

Campus Porto Velho Calama
Coordenação do Curso Bacharelado em Engenharia Civil

DERICK GONÇALVES NUNES

**PROCESSO DE CONCEPÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS EM LIGHT STEEL FRAME: ESTUDO DE CASO PARA UMA
RESIDÊNCIA DE ALTO PADRÃO**

PORTO VELHO - RO

2025

DERICK GONÇALVES NUNES

**PROCESSO DE CONCEPÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS EM LIGHT STEEL FRAME: ESTUDO DE CASO PARA UMA
RESIDÊNCIA DE ALTO PADRÃO**

Monografia entregue como Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia (IFRO), *Campus* Porto Velho Calama, como requisito parcial para obtenção do grau de bacharel, junto ao Curso de Engenharia Civil, sob a orientação da professora mestra Paola Mundim de Souza.

PORTO VELHO - RO

2025

Ficha catalográfica elaborada pelo Sistema Gerador de Ficha Catalográfica do IFRO.

Nunes, Derick Gonçalves.

Processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas em Light Steel Frame: estudo de caso para uma residência de alto padrão / Derick Gonçalves Nunes. - Porto Velho, 2025.
111 f. : il.

Orientador(a): Prof^ª. Me. Paola Mundim de Souza.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO, Porto Velho, 2025.

1. light steel frame. 2. concepção estrutural. 3. Análise estrutural. 4. Dimensionamento estrutural. 5. Sistema construtivo. I. Souza, Paola Mundim de (orient.). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia - IFRO. III. Título.

Bibliotecário(a) Responsável: Miria Santana Veiga, CRB-11/898

DERICK GONÇALVES NUNES

**PROCESSO DE CONCEPÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS EM LIGHT STEEL FRAME: ESTUDO DE CASO PARA UMA
RESIDÊNCIA DE ALTO PADRÃO**

Monografia entregue como Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Rondônia (IFRO), *Campus* Porto Velho Calama, como requisito parcial para obtenção do grau de bacharel, junto ao Curso de Engenharia Civil, sob a orientação da professora mestra Paola Mundim de Souza.

Aprovado em: 10/12/2025 pela banca examinadora.



Documento assinado digitalmente

CELSO JOSE ROBERTO SOARES JUNIOR

Data: 16/12/2025 21:06:50-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Membro da Banca (Prof. Me. Celso José Roberto Soares Júnior)



Documento assinado digitalmente

DERICK GONCALVES NUNES

Data: 17/12/2025 15:48:47-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Membro da Banca (Prof. Me. Rafael Pereira Louzada)



Documento assinado digitalmente

PAOLA MUNDIM DE SOUZA

Data: 16/12/2025 20:17:40-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Orientadora (Profa. Ma. Paola Mundim de Souza)

PORTO VELHO - RO

2025

RESUMO

O sistema construtivo *Light Steel Frame* (LSF) tem se consolidado como uma alternativa eficiente à construção tradicional, oferecendo vantagens como leveza, rapidez na execução e sustentabilidade. No entanto, seu projeto estrutural exige conhecimentos específicos que, em geral, não são aprofundados nos cursos de graduação em engenharia civil, os quais tendem a privilegiar sistemas convencionais. Assim, diante da necessidade de diversificar o conhecimento técnico e explorar sistemas construtivos contemporâneos ainda pouco abordados na formação acadêmica, desenvolveu-se este trabalho com o objetivo de compreender o processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas em LSF por meio de um estudo de caso aplicado a uma residência de alto padrão. Para isso, revisou-se o estado da arte e as normas técnicas brasileiras pertinentes, estabeleceu-se um roteiro básico fundamentado nas diretrizes normativas e aplicou-se esse procedimento ao projeto de um sobrado de 240 m². Os resultados mostraram que, enquanto os deslocamentos da laje principal atenderam aos limites estabelecidos em norma, o entrepiso da caixa d'água apresentou flecha excessiva. Além disso, a verificação de esforços revelou concentrações inesperadas em montantes específicos, sugerindo inconsistências originadas no processo de modelagem computacional.

Palavras-chave: *light steel frame*; concepção estrutural, análise estrutural; dimensionamento estrutural; sistema construtivo.

ABSTRACT

The Light Gauge Steel Framing (LGSF) construction system has become established as an efficient alternative to traditional building methods, offering advantages such as low weight, fast execution, and sustainability. However, its structural design requires specific knowledge that is generally not covered in depth in civil engineering undergraduate programs, which tend to focus on conventional systems. Therefore, given the need to diversify technical knowledge and explore contemporary construction systems that are still rarely addressed in academic training, this work was developed with the aim of understanding the design, analysis, and sizing process of LSF structures through a case study applied to a high-end residential building. For this purpose, the state of the art and relevant Brazilian technical standards were reviewed, a basic procedure based on regulatory guidelines was established, and this procedure was applied to the design of a 240 m² townhouse. The results showed that while the displacements of the main slab met the limits established by the standard, the water tank floor presented excessive deflection. Furthermore, the verification of forces revealed unexpected concentrations in specific studs, suggesting inconsistencies originating from the computational modeling process.

Keywords: light gauge steel framing; structural design concept, structural analysis; structural design, construction system.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Painel em LSF	22
Figura 2 – Vergas em LSF	22
Figura 3 – Entrepisos em LSF	23
Figura 4 – Coberturas em LSF	24
Figura 5 – Degrau em LSF	24
Figura 6 – Escada viga inclinada.....	25
Figura 7 – Escada painel inclinado	25
Figura 8 – Escada painel escalonado.....	26
Figura 9 – Contraventamento em fita	26
Figura 10 – Contraventamento em treliça	26
Figura 11 – Ligação com chapa gusset	27
Figura 12 – Bota de ancoragem	27
Figura 13 – Parafuso ponta broca com cabeça sextavada.....	29
Figura 14 – Parafuso ponta agulha com cabeça flangeada	29
Figura 15 – Perfis U simples e U enrijecido.....	30
Figura 16 – Perfil cartola.....	31
Figura 17 – Referência para o cálculo do fator S1 em taludes	46
Figura 18 – Divisões das superfícies de paredes externas para incidência do vento a 0° e 90°	48
Figura 19 – Representação de análise de primeira ordem.....	52
Figura 20 – Representação de análise de segunda ordem	52
Figura 21 – Efeito P- δ	53
Figura 22 – Exemplo de determinação dos deslocamentos horizontais relativos.....	54
Figura 23 – Exemplo de determinação das forças nocionais	55
Figura 24 – Processo de adoção de análise de primeira ou segunda ordem.....	56
Figura 25 – Perfis com furos desalinhados	60
Figura 26 – Flambagem global.....	62
Figura 27 – Perfil simétrico, assimétrico e monossimétrico	63
Figura 28 – Flambagem local	66
Figura 29 – Flambagem distorcional	67
Figura 30 – Exemplo de gráfico gerado pelo CUFSM	74
Figura 31 – Fluxograma das etapas de projeto	76
Figura 32 – Fachada frontal do sobrado.....	79

Figura 33 – Fachada lateral esquerda do sobrado	79
Figura 34 – Planta baixa do pavimento térreo	80
Figura 35 – Planta baixa do pavimento superior	80
Figura 36 – Coeficientes de pressão e forma externos para as paredes (Vento 0°).	87
Figura 37 – Coeficientes de pressão e forma externos para as paredes (Vento 90°)	87
Figura 38 – Coeficientes de forma externo para o telhado (Vento 0°)	88
Figura 39 – Coeficientes de forma externo para o telhado (Vento 90°)	88
Figura 40 – Coeficientes de pressão e forma externos e pressão interna para a edificação (Vento 0°)	89
Figura 41 – Coeficientes de forma externo e pressão interno para a edificação (Vento 90°).....	89
Figura 42 – Valores de pressão estática (Vento 0°).....	90
Figura 43 – Valores de pressão estática (Vento 90°).....	90
Figura 44 – Modelagem tridimensional da estrutura.....	96
Figura 45 – Modelagem tridimensional unifilar do pavimento inferior.....	100
Figura 46 – Modelagem tridimensional unifilar do entrepiso da caixa d'água	100
Figura 47 – Modelagem tridimensional unifilar do pavimento superior.....	101
Figura 48 – Modelagem tridimensional unifilar da estrutura completa.....	101
Figura 49 – Deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS)	102
Figura 50 – Deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS)	103

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de aço para perfis de estruturas LSF	32
Quadro 2 – Propriedades mecânicas do aço para LSF	32
Quadro 3 – Requisitos mínimos de galvanização para perfis de estruturas LSF	32
Quadro 4 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações	40
Quadro 5 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.....	41
Quadro 6 – Classes do fator S2	46
Quadro 7 – Categorias do fator S2.....	46
Quadro 8 – Condições do fator S3	47
Quadro 9 – Coeficientes de pressão e forma externos para edificações de planta retangular	48
Quadro 10 – Coeficientes de pressão e forma externos para telhados com duas águas	49
Quadro 11 – Deslocamentos máximos permitidos pela NBR 16970 (ABNT, 2022)..	71
Quadro 12 – Cargas adotadas de paredes externas.....	82
Quadro 13 – Cargas adotadas de paredes internas.....	83
Quadro 14 – Carga adotada para a laje do pavimento superior	83
Quadro 15 – Cargas adotadas para os beirais.....	83
Quadro 16 – Carga adotada para a laje da caixa d'água	84
Quadro 17 – Carga adotada para a cobertura.....	84
Quadro 18 – Cargas de utilização (sobrecarga) adotadas	85
Quadro 19 – Momentos fletores resistentes ($L_x=6,40m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)	91
Quadro 20 – Resistência à compressão ($L_x=0,80m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)	92
Quadro 21 – Momentos fletores resistentes ($L_x=1,50m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)	93
Quadro 22 – Momentos fletores resistentes ($L_x=4,40m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)	94
Quadro 23 – Resistência à compressão ($L_x=4,10m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)	95
Quadro 24 – Casos de carga definidos para o projeto	97
Quadro 25 – Envoltórias de combinações definidas para o projeto.....	98
Quadro 26 – Coeficientes finais atribuídos a cada caso de carga em todas as envoltórias.....	98
Quadro 27 – Classes definidas para o projeto.....	99
Quadro 28 – Estrutura de camadas definidas para o projeto	99

Quadro 29 – Seções transversais dos perfis de Light Steel Frame definidos para o projeto	100
Quadro 30 – Comparativo dos deslocamentos de entrepiso	102
Quadro 31 – Comparativo dos deslocamentos de cobertura.....	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CD	Consumo Diário (de água)
CG	Centro de Gravidade
CT	Centro de Torção
CUFSM	<i>Cornell University Finite Strip Method</i>
EIFS	<i>Exterior Insulation and Finish System</i>
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
EPS	Poliestireno Expandido
GBTUL	<i>Generalized Beam Theory at Universidade de Lisboa</i>
HRS	<i>Hot Rolled Steel</i>
ITIE	Instituto de Tecnologia de Industrialização das Edificações
LC	<i>Load Case</i> (Caso de carga)
LSF	<i>Light Steel Frame</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MPa	<i>Megapascal</i>
N	<i>Newton</i>
NBR	Norma Brasileira
OSB	<i>Oriented Strand Board</i>
PET	Polietileno Tereftalato
P- Δ	Efeito de Segunda Ordem Global
P- δ	Efeito de Segunda Ordem Local
RF	Resistente ao Fogo
RU	Resistente à Umidade
ST	<i>Standard</i>
U	Perfil U Simples
Ue	Perfil U Enrijecido
ZAR	Aço Zincado por Imersão a Quente

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos latinos

A	Área da seção transversal bruta
A_n	Área líquida na região de ligação
A_{n0}	Área líquida fora da região de ligação
a	Maior dimensão horizontal da edificação; distância entre enrijecedores
B	Menor dimensão horizontal da edificação
c	Combinação dos coeficientes de pressão externa e interna
C_p	Consumo per capita
C_{pe}	Coeficiente de pressão externa
C_{pi}	Coeficiente de pressão interna
C_t	Coeficiente de redução da área líquida
C_w	Constante de empenamento
D	Diferença de nível entre a base e o topo de talude
d	Diâmetro dos furos; distância; deslocamento
E	Módulo de elasticidade do aço
e	Deslocamento lateral (efeito P- Δ)
F	Força; matriz de forças
F_d	Força resultante de cálculo (ELU)
F_{ser}	Força resultante para ELS
F_{Gi}, k	Valor característico das ações permanentes
F_{Q1}, k	Valor característico da ação variável principal
F_{Qj}, k	Valor característico das ações variáveis secundárias
f_y	Tensão de escoamento
f_u	Tensão de ruptura
G	Módulo de elasticidade transversal do aço
g	Distância entre furos na direção perpendicular à solicitação
h	Altura da edificação; altura do andar; largura da alma
I	Momento de inércia
I_x	Momento de inércia em relação ao eixo x
I_y	Momento de inércia em relação ao eixo y
J	Momento de inércia à torção
K	Matriz de rigidez global

K_x, K_y, K_z	Fatores de comprimento efetivo de flambagem
k_v	Coeficiente de flambagem local por cisalhamento
L	Comprimento; vão teórico; comprimento efetivo
L_x, L_y, L_z	Comprimentos efetivos de flambagem
M	Momento fletor
M_e	Momento crítico de flambagem lateral com torção
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_{Sd}	Momento fletor solicitante de cálculo
M_{re}	Momento fletor resistente para flambagem global
M_{rl}	Momento fletor resistente para flambagem local
M_{rdist}	Momento fletor resistente para flambagem distorcional
N	Número de moradores; força axial
$N_{c,Rd}$	Resistência à compressão de cálculo
$N_{t,Rd}$	Resistência à tração de cálculo
N_{sd}	Força axial solicitante de cálculo
N_{Rd}	Força axial resistente de cálculo
N_{ex}	Força axial de flambagem global elástica por flexão em x
N_{ey}	Força axial de flambagem global elástica por flexão em y
N_{ez}	Força axial de flambagem global elástica por torção
N_{exz}	Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em x
N_{eyz}	Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em y
n_t	Número de furos na seção
P	Carga; força
P_{cr}	Carga crítica de Euler (flambagem)
p	Pressão estática equivalente; peso
q	Pressão dinâmica do vento; carga distribuída
r	Raio de giração
r_0	Raio de giração polar em relação ao centro de torção
r_x, r_y	Raios de giração em relação aos eixos x e y
$S1, S2, S3$	Fatores de correção da velocidade do vento
s	Distância entre furos na direção da solicitação
T	Temperatura °C
t	Espessura do perfil (sem galvanização)

V	Força cortante; velocidade do vento
V_k	Velocidade característica do vento
V_0	Velocidade básica do vento
V_{rd}	Força cortante resistente de cálculo
V_{sd}	Força cortante solicitante de cálculo
W	Módulo de resistência elástico
x_0, y_0	Distâncias do centro de torção ao centro de gravidade
z	Altura do ponto de construção em relação à base do talude;

Símbolos gregos

α	Ângulo de incidência do vento
β	Coeficiente de dilatação térmica
γ	Coeficiente de segurança (ponderador de resistência)
γ_g	Coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coeficiente de ponderação das ações variáveis
δ	Deslocamento; deformação
Δ	Deslocamento relativo; incremento
θ	Ângulo de inclinação do talude; inclinação do telhado
λ	Índice de esbeltez
λ_0	Índice de esbeltez reduzido para flambagem global
λ_l	Índice de esbeltez reduzido para flambagem local
λ_{dist}	Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional
ν	Coeficiente de Poisson
ψ_0, ψ_1, ψ_2	Coeficientes redutores das ações variáveis (combinações)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA	18
1.2	OBJETIVOS	18
1.2.1	OBJETIVO GERAL	18
1.2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	SISTEMA CONSTRUTIVO <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	20
2.1.1	COMPONENTES DO SISTEMA	21
2.1.2	PERFIS DE AÇO UTILIZADOS	30
2.1.3	NORMAS TÉCNICAS DO SISTEMA	33
2.2	FUNDAMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL EM <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	33
2.2.1	TEORIAS E MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	34
2.2.2	AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS	37
2.2.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	39
2.2.4	CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDO AO VENTO NAS EDIFICAÇÕES	44
2.2.5	ANÁLISE ESTRUTURAL DE PRIMEIRA E SEGUNDA ORDEM	51
2.2.6	COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS EM <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	56
2.2.7	DIMENSIONAMENTO DE PERFIS EM <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	57
2.2.8	VERIFICAÇÕES DE DESLOCAMENTOS	71
2.2.9	PROGRAMAS UTILIZADOS NO DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS EM <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	72
3	METODOLOGIA	75
3.1	REVISÃO DO ESTADO DA ARTE	75
3.2	DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DE ESTUDO DE CASO	76
3.2.1	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	76
3.2.2	ANÁLISE ESTRUTURAL	77
3.2.3	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	79
4	CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO E PARÂMETROS ADOTADOS	79
4.1	ESCOPO DO PROJETO ESTRUTURAL	81
4.2	MATERIAIS E TIPOLOGIAS DE LAJE ADOTADAS	81
4.3	CARREGAMENTOS ADOTADOS	82

4.3.1	CARGAS PERMANENTES.....	82
4.3.2	CARGAS DE UTILIZAÇÃO (SOBRECARGA).....	85
4.3.3	CARGAS DE VENTO	85
4.4	MODULAÇÃO ADOTADA	90
4.5	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO ..	91
4.6	COMBINAÇÕES ADOTADAS	97
4.7	ESTRUTURAS DE CAMADAS ADOTADAS	99
4.8	SEÇÕES TRANVERSAIS DOS PERFIS ADOTADOS.....	99
4.9	MODELAGEM TRIDIMENSIONAL UNIFILAR	100
5	RESULTADOS.....	101
6	CONCLUSÃO.....	105
	REFERÊNCIAS.....	107

1 INTRODUÇÃO

O setor da construção civil no Brasil vem passando por constantes transformações, impulsionadas pelo avanço tecnológico, pela necessidade de maior produtividade e pela busca por soluções mais sustentáveis e eficientes. Embora historicamente baseados em métodos tradicionais, como a alvenaria de vedação, os sistemas construtivos vêm se diversificando para atender a novas demandas relacionadas a redução de prazos, diminuição de resíduos, controle de qualidade e melhoria no desempenho das edificações. Nesse contexto, observa-se um movimento crescente em direção à industrialização da construção, processo que visa transferir etapas do canteiro para ambientes controlados de fábrica, garantindo maior precisão dimensional e racionalização dos recursos empregados.

Entre os sistemas que acompanham essa tendência, destaca-se o *Light Steel Frame* (LSF), um sistema construtivo que utiliza perfis leves de aço galvanizado formados a frio como principal elemento estrutural. Esse sistema se caracteriza por um arranjo estrutural em que as paredes desempenham função estrutural, sendo formadas por painéis que possibilitam rapidez na execução, qualidade uniforme e alto nível de precisão. O sistema LSF, amplamente difundido em países de industrialização avançada, tem ganhado espaço no mercado brasileiro devido às suas vantagens construtivas e ao seu potencial para atender projetos de edificações residenciais e comerciais com elevado desempenho.

Apesar dos benefícios associados ao *Light Steel Frame* e de sua crescente adoção, ainda há limitações quanto à difusão desse conhecimento no meio acadêmico, principalmente no que se refere ao desenvolvimento de projetos estruturais. Os currículos da graduação em Engenharia Civil priorizam conteúdos fundamentais para a formação do engenheiro, mas não conseguem abarcar em profundidade todos os processos construtivos contemporâneos presentes no mercado. Como resultado, tecnologias inovadoras, como o LSF, acabam não sendo exploradas de maneira completa, deixando uma lacuna entre o ensino acadêmico e a prática profissional. Diante desse cenário, torna-se relevante investigar e compreender o processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas em *Light Steel Frame*, especialmente por meio de estudos de caso que permitam visualizar sua aplicação real.

1.1 JUSTIFICATIVA

A escolha do tema se justifica pela crescente necessidade de diversificação e atualização do conhecimento no campo da engenharia civil. Embora os cursos de graduação forneçam uma base sólida em sistemas construtivos tradicionais, como concreto armado e alvenaria estrutural, eles não abrangem completamente os sistemas inovadores que vêm transformando o setor da construção. Sistemas como o *Light Steel Frame* representam soluções modernas, eficientes e sustentáveis, cujo estudo aprofundado é essencial para preparar profissionais capazes de atuar em um mercado em expansão.

Além disso, o estudo dos processos de concepção, análise e dimensionamento de estruturas em LSF ainda é pouco explorado no contexto acadêmico brasileiro, o que reforça a relevância de estudos que integrem a aplicação da teoria a casos reais. O desenvolvimento de competências para projetar estruturas nesse sistema contribui para a formação de engenheiros capazes de inovar e propor soluções compatíveis com as demandas atuais de sustentabilidade, economia de recursos e qualidade construtiva.

Portanto, a pesquisa se justifica como uma oportunidade de aprofundamento em um tema atual, pouco abordado na graduação, e como um meio de aproximar o conhecimento teórico das práticas profissionais contemporâneas. Ao analisar um caso específico de residência de alto padrão, é possível compreender de forma prática o processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas em LSF, aprofundando o conhecimento sobre a aplicação do sistema. Esse estudo, além de fortalecer a formação acadêmica, oferece subsídios para futuras aplicações práticas e pesquisas na área, contribuindo para o avanço da engenharia civil frente às demandas do mercado moderno.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

Compreender o processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas no sistema construtivo *Light Steel Frame* através de um estudo de caso em uma residência de alto padrão.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar o estado da arte relacionado ao sistema construtivo *Light Steel Frame*, por meio de levantamento bibliográfico e estudo das normas técnicas aplicáveis;
- Apresentar o roteiro básico de análise e dimensionamento de estruturas no sistema construtivo *Light Steel Frame*, estabelecidos pelas normas técnicas brasileiras;
- Aplicar o roteiro em uma residência de alto padrão.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

As construções podem assumir múltiplos arranjos e finalidades — como moradia, lazer, comércio, indústria, transporte, geração de energia e saneamento. Apesar dessa diversidade, a maior parte das edificações é composta por três elementos fundamentais: paredes, lajes e cobertura (Ching, 2024).

As paredes têm a função de isolar o ambiente interno do externo e de dividir os espaços internos; as lajes atuam como elemento de separação entre pavimentos, servindo de base para o piso superior ou para a cobertura; e a cobertura constitui o fechamento superior da edificação, protegendo-a contra as intempéries (Lunardi, 2022).

Embora essenciais à composição do edifício, nem todas essas partes desempenham função estrutural. Consideram-se estruturais apenas os elementos capazes de suportar cargas e assegurar a forma e a estabilidade da construção. A cobertura, por exemplo, é um elemento estrutural, pois recebe cargas provenientes do vento, da chuva ou até da neve. A laje também desempenha papel estrutural, sustentando o peso de pessoas, móveis e demais objetos (Craoto, 2005).

Esses dois elementos podem, entretanto, ser sustentados de duas maneiras distintas: por um conjunto de paredes, que distribuem as cargas ao longo de sua extensão, ou por um sistema de vigas e pilares, que concentram as cargas em pontos específicos. Sendo assim, as paredes são elementos que nem sempre exercem função estrutural e, em muitos casos, atuam apenas como divisórias, podendo ser removidas sem causar o colapso da edificação (Santiago; Freitas; Craoto, 2012).

Nesse sentido, dois tipos de arranjo estrutural podem ser adotados na construção de uma edificação: aquele em que as paredes suportam cargas e aquele em que elas não suportam. Ao conjunto formado pelo arranjo estrutural, pelos

materiais e pelas técnicas construtivas empregados em uma obra dá-se o nome de sistema construtivo, ou método construtivo (Salgado, 2018).

No Brasil, o sistema construtivo tradicional é denominado alvenaria de vedação, ou, simplesmente, concreto armado, sendo composto por vigas, pilares e lajes de concreto armado. O nome alvenaria de vedação advém do fato de que, nesse sistema construtivo, as paredes não desempenham função estrutural, atuando apenas como elemento de divisão e fechamento (Botelho, 2019).

Nas últimas décadas, a escassez de mão de obra qualificada e a necessidade de construções mais rápidas e precisas impulsionaram a adoção de novos sistemas construtivos no país. Entre eles, destaca-se o *Light Steel Frame*, que representa uma alternativa moderna e eficiente para a construção de edificações de pequeno porte, no qual as paredes exercem função estrutural, integrando a estabilidade e a resistência da edificação (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

2.1 SISTEMA CONSTRUTIVO *LIGHT STEEL FRAME*

O *Light Steel Frame* é um sistema construtivo no qual os elementos fundamentais (paredes, lajes e cobertura) são fabricados a partir de chapas de aço galvanizado dobradas em perfis leves e resistentes (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). Um perfil de aço é uma peça de aço, geralmente alongada, moldada em formas específicas, como “I”, “U”, “L”, “T” ou tubular (Pfeil, 2021).

O sistema LSF é mais rápido, mais leve e produz menos resíduos do que a alvenaria de vedação. Utiliza matéria-prima industrializada e oferece grande flexibilidade de design, adaptando-se facilmente a diferentes tipos de projetos arquitetônicos. Além disso, proporciona excelente desempenho termoacústico, garantindo maior conforto e eficiência (Pedroso et al., 2014).

Embora o sistema apresente uma estrutura considerada muito leve, o aço em si não é um material mais leve que o concreto armado, sendo na realidade três vezes mais pesado. A densidade do aço é de 7850 kg/m^3 , enquanto a do concreto armado é de 2500 kg/m^3 . Diversas classes de resistência existem para ambos os materiais, no entanto, o aço é capaz de resistir à maiores cargas com uma menor área de seção transversal. Botelho (2019) ilustra essa diferença ao comparar um aço com resistência à compressão de aproximadamente 250 MPa a um concreto convencional de cerca de 25 MPa. Nessa relação, o aço é capaz de suportar as mesmas cargas utilizando apenas cerca de 10% do volume necessário para o concreto.

A construção com perfis leves de aço teve seu início no século XIX, mas ganhou popularidade e desenvolvimento significativo a partir da década de 1950, especialmente nos Estados Unidos e na Europa. A evolução do *Light Steel Frame* foi impulsionada pela necessidade de métodos construtivos mais eficientes, produtivos e sustentáveis, que pudessem substituir os métodos tradicionais de construção em madeira e alvenaria. Desde então, o sistema construtivo tem sido aprimorado, impulsionado pelo desenvolvimento das tecnologias de fabricação que possibilitam a produção em larga escala de componentes com alta precisão e qualidade (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

2.1.1 COMPONENTES DO SISTEMA

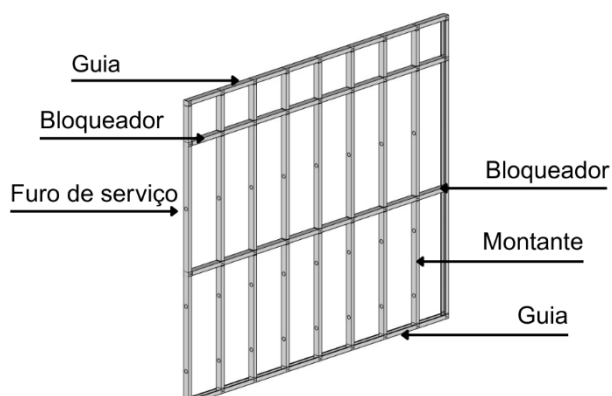
Os componentes do sistema LSF podem ser organizados em: componentes estruturais, componentes de fechamento, componentes de isolamento e componentes de ligação.

Os componentes estruturais referem-se aos elementos que compõem a estrutura das paredes, lajes, coberturas e escadas da edificação. Os componentes de fechamento referem-se aos elementos responsáveis pela vedação interna e externa das paredes. Os componentes de isolamento referem-se aos materiais responsáveis pelo isolamento termoacústico da edificação. E os componentes de ligação referem-se aos elementos responsáveis pela ligação tanto de elementos estruturais entre si, quanto de elementos de fechamento aos elementos estruturais (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

Demais componentes da edificação, como instalações elétricas, hidrossanitárias, forros e revestimentos, não fazem parte diretamente do sistema LSF, mas são integrados a ele da mesma forma que em construções convencionais, seguindo os mesmos princípios de execução e funcionalidade (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

2.1.1.1 COMPONENTES ESTRUTURAIS

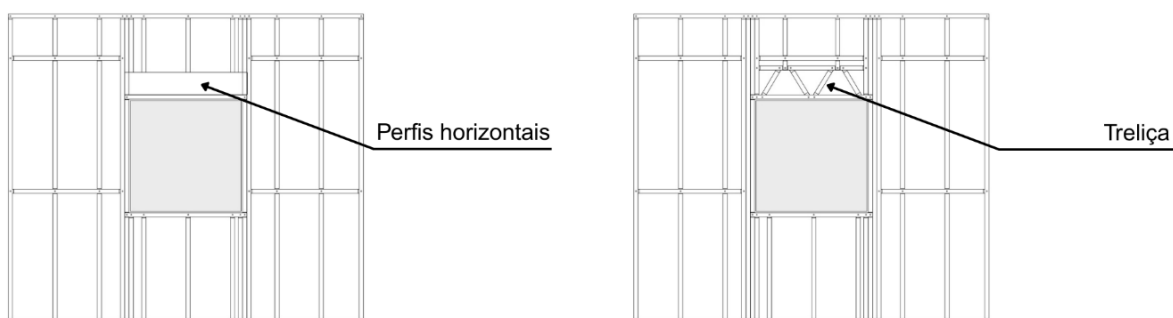
As paredes no sistema LSF são formadas por perfis ligados entre si, em um conjunto denominado painel (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 1 ilustra a estrutura de um painel.

Figura 1 – Painel em LSF

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Os perfis verticais são denominados montantes. Os perfis horizontais situados na base e no topo do painel são denominados guias, enquanto os perfis horizontais situados no interior do painel são denominados bloqueadores. Já os furos presentes nos perfis, necessários para a passagem de tubulações e eletrodutos, recebem o nome de furos de serviço (ABNT NBR 16970, 2022).

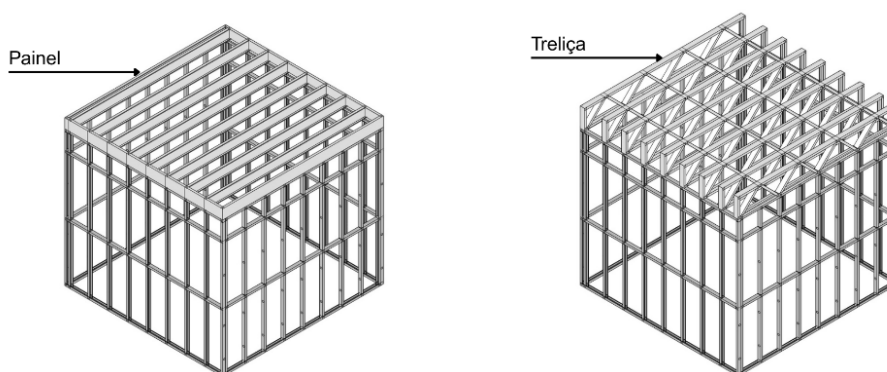
Em aberturas de esquadrias são empregadas as vergas, vigas de transição de força que transferem as cargas para os montantes laterais. Podem ser formadas por um conjunto de perfis horizontais ou por um conjunto de perfis em forma de treliça (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 2 ilustra as composições de vergas.

Figura 2 – Vergas em LSF

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

No sistema LSF, as lajes são sustentadas por uma estrutura denominada entrepiso, que pode ser formada por painéis ou por um conjunto de perfis em forma de treliças (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 3 ilustra as composições de entrepiso.

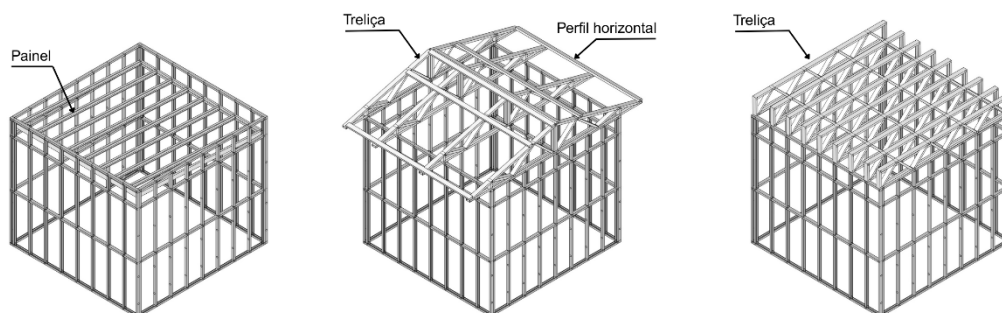
Figura 3 – Entrepisos em LSF



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

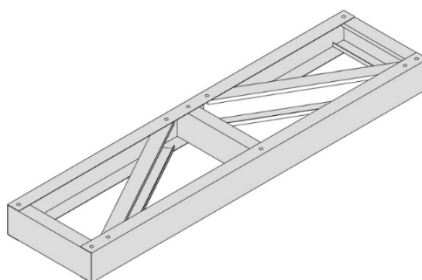
Três tipos de composições de laje podem ser utilizados: laje seca, laje mista e laje úmida. A laje seca é formada por uma placa de OSB (*Oriented Strand Board*), material composto por tiras de madeira orientadas e prensadas com resina, sobre a qual é fixada uma placa cimentícia (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). A laje mista é formada por uma placa de OSB sobre a qual é executado um contrapiso armado com aço (Gois, 2023). Já a laje úmida é formada por concreto moldado *in loco*, armado com aço, sobre o qual é executado um contrapiso. A estrutura de apoio para o lançamento do concreto é composta por uma telha metálica que funciona como forma perdida (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

As coberturas podem ser formadas por painéis inclinados, por um conjunto de perfis em forma de treliças inclinadas ou por um conjunto de perfis em forma de treliças retas, sendo este último mais utilizado em coberturas planas. Terças e ripas são formados por um conjunto de perfis horizontais (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 4 ilustra as composições de cobertura.

Figura 4 – Coberturas em LSF

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

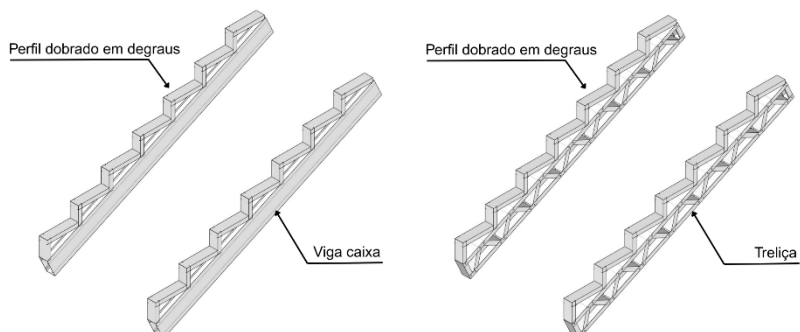
As escadas do sistema LSF são formadas por degraus que podem ser apoiados em três tipos de estrutura de suporte denominadas viga inclinada, painel inclinado e painel escalonado. Os degraus são compostos por um conjunto de perfis semelhantes a um painel (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). A Figura 5 ilustra a composição de um degrau.

Figura 5 – Degrau em LSF

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A estrutura viga inclinada pode ser formada por dois conjuntos de perfis em forma de caixa ou por dois conjuntos de perfis em forma de treliça, sobre o qual são fixados perfis dobrados em forma de degraus. A Figura 6 ilustra a estrutura do tipo viga inclinada.

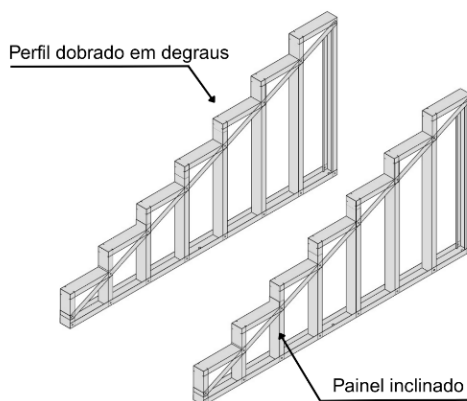
Figura 6 – Escada viga inclinada



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

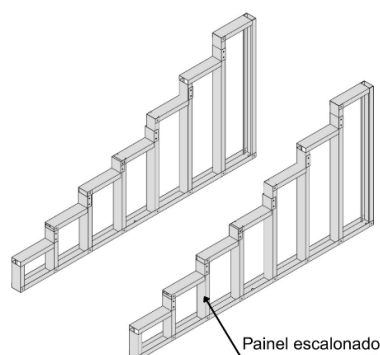
A estrutura painel inclinado é formada por dois conjuntos de painéis, cujos perfis de topo são inclinados, sobre o qual são fixados perfis dobrados em forma de degraus. A Figura 7 ilustra a estrutura do tipo painel inclinado.

Figura 7 – Escada painel inclinado



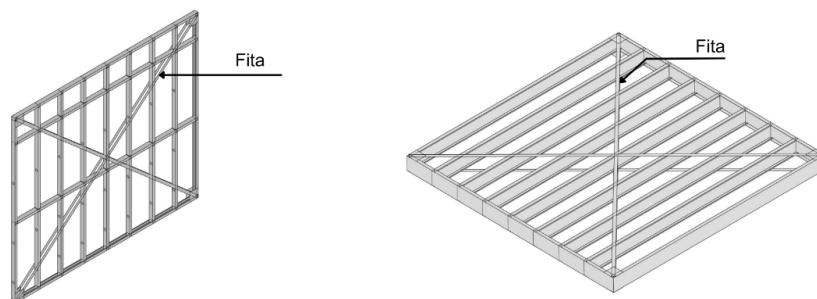
Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A estrutura painel escalonado é formada por dois conjuntos de painéis, cujos montantes e guias de topo assumem a altura correspondente a cada degrau, sobre os quais são fixados os degraus diretamente (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). A Figura 8 ilustra a estrutura do tipo painel escalonado.

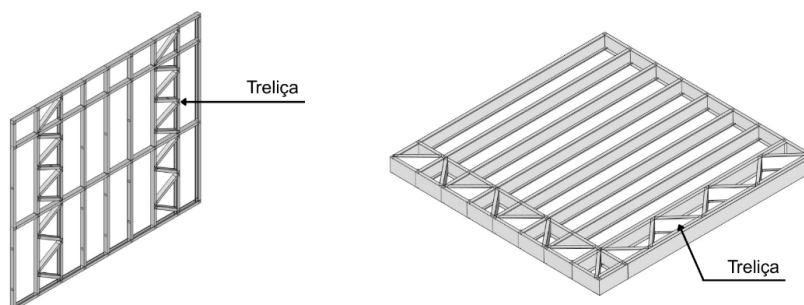
Figura 8 – Escada painel escalonado

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Elementos especiais são inseridos em paredes, entrepisos e coberturas a fim de resistir às forças horizontais causadas pelo vento (contraventamento), sendo estes as fitas de aço e as treliças (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 9 ilustra o contraventamento em fita e a Figura 10 em treliça.

Figura 9 – Contraventamento em fita

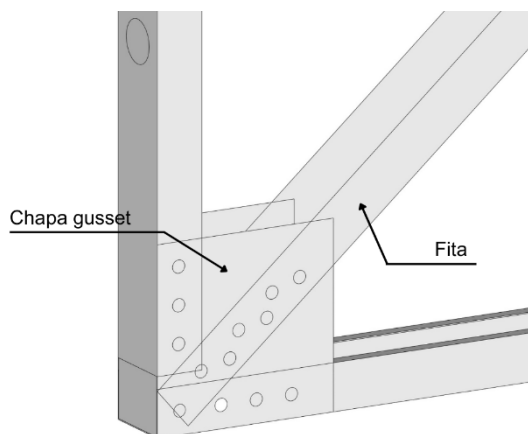
Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Figura 10 – Contraventamento em treliça

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Com o objetivo de reforçar as ligações entre perfis, podem ser empregadas as chapas *gusset*, elementos de transição de força que permitem uma melhor distribuição das cargas aplicadas. A Figura 11 ilustra uma ligação com chapa *gusset*.

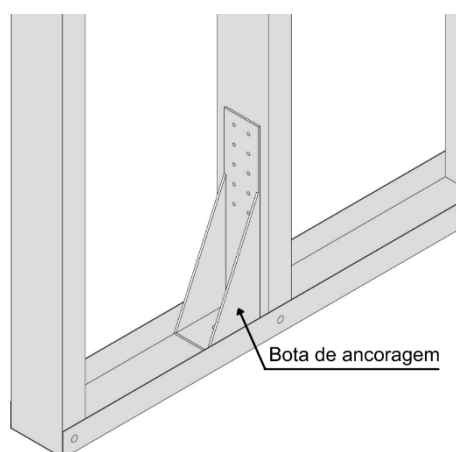
Figura 11 – Ligação com chapa *gusset*



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para transferência de cargas entre os montantes e a fundação, são empregadas as botas de ancoragem, elementos metálicos robustos que também podem ser empregados na transferência de cargas entre pavimentos (ABNT NBR 16970, 2022). As botas de ancoragem também são conhecidas como conectores de ancoragem. A Figura 12 ilustra a utilização de uma bota de ancoragem.

Figura 12 – Bota de ancoragem



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

2.1.1.2 COMPONENTES DE FECHAMENTO

Para vedação das paredes no sistema LSF, são empregadas placas tanto para o fechamento externo, quanto para o fechamento interno (ABNT NBR 16970, 2022).

As placas mais utilizadas no Brasil para fechamento externo são as placas de gesso com fibra de vidro e as placas cimentícias. Contudo, também podem ser empregados outros materiais como o *siding*, a placa de fibrocimento, a placa de fibrocimento autoclavada, o sistema EIFS (*Exterior Insulation and Finish System*) e a placa de OSB. Esta última, embora não seja usada como fechamento final, é bastante empregada em situações em que se deseja conferir maior resistência mecânica às paredes (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

Para o fechamento interno, são utilizadas as placas de gesso acartonado, as mesmas utilizadas no sistema *drywall*. As placas mais comuns no mercado são as placas ST (*standard*), RU (resistente à umidade) e RF (resistente ao fogo). Entretanto, também existem placas desenvolvidas para aplicações específicas, como resistência à radiação, resistência ao impacto e resistência à altas cargas (Cavichioli, 2024).

Além das placas, outro componente importante para o fechamento das paredes é a membrana hidrófuga impermeável, responsável por proteger os perfis de aço que formam a estrutura da edificação contra a corrosão. A membrana hidrófuga impermeável atua como uma barreira, permitindo a saída de água da edificação, em forma de vapor, e impedindo a entrada de água na edificação, em forma líquida. Existem dois tipos de membrana: a membrana do tipo “papel”, fixada entre o painel e as placas de fechamento externo, e a membrana líquida, aplicada diretamente sobre as placas de fechamento externo (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

2.1.1.3 COMPONENTES DE ISOLAMENTO

As paredes no sistema LSF são preenchidas em seu interior por um material isolante termoacústico, com o objetivo de reduzir as trocas de calor e bloquear a transmissão de som entre os ambientes (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

Os materiais isolantes mais empregados são as lãs de origem mineral e sintética, como a lã de vidro, a lã de rocha e a lã de PET (Polietileno Tereftalato). No entanto, também podem ser empregados outros materiais, como é o caso da espuma de poliuretano (Cavichioli, 2024).

Na base das paredes são instaladas a fita de manta asfáltica e a banda acústica: a primeira evita a reação química entre o aço e o cimento, enquanto a segunda reduz a transmissão de ruídos entre a estrutura metálica e a fundação.

2.1.1.4 COMPONENTES DE LIGAÇÃO

Todas as ligações entre perfis no sistema LSF, bem como a conexão entre as placas de fechamento e os perfis, são realizadas por meio de parafusos. Para unir os perfis que compõem a estrutura são utilizados os parafusos ponta broca e ponta agulha, com cabeça do tipo flangeada, sextavada ou panela. Para fixar as placas de fechamento aos perfis são utilizados os parafusos ponta broca, com cabeça do tipo chata ou trombeta (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). A Figura 13 ilustra um parafuso ponta broca com cabeça sextavada e Figura 14 um parafuso ponta agulha com cabeça flangeada.

Figura 13 – Parafuso ponta broca com cabeça sextavada



Fonte: Metal Perfil (2025)

Figura 14 – Parafuso ponta agulha com cabeça flangeada



Fonte: Metal Perfil (2025)

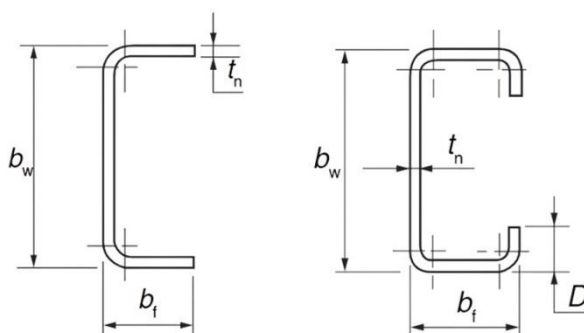
A ancoragem dos painéis de parede com a fundação é realizada por meio de chumbadores, podendo estes serem químicos, com barras roscadas, ou mecânicos, do tipo *parabolt*. A ligação entre os elementos ocorre por intermédio das botas de ancoragem, conforme ilustrado anteriormente na Figura 12.

2.1.2 PERFIS DE AÇO UTILIZADOS

No sistema construtivo *Light Steel Frame* são utilizados perfis de aço formados a frio, isto é, perfis formados a partir da dobra de chapas de aço. Recebem esse nome pelo fato de o processo ocorrer à temperatura ambiente, em oposição aos perfis de aço laminados a quente, moldados a altas temperaturas durante o processo de fabricação do próprio aço (Pfeil, 2021).

Existem diversos tipos de perfis de aço formados a frio, porém, no sistema LSF, a estrutura é composta quase exclusivamente por dois tipos de perfis: o perfil U simples (“U”) e o perfil U enrijecido (“Ue”). Apesar do nome, esses perfis se assemelham visualmente a uma letra “C” (ABNT NBR 16970, 2022). A Figura 15 ilustra os perfis U simples e U enrijecido.

Figura 15 – Perfis U simples e U enrijecido



Fonte: ABNT NBR 15253 (2014)

Cada elemento dos perfis recebe um nome. A mesa é o elemento plano e largo do perfil, geralmente localizado nas extremidades. A alma é o elemento vertical que liga as duas mesas. Já o enrijecedor é o elemento formado por dobras nas mesas, com a finalidade de aumentar a resistência do perfil sem precisar usar mais material. O perfil U simples é composto apenas por mesa e alma, enquanto o perfil U enrijecido inclui, além desses elementos, os enrijecedores, o que proporciona maior resistência estrutural.

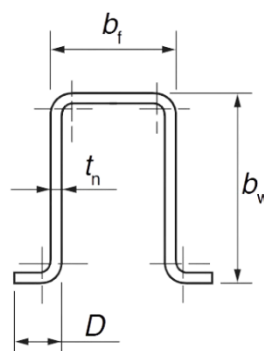
O perfil U simples e o perfil U enrijecido são utilizados em diferentes elementos estruturais do sistema LSF e seu emprego varia de acordo com o modelo de produção do perfil. Conforme esse critério, o perfil pode ser classificado em dois tipos: perfil comercial, também conhecido como *stick*, e perfil engenheirado (Campos, 2014). O perfil comercial é fabricado em comprimentos padronizados, geralmente de 3 ou 6 metros, e exige cortes e adaptações em obra.

Já o perfil engenheirado é fabricado conforme as especificações do projeto estrutural: com o comprimento exato, identificado de acordo com a posição que ocupará na estrutura, com os furos de fixação previamente realizados e com rebaiços para alojar os parafusos, evitando saliências. Além disso, os furos de serviço, para passagem de tubulações e eletrodutos, podem ser feitos em alturas personalizadas, otimizando o processo de montagem.

Quando adotados perfis engenheirados, os elementos estruturais são compostos predominantemente por perfis U enrijecidos, uma vez que a perfiladeira, responsável pela sua fabricação, realiza cortes específicos nas regiões de encaixe facilitando a montagem. Quando adotados perfis comerciais, os perfis U simples são utilizados em guias, bloqueadores, terças e ripas; enquanto os perfis U enrijecidos são utilizados em montantes, vigas e nas diagonais de treliças (Pacheco; Garcia; Silveira, 2023).

Em ripas, é comum o emprego de um terceiro tipo de perfil, denominado perfil cartola, pois, devido ao seu formato, permite uma fixação mais fácil sobre os perfis U simples e U enrijecido, além de ser submetido a cargas menores (Santiago; Freitas; Crasto, 2012). A Figura 16 ilustra o perfil cartola.

Figura 16 – Perfil cartola



Fonte: ABNT NBR 15253 (2014)

A espessura mínima dos perfis utilizados no sistema LSF é de 0,80 mm, exceto os utilizados em ripas, que devem ter espessura mínima de 0,65 mm. É comum no mercado a comercialização de perfis com espessura de 0,95 mm e 1,25 mm. Em geral, perfis formados a frio não são fabricados com espessuras superiores a 3,00 mm, isso se dá por limitações do próprio processo de fabricação empregado, sendo necessária a utilização de perfis laminados a quente quando o cálculo estrutural demanda

espessuras maiores. Em relação à largura, as dimensões mais comercializadas no mercado são as de 90 mm, 140 mm e 200 mm (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

O Quadro 1 mostra os tipos de aços utilizados no sistema *Light Steel Frame*, com suas respectivas resistências ao escoamento e à ruptura, sendo o aço ZAR 230 o mais comum no mercado.

Quadro 1 – Tipos de aço para perfis de estruturas LSF

Especificação	Grau	f_y Mpa	f_u MPa
ABNT NBR 7008-3, ABNT NBR 7013, ABNT NBR 14964, ABNT NBR 15578, ABNT NBR 15253 Chapas finas e bobinas com revestimento metálico	ZAR 230	230	310
	ZAR 250	250	400-560
	ZAR 280	280	450
	ZAR 320	320	485
	ZAR 345	340	400
	ZAR 400	400	450

Fonte: ABNT NBR 16970 (2022)

O Quadro 2 mostra as propriedades mecânicas do aço adotadas para fins de análise e dimensionamento estrutural.

Quadro 2 – Propriedades mecânicas do aço para LSF

Propriedades	
Módulo de elasticidade	$E = 200 \text{ GPa}$
Módulo de elasticidade transversal	$G = 77 \text{ GPa}$
Massa específica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

Fonte: ABNT NBR 14762 (2010)

Os perfis de aço utilizados devem receber uma camada de galvanização a fim de garantir a proteção contra a corrosão, especialmente em ambientes com alta umidade ou presença de agentes agressivos, como a maresia. A ABNT NBR 16970 (2022) estabelece as massas mínimas de revestimento de zinco para dois tipos de ambientes: urbano e rural; e agressivo marinho. O Quadro 3 sintetiza esses valores.

Quadro 3 – Requisitos mínimos de galvanização para perfis de estruturas LSF

Tipo de revestimento e ambiente	Massa mínima do revestimento g/m^2	Designação do revestimento conforme
Zincado por imersão a quente em ambiente urbano e rural	275	Z275 (ABNT NBR 7008-1)

Zincado por imersão a quente em ambiente urbano e rural	350	Z350 (ABNT NBR 7008-1)
---	-----	------------------------

Fonte: ABNT NBR 16970 (2022)

2.1.3 NORMAS TÉCNICAS DO SISTEMA

No Brasil, o sistema construtivo *Light Steel Frame* é normatizado pela NBR 16970 (ABNT, 2022), sendo composta por três partes: Parte 1 – Desempenho; Parte 2 – Projeto estrutural; e Parte 3 – Interfaces entre sistemas.

A Parte 1 estabelece os requisitos de desempenho dos materiais que compõem o sistema, como perfis de aço, parafusos, placas de fibrocimento, placas de gesso com fibra de vidro, entre outros. A Parte 2 trata da definição dos componentes estruturais do sistema, como guias, montantes e composições de laje, mas direciona a análise e o dimensionamento estrutural para as normas NBR 14762 (ABNT, 2010) e NBR 8800 (ABNT, 2024). Por último, a Parte 3 trata das interfaces do sistema, abordando detalhes de conexões entre paredes e esquadrias, paredes e pisos, além das ligações entre o sistema *Light Steel Frame* e outros sistemas construtivos, como a alvenaria de vedação.

A NBR 14762 (ABNT, 2010) estabelece os critérios para o dimensionamento estrutural de perfis formados a frio, abordando os diferentes modos de falha, combinações de ações e verificações de resistência e estabilidade.

Por fim, a NBR 8800 (ABNT, 2024) trata dos critérios gerais para o projeto de estruturas metálicas, abordando aspectos como estabilidade global, dimensionamento de ligações, e segurança estrutural. É aplicada de forma subsidiária nos projetos em *Light Steel Frame*, sempre que a NBR 14762 (ABNT, 2010) não fornece orientações específicas, garantindo a complementaridade necessária para o correto dimensionamento e desempenho das estruturas.

2.2 FUNDAMENTOS DO PROJETO ESTRUTURAL EM *LIGHT STEEL FRAME*

O projeto estrutural de uma edificação consiste em selecionar e posicionar os elementos estruturais necessários para que ela tenha a forma definida no projeto arquitetônico e resista aos efeitos das cargas aplicadas, como o peso de pessoas, móveis, cargas de vento e o peso próprio da construção (Martha, 2022).

Um elemento estrutural pode sofrer cinco tipos de efeitos quando submetido a forças externas: tração, compressão, flexão, cisalhamento e torção. De modo geral, o

efeito que uma força provoca em um elemento estrutural é denominado esforço interno (Hibbeler, 2013).

Quando uma estrutura é submetida a forças externas, ela não permanece totalmente imóvel. A depender do esforço interno, cada elemento tende a se curvar, se alongar ou reduzir de tamanho, o que é chamado de deformação. A deformação faz com que cada ponto da estrutura mude de posição em relação à sua posição original, o que é chamado de deslocamento (Martha, 2022).

Para que uma estrutura permaneça no lugar, é necessário que ela esteja fixa em pontos específicos, chamados de apoios. Normalmente os apoios de uma estrutura tendem a ser o solo, exceto no caso de estruturas apoiadas em outras preexistentes. Os apoios proveem as forças necessárias para manter a estrutura estável, evitando que ela se movimente, essas forças são chamadas reações de apoio (Hibbeler, 2013).

Nesse contexto, o projeto estrutural de uma edificação envolve quatro etapas principais: a primeira, responsável por selecionar e posicionar os elementos que definem a forma e sustentam a edificação, é denominada concepção estrutural; a segunda, responsável por determinar quais esforços internos estão atuando sobre cada elemento da estrutura, as deformações, os deslocamentos e as reações de apoio, é denominada análise estrutural; a terceira, responsável por verificar a capacidade dos elementos estruturais de resistir a esses esforços e verificar o limite dos deslocamentos, é denominada dimensionamento estrutural; e a quarta, responsável por elaborar os desenhos técnicos necessários à construção da estrutura, é denominada detalhamento.

2.2.1 TEORIAS E MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Para realizar a análise estrutural, foram desenvolvidos vários modelos matemáticos capazes de representar uma estrutura, as cargas aplicadas e tornar possível o cálculo dos esforços internos, bem como deformações, deslocamentos e reações de apoio, se aproximando ao máximo dos valores reais que ocorrem na estrutura (Melo; Santos, 2013).

Para estruturas convencionais, formadas por elementos estruturais alongados, como vigas e pilares, cuja uma das dimensões é significativamente maior que as outras duas, foi desenvolvido o modelo de estruturas reticuladas, que representa os elementos estruturais no formato de barras (Avancini, 2015).

Uma barra é uma representação abstrata de um elemento estrutural, representada graficamente por uma linha que coincide com o centro geométrico do elemento ao longo de seu maior eixo. Para fins de cálculo, considera-se que esse elemento possui apenas comprimento, desconsiderando suas demais dimensões. O ponto de encontro entre duas barras é denominado nó (Martha, 2022).

Para mensurar os esforços internos em estruturas extremamente simples, aplica-se a 2ª lei de *Newton* (Silva, 2023), representada pela Equação (1):

$$F = ma \quad (1)$$

onde:

F é a força;

m é a massa; e

a é a aceleração.

Para um corpo permanecer parado sua aceleração deve ser igual a zero, dessa forma, a somatória de forças e momentos atuantes no corpo também devem ser iguais a zero. Momento é uma medida de quanto uma força é capaz de fazer um corpo rotacionar em relação a um ponto de análise, representada pela Equação (2):

$$M = Fd \quad (2)$$

onde:

M é o momento;

F é a força; e

d é a distância ao ponto de análise.

Com a aplicação das condições decorrentes da 2ª lei de *Newton*, somatório de forças e momentos iguais a 0, é possível calcular o valor das reações de apoio para uma estrutura bidimensional simples como um pórtico — estrutura formada por dois pilares, uma viga e dois apoios (Silva, 2023).

Conhecendo os valores das reações de apoio e das forças atuantes é possível mensurar os esforços internos que ocorrem nos elementos da estrutura: tração, compressão, flexão, cisalhamento e torsão. As forças que atuam no sentido axial de um elemento, sentido de maior dimensão, determinam o esforço de tração ou compressão. As forças que atuam nos sentidos perpendiculares ao axial determinam os esforços de cisalhamento. Os momentos que atuam em relação aos eixos perpendiculares ao sentido axial determinam os esforços de flexão e o momento que atua em relação ao eixo axial determina o esforço de torção (Martha, 2022).

O esforço que ocorre no sentido axial, seja de tração ou compressão, é denominado esforço normal. O termo não designa um novo tipo de esforço, é apenas uma nomenclatura que faz referência ao sentido que o esforço ocorre. O esforço de cisalhamento também é denominado esforço cortante.

Em uma estrutura no plano, podem ocorrer 3 esforços em cada elemento: um esforço normal, um esforço cortante e um esforço de flexão. Já em uma estrutura no espaço, podem ocorrer 6 esforços: um esforço normal, dois esforços cortantes, dois esforços de flexão e um esforço de torção (Hibbeler, 2013).

De acordo com Silva (2023), à medida que a estrutura se torna mais complexa, com mais elementos e mais apoios, não é possível determinar os esforços internos e reações de apoio apenas com a aplicação da 2ª lei de *Newton*. Isso ocorre porque parte dos esforços depende diretamente de como a estrutura se deforma quando recebe carregamentos. Ou seja, para descobrir as forças internas é necessário saber quanto cada nó se desloca e quanto cada barra se alonga, se comprime ou se curva. Esses deslocamentos fornecem informações adicionais que, somadas à aplicação da 2ª lei de *Newton*, permitem determinar os esforços internos atuantes na estrutura.

Desse modo, de acordo com Avancini (2015), foram desenvolvidos novos métodos de cálculo para determinação dos esforços internos, sendo os mais conhecidos o método das forças e o método dos deslocamentos.

O método dos deslocamentos evoluiu para o procedimento usado pelos programas modernos de análise estrutural, conhecido como método da matriz de rigidez (Martha, 2022). O procedimento obedece à seguinte lógica: cada barra é capaz de resistir à deformação com uma certa rigidez, a rigidez representa a força de reação que a barra fornece quando um de seus nós sofre um deslocamento. Assim, para cada barra, calcula-se uma pequena tabela matemática que relaciona as forças e os deslocamentos que ocorrem na barra. Essa tabela é chamada de matriz de rigidez da barra.

Em seguida, as matrizes individuais de todas as barras são utilizadas para compor uma grande matriz que representa a estrutura inteira, denominada matriz de rigidez global (Martha, 2022). A matriz de rigidez global é usada na Equação (3):

$$Kd = F \quad (3)$$

onde:

K é a matriz de rigidez global da estrutura;
 d representa as deformações e deslocamentos que acontecem nos nós; e
 F representa todas as forças aplicadas na estrutura.

Para resolver essa equação, os programas de análise estrutural utilizam métodos numéricos capazes de lidar com grandes quantidades de barras e nós, como o método de eliminação de *Gauss* (Melo; Santos, 2013). O resultado é uma análise completa da estrutura, permitindo calcular esforços, deformações e deslocamentos com grande precisão, mesmo em modelos muito complexos.

Com o tempo, esse método matricial foi generalizado e ampliado para permitir analisar elementos de formatos mais variados que barras, como placas, chapas, painéis e sólidos tridimensionais. Essa generalização deu origem ao Método dos Elementos Finitos (MEF) (Martha, 2022).

No MEF, a estrutura não é mais dividida apenas em barras, mas em pequenas partes chamadas elementos finitos, que podem ter diferentes formas — como triângulos, quadriláteros, prismas ou tetraedros — dependendo da geometria da estrutura real. Cada elemento funciona de maneira semelhante a uma barra mais complexa, possuindo sua própria matriz de rigidez. Ao conectar todos esses elementos, o programa monta uma matriz de rigidez global muito maior, mas baseada na mesma lógica do método das barras (Avancini, 2015).

Ainda de acordo com Avancini (2015), o MEF permite representar praticamente qualquer estrutura, mesmo com geometrias irregulares, aberturas, chapas delgadas, placas ou componentes tridimensionais. Os programas de análise estrutural resolvem a equação global usando métodos numéricos eficientes, determinando os deslocamentos em cada ponto da malha e, a partir deles, os esforços, tensões e deformações em toda a estrutura.

Por essa capacidade de representar formas complexas e de descrever o comportamento mecânico com grande precisão, o Método dos Elementos Finitos se tornou o padrão utilizado na engenharia moderna para análises estruturais (Martha, 2022).

2.2.2 AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS

Para que a análise estrutural represente adequadamente o comportamento real de uma edificação, é preciso definir corretamente todas as ações que atuam sobre a estrutura.

O termo ações designa fatores externos capazes de aplicar forças ou ocasionar deslocamentos na estrutura (ABNT NBR 8681, 2025). Na prática, o termo representa as forças externas aplicadas, no entanto, a diferença conceitual é estabelecida, porque nem todas as cargas aplicadas na estrutura tem como origem uma força propriamente dita, como, por exemplo, as forças decorrentes das variações de temperatura, da retração e fluência do concreto, dos deslocamentos que ocorrem nos apoios, ou mesmo das variações de umidade.

As ações são classificadas em permanentes, variáveis ou excepcionais. As ações permanentes são aquelas que atuam durante toda a vida útil da edificação, são representadas pelo peso próprio da estrutura e pelo peso dos materiais de fechamento e revestimento, como paredes, pisos e cobertura. As ações variáveis são aquelas cujo valor pode mudar ao longo do tempo, são representadas pelas cargas de utilização, devido ao peso de pessoas, móveis e equipamentos; e pelas ações da natureza, como vento, neve e atividades sísmicas. As ações excepcionais são raras e de curta duração, sendo consideradas apenas em situações específicas (ABNT NBR 8681, 2025).

As ações do vento merecem destaque, pois geram efeitos que variam conforme a direção e a intensidade das rajadas. O vento exerce pressões e sucções sobre a edificação, podendo produzir forças horizontais significativas (ABNT NBR 6123, 2023). Essas forças tendem a provocar deslocamentos laterais nos pavimentos, exigindo que a estrutura seja dotada de arranjos estruturais capazes para limitar deformações que comprometeriam o conforto dos usuários e o desempenho dos elementos arquitetônicos. No Brasil, em razão de suas características geográficas e climáticas, as cargas provenientes de neve e atividades sísmicas são consideradas apenas em situações específicas.

A NBR 6120 (ABNT, 2019) estabelece as principais cargas devido ao peso dos materiais de fechamento e revestimento das edificações, além de cargas de utilização para os principais ambientes e tipos de edificações. No entanto, é comum que surja a necessidade de considerar materiais não contemplados pela norma, exigindo uma análise com base em catálogos e dados técnicos dos fabricantes. Por sua vez a NBR 6123 (ABNT, 2023) estabelece os métodos de cálculo das forças devido ao vento.

Para fins de segurança estrutural e desempenho, a NBR 8681 (ABNT, 2025) estabelece que a estrutura deve ser analisada e dimensionada frente a duas condições essenciais: o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço

(ELS). O Estado Limite Último corresponde à condição em que se avalia se a estrutura permanece segura sob a atuação das ações, garantindo que não atinja a ruptura de seus elementos estruturais ou situações que levem ao colapso total da edificação. Já o Estado Limite de Serviço corresponde à condição em que se verifica se a estrutura mantém seu desempenho adequado durante o uso normal, com deslocamentos, vibrações, fissurações e deformações limitadas a valores que não prejudiquem o conforto dos usuários nem o funcionamento dos elementos arquitetônicos.

Nesse contexto, a consideração das ações atuantes e das resistências dos materiais é feita de forma conservadora, de modo a garantir margens adequadas de segurança. Para isso, as intensidades das ações são majoradas por coeficientes que representam possíveis variações desfavoráveis, enquanto as resistências dos elementos estruturais são reduzidas, a fim de contemplar incertezas relativas aos materiais, processos executivos e modelos de cálculo (ABNT NBR 8681, 2025).

Para fins de análise estrutural, a NBR 8681 (ABNT, 2025) considera não apenas um conjunto de ações (carregamento) atuando sobre a estrutura, mas sim vários conjuntos de ações que podem atuar em diferentes momentos ao longo da vida útil da estrutura. Para representar as diferentes possibilidades de carregamentos, adota-se o conceito de combinações de ações.

2.2.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

O conceito de combinações de ações é estabelecido pela NBR 8681 (ABNT, 2025). No entanto, no contexto de projeto de estruturas em *Light Steel Frame*, diretrizes mais específicas são estabelecidas pela NBR 14762 (ABNT, 2010).

As combinações de ações baseiam-se no fato de que diferentes cenários de carregamento podem levar a efeitos estruturais distintos e, por vezes, mais críticos do que aqueles obtidos com todas as ações atuando simultaneamente (Pfeil, 2021). Por exemplo, uma residência submetida simultaneamente às sobrecargas de utilização e à sucção do vento pode permanecer estável, pois o peso adicional contribui para aumentar a aderência e a estabilidade da cobertura. No entanto, a mesma residência, submetida apenas à sucção do vento e sem a presença de sobrecargas internas, pode apresentar risco significativo de arrancamento do telhado.

As combinações de ações também consideram que determinadas ações, como as cargas de utilização, dificilmente atingem seus valores máximos no mesmo instante em que ocorre, por exemplo, a máxima ação do vento sobre a edificação, adotando

coeficientes redutores que consideram, estatisticamente, a não simultaneidade de atuação de ações variáveis (ABNT NBR 14762, 2010).

De modo geral, a NBR 14762 (ABNT, 2010) organiza os diferentes tipos de carregamentos que podem ocorrer na estrutura, para o Estado Limite Último, em 4 categorias: combinações últimas normais, combinações últimas especiais, combinações últimas de construção e combinações últimas excepcionais.

As combinações normais abrangem as situações usuais de carregamento previstas ao longo da vida útil da edificação. As de construção referem-se a carregamentos temporários que podem ocorrer durante a execução da obra. As especiais referem-se à ocorrência de carregamentos pouco frequentes, devido a alterações temporárias no uso, por exemplo. Já as excepcionais abrangem carregamentos raros e de baixa probabilidade, mas potencialmente severos, como impactos, explosões ou incêndios.

Para criação de combinações últimas normais, a norma NBR 14762 (ABNT, 2025) estabelece que o conjunto de ações variáveis atuantes na estrutura deve ser percorrido, elegendo a cada iteração, uma ação variável principal. Todas as ações devem ser majoradas por um coeficiente específico para cada tipo de ação, conforme apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g)					
	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 equipamento	
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 (1,00)

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)					
	Efeito da temperatura	Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		
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.						

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 14762 (2010)

As demais ações variáveis, ações variáveis secundárias, devem ser minoradas por um coeficiente estatístico, conforme apresentado no Quadro 5, que considera que as ações secundárias não ocorrem em força máxima junto à principal.

Quadro 5 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, ou de elevadas concentrações de pessoas	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
ψ_0 é o coeficiente redutor para o Estado Limite Último ψ_1 e ψ_2 são os coeficientes redutores para o Estado Limite de Serviço				

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 14762 (2010)

As ações permanentes participam de todas as combinações sem alternância, enquanto as ações variáveis alternam entre si, representando situações em que determinadas sobrecargas estão presentes em certos ambientes e ausentes em outros. É considerada no máximo 1 carga de vento por combinação, uma vez que, no mundo real, o vento não atua em duas direções simultaneamente. O carregamento final aplicado nos elementos da estrutura, em cada combinação, é o somatório de todas as forças presentes na combinação, representado matematicamente pela Equação (4) :

$$F_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

onde:

F_d é a força resultante

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal a cada iteração

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis secundárias

A NBR 14762 (ABNT, 2010) organiza os diferentes tipos de carregamentos que podem ocorrer na estrutura, para o Estado Limite de Serviço, em 3 categorias: combinações quase permanentes, combinações frequentes e combinações raras.

As combinações quase permanentes abrangem situações usuais de carregamento previstas ao longo da vida útil da edificação. As frequentes referem-se a carregamentos que podem atuar várias vezes ao longo da vida útil da edificação. Já as raras referem-se a carregamentos que podem atuar no máximo algumas horas durante o período útil previsto para a edificação.

Para criação de combinações quase permanentes de serviço, a norma NBR 14762 (ABNT, 2025) estabelece que todas as ações permanentes devem ser somadas, sem nenhum tipo de majoração, e todas as ações variáveis devem ser somadas, considerando um coeficiente de minoração específico cada tipo de ação, conforme apresentado no Quadro 5. O carregamento final, em cada combinação, é representado matematicamente pela Equação (5):

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

onde:

F_{ser} é a força resultante

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis

Para criação de combinações frequentes de serviço, a norma NBR 14762 (ABNT, 2025) estabelece que o conjunto de ações variáveis atuantes na estrutura deve ser percorrido, elegendo a cada iteração, uma ação variável principal, minorada por um coeficiente estatístico, conforme apresentado no Quadro 5. As demais ações variáveis, ações variáveis secundárias, devem ser somadas, considerando um coeficiente de minoração específico para cada tipo de ação, também apresentado no Quadro 5. Todas as ações permanentes devem ser somadas, sem nenhum tipo de majoração. O carregamento final, em cada combinação, é o somatório de todas as forças presentes na combinação, representado matematicamente pela Equação (6):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

onde:

F_{ser} é a força resultante

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal a cada iteração

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis secundárias

Para criação de combinações raras de serviço, a norma NBR 14762 (ABNT, 2025) estabelece que o conjunto de ações variáveis atuantes na estrutura deve ser percorrido, elegendo a cada iteração, uma ação variável principal, sem nenhum tipo de minoração. As demais ações variáveis, ações variáveis secundárias, devem ser somadas, considerando um coeficiente de minoração específico para cada tipo de ação, conforme apresentado no Quadro 5. Todas as ações permanentes devem ser somadas, sem nenhum tipo de majoração. O carregamento final, em cada combinação, é o somatório de todas as forças presentes na combinação, representado matematicamente pela Equação (7):

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

onde:

F_{ser} é a força resultante

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal a cada iteração

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis secundárias

2.2.4 CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDO AO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

Para determinar as forças devido ao vento nas edificações, a NBR 6123 (ABNT, 2023) estabelece procedimentos que permitem a conversão da pressão dinâmica do vento em uma pressão estática equivalente, tornando possível sua consideração na etapa de análise estrutural.

Essa conversão é realizada por meio da multiplicação da pressão dinâmica por fatores majoradores ou minoradores denominados coeficientes de pressão e forma, relacionados à geometria da edificação. A norma define dois tipos de coeficientes: o coeficiente de pressão externa, relacionado aos efeitos da circulação do vento ao redor da edificação, e o coeficiente de pressão interna, relacionado ao comportamento do ar no interior da construção.

A pressão estática equivalente é dada pela Equação (8):

$$p = cq \quad (8)$$

onde:

p é a pressão estática equivalente;

c é a combinação dos coeficientes de pressão externa e interna; e

q é a pressão dinâmica do vento.

A pressão dinâmica, por sua vez, é dada pela Equação (9):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (9)$$

onde:

q é a pressão dinâmica do vento dada em N/m^2 ; e

V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é calculada multiplicando-se a velocidade básica do vento por fatores que majoraram ou minoram esse valor, dependendo da

altura da edificação, do relevo do entorno e do tipo da edificação (ABNT NBR 6123, 2023).

A velocidade básica do vento é um valor de velocidade que só acontece na prática a cada 50 anos, com 63% de probabilidade de ocorrer nesse período e 37% de probabilidade de não ocorrer, tendo sido determinado a partir de medições realizadas em diversas localidades do país, a uma altura de 10 metros acima do terreno, em relevo plano. As velocidades básicas do vento para cada localidade do Brasil constam no mapa de isopletas da NBR 6123 (ABNT, 2023). Para sua determinação, foram consideradas apenas rajadas de 3s, uma vez que ventos de grande intensidade tendem a apresentar curta duração. Já para o cálculo do seu valor final, foi realizado um tratamento estatístico sobre os dados (ABNT NBR 6123, 2023).

A velocidade característica do vento é calculada pela Equação (10):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (10)$$

onde:

V_0 é a velocidade básica do vento; e

S_1 , S_2 e S_3 são fatores majoradores ou minoradores.

O fator S_1 é o fator que majora ou minora a velocidade básica do vento baseado no relevo do entorno. Em terrenos planos ou fracamente ondulados, adota-se $S_1 = 1$; em vales profundos, onde o vento tende a ser reduzido, $S_1 = 0,9$; e em taludes ou morros, onde o vento se intensifica, o fator é maior que 1, sendo calculado conforme as seguintes condições, tendo como referência a Figura 17:

Nos pontos A e C, $S_1=1$;

No ponto B, S_1 é dado em função do ângulo de inclinação θ :

Para $\theta < 3^\circ$, $S_1 = 1$;

Para $6^\circ < \theta < 17^\circ$, S_1 é dado conforme a Equação (11):

$$S_1 = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \quad (11)$$

onde:

θ é a inclinação do talude ou morro;

z é a altura até o ponto de construção da edificação, medido a partir base do talude; e

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

Para $\theta > 45^\circ$, S_1 é dado conforme a Equação (12):

$$S1 = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (12)$$

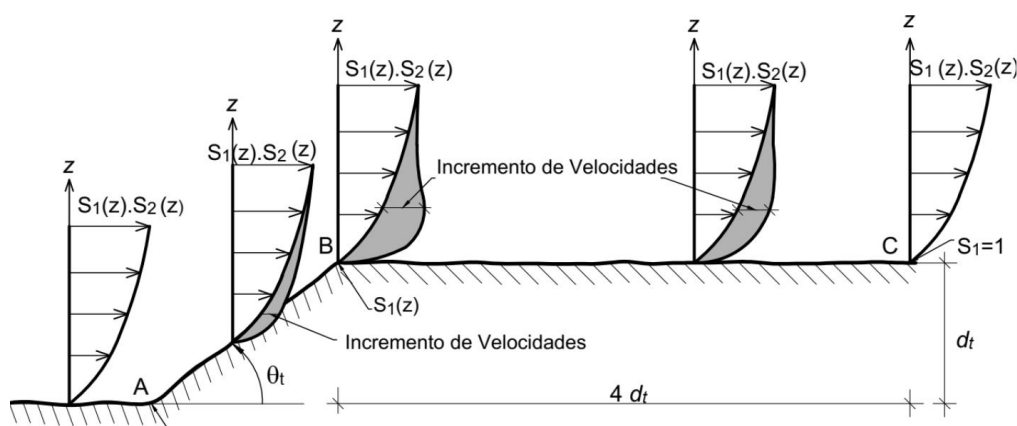
θ é a inclinação do talude ou morro;

z é a altura até o ponto de construção da edificação, medido a partir base do talude; e

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

Para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$, interpolar linearmente;

Figura 17 – Referência para o cálculo do fator S1 em taludes



Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

O fator S2 é o fator que majora ou minora a velocidade básica do vento dependendo das dimensões da edificação, da sua altura e da rugosidade do terreno. Para determinação do fator S2 classifica-se a edificação, com base em sua maior dimensão, em uma das três classes apresentadas no Quadro 6:

Quadro 6 – Classes do fator S2

Classe	Descrição
Classe A	maior dimensão da edificação menor que 20m
Classe B	maior dimensão da edificação entre 20m e 50m
Classe C	maior dimensão da edificação maior que 50m

Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

Do mesmo modo, classifica-se a edificação, com base na rugosidade do terreno no entorno, em uma das cinco categorias apresentadas no Quadro 7:

Quadro 7 – Categorias do fator S2

Categoria	Descrição
Categoria I	superfícies lisas de água com mais de 5km de extensão
Categoria II	obstáculos com altura menor que 1m
Categoria III	obstáculos com altura entre 1m e 3m

Categoria IV	obstáculos com altura entre 3m e 10m
Categoria V	obstáculos com altura maior que 25m

Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

O fator S3 é o fator que majora ou minora a velocidade básica do vento dependendo do tipo de edificação, determinado conforme o Quadro 8:

Quadro 8 – Condições do fator S3

Condição	Fator S3
Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação etc.)	1,1
Edificações para hotéis e residências, comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.)	0,95
Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.)	0,88
Edificações temporárias	0,83

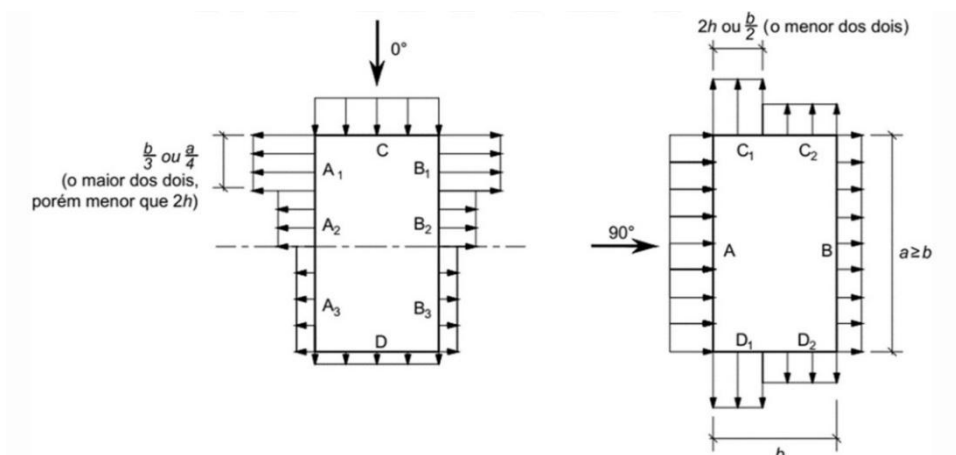
Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

A determinação dos coeficientes de pressão externo nas paredes é realizada de acordo com a forma da edificação. A análise é feita para a incidência de vento em duas direções: 0° e 90° (ABNT NBR 6123, 2023).

Para incidência do vento a 0°, em edificações de planta retangular, a norma divide a superfície das paredes externas em 8 regiões, sendo 1 na frente, 1 nos fundos, 3 no lado esquerdo e 3 no lado direito. Para cada uma das partes são estabelecidos diferentes valores de coeficiente de pressão externo, sendo que em regiões opostas os valores são idênticos.

Para incidência do vento a 90°, em edificações de planta retangular, a norma divide a superfície das paredes externas em 6 regiões, sendo 2 na frente, 2 nos fundos, 1 no lado esquerdo e 1 no lado direito. Para cada uma das partes são estabelecidos diferentes valores de coeficiente de pressão externo, sendo que em regiões opostas os valores são idênticos. A Figura 18 apresenta as divisões definidas pela NBR 6123 (ABNT, 2023) para edificações de planta retangular, considerando a incidência do vento a 0° e 90°.

Figura 18 – Divisões das superfícies de paredes externas para incidência do vento a 0° e 90°



Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

A determinação dos coeficientes de pressão externo nas paredes é feita através da tabela fornecida pela norma, apresentada no Quadro 9, classificando a edificação de acordo com sua altura relativa em um dos três casos apresentados, onde h é altura de edificação e b a menor dimensão da edificação. A partir disso é feita uma nova classificação de acordo com a relação a/b , onde “ a ” é a maior dimensão da edificação.

Quadro 9 – Coeficientes de pressão e forma externos para edificações de planta retangular





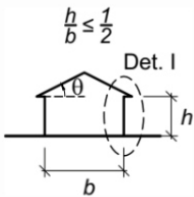
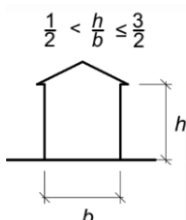
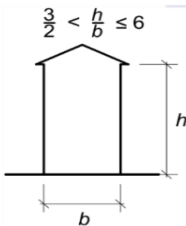
Altura relativa		Valores de C_e para								C_{pe} médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A1 e B1	A2 e B2	C	D	A	B	C1 e D1	C2 e D2	
 $h/b \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

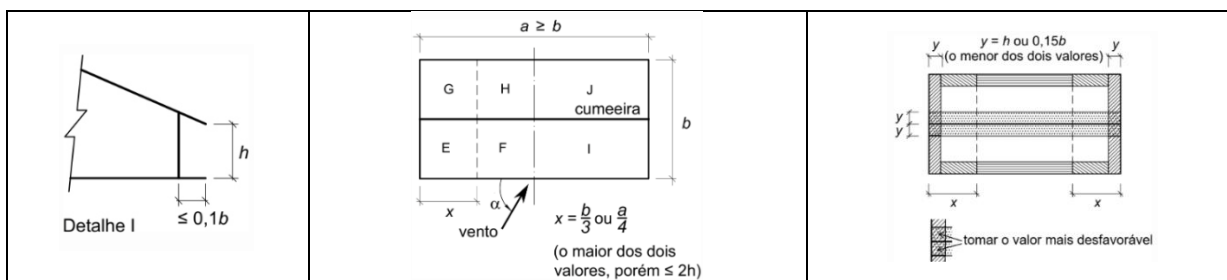
Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6123 (2023)

Com base nessa classificação, obtém-se os valores dos coeficientes de pressão externa para todas as superfícies de parede, tanto para o vento a 0° quanto para o vento a 90°. Se os valores fornecidos pela tabela forem negativos, estes representam valores de sucção, se positivos, representam valores de sobrepressão. Nos cantos das edificações deve ser adotado um coeficiente de pressão externo médio, também fornecido pela tabela da norma.

A NBR 6123 (ABNT, 2023) estabelece procedimentos análogos para a determinação dos coeficientes de pressão externa nos telhados de edificações. O Quadro 10 apresenta a tabela da norma para determinação dos coeficientes de pressão externa para telhados com duas águas.

Quadro 10 – Coeficientes de pressão e forma externos para telhados com duas águas

Altura relativa	θ	Valores de C_{pe} para				C $_{pe}$ médio			
		$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$					
		EFI	GHJ	EG	FH				
 $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ Det. I	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-0,2	-0,2	-0,2	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6123 (2023)

A determinação dos coeficientes de pressão interna depende da classificação das paredes da edificação quanto à permeabilidade ao ar: permeáveis ao ar, quando possuem aberturas ou esquadrias, ou impermeáveis ao ar, quando não apresentam aberturas. A NBR 6123 (ABNT, 2023) estabelece diversos valores de coeficiente de pressão interna (C_{pi}) para diferentes tipos de edificação, a seguir serão apresentados os valores para edificações com aberturas nas paredes e cobertura impermeável.

- Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis
 - Vento perpendicular a uma face impermeável: $C_{pi} = 0,2$
 - Vento perpendicular a uma face impermeável: $C_{pi} = -0,3$
- Quatro faces igualmente permeáveis
 - $C_{pi} = -0,3$ ou 0 (considerar o valor mais nocivo)
- Abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade
 - Abertura dominante na face de barlavento
 - O valor de C_{pi} depende da proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces (paredes e cobertura) submetidas a sucções externas:
 - 1 – $C_{pi} = 0,1$
 - 1,5 – $C_{pi} = 0,3$
 - 2 – $C_{pi} = 0,5$
 - 3 – $C_{pi} = 0,6$
 - 6 ou mais – $C_{pi} = 0,8$
 - Abertura dominante na face de sotavento
 - Adotar o valor do coeficiente de forma externo, coeficiente de pressão externa, correspondente a esta face.
 - Abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa, coeficiente de pressão externa, correspondente ao local de abertura nesta face.

Adotar o valor do coeficiente de forma externo

- Abertura dominante situada em zona de alta sucção externa

O valor de C_{pi} depende da proporção entre a área de abertura dominante (ou área das aberturas situadas nesta zona) e a área total das outras aberturas em todas as faces submetidas a sucções externas:

$$0,25 - C_{pi} = -0,4$$

$$0,50 - C_{pi} = -0,5$$

$$0,75 - C_{pi} = -0,6$$

$$1,0 - C_{pi} = -0,7$$

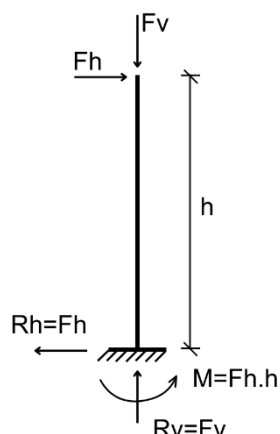
$$1,5 - C_{pi} = -0,8$$

$$3 \text{ ou mais} - C_{pi} = -0,9$$

A partir da determinação dos coeficientes de pressão interno e externo é possível realizar a determinação do coeficiente “c”, na equação da pressão estática equivalente, através da soma vetorial dos coeficientes de pressão interno. Para casos de sobrepressão externa e sucção interna, os dois valores devem ser subtraídos. Já para casos de sobrepressão externa e sobrepressão interna os dois valores devem ser somados. De forma análoga ocorre em casos de sucção externa e sobrepressão interna, e sucção externa e sucção interna.

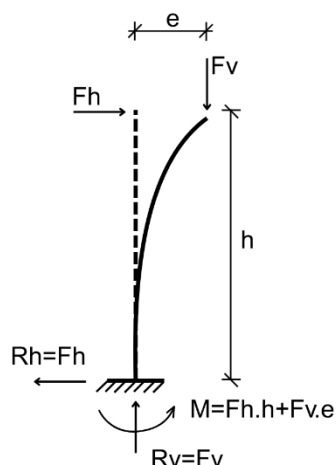
2.2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL DE PRIMEIRA E SEGUNDA ORDEM

Para determinação dos esforços internos e deslocamentos em estruturas de aço, a NBR 8800 (ABNT, 2024), estabelece dois tipos de análise estrutural: a análise de primeira ordem e a análise de segunda ordem. Na análise de primeira ordem assume-se que a estrutura permanece indeformada durante a aplicação das ações, o que não reflete os momentos fletores que realmente atuam na estrutura. A análise de primeira ordem é representada na Figura 19, onde a determinação do momento fletor considera apenas a força horizontal F_h multiplicada pela altura h do pilar.

Figura 19 – Representação de análise de primeira ordem

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Já na análise de segunda ordem considera-se que a estrutura se deforma durante a aplicação das ações, refletindo os momentos fletores adicionais ocasionados por forças axiais. A análise de segunda ordem é representada na Figura 20, onde a determinação do momento fletor considera a força horizontal F_h multiplicada pela altura h do pilar, acrescida de um momento adicional decorrente da força vertical F_v atuando sobre o deslocamento lateral “ e ” gerado pela força horizontal F_h , fenômeno conhecido como efeito $P-\Delta$ ou efeito global de segunda ordem. Esse acréscimo pode ser significativo em estruturas mais esbeltas ou menos rígidas, fornecendo uma representação mais realista dos esforços internos (ABNT NBR 8800, 2024).

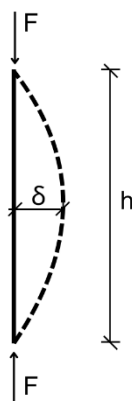
Figura 20 – Representação de análise de segunda ordem

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para a análise de segunda ordem, a NBR 8800 (ABNT, 2024) determina que seja considerada a curvatura natural que os elementos comprimidos desenvolvem sob ação de forças axiais, gerando momentos adicionais ao longo do seu comprimento,

fenômeno conhecido como efeito P- δ ou efeito local de segunda ordem. A Figura 21 apresenta o efeito P- δ .

Figura 21 – Efeito P- δ



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A NBR 8800 (ABNT, 2024) define um critério de classificação que indica, para cada estrutura, se podem ser adotados os esforços obtidos pela análise de primeira ordem ou se devem ser adotados os esforços obtidos pela análise de segunda ordem. No entanto, esse critério exige, justamente, a realização da própria análise de segunda ordem para verificar sua necessidade.

O critério consiste em dividir o deslocamento relativo horizontal de cada andar, obtido na análise de segunda ordem, pelo deslocamento correspondente obtido na análise de primeira ordem. O deslocamento relativo horizontal é medido em relação à base de cada andar. Com base na maior razão encontrada, a estrutura é classificada em três níveis de deslocabilidade. Para uma razão igual ou inferior a 1,1, a estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade; para uma razão entre 1,1 e 1,4, a estrutura é classificada como de média deslocabilidade; e, quando a razão ultrapassa 1,4, a estrutura é considerada como de grande deslocabilidade.

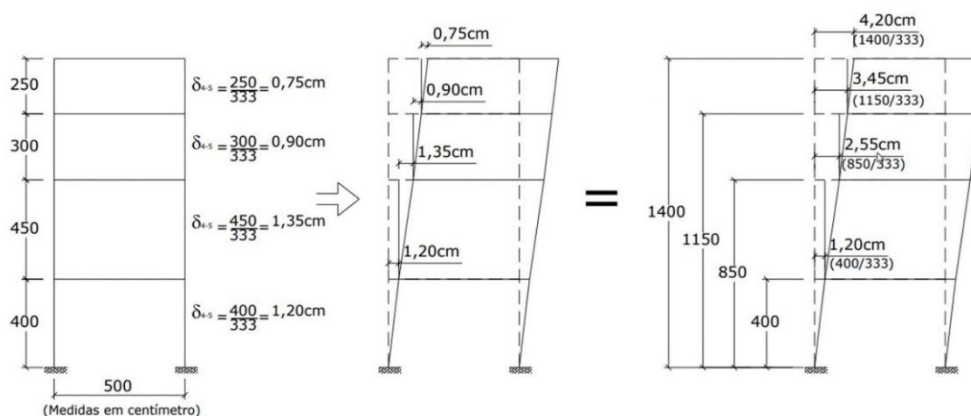
A NBR 8800 (ABNT, 2024) também apresenta, em seu Anexo D, um método manual que permite calcular, de maneira aproximada, os esforços obtidos pela análise de segunda ordem sem a necessidade de sua realização. No entanto, atualmente, a maior parte dos programas de análise estrutural já realiza a análise de segunda ordem de maneira precisa e automatizada.

Para estruturas de pequena deslocabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2024) permite a utilização dos esforços obtidos na análise de primeira ordem para as verificações no Estado Limite Último, desde que a força axial nos elementos seja inferior a 50% da

força de escoamento e que as imperfeições geométricas iniciais sejam consideradas em todas as combinações de ações. As imperfeições geométricas iniciais representam o fato de que os elementos estruturais não são perfeitamente retilíneos, admitindo que já possuam algum deslocamento lateral decorrente do processo de fabricação ou de construção.

A NBR 8800 (ABNT, 2024) apresenta duas formas de considerar as imperfeições geométricas iniciais. A primeira consiste em aplicar, em cada andar, um deslocamento horizontal relativo igual a $h/333$, sendo h a distância entre os pavimentos superior e inferior, medida a partir do eixo das vigas. A Figura 22 apresenta um exemplo de Barros (2010) para a determinação dos deslocamentos horizontais relativos:

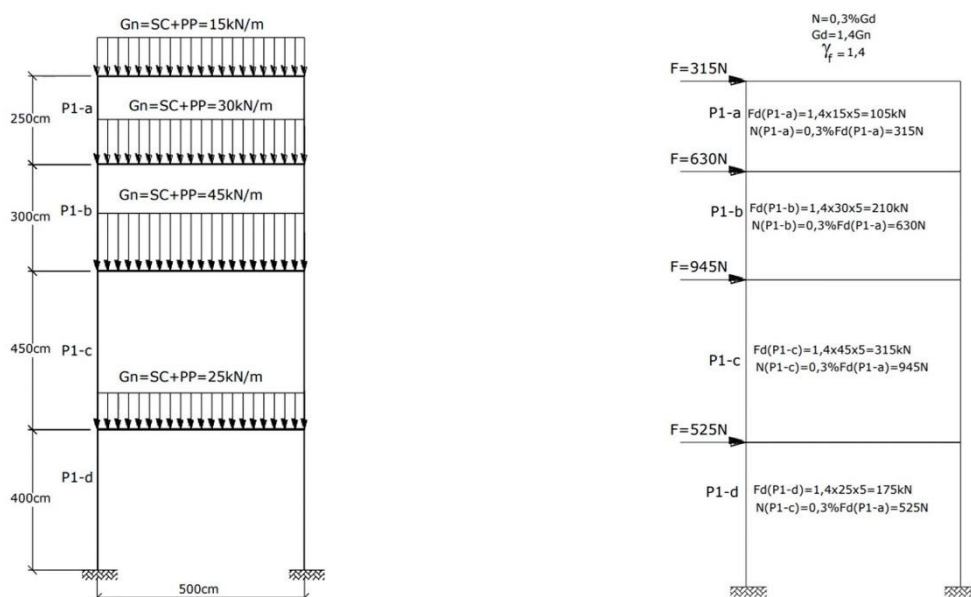
Figura 22 – Exemplo de determinação dos deslocamentos horizontais relativos



Fonte: Adaptado de Barros (2010)

A segunda forma consiste em aplicar uma força horizontal equivalente, denominada força nocional, correspondente a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares. A Figura 23 apresenta um exemplo de Barros (2010) para a determinação das forças nocionais:

Figura 23 – Exemplo de determinação das forças nocionais



Fonte: Adaptado de Barros (2010)

Os efeitos das imperfeições iniciais devem ser avaliados independentemente em relação aos eixos x e y, analisando, em cada eixo, ambos os sentidos.

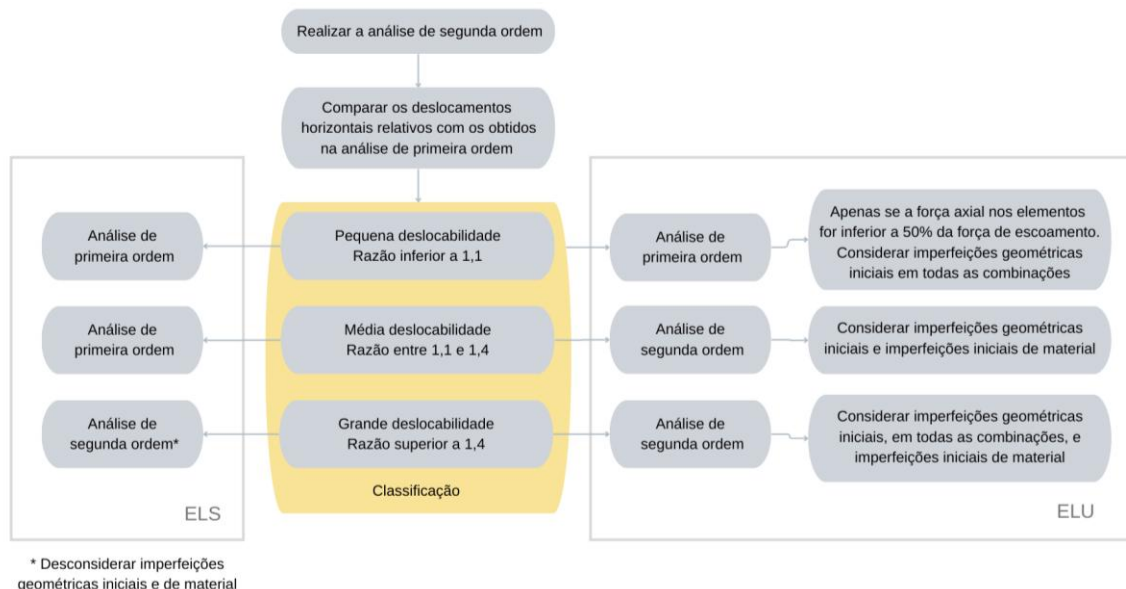
Para estruturas de média deslocabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2024) estabelece que sejam utilizados os esforços obtidos na análise de segunda ordem para verificações no Estado Limite Último, considerando as imperfeições geométricas iniciais dos elementos e as imperfeições iniciais de material, reduzindo o módulo de elasticidade do aço para 80% do seu valor original. A imperfeição inicial de material considera as tensões residuais presentes no aço, resultantes do processo de resfriamento durante sua fabricação, que podem fazer com que o material atinja a tensão de escoamento com apenas parte da força atuante necessária (Pfeil, 2021).

Para estruturas de grande deslocabilidade, a NBR 8800 (ABNT, 2024) estabelece que sejam utilizados os esforços obtidos na análise de segunda ordem para verificações no Estado Limite Último, considerando as imperfeições geométricas iniciais, aplicadas em todas as combinações de ações, e as imperfeições iniciais de material.

Para verificações no Estado Limite de Serviço, a NBR 8800 (ABNT, 2024) permite que em estruturas de pequena e média deslocabilidade seja adotada a análise de primeira ordem. Para estruturas de grande deslocabilidade, a norma exige que seja adotada a análise de segunda ordem. A norma também dispensa, para as verificações no Estado Limite Último, a consideração das imperfeições geométricas iniciais e de material.

A Figura 24 apresenta, em fluxograma, o processo estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2024) para adoção da análise de primeira ou segunda ordem, para verificação dos Estados Limites Último e de Serviço.

Figura 24 – Processo de adoção de análise de primeira ou segunda ordem



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

2.2.6 COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS EM *LIGHT STEEL FRAME*

No sistema construtivo *Light Steel Frame*, as paredes desempenham função estrutural resistindo aos esforços atuantes. Embora também seja possível a utilização de pórticos, essa configuração é menos comum no sistema (Salgado, 2014).

Os montantes recebem esforços majoritariamente de compressão, desempenhando o papel de pilares, sendo dispostos em espaçamentos reduzidos, geralmente de 400 mm ou 600 mm, chamados de modulação. Diferentemente do concreto armado, essa configuração possibilita que cada montante suporte apenas uma pequena fração da carga do pavimento imediatamente superior, substituindo a necessidade de um pilar único e robusto por vários montantes menores distribuídos ao longo da estrutura (Craсто, 2012).

Além disso, o espaçamento de 400 mm ou 600 mm é definido para permitir o aparafusamento das placas de fechamento, correspondendo a submúltiplos das dimensões comerciais padrão dessas placas (1,20 m x 2,40 m). Em paredes externas, os montantes também podem estar sujeitos a esforços de flexão, sobretudo em razão da ação do vento. (Souza, 2014).

As guias, no sistema LSF, não desempenham o papel de vigas. Sua função principal é manter o alinhamento dos montantes durante a montagem dos painéis e permitir o deslocamento em conjunto em caso de atuação de forças horizontais, não sendo projetadas, porém, para resistir a momentos fletores (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

Os elementos estruturais no sistema construtivo *Light Steel Frame* devem estar alinhados, conceito conhecido como *in-line framing*. Os perfis da cobertura devem estar alinhados com os montantes das paredes imediatamente abaixo, assim como as vigas de entrepiso devem estar alinhadas com os montantes das paredes dos pavimentos imediatamente acima e abaixo, de modo que o entrepiso siga a mesma modulação estrutural (Castilhos, 2021).

Nos painéis, a utilização dos bloqueadores tem como função reduzir o efeito da flambagem dos montantes, pois uma altura elevada tende a entortá-los sob ação de cargas de compressão. A introdução de bloqueadores em um ou mais pontos específicos restringe o deslocamento nesses pontos, subdividindo o montante em segmentos menores, tornando cada parte mais resistente à deformação (Santiago; Freitas; Crasto, 2012).

As fitas de contraventamento atuam à tração e são parafusadas em painéis de parede no encontro entre o montante e as guias superior e inferior. Quando a ação do vento tende a deslocar a parte superior do painel, a fita é tensionada e transfere os esforços para a ancoragem na fundação. Por sua vez, as treliças atuam como elementos de contraventamento em virtude de seu arranjo estrutural próprio, intrínseco à sua geometria, o que lhes confere rigidez e capacidade de absorver e redistribuir as cargas aplicadas. De forma análoga, ocorre o contraventamento horizontal de entrepisos e coberturas (Crasto, 2012).

2.2.7 DIMENSIONAMENTO DE PERFIS EM *LIGHT STEEL FRAME*

O dimensionamento de perfis em *Light Steel Frame* segue o mesmo procedimento de dimensionamento de perfis formados a frio, estabelecido pela NBR 14762 (ABNT, 2010).

A determinação da capacidade resistente dos perfis depende de diversas propriedades geométricas intrínsecas ao perfil, sendo elas: a área da seção transversal, os momentos de inércia em relação aos eixos x e y, a inércia à torção, o

raio de giração, as coordenadas do centro de gravidade, a distância ao centro de torção e a constante de empenamento (ABNT NBR 14762, 2010).

Além dessas, existem propriedades que não estão diretamente relacionadas à geometria do perfil, mas sim ao arranjo estrutural do sistema em que ele se insere. É o caso dos comprimentos efetivos de flambagem, designados como L_x , L_y e L_z , que dependem das condições de apoio e da configuração global da estrutura.

A resistência do perfil também resulta das propriedades do aço, sendo elas: a tensão de escoamento, a tensão de ruptura, o módulo de elasticidade, o módulo de elasticidade transversal e o coeficiente de *Poisson* (ABNT NBR 14762, 2010).

O processo de dimensionamento inicia-se, portanto, com a determinação das propriedades geométricas e mecânicas do perfil. Essas propriedades podem ser obtidas por meio de cálculos específicos; porém, devido à complexidade de alguns deles, é comum recorrer a tabelas prontas, que reúnem valores previamente determinados para perfis padronizados.

Em seguida, procede-se ao cálculo da resistência do elemento em relação a cada um dos esforços internos: tração, compressão, flexão e cisalhamento. O cálculo da resistência à torção não é estabelecido pela ABNT NBR 14762 devido à baixa rigidez à torção dos perfis formados à frio, o que faz com estes se deformem muito antes de atingirem a tensão de escoamento.

2.2.7.1 PERFIS SUBMETIDOS À TRAÇÃO

Para o cálculo da resistência de perfis submetidos à tração, é necessário, primeiramente, verificar o índice de esbeltez do perfil o qual deve ser menor ou igual a 300 (ABNT NBR 14762, 2022). O índice de esbeltez é dado pela Equação (13):

$$\lambda = \frac{L}{r} \quad (13)$$

onde:

λ é o índice de esbeltez;

L é o comprimento do perfil; e

r é o raio de giração da seção transversal.

Considerando que a tensão de escoamento é o valor que representa a força que deve ser aplicada em uma área para que um material se deforme permanentemente, a resistência à tração de um perfil é obtida multiplicando-se a

tensão de escoamento do aço pela área da seção transversal, essa relação é denominada resistência ao escoamento da seção bruta (Carvalho, 2020). A expressão correspondente é dada pela Equação (14):

$$N_{t,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma} \quad (14)$$

onde:

$N_{t,Rd}$ é a resistência à tração de cálculo;

A é a área da seção transversal bruta;

f_y é a tensão de escoamento do aço; e

$\gamma = 1,10$ é o coeficiente de segurança correspondente a esta verificação.

No entanto, como os perfis do sistema LSF podem apresentar furos, seja para a passagem de tubulações e eletrodutos, seja para o parafusamento entre perfis, é necessário realizar duas verificações adicionais: a verificação de ruptura da seção líquida fora da região de ligação e a verificação de ruptura da seção líquida na região de ligação (ABNT NBR 14762, 2022).

A verificação de ruptura da seção líquida fora da região de ligação refere-se à ruptura na seção do furo de serviço e é determinada pela multiplicação da área líquida, isto é, a área da seção transversal descontada a área de projeção do furo de serviço, pela tensão de ruptura do aço (Carvalho, 2020). A expressão correspondente é dada pela Equação (15):

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n0} f_u}{\gamma} \quad (15)$$

onde:

$N_{t,Rd}$ é a resistência à tração de cálculo na região fora da ligação;

A_{n0} é a área líquida fora da região de ligação;

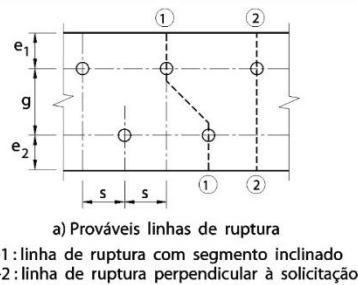
f_u é a tensão de ruptura do aço; e

$\gamma = 1,35$ é o coeficiente de segurança correspondente a esta verificação.

A verificação da ruptura da seção líquida na região de ligação refere-se à ruptura na seção de ligação (parafusamento) entre dois perfis e segue o mesmo princípio de multiplicação da área líquida pela tensão de ruptura. No entanto, a área efetiva considerada é ajustada, correspondendo a 90% da área líquida, acrescida de uma parcela adicional, calculada apenas nos casos de furos desalinhados (ABNT NBR 14762, 2022).

Quando os furos não estão alinhados, o caminho de ruptura pode ocorrer em trajetória diagonal, resultando em uma área resistente ligeiramente maior, valor representado pela parcela adicional. Nesse caso, devem ser avaliados dois cenários: a resistência à tração na trajetória dos furos desalinhados e a resistência à tração ao longo da trajetória alternativa — que segue uma linha reta passando por um número diferente de furos — devendo ser adotado como valor final a menor das duas resistências. A Figura 25 ilustra o caso de furos desalinhados:

Figura 25 – Perfis com furos desalinhados



Fonte: ABNT NBR 14762 (2022).

A ABNT NBR 14762 também introduz o coeficiente de redução da área líquida (C_t), que considera os efeitos de concentração de tensões quando nem todos os elementos do perfil são parafusados na ligação. Dessa forma, a expressão correspondente à verificação de ruptura da seção líquida na região de ligação é dada pela Equação (16):

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma} \quad (16)$$

com A_n dado pela Equação (17):

$$A_n = 0,9 \left(A - n_t d_t t + \frac{\sum t s^2}{4g} \right) \quad (17)$$

onde:

$N_{t,Rd}$ é a resistência à tração de cálculo na região da ligação;

C_t é o coeficiente de redução da área líquida;

A_n é a área líquida na região de ligação;

f_u é a tensão de ruptura do aço;

$\gamma = 1,65$ é o coeficiente de segurança correspondente a esta verificação;

A é a área da seção transversal bruta;

n_t é o número de furos na seção;

d_t é o diâmetro dos furos;

t é a espessura do perfil sem a camada de galvanização;

s é a distância entre furos na direção da solicitação;

g é a distância entre furos na direção perpendicular à solicitação; e

$\frac{\sum ts^2}{4g}$ é o somatório das parcelas referentes a cada uma das diagonais contida

na trajetória.

Se todos os elementos perfil estão conectados, com dois ou mais parafusos na direção da solicitação, $C_t=1$.

Se todos os parafusos estão contidos em uma única seção transversal $C_t = 2,5(d/g) \leq 1$.

Se o perfil for cantoneira ou perfil U, com dois ou mais parafusos na direção da solicitação, $C_t = 1,0 - 1,2(x/L)$. Se o valor de C_t resultar maior que 0,9 adota-se 0,9. Se menor que 0,4, muda-se o arranjo da ligação e aumenta-se o espaçamento entre parafusos para o C_t chegar em pelo menos 0,4.

A força de tração resistente de cálculo é o menor dos valores obtidos considerando o escoamento da seção bruta, ruptura da seção líquida fora da região de ligação e ruptura da seção líquida na região de ligação.

2.2.7.2 PERFIS SUBMETIDOS À COMPRESSÃO

Para o cálculo da resistência de perfis submetidos à compressão, é necessário, primeiramente, verificar o índice de esbeltez (L/r), o qual, ao contrário do que ocorre na tração, deve ser menor ou igual a 200 (ABNT NBR 16970, 2022).

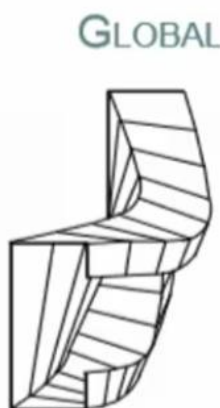
De modo análogo ao cálculo da resistência à tração, a resistência de um perfil submetido à compressão é obtida multiplicando-se a tensão de escoamento do aço pela área da seção transversal. No entanto, coeficientes redutores devem ser aplicados devido a um fenômeno conhecido como flambagem.

A flambagem é um fenômeno no qual um elemento submetido à compressão se encurva antes de ser submetido à tensão de escoamento, perdendo, assim, sua capacidade resistente. Em perfis formados à frio ocorrem três tipos de flambagem: global, local e distorcional. Cada uma delas afeta o comportamento estrutural de maneira distinta.

2.2.7.2.1 FLAMBAGEM GLOBAL

A flambagem global ocorre quando o perfil se deforma como um todo, assumindo uma curvatura contínua ao longo de sua extensão (Chodraui, 2023). A Figura 26 ilustra o fenômeno da flambagem global:

Figura 26 – Flambagem global



Fonte: ITIE (2025)

A carga axial na qual o perfil apresenta o fenômeno da flambagem global é denominada carga crítica de *Euler*, em homenagem ao matemático suíço *Leonhard Euler*, responsável por sua formulação teórica. Ela é dada pela equação:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (18)$$

onde:

P_{cr} é a carga crítica de Euler;

E é o módulo de elasticidade do material;

I é o momento de inércia em relação ao eixo analisado;

K é o fator de comprimento efetivo (depende das condições de apoio); e

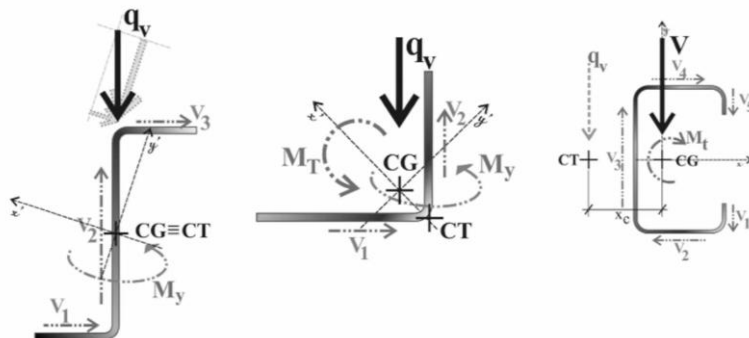
L é o comprimento efetivo do elemento comprimido.

No entanto, em perfis formados a frio, a determinação da carga crítica de flambagem global também depende do tipo de seção transversal do perfil, que pode ser simétrica, monossimétrica ou assimétrica. Em perfis monossimétricos e assimétricos, a carga axial de compressão, além de induzir a flambagem, pode também gerar torção, mesmo que o esforço atuante não seja de torção. Isso ocorre porque o centro de torção (CT) não coincide com o centro de gravidade (CG) da seção transversal do perfil. Para fins de cálculo, assume-se que a carga atua no centro de

gravidade. Em perfis monossimétricos, o CT está deslocado do CG em relação ao eixo x, enquanto em perfis assimétricos o deslocamento ocorre em relação tanto ao eixo x, quanto ao eixo y. Em perfis simétricos a torção não ocorre, pois o centro de torção coincide com o centro de gravidade.

No sistema *Light Steel Frame*, os perfis simétricos comumente empregados são os perfis compostos, formados a partir de perfis U simples e U enrijecido, podendo assumir seção caixa ou seção I. Já os perfis monossimétricos correspondem aos perfis U simples e U enrijecido, enquanto o perfil assimétrico típico é a cantoneira. A Figura 27 apresenta o perfil Z (simétrico em relação a um ponto), o perfil cantoneira (assimétrico) e o perfil U enrijecido (monossimétrico).

Figura 27 – Perfil simétrico, assimétrico e monossimétrico



Fonte: ITIE (2025)

Para perfis simétricos, a NBR 14762 (ABNT, 2010) estabelece que a carga crítica de flambagem global, denominada pela norma força axial de flambagem global elástica, deve ser considerada como a menor entre as três forças a seguir:

- Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x (N_{ex})
- Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y (N_{ey})
- Força axial de flambagem global elástica por torção (N_{ez})

Para perfis monossimétricos, cujo eixo x é o eixo de simetria, a ABNT NBR 14762 estabelece que a carga crítica de flambagem global deve ser considerada como a menor entre as duas forças a seguir:

- Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y (N_{ey})
- Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em relação ao eixo x (N_{exz})

Caso o eixo y seja o eixo de simetria, as forças passam a ser a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x (N_{ex}) e a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em relação ao eixo y (N_{eyz}).

Para perfis assimétricos, a NBR 14762 (ABNT, 2010) estabelece a carga crítica de flambagem global é dada pela menor das raízes da Equação (19):

$$r_0^2(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2(N_e - N_{ey})x_0^2 - N_e^2(N_e - N_{ex})y_0^2 = 0 \quad (19)$$

A seguir, são apresentadas as expressões para as forças axiais de flambagem global elástica N_{ex} , N_{ey} , N_{ez} , N_{exz} e N_{eyz} . Observa-se que as expressões N_{ex} e N_{ey} são exatamente a expressão da carga crítica de Euler em relação a seus respectivos eixos.

- Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x é dada pela Equação (20):

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (20)$$

- Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y é dada pela Equação (21):

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (21)$$

- Força axial de flambagem global elástica por torção é dada pela Equação (22):

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (22)$$

- Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em relação ao eixo x é dada pela Equação (23):

$$N_{exz} = \frac{1}{r_0^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (23)$$

- Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção em relação ao eixo y é dada pela Equação (24):

$$N_{eyz} = \frac{1}{r_0^2} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right] \quad (24)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade do material;

I é o momento de inércia em relação ao eixo analisado;

K é o fator de comprimento efetivo de flambagem em relação ao eixo analisado;

L é o comprimento efetivo de flambagem em relação ao eixo analisado;

C_w é a constante de empenamento;

G é o módulo de elasticidade transversal do material;

J é o momento de inércia a torção;

r_0 é o raio de giração polar da seção em relação ao centro de torção dado pela Equação (25):

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5} \quad (25)$$

r_x e r_y são os raios de giração da seção, respectivamente, em relação aos eixos de inércia x e y ; e

x_0 e y_0 são as distancias do centro de torção ao centro de gravidade, respectivamente, em relação aos eixos x e y .

2.2.7.2.2 FLAMBAGEM LOCAL

Diferentemente da flambagem global, onde um perfil se deforma como um todo, a flambagem local ocorre quando apenas os elementos constituintes do perfil (alma, mesas e enrijecedores) sofrem encurvamento, enquanto as linhas de interseção entre eles permanecem retilíneas, mantendo o ângulo original entre elementos (Monteiro 2017). A Figura 28 ilustra o fenômeno da flambagem local.

Figura 28 – Flambagem local

Fonte: ITIE (2025)

A determinação da tensão crítica de flambagem local ocorre através de duas formas: por meio do uso de programas computacionais que executam uma análise do perfil com base na teoria geral de estabilidade elástica; e por meio da teoria de *von Kármán* (Carvalho, 2021).

A teoria de *von Kármán* modela matematicamente a forma como uma placa começa a se deformar no instante em que sofre flambagem local a fim de determinar sua tensão crítica de flambagem. No entanto, ao invés de calcular diretamente um coeficiente para reduzir a resistência à compressão do perfil, a teoria calcula uma largura fictícia, denominada largura efetiva, já multiplicada por esse coeficiente, para cada elemento do perfil. Assim, para determinar a resistência reduzida do perfil devido à flambagem local, segundo a teoria de *von Kármán*, basta multiplicar as larguras efetivas calculadas pela espessura do perfil e pela tensão de escoamento (Carvalho, 2021).

2.2.7.2.3 FLAMBAGEM DISTORCIONAL

Segundo Chodraui (2023), a flambagem distorcional ocorre quando há uma variação do ângulo entre os elementos constituintes do perfil (alma, mesas e enrijecedores). A Figura 29 ilustra o fenômeno da flambagem distorcional.

Figura 29 – Flambagem distorcional

Fonte: ITIE (2025)

A flambagem distorcional não ocorre em todos os perfis, não ocorrendo, por exemplo, no perfil U simples.

De acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010) a determinação da tensão crítica de flambagem distorcional só é possível através do uso de programas computacionais que executam uma análise do perfil com base na teoria geral de estabilidade elástica, não havendo fórmulas manuais para esse cálculo.

2.2.7.2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A NBR 14762 (ABNT, 2010) estabelece três métodos para determinar a resistência de perfis submetidos à compressão considerando as perdas de resistência ocasionadas pela flambagem global, local e distorcional. Estes são o método da largura efetiva, o método da seção efetiva e o método da resistência direta. Neste trabalho o método da resistência direta.

O método da resistência direta pressupõe a utilização de programas computacionais para análise do perfil por meio da teoria geral da estabilidade elástica, a fim de determinar as tensões críticas de flambagem local e distorcional. Exemplos de programas gratuitos que realizam essa análise são o CUSFM e o GBTUL.

No método da resistência direta, a resistência a compressão característica é o menor valor entre os valores característicos de compressão resistente para flambagem global, flambagem local e flambagem distorcional (ABNT NBR 14762, 2010). Para determinar a resistência de cálculo é dividido o valor encontrado pelo coeficiente de segurança 1,20.

O valor característico de força axial de compressão resistente para flambagem global é dado pelas Equações (26) e (27):

$$N_{c,Re} = (0,658^{\lambda_0^2})A_{fy} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (26)$$

$$N_{c,Re} = \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2}\right) A_{fy} \text{ para } \lambda_0 > 1,5 \quad (27)$$

onde:

$$\lambda_0 = \left(\frac{A_{fy}}{N_e}\right)^{0,5}$$

N_e é a carga crítica de flambagem global apresentada em 2.7.2.1.

O valor característico de força axial de compressão resistente para flambagem local é dado pelas Equações (28) e (29):

$$N_{c,Rl} = N_{c,Re} \text{ para } \lambda_l \leq 0,776 \quad (28)$$

$$N_{c,Rl} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}} \text{ para } \lambda_l > 0,776 \quad (29)$$

onde:

$$\lambda_l = \left(\frac{N_{c,Re}}{N_l}\right)^{0,5}$$

N_l é a carga crítica de flambagem local a ser determinada em programas como o CUFSM e GBTUL.

O valor característico de força axial de compressão resistente para flambagem distorcional é dado pelas Equações (30) e (31):

$$N_{c,Rdist} = A_{fy} \text{ para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \quad (30)$$

$$N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{A_{fy}}{\lambda_{dist}^{1,2}} \text{ para } \lambda_{dist} > 0,561 \quad (31)$$

onde:

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{A_{fy}}{N_{dist}}\right)^{0,5}$$

N_{dist} é a carga crítica de flambagem distorcional a ser determinada em programas como o CUFSM e GBTUL.

2.2.7.3 PERFIS SUBMETIDOS À FLEXÃO

Para o cálculo da resistência de perfis submetidos à flexão também será abordado neste trabalho o método da resistência direta.

No método da resistência direta, a resistência característica a flexão é o menor valor entre os valores característicos de momento fletor resistente para flambagem lateral com torção, flambagem local e flambagem distorcional (ABNT NBR 14762, 2010). Para a determinação da resistência de cálculo é dividido o valor encontrado pelo coeficiente de segurança 1,10.

O valor característico do momento fletor resistente para flambagem lateral com torção é dado pelas Equações (32), (33) e (34):

$$M_{Re} = W f_y \text{ para } \lambda_0 \leq 0,6 \quad (32)$$

$$M_{Re} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)W f_y \text{ para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \quad (33)$$

$$M_{Re} = \frac{W f_y}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \geq 1,336 \quad (34)$$

onde:

$$\lambda_0 = \left(\frac{W f_y}{M_e} \right)^{0,5}$$

W é módulo de resistência elástico;

M_e é o momento crítico de flambagem lateral com torção. Para perfis simétricos ou monossimétricos, adotados no sistema LSF, é dado pela Equação (35):

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (35)$$

onde:

C_b é o fator de modificação para momento fletor não uniforme, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1 ou calculado conforme a Equação (36):

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (36)$$

onde:

M_{max} é o momento máximo

O valor característico do momento fletor resistente para flambagem local é dado pelas Equações (37) e (38):

$$M_{Rl} = M_{Re} \text{ para } \lambda_l \leq 0,776 \quad (37)$$

$$M_{Rl} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}} \right) \frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0,8}} \text{ para } \lambda_l > 0,776 \quad (38)$$

onde:

$$\lambda_l = \left(\frac{M_{Re}}{M_l} \right)^{0,5}$$

M_l é o momento crítico de flambagem local a ser determinado em programas como o CUFSM e GBTUL.

O valor característico do momento fletor resistente para flambagem distorcional é dado pelas Equações (39) e (40):

$$M_{Rdist} = W f_y \text{ para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \quad (39)$$

$$M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}} \right) \frac{W f_y}{\lambda_{dist}} \text{ para } \lambda_{dist} > 0,673 \quad (40)$$

onde:

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{W_{fy}}{M_{dist}} \right)^{0,5}$$

M_{dist} é o momento crítico de flambagem distorcional a ser determinada em programas como o CUFSM e GBTUL.

2.2.7.3.1.1 PERFIS SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA

Para perfis submetidos à flexo-compressão deve ser realizada a verificação (ABNT NBR 14762, 2010) pela Equação (41):

$$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} + \frac{N_{sd}}{N_{rd}} \leq 1 \quad (41)$$

onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

N_{sd} é a força de axial de tração ou compressão solicitante de cálculo;

N_{rd} é a força axial de tração ou compressão resistente de cálculo.

2.2.7.4 PERFIS SUBMETIDOS AO CISALHAMENTO

Para perfis submetidos ao cisalhamento, a força cortante resistente é calculada a partir da relação altura/espessura do perfil (ABNT NBR 14762, 2010) pelas Equações (42), (43) e (44).

- Para $\frac{h}{t} \leq 1,08 \left(E \frac{k_v}{f_y} \right)^{0,5}$

$$V_{rd} = \frac{0,6f_y h t}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (42)$$

- Para $1,08 \left(E \frac{k_v}{f_y} \right)^{0,5} \leq \frac{h}{t} \leq 1,4 \left(E \frac{k_v}{f_y} \right)^{0,5}$

$$V_{rd} = \frac{0,65t^2(k_v f_y E)^{0,5}}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (43)$$

- Para $\frac{h}{t} > 1,4 \left(E \frac{k_v}{f_y} \right)^{0,5}$

$$V_{rd} = \frac{0,905E k_v \frac{t^3}{h}}{\gamma} \quad \gamma = 1,10 \quad (44)$$

onde:

t é a espessura da alma;

h é a largura da alma (altura da parte plana da alma);

k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, dado por:

- para alma sem enrijecedores transversais, ou para $a/h > 3$:

$$k_v = 5$$

- para alma com enrijecedores transversais:

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

onde:

a é a distância entre enrijecedores transversais de alma.

2.2.7.4.1.1 PERFIS SUBMETIDOS À FLEXÃO E CISALHAMENTO

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção devem satisfazer à seguinte expressão (ABNT NBR 14762, 2010) dada pela Equação (45):

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (45)$$

Para barras com enrijecedores transversais de alma deve ser satisfeita a seguinte expressão dada pela Equação (46):

$$0,6 \left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}}\right) + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}}\right) \leq 1,3 \quad (46)$$

onde:

M_{sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{rd} é o momento fletor resistente de cálculo;

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo; e

V_{rd} é a força cortante resistente de cálculo.

2.2.8 VERIFICAÇÕES DE DESLOCAMENTOS

O Quadro 11 apresenta os deslocamentos máximos permitidos pela NBR 16970 (ABNT, 2022).

Quadro 11 – Deslocamentos máximos permitidos pela NBR 16970 (ABNT, 2022)

Descrição	Deslocamento máximo ^a
Travessas de fechamento	L/180 ^b
	L/120 ^{c, d}
Terças de cobertura ^g	L/180 ^e
	L/120 ^{f, i}
Vigas de cobertura ^g	L/250 ^h
Sistema de piso	L/350 ^h

Vigas que suportam pilares ou painéis de parede	$L/500^h$
Edifícios: - Deslocamento horizontal no topo dos pilares ou painéis de parede em relação à base - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos - Deslocamento horizontal, no meio do painel, em relação às extremidades	$H/400$ $h/500$ $h/300$
<p>^a L é o vão teórico entre os apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é altura do andar (distância entre o centro das vigas de dois pisos consecutivos ou entre os centros das vigas e a base, no caso do primeiro andar)</p> <p>^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).</p> <p>^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.</p> <p>^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento), com seu valor característico.</p> <p>^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.</p> <p>^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção), com seu valor característico.</p> <p>^g Evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.</p> <p>^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não pode exceder 15 mm.</p> <p>ⁱ Considerar combinações raras de serviço.</p> <p>^j Levantar em conta apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.</p>	

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 16970 (2022)

2.2.9 PROGRAMAS UTILIZADOS NO DESENVOLVIMENTO DE PROJETOS EM LIGHT STEEL FRAME

Para o desenvolvimento da concepção estrutural e a elaboração dos desenhos técnicos de detalhamento, utilizam-se programas que permitem a modelagem tridimensional da estrutura. Existem diversos programas no mercado dos quais destacam-se: *SketchUp* com o *plugin SketchFramer*, *Vertex BD*, *MCalcLSF*, *Revit* e *SolidWorks* (Almeida, 2022). Para o estudo de caso apresentado neste trabalho, será utilizado o programa *SketchUp* com o *plugin SketchFramer*.

O *SketchUp* é um programa de modelagem tridimensional que permite definir contornos bidimensionais e transformá-los em volumes tridimensionais. O programa possibilita organizar elementos em grupos e componentes, além de trabalhar com diferentes ferramentas de desenho e modificação. Também admite a utilização de *plugins* que complementam suas funções de modelagem.

O *SketchFramer* é um *plugin* gratuito, específico para o sistema *Light Steel Frame*, que opera integrado ao *SketchUp*. Ele permite a modelagem paramétrica dos componentes estruturais, como painéis e treliças (Almeida, 2022). Na criação de um painel, por exemplo, o usuário insere informações como altura, largura, espessura dos montantes, espaçamento entre montantes, quantidade e posicionamento de bloqueadores, entre outros parâmetros. Após o preenchimento desses dados, cabe ao projetista apenas indicar a posição inicial e final do painel no modelo.

O *plugin SketchFramer* gera automaticamente os desenhos de montagem dos componentes da estrutura, painéis e treliças, assim como as plantas de locação desses componentes. Além disso, produz a lista de corte de todos os perfis utilizados e o arquivo de máquina CNC necessário para a fabricação.

Para o desenvolvimento da análise estrutural são utilizados programas especializados nessa função, dentre os quais destacam-se: *CYPE 3D Metálicas*, *RFEM*, *SAP2000*, *SCIA Engineer*, *Strap* e *mCalcLSF* (Barros, 2017). Para o estudo de caso abordado neste trabalho será utilizado o programa *SCIA Engineer*.

O *SCIA Engineer* é um programa de análise estrutural baseado no método dos elementos finitos, utilizado para modelar, analisar e dimensionar diferentes tipos de estruturas. Ele permite a criação de modelos tridimensionais, a aplicação de carregamentos variados e a verificação do comportamento estrutural por meio de análises lineares e não lineares. O programa também possibilita a definição de propriedades de materiais, seções, vínculos e combinações de carga, além de gerar relatórios e resultados gráficos que auxiliam na interpretação do desempenho da estrutura (Almeida, 2022).

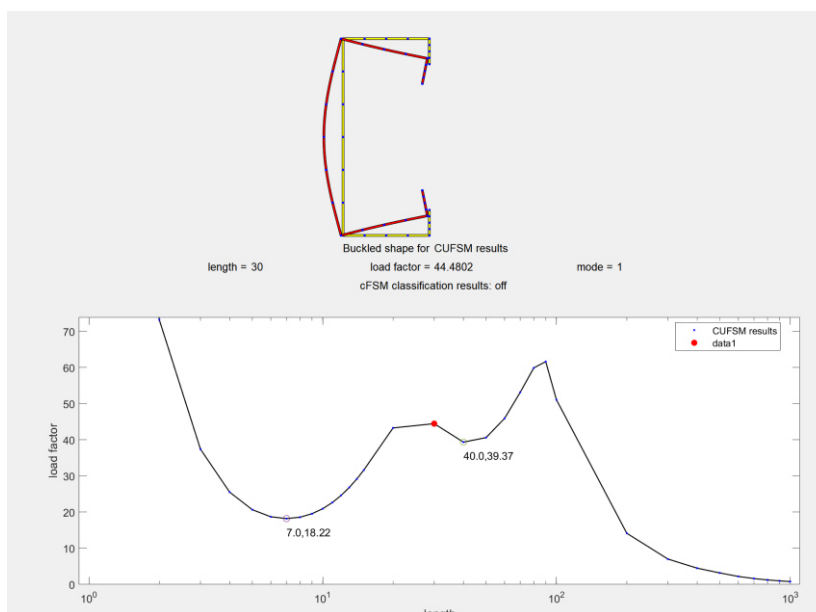
Para o dimensionamento estrutural é comum a utilização dos programas de análise estrutural que já incorporam essa funcionalidade, no entanto nem todos executam o dimensionamento conforme as normas brasileiras. Entre os que executam, destacam-se: *SCIA Engineer* e *mCalcLSF* (Barros, 2017). Para o estudo de caso abordado neste trabalho será utilizado o programa *SCIA Engineer*.

Para o dimensionamento manual de perfis pelo método da resistência direta, a NBR 14762 estabelece a necessidade de utilizar um programa capaz de realizar a análise de estabilidade elástica, determinando as cargas e os momentos críticos de flambagem local e distorcional dos perfis. Entre os programas que realizam essa

função, destacam-se o CUFSM e o GBTUL. Para o estudo de caso apresentado neste trabalho, será utilizado o programa CUFSM no auxílio à realização do pré-dimensionamento e verificações manuais.

O CUFSM é um programa que realiza a análise de estabilidade elástica de perfis formados a frio, baseado no método da curva de estabilidade. O programa trabalha a partir da definição da seção transversal, propriedades do material e condições de contorno, gerando gráficos e modos de flambagem que auxiliam na interpretação do comportamento estrutural dos perfis (Batista, 2011). A Figura 30 apresenta um exemplo de gráfico gerado pelo CUFSM, fornecendo as tensões críticas de flambagem para um perfil U enrijecido com 90 mm de largura e 0,95 mm de espessura ao longo de diversos comprimentos, sendo que o primeiro e o segundo ponto de mínimo correspondem, respectivamente, às tensões críticas de flambagem local e distorcional.

Figura 30 – Exemplo de gráfico gerado pelo CUFSM



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para as verificações manuais de dimensionamento, é comum a utilização de planilhas eletrônicas devido ao grande volume e à natureza sistemática dos cálculos envolvidos. Entre as opções disponíveis no mercado, destacam-se o *Excel* e o *SMath Studio*. No estudo de caso apresentado neste trabalho, será utilizado o programa *SMath Studio*.

O *SMath Studio* é um editor de planilhas eletrônicas voltado para matemática e aplicações de engenharia. Sua interface utiliza símbolos matemáticos intuitivos, como $\sqrt{\quad}$, π e Σ , eliminando a necessidade de recorrer a funções predefinidas. Outro diferencial é a possibilidade de armazenar resultados em variáveis nomeadas, que podem ser reutilizadas em outros cálculos apenas digitando seus nomes, sem referência a células específicas. Além disso, o programa realiza conversão automática de unidades de medida e organiza os cálculos em uma folha contínua, o que facilita a estruturação sequencial do raciocínio, de forma semelhante a um caderno de anotações.

3 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho foi estruturada de modo a contemplar tanto a revisão do estado da arte, quanto o desenvolvimento das etapas de concepção, análise e dimensionamento estrutural do projeto residencial de estudo de caso.

3.1 REVISÃO DO ESTADO DA ARTE

A revisão do estado da arte baseou-se na consulta a manuais técnicos, normas e materiais bibliográficos relevantes para o sistema construtivo Light Steel Frame. Como referência principal, foram utilizados os manuais do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) *Steel Framing – Arquitetura* e *Steel Framing - Engenharia*, que apresentam diretrizes técnicas, recomendações de projeto e fundamentos essenciais para o entendimento do sistema. Da mesma forma, a análise das normas NBR 8681 (ABNT, 2025), 6120 (ABNT, 2019), 6123 (ABNT, 2023), 16970 (ABNT, 2022), 14762 (ABNT, 2010) e 8800 (ABNT, 2024) constituiu uma etapa central da revisão, definindo critérios de cálculo adotados em projetos em LSF.

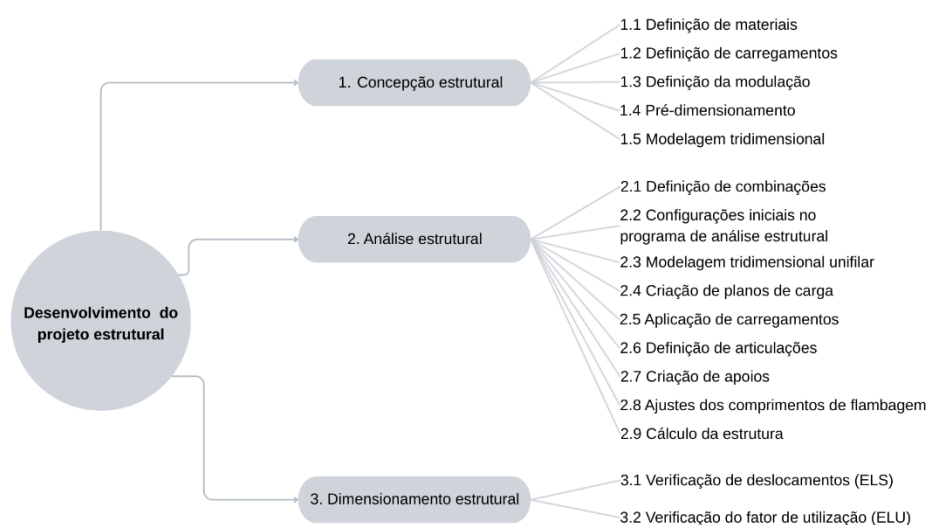
Também foram consultados artigos científicos e trabalhos de conclusão de curso relacionados ao sistema construtivo. Além disso, recorreu-se a livros acadêmicos, especialmente aqueles voltados à teoria da análise de estruturas e ao dimensionamento de perfis formados a frio, considerando a ausência de obras específicas dedicadas ao projeto de estruturas no sistema Light Steel Frame.

3.2 DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DE ESTUDO DE CASO

A metodologia de desenvolvimento do projeto estrutural da residência de estudo de caso foi baseada nas diretrizes estabelecidas pelas normas técnicas analisadas na etapa de revisão do estado da arte. Também foram realizadas consultas a profissionais atuantes no mercado de projetos em *Light Steel Frame*.

O desenvolvimento do projeto foi realizado abrangendo as etapas de concepção, análise e dimensionamento estrutural. A Figura 31 apresenta em fluxograma as etapas e subetapas do projeto.

Figura 31 – Fluxograma das etapas de projeto



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

3.2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A etapa de concepção estrutural teve início com a definição dos materiais de fechamento da edificação, dos materiais de isolamento termoacústico e das tipologias de laje adotadas (seca, mista ou úmida). A partir dessas definições, estabeleceu-se a base para a determinação dos carregamentos atuantes na estrutura.

Os carregamentos considerados compreenderam as cargas permanentes, as cargas de utilização (sobrecargas) e as cargas de vento. As cargas permanentes foram obtidas a partir das propriedades dos materiais especificados, sendo o peso próprio da estrutura calculado automaticamente pelo programa de análise estrutural adotado, SCIA Engineer. As cargas de utilização foram definidas conforme as categorias de uso e valores estabelecidos pela NBR 6120 (ABNT, 2019). Já as cargas de vento foram determinadas segundo os procedimentos de cálculo previstos na NBR 6123 (ABNT, 2023).

Com os carregamentos definidos, procedeu-se à definição da modulação da estrutura. Em seguida, realizou-se o pré-dimensionamento dos perfis a fim de se determinar a largura e a espessura necessários para resistir as cargas de compressão atuantes nas paredes e as cargas flexão atuantes nas lajes e cobertura. Para o pré-dimensionamento dos perfis, foram utilizadas planilhas eletrônicas elaboradas no programa *SMath Studio*, versão 1.3.0.9126.

Por fim, desenvolveu-se a modelagem tridimensional da estrutura utilizando o programa *SketchUp*, versão 2025, por meio do plugin *SketchFramer*, versão 1.5.102, dispondo os perfis selecionados em um arranjo capaz de garantir a forma da edificação e suportar os carregamentos aplicados.

3.2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

A etapa de análise estrutural teve início com a definição das combinações de ações que seriam adotadas no projeto, estabelecidas conforme as definições específicas da norma NBR 14762 (ABNT, 2010). Em seguida, procedeu-se à modelagem tridimensional unifilar da estrutura no programa de análise estrutural *SCIA Engineer*, versão 26. Esse processo foi organizado em duas fases: configuração inicial dos parâmetros de projeto e modelagem da estrutura propriamente dita.

Na fase de configuração inicial foi criada a estrutura de camadas do projeto, separando cada elemento estrutural de acordo com sua função na estrutura, facilitando a seleção e a alteração de propriedades durante a etapa de modelagem e dimensionamento. Em seguida foram criadas as seções transversais dos perfis adotadas no projeto, seguido da criação dos grupos e casos de carga, combinações e classes (envoltórias).

Na sequência, iniciou-se a modelagem da estrutura. As paredes de cada pavimento, os entrespisos e a cobertura foram modelados separadamente no nível 0, estratégia adotada para facilitar a visualização e evitar a sobreposição excessiva de elementos durante a construção do modelo. Após a modelagem final, todos os componentes foram reunidos em um único modelo estrutural. A ordem de modelagem seguiu a lógica executiva da edificação: paredes do pavimento térreo, entrespiso do pavimento superior, paredes do pavimento superior, entrespiso da caixa d'água, paredes da caixa d'água, cobertura do pavimento superior e, por fim, cobertura da caixa d'água.

A modelagem dos elementos das paredes seguiu a seguinte ordem: montantes, aberturas, bloqueadores, guias, montantes de encontro de paredes e treliças de contraventamento. Os bloqueadores foram modelados como barras individuais conectando montantes adjacentes, uma vez que, na execução real, esses elementos possuem furos para encaixe nos montantes que impedem a transmissão de momentos fletores. Já montantes, guias e diagonais das treliças foram modelados como barras contínuas.

Concluída a modelagem preliminar, executou-se um primeiro cálculo estrutural considerando apenas o peso próprio. Para isso, os diferentes conjuntos modelados foram reunidos, e apoios temporários do tipo engaste foram aplicados nos montantes do pavimento térreo, permitindo a verificação do modelo. Essa análise teve como objetivo identificar erros de modelagem, como intersecções incorretas de barras, nós duplicados ou barras desconectadas.

Em sequência, foram criados os planos de carga e aplicados os carregamentos de projeto. O plano de carga é um recurso do programa SCIA Engineer que permite aplicar carga em uma área. Em seguida, o programa automaticamente transforma essa carga distribuída em carregamentos lineares, que são aplicados aos elementos estruturais de acordo com suas respectivas áreas de influência.

Após a aplicação dos carregamentos, foram definidas as articulações da estrutura. Foram articuladas, em relação aos momentos fletores em torno dos eixos x e y, ambas as extremidades dos montantes, bloqueadores e diagonais de treliças, uma vez que as ligações parafusadas entre perfis não transmite momentos fletores significativos.

Posteriormente, procedeu-se à modelagem definitiva dos apoios em cada montante do pavimento térreo, considerando-os articulados em relação aos momentos fletores nos eixos x e y, uma vez que os chumbadores utilizados no sistema LSF não são capazes de resistir a essas solicitações. Em relação ao momento torsor (eixo z), os apoios foram considerados rígidos, refletindo a restrição fornecida pelas guias inferiores contínuas dos painéis.

No sistema LSF, nem todos os montantes são ligados à fundação por meio de chumbadores e botas de ancoragem, normalmente esse tipo de ligação ocorre apenas em montantes de treliças de contraventamento e encontros de parede. Desse modo, para os montantes do pavimento térreo que não se enquadrassem nessas categorias, o apoio foi considerado resistente apenas à compressão.

Por fim, foram ajustados os comprimentos de flambagem de cada barra por meio dos fatores k_x e k_y , adotados igual a 1, e o cálculo final da estrutura foi então executado pelo programa.

3.2.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A etapa de dimensionamento estrutural teve início com a verificação dos deslocamentos globais da estrutura para a envoltória de resultados referente as combinações do Estado Limite de Serviço (ELS), com o objetivo de avaliar a conformidade com os limites estabelecidos pela norma NBR 16970 (ABNT, 2022).

Na sequência, analisou-se o comportamento da estrutura para a envoltória de resultados referentes as combinações do Estado Limite Último (ELU), verificando-se o fator de utilização das barras e os esforços atuantes nos elementos estruturais.

4 CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO E PARÂMETROS ADOTADOS

O projeto estrutural da residência de alto padrão foi desenvolvido a partir do projeto arquitetônico de um sobrado de 240m², cujo uso foi autorizado para fins acadêmicos pela arquiteta autora do projeto. A arquitetura proposta dispõe de garagem, sala com pé direito duplo, cozinha, lavabo, lavanderia e quatro suítes, sendo uma no pavimento térreo. A Figura 32 e a Figura 33 apresentam a fachada frontal e a fachada lateral esquerda do sobrado, respectivamente.

Figura 32 – Fachada frontal do sobrado



Fonte: MP Arquitetura (2025)

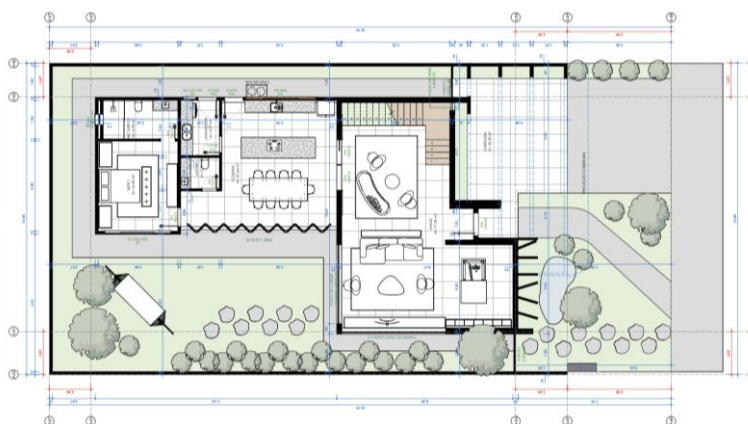
Figura 33 – Fachada lateral esquerda do sobrado



Fonte: MP Arquitetura (2025)

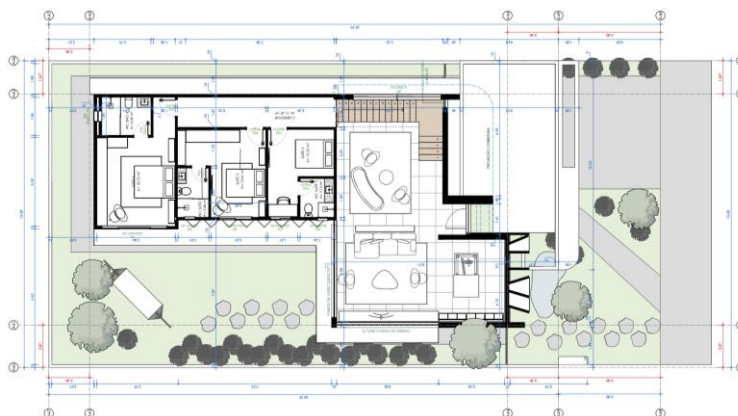
A Figura 34 e a Figura 35 apresentam as plantas baixas do pavimento térreo e do pavimento superior, respectivamente.

Figura 34 – Planta baixa do pavimento térreo



Fonte: MP Arquitetura (2025)

Figura 35 – Planta baixa do pavimento superior



Fonte: MP Arquitetura (2025)

Para o desenvolvimento do projeto estrutural, a construção da obra foi considerada na cidade de Porto Velho – RO.

4.1 ESCOPO DO PROJETO ESTRUTURAL

Embora o projeto estrutural do sobrado em *Light Steel Frame* tenha sido desenvolvido de forma abrangente, alguns elementos que estavam previstos no escopo inicial não foram modelados, especificamente a escada metálica em perfis de aço laminado, as paredes inclinadas na cascata da fachada frontal e a parede curva da fachada frontal.

4.2 MATERIAIS E TIPOLOGIAS DE LAJE ADOTADAS

Para o fechamento externo, foi adotado o sistema EIFS, composto por placas de EPS de 25 mm de espessura fixadas sobre um substrato de placas de OSB de 11,1 mm, revestidas com uma membrana hidrófuga impermeável líquida. Essa solução foi escolhida devido à sua resistência à umidade característica da região de Porto Velho, garantindo durabilidade e manutenção reduzida da fachada.

Para o fechamento interno, foram empregadas placas de gesso acartonado Placo Performa de 12,5 mm de espessura, capazes de suportar diretamente objetos de até 50 kg por ponto, sem necessidade de reforços adicionais. Essa escolha permite ao proprietário total liberdade para instalar móveis planejados em qualquer parede, preservando a estética e a funcionalidade do projeto. Nas áreas molhadas, foram utilizadas placas Placo Performa RU, adequadas para ambientes úmidos. O isolamento termoacústico das paredes foi realizado com espuma de poliuretano, que preenche integralmente as cavidades e proporciona desempenho eficiente tanto térmico quanto acústico.

Quanto às tipologias de laje, a laje do pavimento superior foi executada no sistema úmido, composta por 6 cm de concreto armado com malha de aço, lançado sobre uma telha metálica de 40 mm de altura que atua como forma perdida, sobre a qual foi aplicado um contrapiso de regularização de 4 cm. Essa opção foi adotada para garantir rigidez e reduzir vibrações, proporcionando conforto sensorial compatível com o padrão de residências de alto padrão em concreto armado. Para os beirais e a laje da caixa d'água, foi utilizada uma laje mista, composta por placa de OSB de 18 mm e contrapiso armado de 4 cm, com armadura apenas para evitar trincas e fissuras, garantindo ainda o caimento adequado da água da chuva.

Para os forros, optou-se por placas de gesso, padrão em residências de alto padrão, enquanto a cobertura recebeu telha termoacústica com núcleo isolante em EPS de 50 mm, assegurando desempenho térmico e acústico adequado, em conformidade com o conforto esperado para a residência.

4.3 CARREGAMENTOS ADOTADOS

Os carregamentos adotados foram categorizados em cargas permanentes, cargas de utilização (sobrecarga) e cargas de vento.

4.3.1 CARGAS PERMANENTES

As cargas permanentes foram categorizadas em sete grupos: paredes externas, paredes internas, laje, beirais, laje da caixa d'água, cobertura e caixa d'água. As cargas de peso próprio dos perfis foram consideradas automaticamente pelo programa de análise estrutural.

4.3.1.1 PAREDES EXTERNAS

O Quadro 12 apresenta as cargas adotadas para as paredes externas.

Quadro 12 – Cargas adotadas de paredes externas

Acabamento externo	0,25 kN/m ²
Sistema EIFS (EPS+Basecoat)	0,08 kN/m ²
Placa de OSB 11,1mm	0,07 kN/m ²
Espuma de poliuretano	0,01 kN/m ²
Placa de gesso 12,5mm	0,10 kN/m ²
Acabamento interno	0,25 kN/m ²
TOTAL	0,77 kN/m²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para o acabamento externo e interno, foi considerada a carga de revestimento em porcelanato aplicado em ambas as faces das paredes. Esta previsão assegura ao proprietário total liberdade para escolher entre uma ampla diversidade de revestimentos e oferece flexibilidade para futuras reformas, que poderão ser realizadas sem a necessidade de intervenções ou reforços na estrutura.

4.3.1.2 PAREDES INTERNAS

O

Quadro 13 apresenta as cargas adotadas para as paredes internas.

Quadro 13 – Cargas adotadas de paredes internas

Acabamento interno	0,25 kN/m ²
Placa de gesso 12,5mm	0,10 kN/m ²
Espuma de poliuretano	0,01 kN/m ²
Placa de gesso 12,5mm	0,10 kN/m ²
Acabamento interno	0,25 kN/m ²
TOTAL	0,71 kN/m²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Para o acabamento interno, foi considerada a carga de revestimento em porcelanato aplicado em ambas as faces das paredes. Esta previsão assegura ao proprietário total liberdade para escolher entre uma ampla diversidade de revestimentos e oferece flexibilidade para futuras reformas, que poderão ser realizadas sem a necessidade de intervenções ou reforços na estrutura.

4.3.1.3 LAJE

O Quadro 14 apresenta a carga adotada para a laje do pavimento superior.

Quadro 14 – Carga adotada para a laje do pavimento superior

Porcelanato	0,17 kN/m ²
Argamassa AC3	0,08 kN/m ²
Contrapiso 4cm	0,80 kN/m ²
Concreto 6cm com malha de aço	1,50 kN/m ²
Telha metálica 40mm	0,06 kN/m ²
Instalações	0,05 kN/m ²
Forro de gesso	0,25 kN/m ²
TOTAL	2,91 kN/m²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As instalações referem-se às instalações elétricas e hidráulicas que passam pelo forro, bem como a outros componentes fixos, como um pendente ou um lustre.

4.3.1.4 BEIRAIS

O Quadro 15 apresenta as cargas adotadas para os beirais.

Quadro 15 – Cargas adotadas para os beirais

Contrapiso armado 4cm	0,80 kN/m ²
Placa de OSB 18mm	0,12 kN/m ²
Instalações	0,05 kN/m ²
Forro de gesso	0,25 kN/m ²

TOTAL	1,22 kN/m²
--------------	------------------------------

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As instalações referem-se às instalações elétricas e hidráulicas que passam pelo forro, bem como a outros componentes fixos, como um pendente ou um lustre.

4.3.1.5 LAJE DA CAIXA D'ÁGUA

O Quadro 16 apresenta a carga adotada para a laje da caixa d'água.

Quadro 16 – Carga adotada para a laje da caixa d'água

Contrapiso armado 4cm	0,80 kN/m ²
Placa de OSB 18mm	0,12 kN/m ²
Instalações	0,05 kN/m ²
Forro de gesso	0,25 kN/m ²
TOTAL	1,22 kN/m²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As instalações referem-se às instalações elétricas e hidráulicas que passam pelo forro, bem como a outros componentes fixos, como um pendente ou um lustre.

4.3.1.6 COBERTURA

O Quadro 17 apresenta a carga adotada para a cobertura.

Quadro 17 – Carga adotada para a cobertura

Sistema de energia fotovoltaica	0,15 kN/m ²
Telha metálica com isolamento em EPS 50mm	0,10 kN/m ²
Instalações	0,05 kN/m ²
Forro de gesso	0,25 kN/m ²
TOTAL	0,55 kN/m²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

As instalações referem-se às instalações elétricas e hidráulicas que passam pelo forro, bem como a outros componentes fixos, como um pendente ou um lustre.

4.3.1.7 CAIXA D'ÁGUA

A carga da caixa d'água cheia foi determinada conforme as diretrizes da norma NBR 5626 (ABNT, 2020). O consumo diário de água CD foi calculado para uma residência de médio-alto padrão com 4 moradores e um consumo per capita de 200 L/dia, resultando em 800L/dia, conforme a Equação (47):

$$CD = NC_p \quad (47)$$

onde:

CD é o consumo diário total de água

N é o número de moradores

C_p é o consumo per capita

De acordo com a norma, a capacidade do reservatório deve ser, no mínimo, equivalente a 24 horas de consumo, sendo recomendado que comporte, no máximo, o volume de até três dias. Para atender a essa recomendação com uma margem de segurança, foi especificada uma caixa d'água com capacidade para 1.500 litros, assegurando autonomia de aproximadamente dois dias de consumo.

A carga distribuída da caixa d'água cheia é dada pela Equação (48):

$$q = \frac{p}{A} \quad (48)$$

onde:

q é a carga distribuída

p é o peso da caixa d'água cheia

A é a área do fundo da caixa d'água

Realizando os cálculos, a carga da caixa d'água cheia foi determinada em 6,13kN/m².

4.3.2 CARGAS DE UTILIZAÇÃO (SOBRECARGA)

O Quadro 18 apresenta as cargas de utilização (sobrecarga) adotadas.

Quadro 18 – Cargas de utilização (sobrecarga) adotadas

Laje	1,5 kN/m ²
Beirais e cobertura	0,5 kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Foi adotada a carga de 1,5kN/m² para a sobrecarga de laje devido ao fato do pavimento superior conter apenas dormitórios.

4.3.3 CARGAS DE VENTO

Para o cálculo das cargas de vento foi utilizada a norma NBR 6123 (ABNT, 2023), sendo determinadas a pressão dinâmica do vento, os coeficientes de pressão e forma externos para as paredes, considerando planta retangular; os coeficientes de pressão

e forma externos para o telhado, considerando o telhado com duas águas, e o coeficiente de pressão interno, considerando as paredes externas da edificação com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis. Por fim foi determinada a pressão estática do vento nas paredes e telhado. O cálculo foi realizado considerando a construção na cidade de Porto Velho – RO.

4.3.3.1 DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO

Velocidade básica do vento:

$$V_0 = 30\text{m/s}$$

Fator topográfico S1:

$$S_1 = 1,00 \text{ (Terreno plano ou fracamente acidentado)}$$

Fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno S2:

Rugosidade do terreno: categoria IV

Dimensões da edificação: Classe B

$$Z = 8\text{m}$$

$$S_2 = 0,81 \text{ (Obtido a partir da tabela da norma)}$$

Fator estatístico S3:

$$S_3 = 1,00 \text{ (Edificação Grupo 2)}$$

Pressão dinâmica:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 24,30\text{m/s} \text{ (Velocidade característica do vento)}$$

$$q = 0,613 * V_k^2 = 361,97 \text{ N/m}^2 \text{ ou } 0,36 \text{ kN/m}^2 \text{ (Pressão dinâmica)}$$

4.3.3.2 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO E FORMA EXTERNOS PARA AS PAREDES

$$a = 22\text{m} \text{ (Maior dimensão horizontal da edificação)}$$

$$b = 13\text{m} \text{ (Menor dimensão horizontal da edificação)}$$

$$h = 8\text{m} \text{ (Altura da edificação)}$$

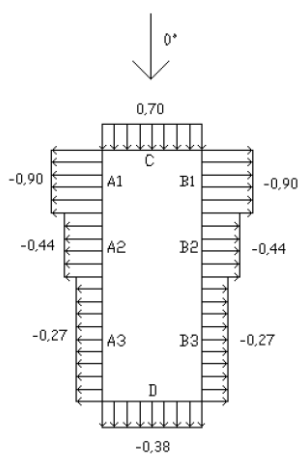
$$h/b = 0,61\text{m}$$

$$a/b = 1,69\text{m}$$

Vento a 0°

A Figura 36 apresenta os coeficientes de pressão e forma externos para as paredes, obtidos a partir da consulta em tabela fornecida pela NBR 6123 (ABNT, 2023).

Figura 36 – Coeficientes de pressão e forma externos para as paredes (Vento 0°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

$$A1 = \max (b/3; a/4) < 2h = 5,50\text{m}$$

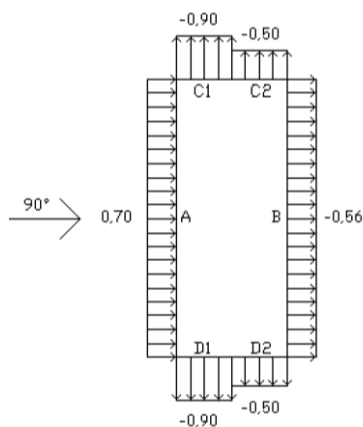
$$A2 = a/2 - a1 = 5,50\text{m}$$

$$A3 = a - A1 - A2 = 11\text{m}$$

Vento a 90°

A Figura 37 apresenta os coeficientes de pressão e forma externos para as paredes, obtidos a partir da consulta em tabela fornecida pela NBR 6123 (ABNT, 2023).

Figura 37 – Coeficientes de pressão e forma externos para as paredes (Vento 90°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

$$C1 = \min (2h; b/2) = 6,50\text{m}$$

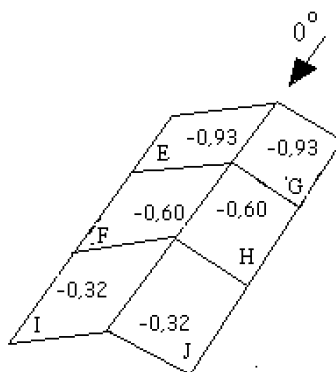
$$C2 = b - C1 = 6,50\text{m}$$

4.3.3.3 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO E FORMA EXTERNOS PARA O TELHADO

Vento a 0°

A Figura 38 apresenta os coeficientes de pressão e forma externos para o telhado, obtidos a partir da consulta em tabela fornecida pela NBR 6123 (ABNT, 2023).

Figura 38 – Coeficientes de forma externo para o telhado (Vento 0°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

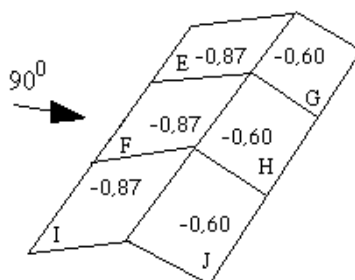
$h_1 = 0,40\text{m}$ (Altura do telhado)

Beta = $3,52^\circ$ (Inclinação de 6%)

Vento a 90°

A Figura 39 apresenta os coeficientes de forma externo para o telhado, obtidos a partir da consulta em tabela fornecida pela NBR 6123 (ABNT, 2023).

Figura 39 – Coeficientes de forma externo para o telhado (Vento 90°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

$h_1 = 0,40\text{m}$ (Altura do telhado)

$\text{Beta} = 3,52^\circ$ (Inclinação de 6%)

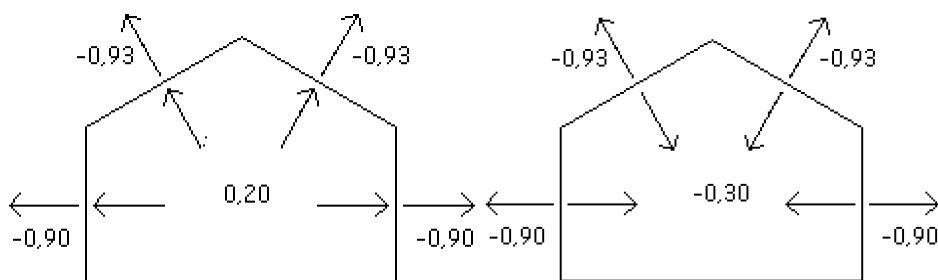
4.3.3.4 DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA

De acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 2025), considerando as paredes externas da edificação com duas faces opostas igualmente permeáveis e as outras faces impermeáveis, deve-se realizar a combinação dos coeficientes de forma externa com os coeficientes de pressão interno (C_{pi}) para os valores de 0,20 e -0,30 e considerar o mais nocivo.

Vento a 0°

A Figura 40 apresenta os coeficientes de pressão e forma externo e pressão interna máximos para a edificação, considerando o C_{pi} igual a 0,20 e -0,30.

Figura 40 – Coeficientes de pressão e forma externos e pressão interna para a edificação (Vento 0°)

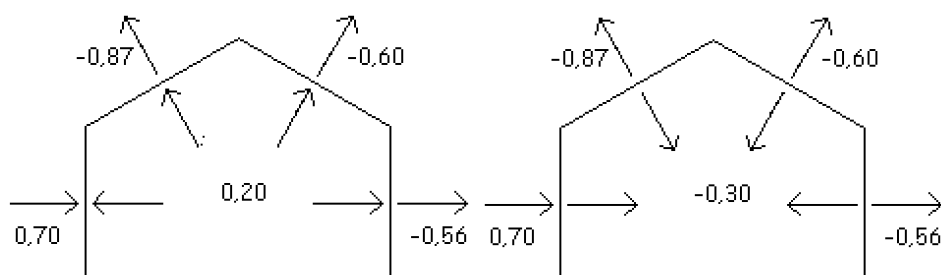


Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Vento a 90°

A Figura 41 apresenta os coeficientes de pressão e forma externos e pressão interna máximos para a edificação, considerando o C_{pi} igual a 0,20 e -0,30.

Figura 41 – Coeficientes de forma externo e pressão interna para a edificação (Vento 90°)

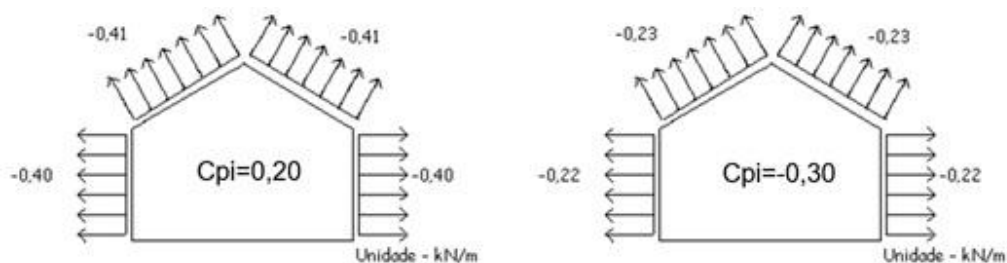


Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.3.3.5 DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO ESTÁTICA DO VENTO NAS PAREDES E TELHADO

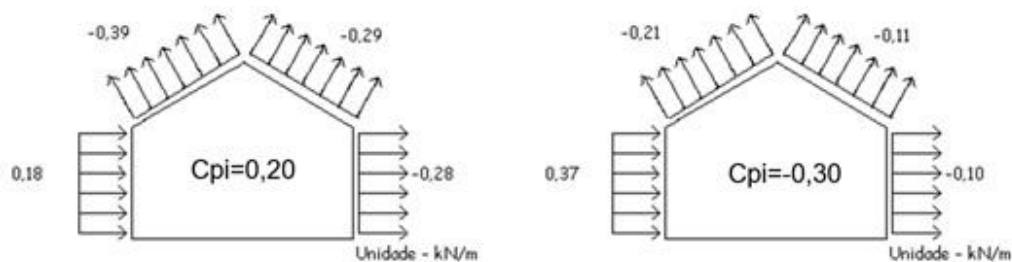
A partir da combinação dos coeficientes de pressão e forma externos e pressão interna para a edificação com vento a 0° e 90° , determinou-se a pressão estática correspondente para cada superfície de parede e telhado, sendo que a situação mais crítica ocorre para $C_{pi} = 0,20$. A Figura 42 apresenta os valores de pressão estática para vento a 0° e a Figura 43 apresenta os valores de pressão estática para vento a 90° .

Figura 42 – Valores de pressão estática (Vento 0°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Figura 43 – Valores de pressão estática (Vento 90°)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.4 MODULAÇÃO ADOTADA

A modulação da estrutura foi adotada em 400mm, pois, atualmente, os fabricantes de placas de fechamento e placas de OSB para lajes, no Brasil, não oferecem garantia para o espaçamento de 600mm. Também foi considerada a carga

de laje atuante nas vigas de entrepiso, uma vez que foi adotada a laje do tipo úmida, a mais pesada de todas.

4.5 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL ADOTADA E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A concepção estrutural foi realizada a partir da definição das estruturas de sustentação do entrepiso do pavimento superior, do entrepiso da caixa d'água e da cobertura, estabelecendo se seriam painéis ou treliças. No sistema LSF, essas estruturas são preferencialmente apoiadas nas paredes da edificação.

Para o entrepiso do pavimento superior, apoiado nas duas paredes externas da edificação, estimou-se o momento fletor solicitante para um elemento único da estrutura (montante do painel ou treliça) considerando as cargas permanentes e de utilização (sobrecarga), majoradas pelos coeficientes 1,35 e 1,50, respectivamente; e adotando-se como área de influência o comprimento do vão multiplicado pela modulação do projeto. O momento fletor solicitante foi obtido pela Equação (49):

$$M = \frac{(qm)l^2}{8} \quad (49)$$

onde:

M é o momento fletor solicitante;

q é a soma das cargas permanentes e de utilização majoradas;

l é o comprimento do vão; e

m é a modulação adotada;

Considerando:

$$q = 6,17kN/m^2;$$

$$l = 6,60m; \text{ e}$$

$$m = 0,40m;$$

O momento fletor solicitante para o elemento analisado foi determinado em 13,44kNm.

Através do método da resistência direta, com auxílio do programa CUFSM, foi elaborado o Quadro 19 com os momentos fletores resistentes para perfis U enrijecido de 90mm, 140mm e 200mm de largura, nas espessuras de 0,95mm e 1,25mm, considerando o vão de 6,40 e bloqueadores a cada 1,20m (Lx=6,40m, Ly=1,20m e Lz=1,20m).

Quadro 19 – Momentos fletores resistentes (Lx=6,40m, Ly=1,20m e Lz=1,20m)

Perfil	Tipo	Momento fletor resistente (kNm)
90x40x12x0,95	U enrijecido	0,98
90x40x12x1,25	U enrijecido	1,29
140x40x12x0,95	U enrijecido	1,57
140x40x12x1,25	U enrijecido	2,32
200x40x12x0,95	U enrijecido	2,05
200x40x12x1,25	U enrijecido	3,24

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Como nenhum dos perfis avaliados apresentou resistência suficiente para o momento fletor solicitante, adotou-se a solução em treliça. Em sequência, procedeu-se à determinação da altura da treliça, por meio da Equação (2):

$$M = f d \quad (2)$$

Foi considerada inicialmente uma treliça com 50cm de altura. A força de tração/compressão atuante nos banzos da treliça foi determinada isolando-se f na Equação (2), resultando em 26,88kN. Através do método da resistência direta, com auxílio do programa CUFSM, foi elaborado o Quadro 20 com a resistência a compressão de perfis U simples de 90mm, 140mm e 200mm de largura, nas espessuras de 0,95mm e 1,25mm, considerando bloqueadores a cada 1,20m e diagonais de treliça a cada 0,80m ($L_x=0,80m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$).

Quadro 20 – Resistência à compressão ($L_x=0,80m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)

Perfil	Tipo	Resistência à compressão (kN)
90x40x0,95	U simples	11,22
90x40x1,25	U simples	18,21
140x40x0,95	U simples	12,32
140x40x1,25	U simples	19,81
200x40x0,95	U simples	11,53
200x40x1,25	U simples	18,64

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Com base nos resultados obtidos, adotou-se para os banzos um perfil U simples duplo de 90 mm de largura e 1,25mm de espessura. Ressalta-se que o cálculo para perfis duplos deve considerar a seção composta no formato de "I", o que difere do procedimento aplicado nesta etapa. A aproximação foi utilizada apenas por praticidade, visando obter uma análise preliminar da resistência.

O entropiso que sustenta a caixa d'água, apoiado nas paredes internas da edificação, foi avaliado de forma análoga, considerando a carga permanente da laje

da caixa d'água, a carga permanente da caixa d'água cheia e a carga de utilização (sobrecarga), majoradas pelos coeficientes 1,35, 1,35 e 1,50, respectivamente. Foi adotado o vão de 1,50m, uma vez que a caixa d'água ficaria posicionada sobre o banheiro da suíte 3 do pavimento superior. O momento fletor solicitante foi determinado em 1,37kNm, através da utilização da Equação (49), considerando os seguintes valores:

$$q = 12,17kN/m^2;$$

$$l = 1,50m; e$$

$$m = 0,40m;$$

Através do método da resistência direta, com auxílio do programa CUFSM, foi elaborado o Quadro 21 com os momentos fletores resistentes para perfis U enrijecido de 90mm, 140mm e 200mm de largura, nas espessuras de 0,95mm e 1,25mm, considerando o vão de 1,50 e um bloqueador a 1,20m ($L_x=1,50m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$).

Quadro 21 – Momentos fletores resistentes ($L_x=1,50m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)

Perfil	Tipo	Momento fletor resistente (kNm)
90x40x12x0,95	U enrijecido	0,98
90x40x12x1,25	U enrijecido	1,29
140x40x12x0,95	U enrijecido	1,57
140x40x12x1,25	U enrijecido	2,32
200x40x12x0,95	U enrijecido	2,05
200x40x12x1,25	U enrijecido	3,24

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Embora o Quadro 20 tenha indicado que o perfil U enrijecido de 140mm e 0,95mm de espessura seria adequado para resistir ao momento fletor solicitante, optou-se pela adoção de uma treliça de 40cm de altura com perfis U simples de 90 mm de largura e 0,95 mm de espessura. Essa escolha deve-se ao fato de que, apesar de a caixa d'água estar localizada diretamente acima do banheiro da suíte 3, a laje da caixa d'água funciona também como laje técnica, para apoio das unidades condensadoras dos aparelhos de ar-condicionado, se estendendo, em determinado trecho, por um vão livre de 4,50m.

A estrutura de cobertura, apoiada nas paredes externas e internas da edificação, foi avaliada de forma análoga, considerando a carga permanente da cobertura e a carga de utilização (sobrecarga), majoradas pelos coeficientes 1,35 e

1,50, respectivamente. Foi adotado o vão de 4,40m, sendo prevista, em alguns pontos, a utilização de treliças de apoio para manter o vão dentro desse valor. O momento fletor solicitante foi determinado em 1,44kNm, através da utilização da Equação (49), considerando os seguintes valores:

$$q = 1,49kN/m^2;$$

$$l = 4,40m; \text{ e}$$

$$m = 0,40m;$$

Através do método da resistência direta, com auxílio do programa CUFSM, foi elaborado o Quadro 22 com os momentos fletores resistentes para perfis U enrijecido de 90mm, 140mm e 200mm de largura, nas espessuras de 0,95mm e 1,25mm, considerando o vão de 4,40m e bloqueadores a cada 1,20m ($L_x=4,40m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$).

Quadro 22 – Momentos fletores resistentes ($L_x=4,40m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)

Perfil	Tipo	Momento fletor resistente (kNm)
90x40x12x0,95	U enrijecido	0,98
90x40x12x1,25	U enrijecido	1,29
140x40x12x0,95	U enrijecido	1,57
140x40x12x1,25	U enrijecido	2,32
200x40x12x0,95	U enrijecido	2,05
200x40x12x1,25	U enrijecido	3,24

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Embora o Quadro 22 tenha indicado que o perfil U enrijecido de 140mm e 0,95mm de espessura seria adequado para resistir ao momento fletor solicitante, optou-se pela adoção do perfil de 200mm de largura e 0,95mm de espessura, prevendo as cargas adicionais geradas pelas forças de vento.

Em seguida foi realizado o pré-dimensionamento da estrutura dos beirais e da cobertura da garagem. Para a estrutura dos beirais, foram consideradas a carga permanente e a carga de utilização (sobrecarga), majoradas pelos coeficientes 1,35 e 1,50, respectivamente. Foi adotado o vão em balanço de 0,80m. O momento fletor solicitante foi determinado em 0,31kNm, através da utilização da Equação (50):

$$M = \frac{(qm)l^2}{2} \quad (50)$$

Foram considerando os seguintes valores:

$$q = 2,40kN/m^2;$$

$$l = 0,80m; e$$

$$m = 0,40m;$$

Embora o valor de momento fletor solicitante tenha sido baixo, foi adotada a estrutura em treliça com 50cm de altura, utilizando perfis de 90mm de largura e 0,95mm de espessura, de modo a atender às exigências do projeto arquitetônico.

Para determinação da estrutura de cobertura da garagem, foram consideradas a carga permanente e a carga de utilização (sobrecarga) relativas aos beirais, majoradas pelos coeficientes 1,35 e 1,50, respectivamente. Foi adotado o vão de 8m. O momento fletor solicitante foi determinado em 7,68kNm, através da utilização da Equação (49), considerando os seguintes valores:

$$q = 2,40kN/m^2;$$

$$l = 8m; e$$

$$m = 0,40m;$$

Considerando o valor do momento fletor solicitante, foi considerada inicialmente uma treliça com 40cm de altura. A força de tração/compressão atuante nos banzos da treliça foi determinada isolando-se f na Equação (2), resultando em 26,88kN. Com base nos valores determinados no Quadro 20, adotou-se para os banzos um perfil U simples duplo de 90 mm de largura e 0,95mm de espessura.

Em seguida, foi realizado o pré-dimensionamento dos montantes das paredes do pavimento superior, distribuindo a carga da cobertura majorada, permanente e sobrecarga, para os paredes de apoio através do método da área de influência. Para o montante de parede mais carregado, foi obtida a carga de 1,32kN.

Através do método da resistência direta, com auxílio do programa CUFSM, foi elaborado o Quadro 23 com a resistência a compressão para perfis U enrijecido de 90mm, 140mm e 200mm de largura, nas espessuras de 0,95 e 1,25mm, considerando a altura do perfil 4,10m e 3 bloqueadores espaçados a cada 1,20m ($L_x=4,10m$, $L_y=1,20$, $L_z=1,20m$).

Quadro 23 – Resistência à compressão ($L_x=4,10m$, $L_y=1,20m$ e $L_z=1,20m$)

Perfil	Tipo	Resistência à compressão (kN)
90x40x12x0,95	U enrijecido	12,12
90x40x12x1,25	U enrijecido	18,21
140x40x12x0,95	U enrijecido	15,23
140x40x12x1,25	U enrijecido	24,55

200x40x12x0,95	U enrijecido	14,92
200x40x12x1,25	U enrijecido	24,57

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A partir da análise do quadro foi adotado o montante de 90mm de largura e 0,95mm de espessura para as paredes do pavimento superior.

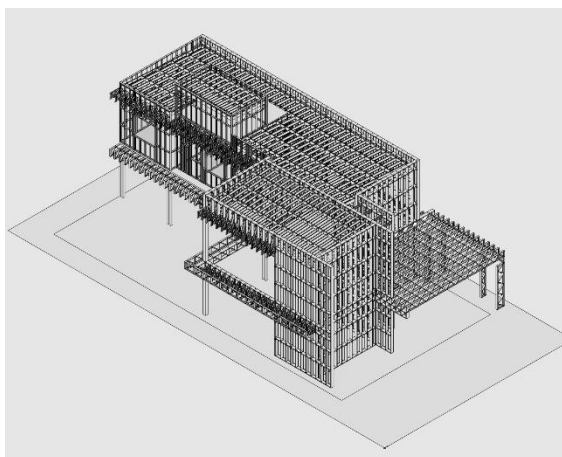
Em seguida, foi realizada a determinação dos montantes das paredes do pavimento térreo. Para isso, iniciou-se com uma análise das aberturas. Como o pavimento térreo possuía duas aberturas amplas, de 7,5m e 6m, destinada às esquadrias da cozinha, tornou-se necessária a adoção de uma estrutura em aço laminado, na extensão das aberturas, para suportar o peso da estrutura do pavimento superior.

Visando garantir a possibilidade de futuras alterações de *layout*, optou-se por utilizar, em toda a estrutura abaixo do pavimento superior, elementos em aço laminado compostos por 6 pilares, 2 vigas longitudinais e 3 vigas transversais. Para os pilares, foram adotados os perfis W200×46.1; para as vigas longitudinais, os perfis W530×66; e para as vigas transversais, os perfis W200×46.1.

Por fim, para os montantes da sala com pé-direito duplo foram adotados perfis U enrijecido de 200mm de largura e 0,95mm de espessura, contínuos do térreo à cobertura. Perfis de 90mm não seriam adequados para a altura de 8,18m, pois resultariam em um índice de esbeltez incompatível com os requisitos normativos.

A Figura 44 apresenta a modelagem tridimensional da estrutura, realizada no programa *SketchUp* com o plugin *SketchFramer*.

Figura 44 – Modelagem tridimensional da estrutura



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.6 COMBINAÇÕES ADOTADAS

Para definição das combinações, foram considerados 11 casos de carga para o projeto. O Quadro 24 apresenta todos os casos de carga definidos e suas respectivas descrições.

Quadro 24 – Casos de carga definidos para o projeto

Nome	Tipo	Descrição
LC1	Carga permanente	Peso próprio da estrutura
LC2	Carga permanente	Carga permanente de piso
LC3	Carga permanente	Carga permanente de parede
LC4	Carga permanente	Carga permanente de cobertura
LC5	Carga variável	Sobrecarga de piso
LC6	Carga variável	Sobrecarga de parede
LC7	Carga variável	Sobrecarga de cobertura
LC8	Carga variável	Vento X+ (Vento 90°+)
LC9	Carga variável	Vento X- (Vento 90°-)
LC10	Carga variável	Vento Y+ (Vento 0°+)
LC11	Carga variável	Vento Y- (Vento 0°-)

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Com base na NBR 14762 (ABNT, 2010), foram definidas combinações últimas normais para o para os Estados Limites Últimos (ELU), e combinações quase permanentes, frequentes e raras para os Estados Limites de Serviço (ELS). Não foram consideradas combinações últimas especiais, acidentais ou de construção devido ao tipo de edificação.

Para criação das combinações foi utilizado o recurso de envoltórias disponível no programa SCIA Engineer. Em cada envoltória são definidos casos de carga e coeficientes de majoração/minoração, a partir dos quais o programa cria automaticamente diversas combinações com base no tipo de carga associado (permanente, variável ou de vento).

Desse modo, as envoltórias geram combinações que consideram sempre a presença de cargas permanentes, porém alterando a presença de cargas de utilização (sobrecarga) e cargas de vento, mantendo no máximo 1 carga de vento por combinação, já que no mundo real o vento não atua em duas direções

simultaneamente. Dessa forma, todas as solicitações críticas são identificadas e o comportamento estrutural é avaliado de maneira completa e segura.

Foram definidas 8 envoltórias para o projeto, 3 para os Estados Limites Últimos e 5 para os Estados Limite de Serviço. O Quadro 25 apresenta todas as envoltórias definidas e suas respectivas descrições.

Quadro 25 – Envoltórias de combinações definidas para o projeto

Nome	Tipo	Descrição
ELU1	Estado Limite Último	Sobrecarga como ação variável principal
ELU2	Estado Limite Último	Vento como ação variável principal
ELU3	Estado Limite Último	Vento como ação variável principal na condição mais desfavorável
ELS1	Estado Limite de Serviço	Combinações quase permanentes
ELS2	Estado Limite de Serviço	Combinações quase permanentes - Sobrecarga como ação variável principal
ELS3	Estado Limite de Serviço	Combinações quase permanentes - Vento como ação variável principal
ELS4	Estado Limite de Serviço	Combinações raras - Sobrecarga como ação variável principal
ELS5	Estado Limite de Serviço	Combinações raras - Vento como ação variável principal

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

O Quadro 26 apresenta os coeficientes finais atribuídos a cada caso de carga dentro das oito envoltórias de combinações definidas no projeto.

Quadro 26 – Coeficientes finais atribuídos a cada caso de carga em todas as envoltórias

Casos de carga	Envoltórias							
	ELU1	ELU2	ELU3	ELS1	ELS2	ELS3	ELS4	ELS5
LC1 - Peso próprio	1,25	1,25	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
LC2 - CP - Piso	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
LC3 - CP - Parede	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
LC4 - CP - Cobertura	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
LC5 - SC - Piso	1,50	1,20	0	0,30	0,40	0,30	1,00	0,40
LC6 - SC - Parede	1,50	1,20	0	0,30	0,40	0,30	1,00	0,40
LC7 - SC - Cobertura	1,50	1,20	0	0,60	0,70	0,60	1,00	0,70
LC8 - Vento X+	0,84	1,40	1,40	0	0	0,30	0,30	1,00
LC9 - Vento X-	0,84	1,40	1,40	0	0	0,30	0,30	1,00
LC10 - Vento Y+	0,84	1,40	1,40	0	0	0,30	0,30	1,00
LC11 - Vento Y-	0,84	1,40	1,40	0	0	0,30	0,30	1,00

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Por fim, foram geradas as classes, envoltórias últimas, abrangendo todas as envoltórias de cada tipo de Estado Limite, além de uma envoltória global. O Quadro 27 apresenta as classes criadas:

Quadro 27 – Classes definidas para o projeto

Classe	Tipo
Todas ELU	Envoltória última do Estado Limite Último
Todas ELS	Envoltória última do Estado Limite de Serviço
Todas ELU+ELS	Envoltória última de todos os Estados Limites

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.7 ESTRUTURAS DE CAMADAS ADOTADAS

O Quadro 28 apresenta a estrutura de camadas definidas para a modelagem tridimensional da estrutura no programa de análise estrutural.

Quadro 28 – Estrutura de camadas definidas para o projeto

Nome	Cor
Referências	
Guias	
Montantes	
Bloqueadores	
Banzos de treliça	
Diagonais de treliça	
Contraventamento	
Bloqueadores (Entrepiso)	
Contraventamento (Entrepiso)	
Montantes (Cobertura)	
Bloqueadores (Cobertura)	
Contraventamento (Cobertura)	
Pilares HRS	
Vigas HRS	

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.8 SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS PERFIS ADOTADOS

Para a configuração das seções transversais dos perfis de *Light Steel Frame* teve de ser descontada a espessura da camada de galvanização dos perfis, que não pode ser contabilizada como área efetiva de aço. A espessura da camada é de

0,018mm, portanto, foi subtraído o valor total de 0,036mm, referente a camada de zinco nas duas faces da chapa que originou o perfil.

O Quadro 29 apresenta as seções transversais dos perfis adotados, considerando o desconto da camada de zinco:

Quadro 29 – Seções transversais dos perfis de *Light Steel Frame* definidos para o projeto

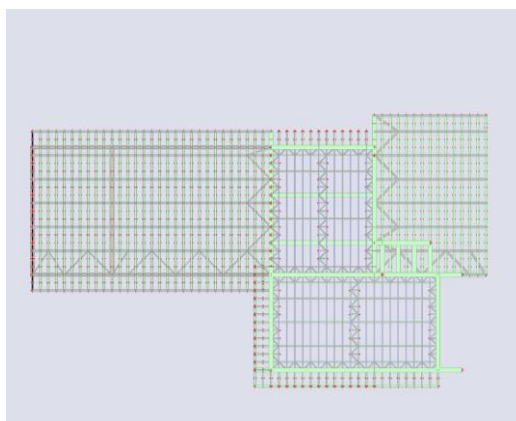
Nome	Tipo	Espessura (mm)	Raio Interno (mm)
U90x40x0,95	U simples	0,914	0,914
U90x40x1,25	U simples	1,214	1,214
U200x40x0,95	U simples	0,914	0,914
Ue90x40x12x0,95	U enrijecido	0,914	0,914
Ue90x40x12x1,25	U enrijecido	1,214	1,214
Ue200x40x12x0,95	U enrijecido	0,914	0,914

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

4.9 MODELAGEM TRIDIMENSIONAL UNIFILAR

A Figura 45 apresenta a vista superior da modelagem tridimensional unifilar do pavimento térreo da estrutura, realizada no programa SCIA Engineer, incluindo o entrepiso do pavimento superior e a cobertura da sala.

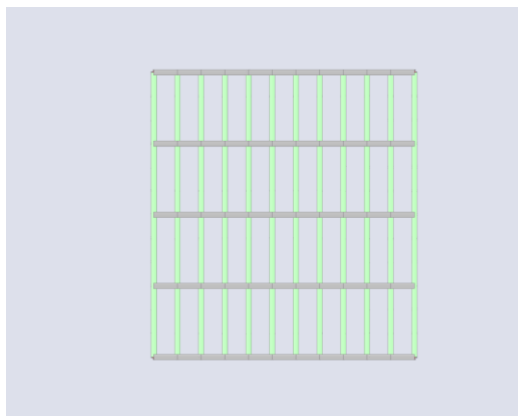
Figura 45 – Modelagem tridimensional unifilar do pavimento inferior



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A Figura 46 apresenta a vista superior da modelagem tridimensional unifilar do entrepiso da caixa d'água.

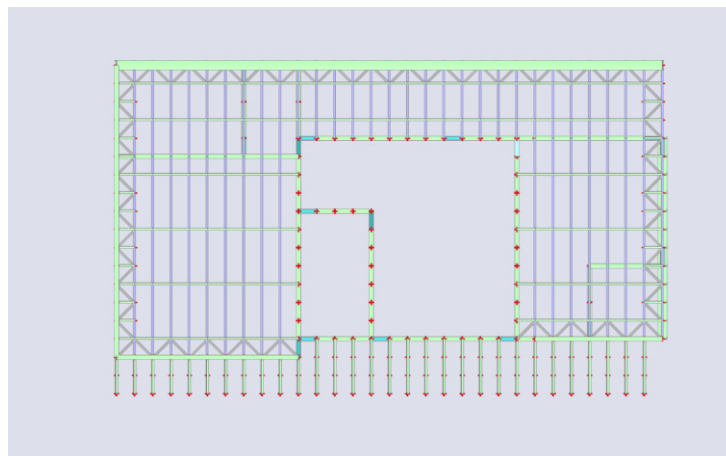
Figura 46 – Modelagem tridimensional unifilar do entrepiso da caixa d'água



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A Figura 47 apresenta a vista superior da modelagem tridimensional unifilar do pavimento superior, incluindo a cobertura.

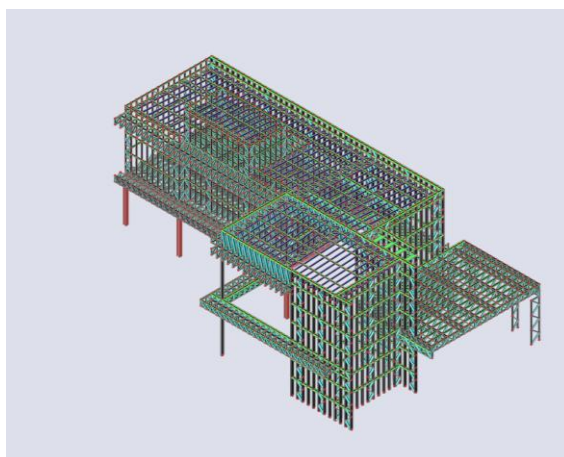
Figura 47 – Modelagem tridimensional unifilar do pavimento superior



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A Figura 48 apresenta a modelagem tridimensional unifilar da estrutura completa.

Figura 48 – Modelagem tridimensional unifilar da estrutura completa

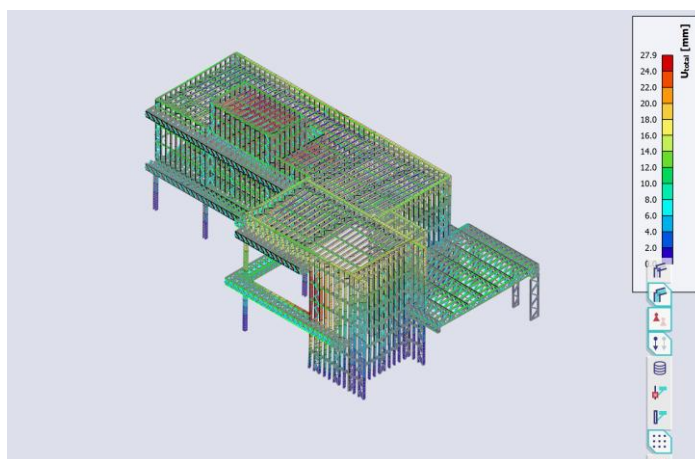


Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

5 RESULTADOS

Após o cálculo completo da estrutura, o primeiro procedimento realizado foi a verificação dos deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS), utilizando a envoltória “Todas ELS”, conforme apresentado na Figura 49.

Figura 49 – Deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS)



Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Os maiores deslocamentos ocorreram no canto da abertura de esquadria da fachada lateral esquerda e na cobertura da caixa d'água. O maior deslocamento do entrepiso do pavimento superior foi de 18mm, já o da caixa d'água foi de aproximadamente 22mm. O maior deslocamento da cobertura da garagem foi de 16mm, enquanto o da cobertura do pavimento superior foi de 18mm.

O Quadro 30 apresenta o comparativo dos deslocamentos de entrepiso com os limites estabelecidos pela NBR 16970 (ABNT, 2022).

Quadro 30 – Comparativo dos deslocamentos de entrepiso

Entrepiso	Deslocamento (mm)	Requisito (L/350)	Atende
Pavimento superior	18	$6400/350 = 18\text{mm}$	Sim
Caixa d'água	22	$4800/350 = 13\text{mm}$	Não

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

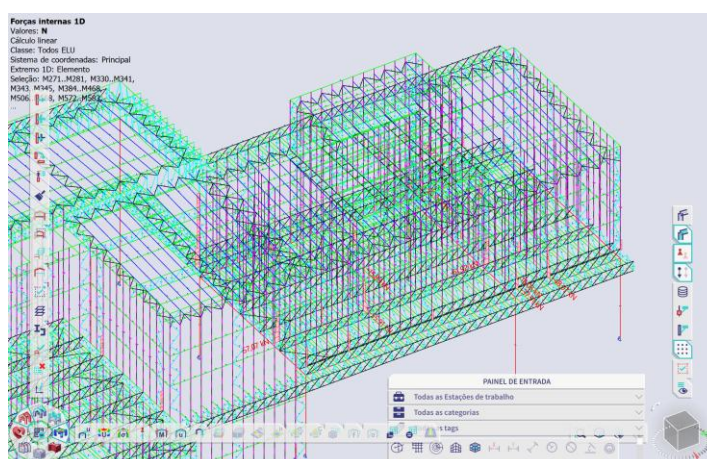
O Quadro 31 apresenta o comparativo dos deslocamentos de cobertura com os limites estabelecidos pela NBR 16970 (ABNT, 2022).

Quadro 31 – Comparativo dos deslocamentos de cobertura

Cobertura	Deslocamento (mm)	Requisito (L/120)	Atende
Garagem	16	$8000/120 = 66\text{mm}$	Sim
Pavimento superior	18	$4400/120 = 36\text{mm}$	Sim
Caixa d'água	27	$4800/350 = 40\text{mm}$	Sim

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

Já na verificação do fator de utilização e dos esforços no Estado Limite Último, montantes pontuais do pavimento superior apresentaram cargas excessivamente altas, muito acima do que o previsto na etapa de pré-dimensionamento. A Figura 50 apresenta os montantes destacados em vermelho e seus respectivos esforços de compressão.

Figura 50 – Deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS)

Fonte: Elaborado pelo autor (2025)

A análise dos resultados revela a necessidade de reforço estrutural no canto da abertura de esquadria da fachada lateral esquerda e duas inconsistências que demandam uma interpretação técnica criteriosa: o deslocamento vertical excessivo do entrepiso da caixa d'água e as cargas excessivas em montantes pontuais do pavimento superior.

A concentração de deslocamentos no canto da abertura surge como um ponto de atenção natural devido à geometria da fachada. Nesta região específica, a configuração arquitetônica não permite a disposição convencional de uma treliça de contraventamento no sentido do deslocamento predominante, criando uma zona onde a rigidez contra ações horizontais pode ser reduzida. Esta configuração levanta a possibilidade técnica de que os esforços concentrados neste ponto possam demandar uma solução específica, como a avaliação da substituição dos perfis leves

convencionais por um elemento de maior rigidez, como um perfil de aço laminado, que atuaria como pilar de canto para melhor distribuir os esforços

Quanto ao deslocamento vertical de 22 mm calculado para o entrepiso da caixa d'água, que excede em 70% o limite normativo de $L/350$ (13 mm), observa-se uma clara inconsistência. Este elemento é apoiado em três pontos, com vãos de 1,50 m e 3,00 m, sendo que a carga concentrada da caixa se situa no vão menor. Considerando que a solução adotada foi uma treliça com 40 cm de altura, a magnitude da flecha obtida contraria a expectativa de desempenho para esse tipo de elemento, sugerindo problemas na modelagem da estrutura de entrepiso.

As possíveis causas para essa distorção incluem: aplicação incorreta do carregamento distribuído da caixa d'água ($6,13 \text{ kN/m}^2$) através de área de influência mal configurada; definição inadequada das ligações ou articulações entre as barras da treliça; ou conexão errônea entre as treliças de apoio e os demais elementos estruturais. Para investigar esta inconsistência, seria necessário isolar esta estrutura em um modelo computacional independente, onde cada parâmetro pudesse ser verificado sistematicamente até identificar a origem exata do comportamento discrepante.

A segunda inconsistência aparece na verificação do Estado Limite Último, onde montantes específicos do pavimento superior apresentaram esforços de compressão significativamente superior aos previstos. Este padrão é atípico para um sistema de paredes com modulação regular de 400 mm sob cargas predominantemente distribuídas.

Esta discrepância indica que pode ter ocorrido um erro na construção do modelo estrutural. A causa mais provável está na aplicação das cargas. É possível que a delimitação das áreas de influência – que definem como o peso das lajes e da cobertura se transfere para as paredes – não tenha sido feita com precisão. Se uma área de influência foi definida de forma muito ampla ou em posição incorreta, a carga total dessa região pode ter sido atribuída a um número reduzido de montantes.

Uma outra possibilidade é que as condições de vinculação tenham sido modeladas de maneira incorreta. Se as conexões entre montantes, guias e outros componentes foram configuradas com rigidez inadequada, os esforços podem ter se concentrado de maneira artificial em determinados pontos.

As inconsistências do modelo na análise de primeira ordem impossibilitaram a execução de uma análise de segunda ordem confiável. A NBR 8800 (ABNT, 2024)

pressupõe um modelo geometricamente coerente para que os efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ sejam avaliados corretamente. Com erros na distribuição de cargas e esforços, qualquer análise posterior seria comprometida.

As inconsistências identificadas não representam limitações do sistema *Light Steel Frame*, mas sim desafios comuns no processo de modelagem computacional. Elas destacam a importância do julgamento de engenharia sobre os resultados do software e da validação através de métodos independentes. Cada uma dessas situações aponta para a necessidade de investigações específicas que fariam parte do fluxo natural de refinamento de um projeto estrutural em LSF.

6 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo central compreender o processo de concepção, análise e dimensionamento de estruturas no sistema construtivo *Light Steel Frame* através de um estudo de caso aplicado a uma residência de alto padrão. Apesar dos desafios enfrentados na etapa final de validação do modelo computacional, os objetivos propostos foram alcançados de forma abrangente, consolidando um aprendizado significativo sobre a aplicação prática desta tecnologia.

Inicialmente, foi realizada uma extensa revisão do estado da arte, que permitiu consolidar o conhecimento teórico sobre os componentes, o comportamento estrutural e o arcabouço normativo brasileiro específico para o LSF. Esta fundamentação foi essencial para estabelecer um roteiro técnico claro e normatizado para o desenvolvimento de projetos estruturais no sistema construtivo.

Na sequência, este roteiro foi meticulosamente aplicado ao caso real da residência estudada. A etapa de concepção estrutural envolveu a definição dos materiais, a determinação de todos os carregamentos (permanentes, variáveis e de vento) e o pré-dimensionamento dos perfis. A análise estrutural foi executada por meio da modelagem tridimensional unifilar e da aplicação das combinações de ações prescritas pelas normas, utilizando programas computacionais especializadas. Por fim, o dimensionamento foi realizado através da verificação dos esforços e deslocamentos no modelo global, utilizando os resultados do programa de análise para avaliar o atendimento aos critérios normativos.

A aplicação do roteiro ao estudo de caso gerou resultados que evidenciaram, de forma prática, os desafios inerentes à modelagem computacional de estruturas em LSF. A identificação de inconsistências, como o deslocamento excessivo da caixa

d'água e a concentração anômala de esforços em montantes, demonstrou que os resultados de programas devem sempre passar pelo crivo de uma análise crítica e fundamentada. Este processo reproduz uma etapa essencial da prática profissional, reforçando a necessidade de um julgamento de engenharia apurado sobre qualquer resultado computacional.

Portanto, a experiência prática deste estudo de caso reforçou a compreensão de que o projeto estrutural é um processo que exige não apenas o domínio de normas e ferramentas, mas também a constante verificação e o senso crítico. Apesar das limitações encontradas, a execução das etapas de concepção, análise e verificação proporcionou um aprendizado significativo sobre a aplicação do sistema *Light Steel Frame*, evidenciando tanto seu potencial quanto os cuidados necessários em sua modelagem computacional. Acredita-se que a exploração prática deste tema possa servir como uma referência útil para futuros estudos e aplicações na área.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: Ação e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 2025.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16970**: Light Steel Framing - Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamentos em chapas delgadas – Parte 1: Desempenho. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16970**: Light Steel Framing - Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamentos em chapas delgadas – Parte 2: Projeto estrutural. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16970**: Light Steel Framing - Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço formados a frio, com fechamentos em chapas delgadas – Parte 3: Interfaces entre sistemas. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas em aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5626**: Sistemas prediais de água fria e água quente – Projeto, execução, operação e manutenção. Rio de Janeiro, 2020.
- ALMEIDA, Tomás Oliveira Fernandes de. **Ferramenta de Dimensionamento de pavilhões metálicos**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2022. Disponível em: <file:///C:/Users/Derick/Downloads/content.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2025.
- AVANCINI, Giovane. **Formulação do método dos elementos finitos para a**

análise elástica linear de grelhas. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015. Disponível em: https://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6343/4/CM_COECI_2015_2_12.pdf. Acesso em: 24 out. 2025.

AZEVEDO, Maciel Barbosa de. **Light Steel Framing**: análise estrutural e dimensionamento de uma edificação de habitação de interesse social. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2018. Disponível em: <https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/prefix/14005/1/21507700.pdf>. Acesso em: 26 out. 2025.

BARROS, A. **Um estudo da estabilidade de pórticos considerando o fator de comprimento efetivo e as forças nocionais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010. Disponível em: <https://hdl.handle.net/1843/PASA-8H5GUD>. Acesso em: 25 out. 2025.

BARROS, Victor Vieira Belafonte. **Estruturas em Light Steel Framing**: projeto e dimensionamento em softwares 3D. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/19918/11/EstruturasLightSteel.pdf>. Acesso em: 24 nov. 2025.

BATISTA, Rafael Cavichioli. **Análise Estrutural de uma residência construída por perfis de aço galvanizados de pequena espessura formados a frio segundo sistema construtivo a seco Light Steel Framing (LSF)**. 2011. Monografia (Graduação em Engenharia Mecânica) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011. Disponível em: <https://lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/31423/000780807.pdf?sequence=1&allowed=y>. Acesso em: 24 nov. 2025.

BOTELHO, M. H. C.; MARCHETTI, O. **Concreto armado eu te amo**. 10. Ed. São Paulo: Blucher. 2019.

CAMPOS, Patrícia Farrielo de. **Light Steel Framing**: uso em construções habitacionais empregando a modelagem virtual como processo de projeto e planejamento. 2014. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014. Disponível em: https://teses.usp.br/teses/disponiveis/16/16132/tde-11072014-155539/publico/DISSERTACAO_PATRICIA_CAMPOS_CORRIGIDA.pdf. Acesso em: 24 out. 2025.

CARVALHO, P. R. M.; GRIGOLETTI, G.; BARBOSA, G. D. **Curso básico de perfis formados a frio**. 4. Ed. Porto Alegre: LTC. 2021.

CAVICHIOLO, Carla Patrícia. **Estudo do processo construtivo no sistema Light**

Steel Framing em cidades do estado do Paraná. 2024. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Estado do Paraná, Campo Mourão, 2024. Disponível em: <http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/35030>. Acesso em: 25 jun. 2025.

CHING, F. D.K. **Arquitetura: forma, espaço e ordem.** 5. ed. São Paulo: Brookman. 2018.

CHODRAUI, Gustavo Monteiro de Barros. **Flambagem por distorção da seção transversal em perfis de aço formados a frio submetidos à compressão centrada e à flexão.** 2003. Dissertação (Mestre em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-18072003-124917/publico/Gustavombc.pdf>. Acesso em: 24 out. 2025.

CRASTO, Renata Cristina Moraes de. **Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing.** 2005. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005. Disponível em: file:///C:/Users/Cheiro/Downloads/DISSERTACAO_ArquiteturaTecnologiaSistema.pdf Acesso em: 24 out. 2025.

GOIS, Giovanni de. **Light Steel Framing no Brasil: aspectos sustentáveis e seu crescimento abordando características da construção enxuta.** 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Centro Universitário Sagrado Coração, Bauru, 2023. Disponível em: <https://repositorio.unisagrado.edu.br/jspui/handle/handle/4081>. Acesso em: 25 jun. 2025.

HIBBELER, R. C. **Análise das estruturas.** 8. ed. São Paulo: Pearson. 2013.

HOLANDA, D. K. de. S. L. et al. Light steel frame: uma revisão da literatura. **Revista Ibero-Americana de Humanidades, Ciências e Educação – REASE** São Paulo, v.9, n. 07, jul. 2023.

LUNARDI, Renan Negraes. **Estudo comparativo entre os sistemas construtivos de alvenaria convencional x Light Steel Frame.** 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2022. Disponível em: file:///C:/Users/Cheiro/Downloads/projeto_de_graduacao_renan_negraes_lunardi.pdf. Acesso em: 24 out. 2025.

MARTHA, L. F. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos.** 3. Ed. Rio de Janeiro: LTC. 2022.

MELO, E. delson dos, SANTOS, Paulo Izidio dos. **Métodos numéricos: aplicações em sistemas lineares e aproximações de funções.** 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Licenciada Plena em Matemática) - Universidade Federal do Amapá, Macapá 2013. Disponível em: <https://www2.unifap.br/matematica/files/2017/07/tcc-2013-edelson-santos-Trabalho-de-Conclus%C3%A3o-de-Curso.pdf>. Acesso em: 25 out.

2025.

MONTEIRO, Anne Caroline Linhares. **Análise da capacidade resistente de painéis light steel frame com foco na modelagem numérica**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2017. Disponível em: <file:///C:/Users/Jana%C3%ADna/Desktop/TCC%20revisado/flambagem%20local.pdf>. Acesso em: 25 out. 2025.

NETO, Ibrahim Abdallah Daura. **Trabalho prático**: edifícios de pequeno porte estruturados em aço. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013. Disponível em: file:///C:/Users/Jana%C3%ADna/Downloads/trabalho_final.pdf. ACESSO EM: 25 OUT. 2025.

OLIVEIRA, Patrick Lopes de. **Análise matricial de estruturas pelo método da rigidez**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Jataí, 2017. Disponível em: https://repositorio.ifg.edu.br/bitstream/prefix/563/1/tcc_Patrick%20Lopes%20de%20Oliveira.pdf. Acesso em: 24 out. 2025.

PACHECO, R. C.; GARCIA, L. O. da. S.; SILVEIRA, A. P. R. da. Análise do uso de estruturas em Steel Framing em escolas: um estudo de caso sobre o colégio Darcy Ribeiro. 2023. Disponível em: <https://revistaft.com.br/analise-do-uso-de-estruturas-em-steel-framing-em-escolas-um-estudo-de-caso-sobre-o-colegio-darcy-ribeiro/>. Acesso em: 25 out. 2025.

PEDROSO, S. P. et al. Steel Frame na Construção Civil. In: ENCONTRO NACIONAL CULTURAL INTERINSTITUCIONAL, 12., 2014, Cascavel. Anais - 12º Encontro Nacional Cultural Interinstitucional. Cascavel, 2014. Disponível em: www.fag.edu.br. Acesso em: 14 nov. 2022.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço – dimensionamento prático**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC. 2009.

SALGADO, J. C. P. **Estruturas na construção civil**. 1. Ed. São Paulo: Érica. 2014.

SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de. Manual de Construção em Aço. 2. ed. Rio de Janeiro: CBCA, 2012.

SANTOS, André Luigui Bezerra **Desenvolvimento de uma rotina de cálculo para o dimensionamento à tração e à compressão de perfis u simples de aço formados a frio**. 2022. Monografia (Bacharel em Engenharia Civil) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Mossoró, 2022. Disponível em: <https://repositorio.ufersa.edu.br/server/api/core/bitstreams/c9f807e1-80a8-4036-96d5-c9a29ee0db04/content>. Acesso em: 25 out. 2025.

SILVA, Everton Luis Consoni da. **Análise estática e dinâmica de estruturas metálicas com ligações semirrígidas**. 2023. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2023. Disponível em: <https://pcv.uem.br/documentos/dissertacao-de-mestrado/02-homologacao-everton-consoni-dissertacao-1.pdf>. Acesso em: 24 out. 2025.

SOUZA, Eduardo Luciano de. "**Construção civil e tecnologia**: estudo do sistema construtivo Light Steel Framing. 2014. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/server/api/core/bitstreams/7163663d-5f89-4b31-be0b-00acd75d57cd/content>. Acesso em 24 out. 2025.