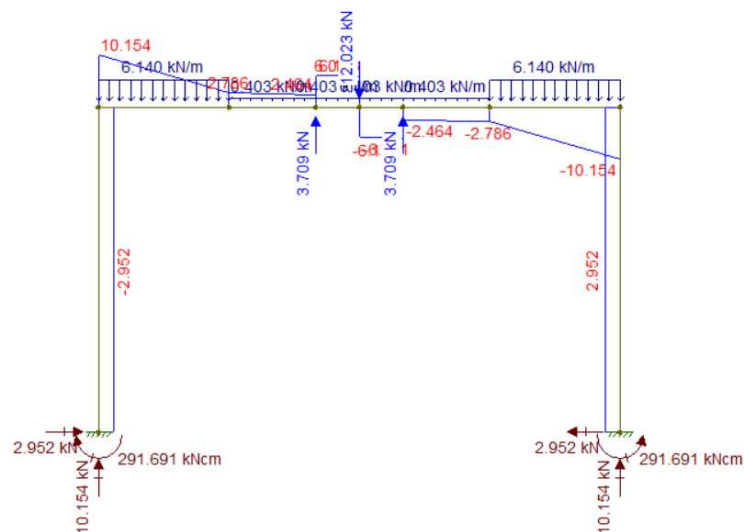
Desta forma, como o deslocamento vertical máximo da viga lateral do pórtico transversal obtido a partir da análise via o software de análise estrutural mostrou-se significativamente inferior ao limite de deslocamento vertical estabelecido pela norma, pode-se afirmar que o perfil passou na verificação quanto aos estados limites de serviço.

Figura 25 - Momento fletor (kN.cm).



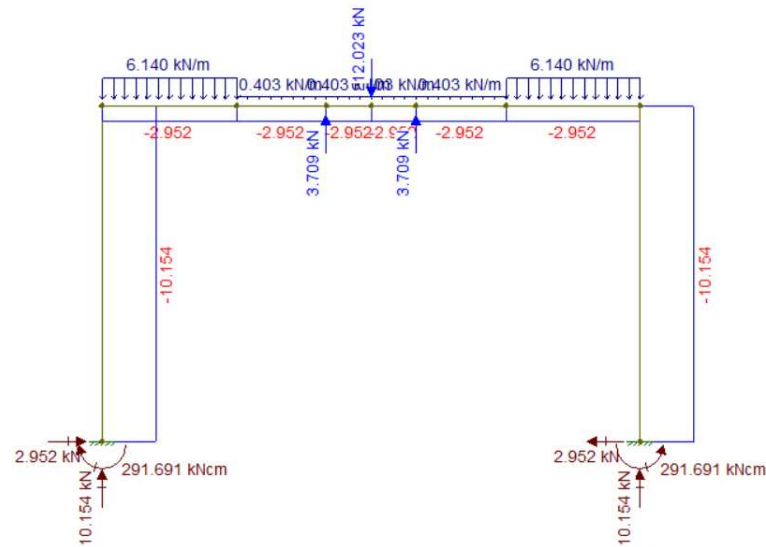
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 26 - Força cortante (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 27 - Força axial (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A partir dos esforços solicitantes extraídos apresentados nas Figuras 25, 26 e 27, seguimos com a inserção dos parâmetros novamente na planilha de dimensionamento de perfis W para realizar as verificações relativas aos estados limites últimos da viga e dos pilares do pórtico transversal, com os resultados dispostos nas Figuras 28 e 29.

Figura 28 - Resultado das verificações da viga.

Perfil	
W 310 x 21,0	
Inputs	
Lx [mm]	4800,00
Ly [mm]	2400,00
N [kN]	2,95
Vy [kN]	10,15
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	636,04
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	2400,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
853,09	2,95	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
274,45	0,00	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
5380,88	636,04	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
917,39	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
290,80	10,15	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
216,67	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
853,0909091	2,952	Ok

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 29 - Resultado das verificações do pilar.

Perfil	
W 200 x 59,0 (H)	
Inputs	
Lx [mm]	3000,00
Ly [mm]	3000,00
N [kN]	10,15
Vy [kN]	2,95
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	594,05
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	2400,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
2383,64	10,15	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
1876,57	0,00	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
20378,81	594,05	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
9366,75	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
359,62	2,95	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
1095,59	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
2383,636364	10,154	Ok

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

4.3.1 Pórtico longitudinal

Utilizando as mesmas recomendações adotadas para o pré-dimensionamento das vigas e dos pilares, empregadas na determinação inicial dos perfis do pórtico transversal, definiu-se o perfil laminado W 460 × 52 kg/m para a viga lateral do pórtico longitudinal; e para os pilares, manteve-se a utilização do perfil laminado W 200 × 59 kg/m.

Considerando uma largura de influência de 2,4 m, a viga lateral do pórtico longitudinal foi dimensionada para resistir ao seu peso próprio, ao peso do guarda-corpo, ao peso do painel Wall, à sobrecarga de utilização de 5,0 kN/m², bem como às reações de apoio provenientes da viga principal.

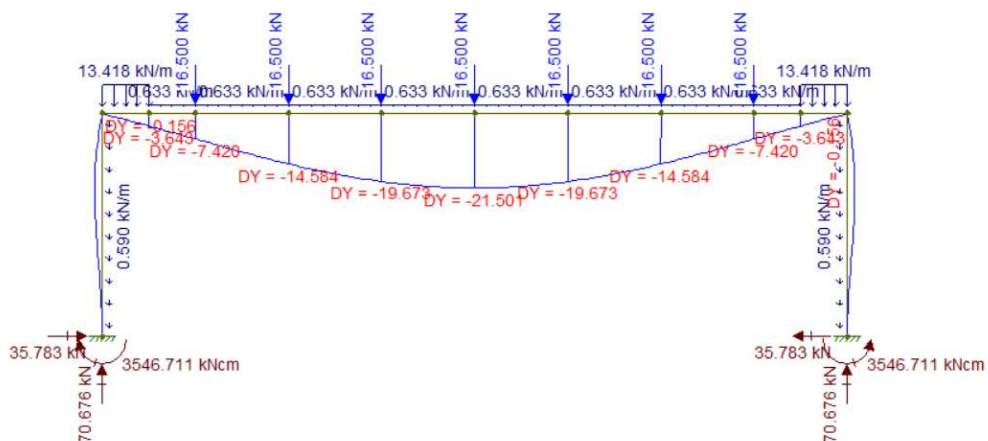
Para a verificação dos estados limites últimos, adotaram-se os mesmos coeficientes de ponderação utilizados no dimensionamento do pórtico anterior, respeitando-se os respectivos casos de carregamento. Os valores obtidos estão dispostos na Tabela 8.

Tabela 8 - Combinações das ações.

Ações permanentes		
Peso da viga lateral longitudinal	0,52	kN/m
Peso do pilar	0,59	kN/m
Peso do painel Wall	0,768	kN/m
Peso do guarda-corpo	0,113	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{g1})	1,25	-
Coeficiente de ponderação (γ_{g2})	1,4	-
Ações variáveis		
Sobrecarga	12,0	kN/m
Coeficiente de ponderação (γ_{qi})	1,5	-
Combinações das ações		
[ELS] $\Sigma F_{Gi,k} + F_{Q1,k}$	13,418	kN/m
[ELU] $\Sigma (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} F_{Q1,k}$	19,866	kN/m

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 30 - Deslocamento vertical (mm).



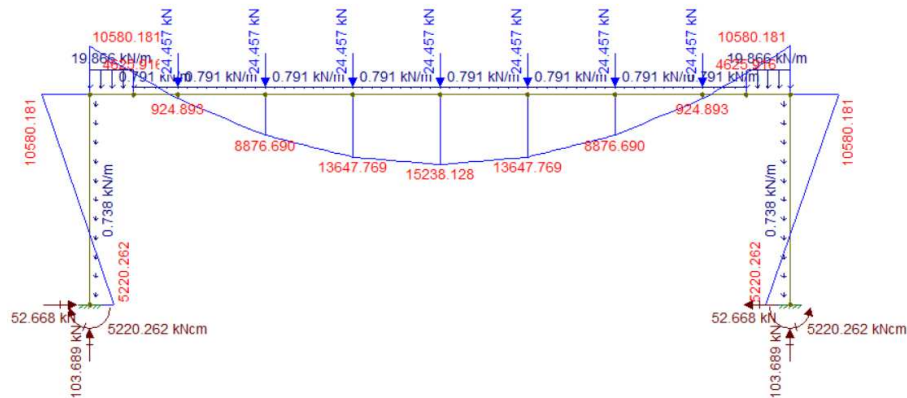
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Analisando o deslocamento vertical apresentado pela viga na Figura 30 e adotando o limite de deslocamento vertical máximo aplicável a vigas de piso, condição que melhor se enquadra ao presente estudo, conforme estabelecido pela NBR 8800:2024, tem-se que:

$$\delta_{v,lim} = \frac{1000}{350} = 2,857 \text{ cm} > \delta_{v,m\acute{a}x} = 2,150 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK!}$$

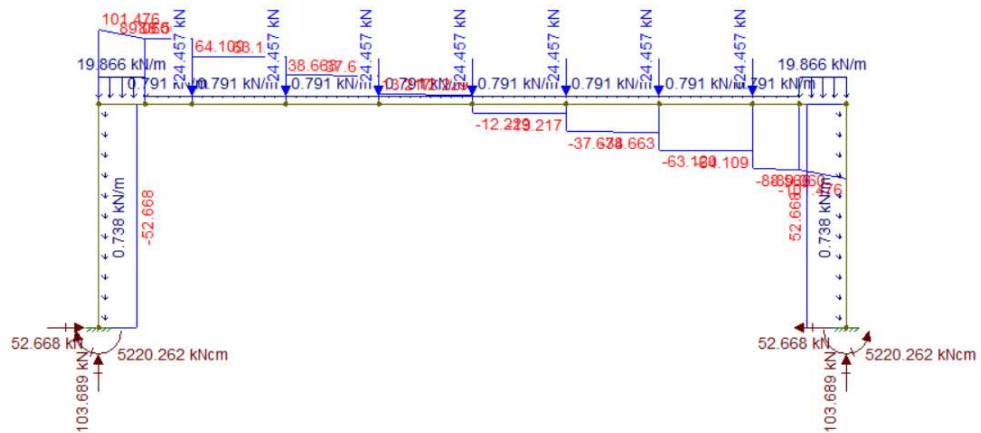
Desta forma, como o deslocamento vertical máximo da viga lateral do pórtico longitudinal obtido a partir da análise no software mostrou-se significativamente inferior ao limite de deslocamento vertical estabelecido pela norma, pode-se afirmar que o perfil passou na verificação quanto aos estados limites de serviço. As verificações em relação aos estados limites últimos são apresentadas pelas Figuras 31, 32 e 33.

Figura 31 - Momento fletor (kN.cm).



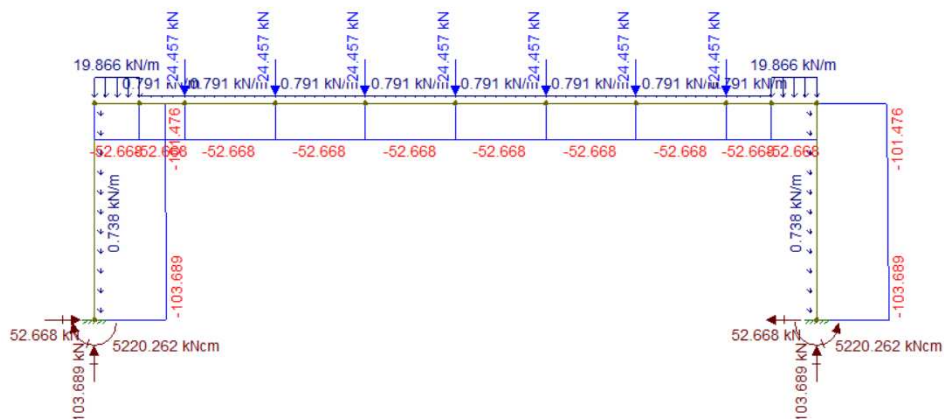
Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 32 - Força cortante (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 33 - Força axial (kN).



Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

A partir dos esforços solicitantes extraídos no software, seguimos com a inserção dos parâmetros novamente na planilha de dimensionamento de perfis W para realizar as verificações relativas aos estados limites últimos da viga e dos pilares do pórtico longitudinal (ver Figuras 34 e 35).

Figura 34 - Resultado da verificação da viga.

Perfil	
W 460 x 52,0	
Inputs	
Lx [mm]	10000,00
Ly [mm]	1250,00
N [kN]	-52,67
Vy [kN]	101,48
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	15238,13
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	1250,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
2088,82	0,00	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
1513,68	52,67	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
34371,41	15238,13	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
3928,30	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
643,58	101,48	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
617,84	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
1513,682297	52,668	Ok

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Figura 35 - Resultado da verificação do pilar.

Perfil	
W 200 x 59,0 (H)	
Inputs	
Lx [mm]	3000,00
Ly [mm]	3000,00
N [kN]	-103,69
Vy [kN]	52,67
Vx [kN]	0,00
Mx [kN.cm]	10580,18
My [kN.cm]	0,00
kx	1,00
ky	1,00
Lb [mm]	3000,00
kz	1,00
Cb	1,00

1. Resistência à tração		
NtRd [kN]	NtSd [kN]	Status
2383,64	0,00	Ok

2. Resistência à compressão		
NcRd [kN]	NcSd [kN]	Status
1876,57	103,69	Ok

3. Resistência à Flexão		
MxRd [kN]	MxSd [kN]	Status
19728,35	10580,18	Ok
MyRd [kN]	MySd [kN]	Status
9366,75	0,00	Ok

4. Resistência à Cortante		
VyRd [kN]	VySd [kN]	Status
359,62	52,67	Ok
VxRd [kN]	VxSd [kN]	Status
1095,59	0,00	Ok

5. Resistência aos Esforços Combinados		
Nsd/Nrd	Comb. %	Status
1876,571454	103,689	Ok

Fonte: Elaborado pelo autor (2026).

Por fim, após a validação de todos os perfis estruturais foi possível desenvolver o modelo tridimensional do mezanino metálico possibilitando a obtenção do quantitativo de aço empregado na estrutura e a realização do respectivo levantamento de custos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho alcançou seu objetivo ao consolidar os conhecimentos relacionados ao projeto e dimensionamento de estruturas metálicas, por meio do desenvolvimento de um mezanino metálico. A metodologia adotada, fundamentada em uma pesquisa aplicada, mostrou-se eficaz ao permitir a integração entre teoria e prática, possibilitando a aplicação dos conceitos estudados ao longo da formação acadêmica e o desenvolvimento de um projeto estrutural aplicável em uma situação real.

Com base nos conhecimentos apresentados no referencial teórico, foi possível verificar a segurança e a estabilidade da estrutura de forma adequada, considerando os estados limites últimos e de serviço, bem como o atendimento às normas técnicas vigentes. O dimensionamento das vigas e pilares foi realizado conforme as ABNT NBR 8800 e NBR 6120, enquanto a concepção da escada de acesso seguiu as diretrizes estabelecidas pela NR-12, garantindo condições adequadas de segurança.

Por fim, constata-se que os perfis metálicos adotados atenderam de forma satisfatória aos critérios de resistência, rigidez e estabilidade exigidos para a estrutura proposta, demonstrando que o sistema estrutural escolhido é viável financeiramente viável e seguro para a aplicação prevista. Além disso, reforça-se a importância do domínio dos fundamentos do cálculo estrutural, não se limitando apenas à utilização de softwares de dimensionamento robustos, mas sendo capaz de interpretar, analisar criticamente e validar os resultados obtidos.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Para promover continuidade de novas pesquisas nesta área de estudo, segue abaixo algumas sugestões para futuros trabalhos:

- Dimensionamento das ligações soldadas e parafusadas do mezanino;
- Dimensionamento de um mezanino metálico em perfis de chapa dobrada;
- Avaliação da influência de diferentes tipos de contraventamentos no mezanino.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, P. B. de. **Curso básico de estruturas de aço conforme NBR 8800**. 2. ed. Belo Horizonte: IEA, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2024.
- BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. 6. ed. São Paulo: Pini, 2010.
- BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.
- BRASIL. Ministério do Trabalho e Emprego. **Norma Regulamentadora nº 12 – Segurança no trabalho em máquinas e equipamentos**. Brasília, 2010.
- ETERNIT. **Ficha técnica: painel Wall**, [s. l.], 2021. Disponível em: <https://www.eternit.com.br/portal/Principal/arquivos/listas/10111/Painel%20Wall%20-%20Ficha%20T%C3%A9cnica.pdf>. Acesso em: 10 out. 2025.
- MARGARIDO, A. F. **Fundamentos de estruturas**. 1. ed. São Paulo: Zigueate, 2001.
- MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.
- MIGUEL, L. F. F.; CARQUEJA, M. H. A. **Apostila da disciplina: estruturas metálicas I**. 4. ed. Florianópolis: UFSC, 2016.
- NETHERCOT, D. A. **Limit states design of structural steelwork**. 3. ed. New York: Taylor & Francis, 2001.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.
- PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos**. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Blucher, 2005.
- PRAVIA, Z. M. C.; DREHMER, G. A. **Estruturas de aço**. Passo Fundo: Universidade de Passo Fundo, 2004.
- PRAVIA, Z. M. C.; FICANHA, R. A.; FABEANE, R. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: edifício industrial detalhado**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.
- SANTOS, A. F. dos. **Estruturas metálicas: projeto e detalhes para fabricação**. 1. ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1977.
- SEGUI, W. **Steel design**. 6. ed. Boston: Cengage Learning, 2017.
- SILVA, A. L. R. de C. e; FAKURY, R. H.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. 1. ed. São Paulo: Pearson, 2016.

SOUZA, A. S. C. de. **Dimensionamento de elementos e ligações em estruturas de aço.** 1. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2021.

VERGARA, S. C. **Projetos e relatórios de pesquisa em administração.** 5. ed. São Paulo: Atlas, 2004.