



PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM *LIGHT STEEL FRAMING*

Aline Teixeira Salles

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

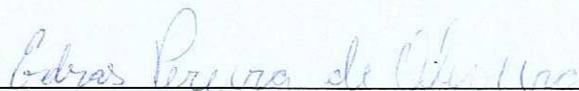
MACAÉ, RJ – BRASIL
AGOSTO DE 2016

PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM
LIGHT STEEL FRAMING

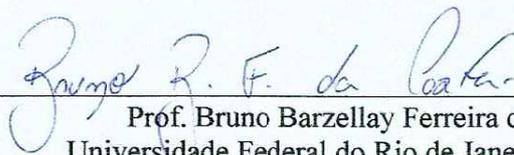
Aline Teixeira Salles

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO CAMPUS MACAÉ, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

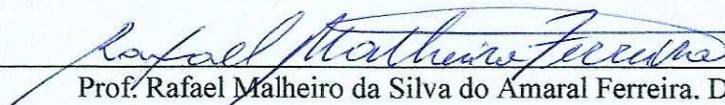
Examinado por:



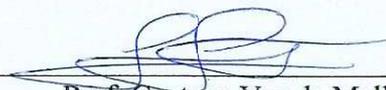
Prof. Esdras Pereira de Oliveira. M. Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé



Prof. Bruno Barzellay Ferreira da Costa. M. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé



Prof. Rafael Malheiro da Silva do Amaral Ferreira. D. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé



Prof. Gustavo Vaz de Mello Guimarães. D. Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

MACAÉ, RJ – BRASIL
AGOSTO DE 2016

Teixeira Salles, Aline

Projeto estrutural de um edifício residencial em *Light Steel Framing*/ Aline Teixeira Salles – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ-Macaé, 2016.

I, 108 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ / Campus UFRJ-Macaé / Curso de engenharia civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 71-72.

1. *Light Steel Framing*. 2. Análise estrutural. 3. Modelagem estrutural. 4. Perfis formados a frio 5. Dimensionamento

I. Oliveira, Esdras Pereira. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus UFRJ-Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Título

Dedico este trabalho à Deus, à minha família e aos meus amigos

.AGRADECIMENTOS

À Deus, pela saúde e força para superar as dificuldades e seguir no propósito de todas as minhas realizações.

À minha família, pelas orações, incentivos, carinhos e esforços para a minha formação profissional e formação do meu caráter.

Aos meus amigos, pelo compartilhamento de aprendizagens e momentos de descontração.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro Campus Macaé, pela oportunidade de realização da Graduação.

Ao meu orientador, Esdras Pereira de Oliveira, pela dedicação e orientação sobre o assunto, tornando possível a realização desse projeto.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente da UFRJ/Macaé como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenharia Civil

Projeto Estrutural de Edifício Residencial em *Light Steel Framing*

Aline Teixeira Salles

Agosto de 2016

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

A indústria da construção civil é uma área predominantemente artesanal que vem sofrendo com o histórico de diversos problemas, dentre eles o desperdício de material e tempo. Atualmente, com o crescente aumento da população e avanços tecnológicos, viu-se a necessidade de mudanças deste cenário para adequação às imposições do mercado.

Com isso, o surgimento do sistema construtivo *Light Steel Framing* é uma ótima alternativa que visa o emprego do aço nos elementos estruturais das edificações, de forma a contemplar um projeto racional para fabricação, montagem industrializada e em grande escala, evitando assim os desperdícios de material, tempo, e garantindo a qualidade e segurança do empreendimento.

O objetivo deste trabalho é o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando o sistema construtivo *Light Steel Framing*. Essa temática foi escolhida para desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos durante as disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

Utilizou-se como metodologia manuais do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), dissertações, livros e o auxílio de software de análise estrutural.

Palavras chaves: *Light Steel Framing*; Análise Estrutural; Modelagem estrutural; Perfis formados a frio; Dimensionamento.

Abstract of Final Graduation Project presented to UFRJ/Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer

Structural Design Of A Residential Building in Light Steel Framing

Aline Teixeira Salles

August, 2016

Advisor: Esdras Pereira de Oliveira

Course: Civil Engineering

ABSTRACT:

The construction industry is a predominantly artisanal area that facing many problems throughout history, including waste material and time. Today, with the increasing population and technological advances, we saw the need to change this setting to adapt to market constraints.

Like this, the appearance of the building system Light Steel Framing is a great alternative that use the steel as the structural elements of buildings. The projects are developed in rational design for manufacturing, industrialized assembly and in large-scale. In that way, it is possible avoiding waste materials and time, and ensuring the quality and safety of the enterprise.

The objective of this work is the structural design of a residential building of four floors using the building system Light Steel Framing. This theme was chosen to develop and deepen the concepts learned in subjects about structures taken throughout the degree in Civil Engineering. The methodology was CBCA (Brazilian Center of Steel Construction) manuals, dissertations, books and structural analysis software.

Keywords: Light Steel Framing; Structural Analysis; Structural Modeling; Cold-Formed Steel; Design

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
1.2	OBJETIVOS	18
1.3	JUSTIFICATIVAS	18
1.4	METODOLOGIA	19
2.	PROJETO DO EDIFÍCIO	20
2.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	20
2.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	20
2.2.1	PERFIS UTILIZADOS	20
2.2.2	PAINÉIS DE PAREDE	21
2.2.2.1	Composição e Modulação	21
2.2.2.2	Fechamento.....	22
2.2.2.3	Espessura dos Perfis Formados a Frio.....	23
2.2.2.4	Encontro Entre Painéis	24
2.2.2.5	Fixação dos Painéis	25
2.2.3	SISTEMAS DE LAJES	26
2.2.3.1	Laje Seca.....	27
2.2.3.2	Vigas de Piso	28
2.2.4	ESCADAS	29
2.2.5	CONTRAVENTAMENTO	30
2.2.6	COBERTURA	31
2.2.7	PROPRIEDADES.....	31
2.2.7.1	Propriedades Mecânicas Gerais.....	31
2.2.7.2	Propriedades do aço.....	32
3.	MODELAGEM ESTRUTURAL	33
3.1	CONSIDERAÇÕES	33
3.2	GEOMETRIAS DO MODELO	33
3.3	CARREGAMENTOS	44
3.3.1	AÇÕES PERMANENTES	44
3.3.1.1	Peso Próprio das Parede	45
3.3.1.2	Peso Próprio do Piso.....	47
3.3.1.3	Carga de Paredes Não Estruturais (Não Modeladas).....	47
3.3.1.4	Peso Próprio da Escada.....	48
3.3.1.5	Peso Próprio do Telhado	49
3.3.1.6	Caixa d'água	49
3.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	50
3.3.2.1	Sobrecarga de Utilização	50
3.3.2.2	Carga de Vento	51
3.4	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	57
3.5	RESUMO DO MODELO	59
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL	60

4.1	COMENTÁRIOS SOBRE A ANÁLISE	60
4.2	VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	62
4.2.1	DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS	62
4.3	VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	62
4.3.1.1	Montantes	63
4.3.1.2	Vigas de Piso	66
5.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	69
6.	REFERÊNCIAS	70

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estrutura de resistência em <i>Light Steel Framing</i> , São Paulo. (Steel Framing: Arquitetura, 2012).	17
Figura 2.1 – Planta de arquitetura do edifício residencial para o LSF.	20
Figura 2.2 – Dimensões dos perfis utilizados.....	21
Figura 2.3 – Exemplos típicos de vergas empregadas em portas e janelas, adaptado de (Steel Framing: Arquitetura, 2012).....	22
Figura 2.4 – Conceito de modulação e estrutura alinhada (Steel Framing: Arquitetura, 2012).	22
Figura 2.5 – Placas OSB e cimentícia.	23
Figura 2.6 – Detalhe da união de montantes Tipo I, (LEITE, 2014).....	24
Figura 2.7 – Detalhe da união de montantes Tipo II, (LEITE, 2014).	24
Figura 2.8 – Detalhe da união de montantes Tipo III, (LEITE, 2014).	25
Figura 2.9 – Detalhe de chumbadores e barras roscadas.....	26
Figura 2.10 – Tipo de lajes, sistema <i>light steel framing</i> (Adaptado Steel Framing:Engenharia)	27
Figura 2.11 – Seção da laje seca.....	27
Figura 2.12 – Exemplo de utilização de fitas de aço para contenção lateral de vigas de piso.	28
Figura 2.13 – Posição das fitas de aço para contenção lateral das vigas de piso do pavimento do edifício em análise.....	29
Figura 2.14 – Detalhe da escada com o método Viga Caixa Inclinada (LEITE, 2014).	30
Figura 2.15 – Tipos de Contraventamentos adotados no sistema <i>light steel framing</i> (,).	30
Figura 2.16 – Cobertura do edifício em análise.....	31
Figura 3.1 – Planta baixa da edificação com distribuição de vigas e piso e eixos adotados.	34
Figura 3.2 – Seções transversais utilizadas no modelo estrutural.	34
Figura 3.3 – Painéis estruturais no eixo A.....	35
Figura 3.4 – Painéis estruturais no eixo G.....	35
Figura 3.5 – Painéis estruturais no eixo B=F.	36
Figura 3.6 – Painéis estruturais no eixo C.....	36
Figura 3.7 – Painéis estruturais no eixo D.....	37
Figura 3.8 – Painéis estruturais no eixo 1=5.	38
Figura 3.9 – Painéis estruturais no eixo 2.....	39

Figura 3.10 – Painéis estruturais no eixo 3.....	40
Figura 3.11 – Painéis estruturais no eixo 4.....	41
Figura 3.12 – Patamares e escada.....	42
Figura 3.13 – Vigas de piso do pavimento tipo e cobertura.....	43
Figura 3.14 – Estrutura reticulada tridimensional.....	44
Figura 3.15 – Cargas das paredes.....	45
Figura 3.16 – Paredes não estruturais (não modeladas).....	48
Figura 3.17 – Cargas das paredes não estruturais (não modeladas).....	48
Figura 3.18 – Carga da caixa d’água cheia.....	50
Figura 3.19 – Coeficientes de pressão e forma externos.....	54
Figura 3.20 – Diferença entre os coeficientes de forma externos e internos.....	55
Figura 4.1 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados.....	64
Figura 4.2 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados.....	64
Figura 4.3 – Detalhe da seção transversal das vigas analisadas.....	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas do aço.	32
Tabela 2.2 – Especificação do aço para chapas finas para uso estrutural	32
Tabela 3.1 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO 1	45
Tabela 3.2 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO 2	46
Tabela 3.3 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna não estrutural	46
Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 1	46
Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 2	46
Tabela 3.6 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 3	47
Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento e da cobertura.	47
Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.....	49
Tabela 3.9 – Cálculo da carga da caixa d’água.	50
Tabela 3.10 – Sobrecarga de utilização.....	51
Tabela 3.11 – Características geométricas da edificação em estudo.	52
Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.....	53
Tabela 3.13 – Sobrecarga de utilização.....	53
Tabela 3.14 – Valores para pressões efetivas, vento à 0°	55
Tabela 3.15 – Valores para pressões efetivas, vento 90°	56
Tabela 3.16 – Valores para carga de vento resultante, vento à 0°	57
Tabela 3.17 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento 90°)	57
Tabela 3.18 – Resumo dos carregamentos básicos.....	57
Tabela 3.19 – Combinações de carga para o ELU e ELS.....	59
Tabela 3.20 – Quantidade de aço utilizada.....	59
Tabela 4.1 – Classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.....	60
Tabela 4.2 – Combinações de carregamentos.	61
Tabela 4.3 – Flechas das vigas dos pavimentos.	62
Tabela 4.4 – Parâmetros de flambagem e comprimentos destravados para os montantes.	65
Tabela 4.5 – Solicitações nos montantes dos painéis	65
Tabela 4.6 – Resistências dos montantes dos painéis.....	66
Tabela 4.7 – Solicitações na viga do vão sala-quarto.....	67
Tabela 4.8 – Resistências da viga do vão sala-quarto	68

SÍMBOLOS

a) Letras romanas maiúsculas

A	área de aplicação da carga de vento
C	consumo de água médio por pessoa
C_d	consumo diário de água estimado
C_e	coeficiente de pressão externo
C_i	coeficiente de pressão interno
D	dimensão do enrijecedor
E	módulo de elasticidade do aço
F_d	combinação última normal
$F_{Gi,k}$	valores característicos das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	valor característico da ação variável considerada principal para a combinação
$F_{Qj,k}$	valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal
F_r	fator de rajada do vento
F_{ser}	combinação quase permanente ou frequente de serviço
G	módulo de elasticidade transversal do aço
H_{inf}	altura de influência
K_x	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo x
K_y	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo y
K_z	parâmetro de flambagem função da vinculação à torção
L	vão
L_x	comprimento destravado em relação na direção x
L_y	comprimento destravado em relação na direção y
L_z	comprimento destravado com relação à torção
M_{xsd}	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo x
M_{xrd}	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo x
M_{ysd}	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo y
M_{yrd}	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo y

N	população do edifício
$N_{c,sd}$	força axial solicitante de compressão de dimensionamento
$N_{c,rd}$	força axial resistente de compressão de dimensionamento
Q	carga distribuída devido ao peso próprio da caixa d'água
R_d	resistência de dimensionamento
S_1	fator função da topografia
S_2	fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno
S_3	fator estatístico
S_d	solicitação de dimensionamento
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
V_{sd}	cortante solicitante de dimensionamento

b) Letras romanas minúsculas

a	comprimento da edificação
b	largura da edificação
b_f	dimensão da mesa
b_w	dimensão da alma
f_u	tensão de ruptura do aço
f_y	tensão de escoamento do aço
h	altura da edificação
l	comprimento da região onde atua um mesmo valor de pressão efetiva
q	pressão dinâmica do vento
t_n	espessura da seção transversal

c) Letras gregas

β	coeficiente de dilatação térmica do aço
ν	coeficiente de poisson
ρ	peso específica do aço
$\gamma_{água}$	peso específica da água
Δp	pressão efetiva

γ_{gi}	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_{q1}	coeficiente de ponderação para ações variáveis
ψ_{0j}	fator de combinação para ações variáveis
ψ_1	fator de redução para ações variáveis
ψ_{2j}	fator de redução para ações variáveis
$\delta_{m\acute{a}x,lim}$	flecha máxima limite para as vigas de piso

d) Siglas

E.L.U.	Estado limite último
E.L.S.	Estado limite de serviço
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
LSF	Light Steel Framing
OSB	Oriented Strand Board
MLE	Método da largura efetiva
MSE	Método da seção efetiva
MRD	Método da resistência direta

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para atender o crescente aumento da população e dos avanços tecnológicos da sociedade, a indústria da construção civil demanda por desenvolver métodos mais rápidos e produtivos de construção de habitações, de modo a também garantir a qualidade e a diminuição de desperdícios. Com isso, a utilização de perfis de aço formados a frio se destaca como principal alternativa para mudar o cenário deste setor.

O aço é um material de alta resistência mecânica, tenacidade, homogeneidade e, que possibilita flexibilidade e precisão na produção da matéria-prima e de seus produtos. Essas características oferecem à estrutura, aquelas formadas em perfis de aço, maior desempenho e controle de qualidade.

Segundo o Instituto Aço Brasil, a indústria do aço no Brasil foi responsável pela produção, em 2014, de 33,9 milhões de toneladas de aço bruto, levando o país a ocupar a 9ª posição no ranking da produção mundial. Porém, como o país é o segundo maior produtor de minério de ferro do mundo (principal elemento da composição do aço), percebe-se que essa diferença reflete o quanto ainda podemos desenvolver tecnologias e aplicabilidade para este material em nosso dia-a-dia.

O presente trabalho irá abordar uma importante aplicação do aço na construção civil, o Sistema Construtivo *Light Steel Framing* (LSF), bastante consolidado nos Estados Unidos desde o século XIX, e em propenso desenvolvimento no Brasil devido à grande produção de aço.

O sistema LSF pode ser definido como um processo pelo qual se compõe um esqueleto estrutural projetado para dar forma e suportar a edificação, sendo composto por elementos leves - perfis formados a frio de aço (STEEL FRAMING: ENGENHARIA, 2006).

Basicamente a estrutura em LSF é composta por painéis estruturais auto-portantes ou não estruturais, vigas secundárias, vigas de piso, tesouras de telhado, além de alguns elementos

auxiliares. A Figura 1.1 apresenta a aplicação do sistema *Light Steel Framing* para uma residência com dois pavimentos.



Figura 1.1 – Estrutura de resistência em *Light Steel Framing*, São Paulo. (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

O sistema *Light Steel Framing* é baseado em dois conceitos: a modulação e a estrutura alinhada. O conceito da modulação está relacionado ao fato de todos os seus elementos, tanto os estruturais, como os componentes de fechamentos e de revestimento serem definidos a partir de um único módulo. O conceito da estrutura alinhada está relacionado à concepção *in-line framing*, na qual as tesouras e as vigas de piso ficam posicionadas sobre os montantes dos painéis, buscando-se alinhar a alma dos montantes dos painéis com a base das tesouras e vigas (LEITE, 2014). Assim, é possível transferir todo o carregamento da edificação para as fundações.

A utilização desse tipo de sistema na construção civil traz diversas vantagens, tais como:

- versatilidade na produção dos perfis;
- emprego de material mais leve, com maior resistência e durabilidade;
- redução de desperdícios e construção limpa;
- redução no prazo de execução da obra, dentre outros.

Entretanto, como se trata de um processo industrializado, para garantia desses benefícios é necessário a capacitação de profissionais, tanto projetistas, como aqueles para execução do empreendimento.

Neste sentido, a fim de desenvolver os conhecimentos necessários ao dimensionamento, o presente trabalho se concentra no cálculo estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos, com base nas plantas de arquitetura que se encontram em Anexo C.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal o projeto estrutural de um edifício residencial de quatro pavimentos utilizando o sistema *Light Steel Framing*. Este trabalho contempla o anteprojeto (definição de sistema estrutural, materiais a serem utilizados e o sistema construtivo) e o dimensionamento (verificação da estrutura quantos aos esforços e definição das dimensões dos elementos).

Como objetivo secundário espera-se obter e difundir as características, vantagens e desvantagens do sistema construtivo em *Light Steel Framing*. Além disso, espera-se, sobretudo, desenvolver um projeto racional e detalhado a fim de minimizar perdas e prazos.

1.3 JUSTIFICATIVAS

A indústria da construção civil brasileira apresenta grandes desafios em minimizar desperdícios, custos e tempo; além do déficit habitacional. Acredita-se que a abordagem do sistema construtivo *Light Steel Framing* é de grande relevância para a perspectiva de mudança deste cenário e enquadramento em processos mais industrializados, tendo em vista que essa tecnologia/cultura é pouco difundida no Brasil.

Além disso, acredita-se que o desenvolvimento de um projeto estrutural auxiliará na capacitação da autora, a fim de buscar *expertises* e direcionamento de um projeto detalhado e integrado que minimize perdas e prazos; e também possibilite a percepção das vantagens e desafios do LSF comparado a outros sistemas construtivos.

1.4 METODOLOGIA

O projeto é baseado em pesquisas bibliográficas, focadas em leituras de manuais, dissertações, livros e publicações com o objetivo de adquirir informações sobre o sistema *Light Steel Framing* e sua concepção para o dimensionamento de edificações. Alguns desses são: o manual *Steel Framing: Arquitetura e Engenharia* do CBCA, e o trabalho acadêmico *Estudo de Modificação Estrutural de um Edifício de Pequeno Porte para o Sistema Light Steel Framing*.

Ao longo do trabalho, serão apresentados todos os dados utilizados para o dimensionamento da estrutura, isto é, as plantas, catálogos com especificações de elementos, normas, etc.; de forma a esclarecer todos os passos da elaboração da memória de cálculo.

O modelo estrutural será desenvolvido com auxílio do programa de análise estrutural SAP2000, e as verificações no ELU e ELS serão realizadas por meio do programa DimPerfil 4.0. Além disso, serão utilizados os softwares Excel, AutoCad, e outros que se façam necessários.

A fim de atender os objetivos propostos, a estruturação do trabalho se dá conforme apresentado abaixo.

O capítulo 1 apresenta a introdução, a contextualização do tema, o objetivo, a justificativa, a metodologia e a estruturação do trabalho.

O capítulo 2 apresenta o projeto do edifício, suas características, o sistema estrutural e a descrição de cada elemento.

No capítulo 3 é realizada a modelagem estrutural, apresentando os modelos estruturais elaborados no programa, seções transversais, condições de contorno, carregamentos e combinações de cargas adotadas.

No capítulo 4 é realizada a análise estrutural, com as verificações dos elementos estruturais segundo os E.L.S. e E.L.U.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais, – reunindo resultados e informações relevantes no desenvolvimento do projeto; considerações sobre a viabilidade da aplicação do sistema estrutural; e recomendações para trabalhos futuros.

Referências Bibliográficas – serão apresentadas as bibliografias consultadas para a realização do trabalho.

2. PROJETO DO EDIFÍCIO

2.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A planta de arquitetura do pavimento tipo foi adaptada a partir da planta apresentada por (REGO, 2012).

O edifício possui uma área de implantação de 296 m², incluindo quatro apartamentos de 62 m², subdivididos em dois quartos, uma sala, um banheiro, cozinha e área de serviço, conforme a Figura 2.1.

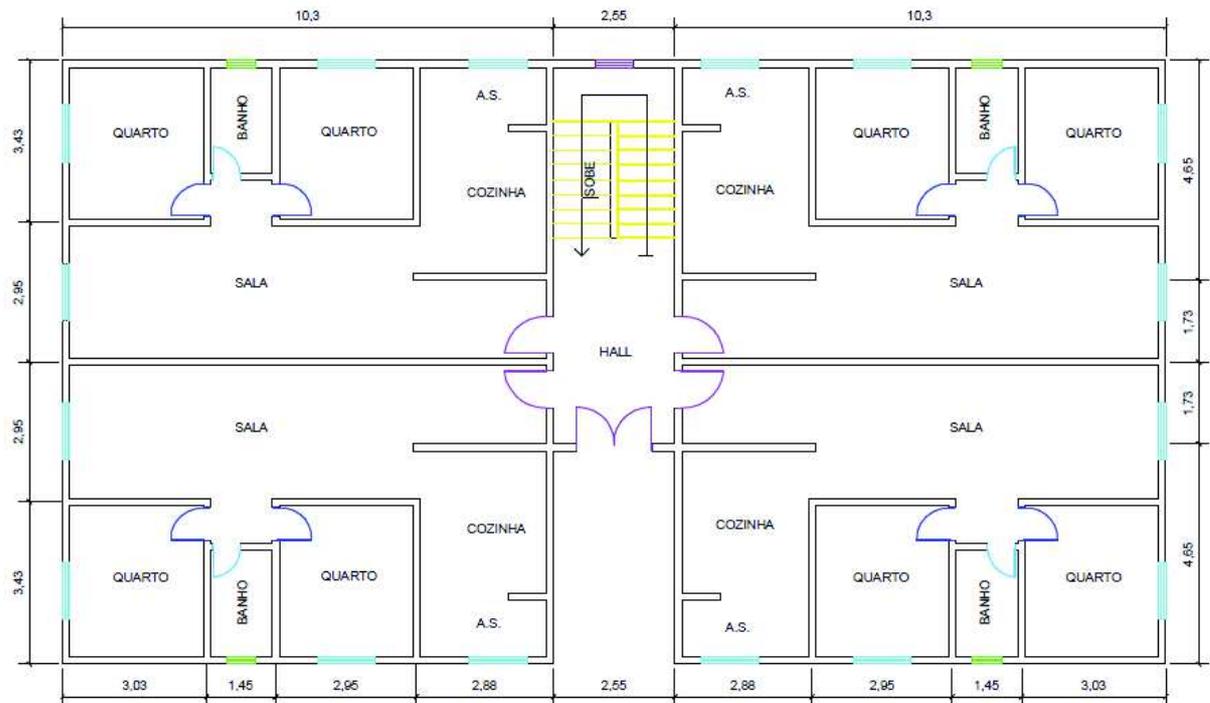


Figura 2.1 – Planta de arquitetura do edifício residencial para o LSF.

2.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

2.2.1 PERFIS UTILIZADOS

São utilizados perfis de seções típicas para o uso em *Light Steel Framing* nas edificações, e com dimensões mais comuns encontradas no mercado brasileiro, padronizados segundo a

NBR 6355. Isto é, as com formato “U” enrijecido (“Ue”) para montantes e vigas, e “U” para guias na base e topo dos painéis. As dimensões mais comercializadas no Brasil são as de 90, 140 e 200 mm, podendo variar de 35 a 40 mm, conforme fabricante e tipo do perfil.

Para o presente trabalho adotou-se perfis cujas dimensões estão apresentadas na Figura 2.2 abaixo. O cálculo das propriedades das seções se encontra no Anexo B.

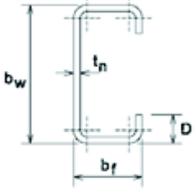
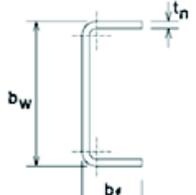
Especificação (mm)	Designação	Largura da alma	Largura da mesa	Largura do enrijecedor - D (mm)	
		b_w (mm)	b_f (mm)		
	Ue 140x40x12	Montante	140	40	12
	Ue 200x40x12	Viga de Piso	200	40	12
	U 142x38	Guia	142	38	-
	U 202x38	Guia	202	38	-

Figura 2.2 – Dimensões dos perfis utilizados

2.2.2 PAINÉIS DE PAREDE

2.2.2.1 Composição e Modulação

Os painéis em LSF podem ser estruturais (auto-portantes), quando estão sujeitos as cargas da edificação, ou não-estruturais, quando são apenas elementos de fechamento externo ou divisórias internas e não tem função estrutural. (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

Ambos os painéis são constituídos por elementos verticais (montantes) e por elementos horizontais (guias), cujos tipos de perfis de composição foram descritos no item 2.2.1. Em particular, para os painéis estruturais são previstas a utilização de vergas nas aberturas de janelas a fim de redistribuir as cargas para os montantes laterais ao vão.

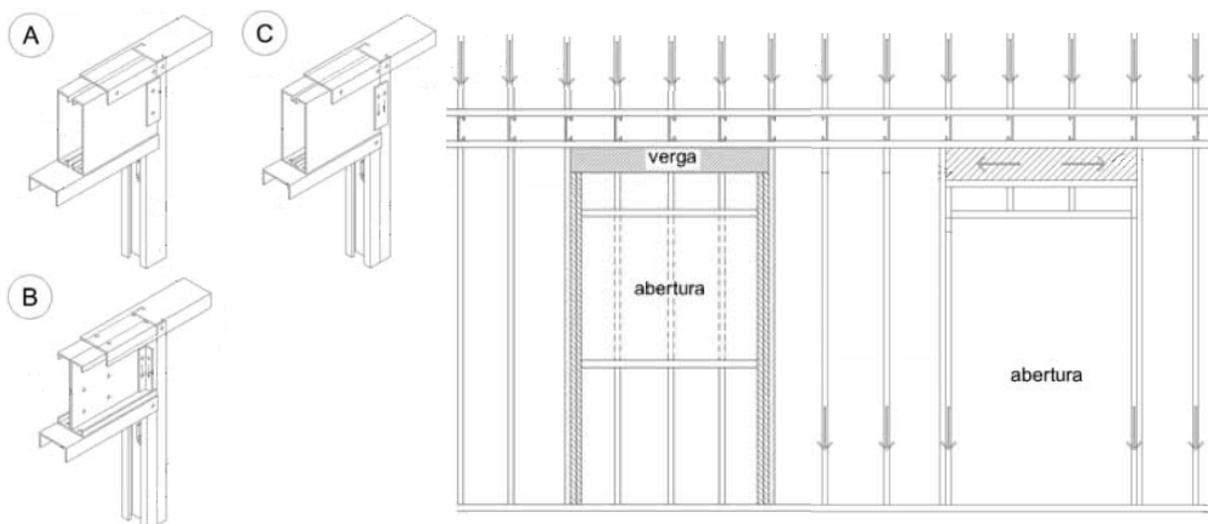


Figura 2.3 – Exemplos típicos de vergas empregadas em portas e janelas, adaptado de (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

No presente trabalho, para melhor modulação sobre a planta adotada, os montantes dos painéis foram espaçados a cada 400 mm, incluindo nas regiões das caixas d'água e escada em que painéis suportam grandes cargas.



Figura 2.4 – Conceito de modulação e estrutura alinhada (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

2.2.2.2 Fechamento

Os fechamentos dos painéis mais utilizados e disponíveis no mercado nacional são o OSB (oriented strand board), o gesso acartonado e a placa cimentícia. Sua escolha é determinada conforme o ambiente em que se encontra (interno ou externo).

Em particular, adotou-se placas OSB e cimentícias para fechamento externo, gesso acartonado para as paredes internas e áreas secas, e placa cimentícia para áreas molhadas.



Figura 2.5 – Placas OSB e cimentícia.

A escolha do OSB para o fechamento externo está relacionada ao seu bom desempenho como diafragma rígido, podendo aumentar a resistência do painel e absorver as cargas de vento e transmiti-las para a fundação.

A fixação dessas placas com os perfis metálicos será feita através de parafusos autobrocantes e auto-atarrachantes espaçados 200 mm, e também será previsto juntas de dilatação entre as placas, que sofrem variação devido à temperatura e umidade. (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

2.2.2.3 Espessura dos Perfis Formados a Frio

A espessura dos perfis formados a frio é o diferencial na concepção do sistema LSF, isto porque a sua conformação em estruturas esbeltas resulta em economia e construção leve.

Seu valor varia conforme a solicitação da estrutura e dos pavimentos, sendo a espessura mínima igual a 0,8 mm. Para efeito de pré-dimensionamento, adotou-se um valor de espessura razoável de 1,25 mm para todos os montantes e 2,30 mm para os perfis de viga de piso.

Análises preliminares mostraram que essa espessura é uma espessura adequada para o edifício em análise. Entretanto, localmente, houveram elementos sobretensionados que foram substituídos por elementos compostos.

2.2.2.4 Encontro Entre Painéis

Há diversas soluções construtivas para a conexão dos encontros de painéis, dentre elas, pode-se destacar três tipos principais que são adotadas no edifício em análise. A Figura 2.6 à Figura 2.8 ilustra as seções compostas resultantes desses encontros.

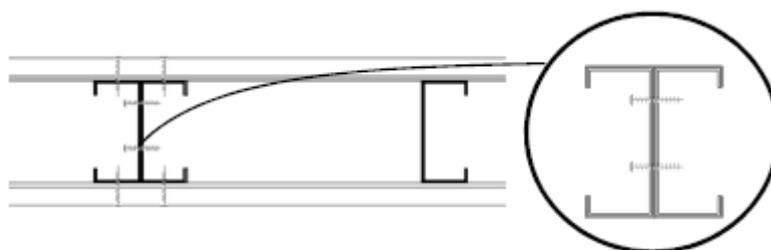


Figura 2.6 – Detalhe da união de montantes Tipo I, (LEITE, 2014).

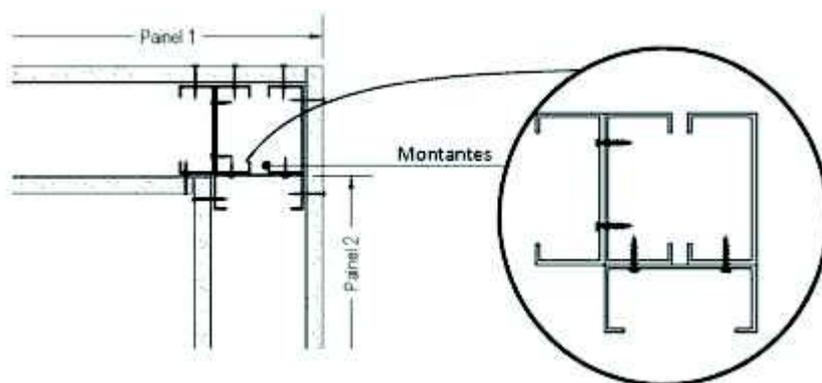


Figura 2.7 – Detalhe da união de montantes Tipo II, (LEITE, 2014).

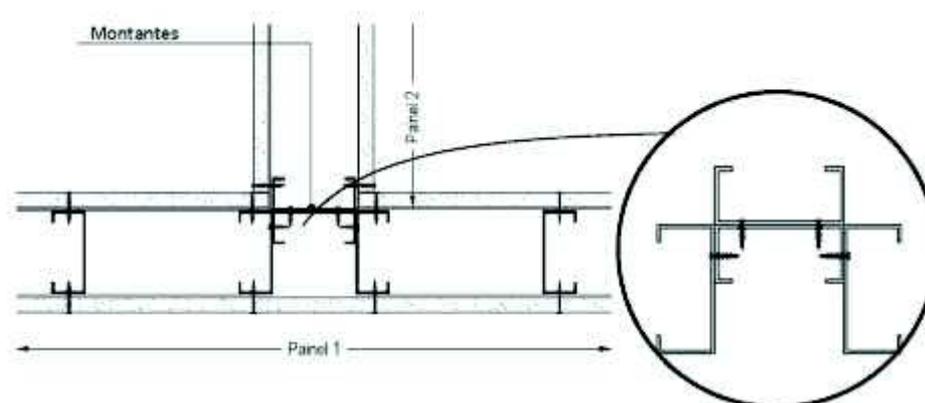


Figura 2.8 – Detalhe da união de montantes Tipo III, (LEITE, 2014).

As novas seções formadas pela união desses montantes resultam em uma seção transversal com área e inércia equivalentes. Os cálculos dessas propriedades se encontram no Anexo B.

2.2.2.5 Fixação dos Painéis

A escolha do tipo de ancoragem dos painéis mais eficiente depende do tipo de fundação e das solicitações que ocorrem na estrutura devido às cargas permanentes e variáveis (CONSULSTEEL, 2002).

Os tipo de ancoragem usualmente empregadas são constituídas por uma chapa metálica e chumbadores de barras roscadas ou parabolts, conforme a Figura 2.9. Para o presente trabalho, optou-se por fundação do tipo sapata corrida, pois é uma fundação contínua que recebe a carga das paredes e distribuí uniformemente para o terreno. Logo a ancoragem dos painéis ao radier é feita por meio de chumbadores e barras roscadas.

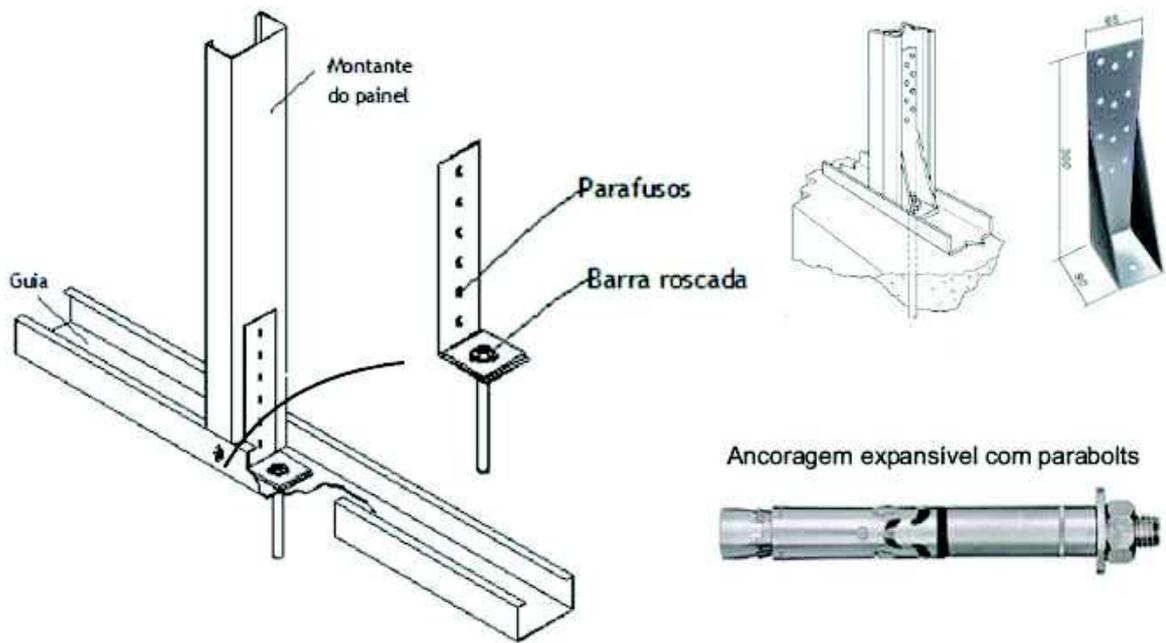


Figura 2.9 – Detalhe de chumbadores e barras roscadas.

2.2.3 SISTEMAS DE LAJES

No sistema *Light Steel Framing* são definidas dois tipos de lajes quanto à natureza do contrapiso, as lajes úmidas e as lajes secas. As lajes úmidas são compostas por uma chapa metálica ondulada preenchida com concreto e, em seguida é executado o contrapiso. Já nas lajes secas são utilizadas placas rígidas, do tipo OSB, cimentícias ou outras, fixadas a estrutura do piso, sem a utilização de concreto.

Para o edifício residencial em análise foram adotadas lajes secas, pois se deseja uma maior velocidade de execução da estrutura, uma construção limpa, além de outros benefícios atrelados a eliminação da utilização do concreto como diminuição do peso próprio da estrutura.

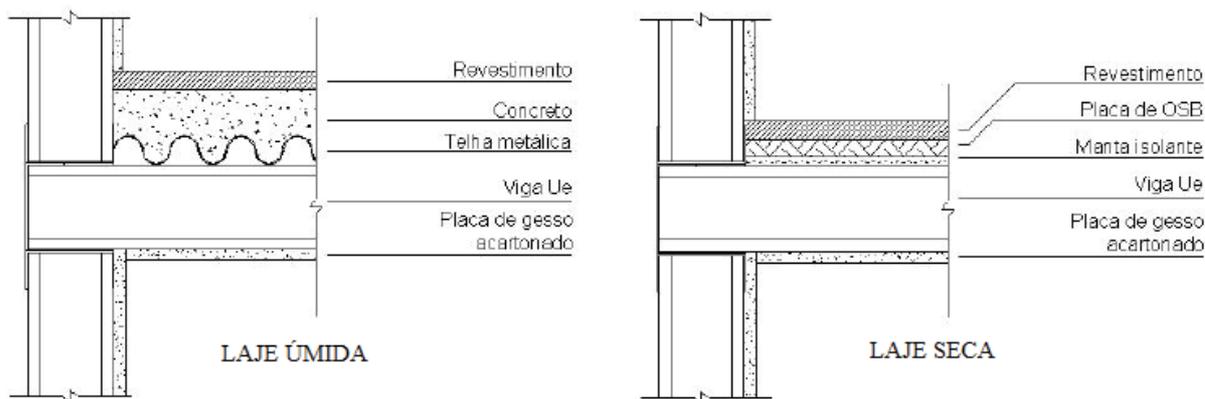


Figura 2.10 – Tipo de lajes, sistema *light steel framing* (Adaptado Steel Framing: Engenharia)

2.2.3.1 Laje Seca

Como foi descrito acima, a laje seca é composta por placas OSB fixadas na estrutura do piso. A escolha do tipo e da espessura dessas placas está relacionada com a deformação requerida pelas características das mesmas, e com o tipo de ambiente na qual será exposta, área molhada ou seca (Steel Framing: Arquitetura, 2012).

Para áreas secas, utiliza-se placa de OSB de 18 mm de espessura, conferindo a estrutura leveza, fácil instalação e atuação como diafragma horizontal (Steel Framing: Arquitetura, 2012). Já para áreas molhadas, utiliza-se placa cimentícia, que é mais resistente a umidade.

No edifício em análise adotou-se para todas as lajes do edifício placas OSB revestidas com placa cimentícia, retirada do catálogo do fabricante que se encontra no Anexo A, onde se encontra as especificações do painel. A Figura 2.11 apresenta as principais especificações.

Tipo de painel	Espessura	Dimensões	Peso	Carga máxima
	(mm)	(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
	23	1,20 x 2,50	23	500

Figura 2.11 – Seção da laje seca.

2.2.3.2 Vigas de Piso

Para manter o conceito de estrutura alinhada característica do LSF, as vigas de piso seguem o mesmo espaçamento dos montantes de 400 mm. Desta forma, as almas das vigas de piso e as almas dos montantes estão alinhadas.

A escolha dos perfis de composição do vigamento de piso está relacionada a diversos fatores, tais como: carga de utilização da edificação, comprimento do vão e modulação do projeto estrutural. Segundo o Manual de Arquitetura do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), para vãos de até 4,0 metros, recomenda-se a utilização de perfis “Ue” 200x40x12. Para o presente trabalho, adotou-se perfis “Ue” 200x40x12, conforme item 2.2.1, de modo a atender as cargas de utilização, comprimentos dos vãos.

Também foram previstas a utilização de travamentos laterais por meio de fitas de aço galvanizado, instalados perpendicularmente às vigas de piso para impedir a flambagem lateral com torção da viga. A Figura 2.12 apresenta um exemplo de utilização de fitas de aço para a contenção lateral de vigas de piso. A Figura 2.13 mostra o posicionamento das fitas de contenção lateral das vigas de piso que compõem o pavimento do edifício em análise.



Figura 2.12 – Exemplo de utilização de fitas de aço para contenção lateral de vigas de piso.

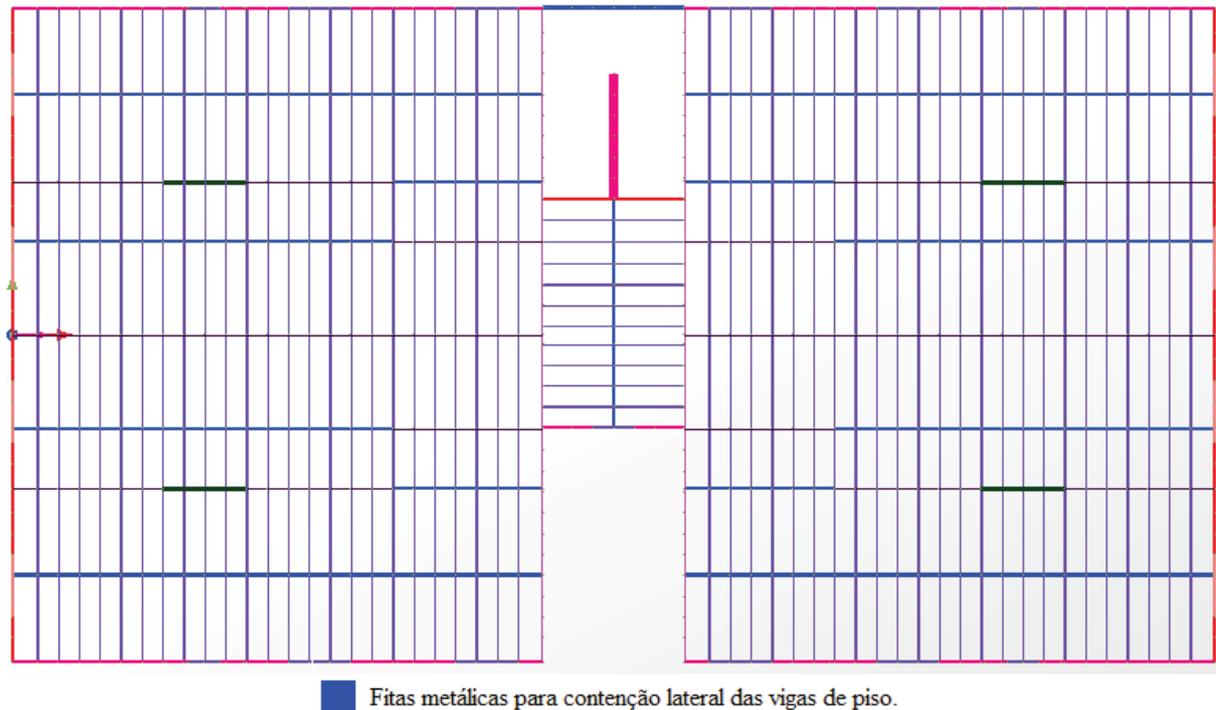


Figura 2.13 – Posição das fitas de aço para contenção lateral das vigas de piso do pavimento do edifício em análise.

2.2.4 ESCADAS

As escadas são construídas a partir da combinação de perfis “U” e “Ue”, e placas OSB em seus degraus e espelhos. Existem três disposições construtivas mais utilizadas, que são descritas no “Construcción com Acervo Liviano – Manual de Procedimiento” (2002): viga caixa inclinada, painel com inclinação e painel escalonado.

Para o edifício em análise foi adotado a disposição em viga caixa inclinada. Esta disposição construtiva consiste na utilização de uma viga caixa (2 perfis “Ue” e 2 perfis “U”) com inclinação necessária, e sobre ela estão apoiados perfis “Ue” e guias dobradas em degraus (guias-degrau) que dão apoio às placas OSB. A Figura 2.14 ilustra o modelo de escada adotado.

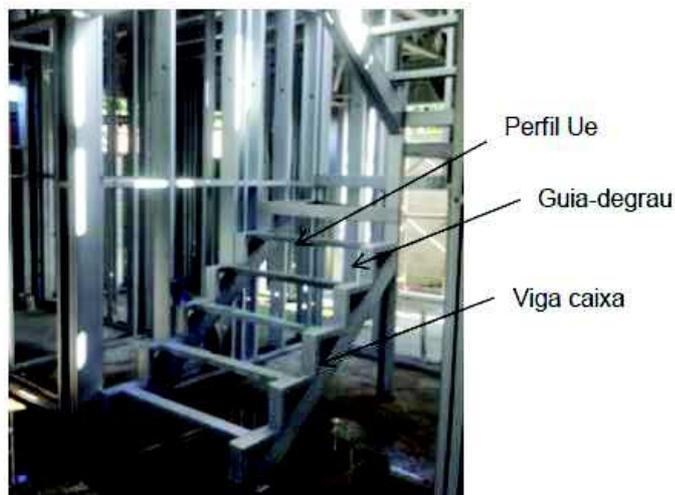


Figura 2.14 – Detalhe da escada com o método Viga Caixa Inclinada (LEITE, 2014).

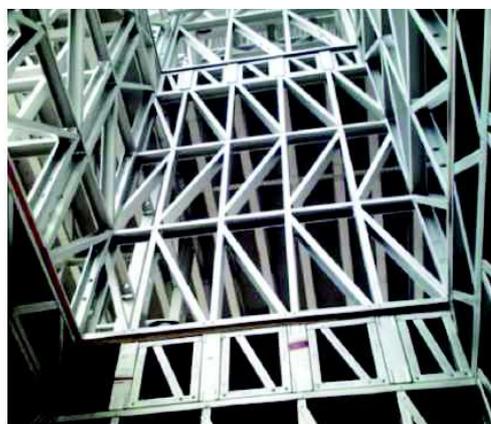
2.2.5 CONTRAVENTAMENTO

Os contraventamentos são responsáveis pela estabilidade global de um edifício em LSF. Isto é, eles são capazes de resistir aos esforços horizontais provocados pela ação do vento, transferindo-os para as fundações. É possível dessa forma, evitar perda de estabilidade estrutural, deformações e colapsos.

Os contraventamentos podem ser feitos com utilização de fitas de aço galvanizado, dispostas na diagonal na forma de “λ”, “V”, “X” ou “K” fixadas nas faces dos painéis, de forma a resistir à tração. Também pode-se utilizar contraventamentos constituídos por perfis “U” ou “Ue”, geralmente dispostos na diagonal na forma de “K”. A Figura 2.15 apresenta exemplos de contraventamentos adotados no sistema estrutural em Light Steel Framing.



Contraventamento em "X" com fitas metálicas



Contraventamento em "K" com perfis "U"

Figura 2.15 – Tipos de Contraventamentos adotados no sistema *light steel framing* (,).

2.2.6 COBERTURA

A cobertura do edifício residencial foi considerada com inclinação de 15% para o interior da edificação, constituída por treliças metálicas e fechamento com telhas metálicas. Também se considerou uma platibanda de um metro de altura em todo o perímetro da cobertura, de modo a protegê-la e ornamentar o edifício. A Figura 2.16 apresenta a planta de cobertura do edifício em análise.

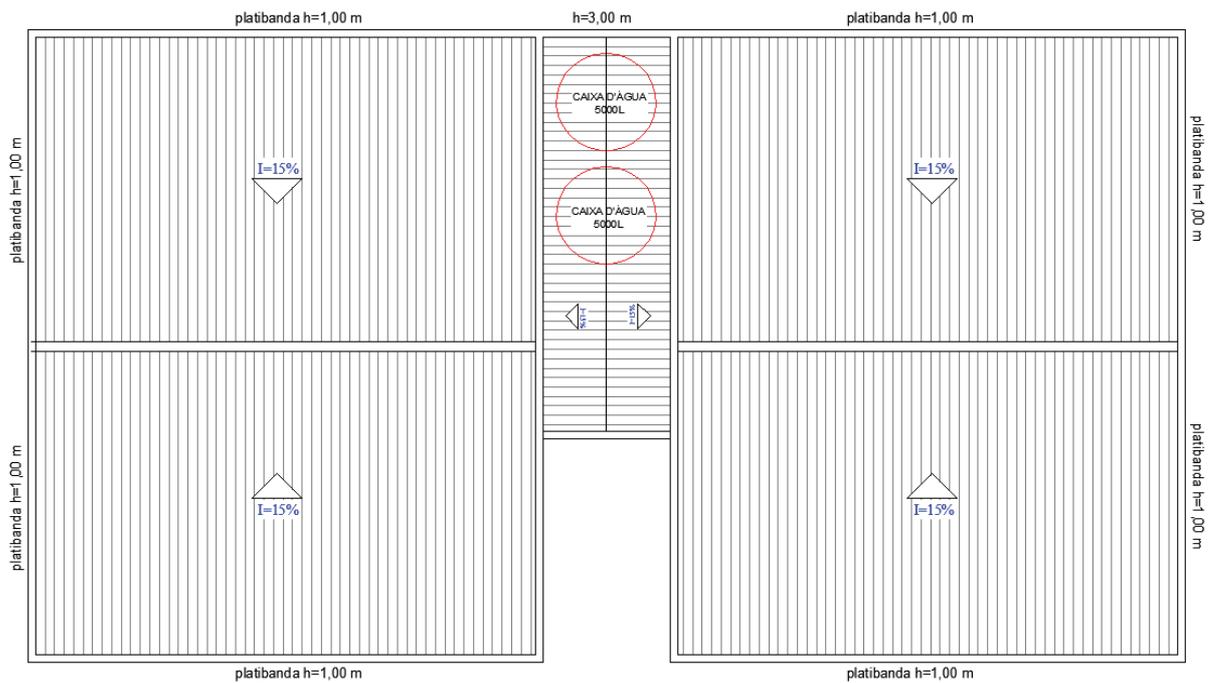


Figura 2.16 – Cobertura do edifício em análise.

2.2.7 PROPRIEDADES

2.2.7.1 Propriedades Mecânicas Gerais

Segundo a NBR 14762 (2010), as propriedades mecânicas do aço que devem ser adotadas para efeito de cálculo, são os valores apresentados na Tabela 2.1 a seguir.

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas do aço.

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	$\beta = 1,2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

2.2.7.2 Propriedades do aço

As especificações dos aços adequados à conformação a frio dos perfis estruturais constam na tabela 1 da NBR 14762 (2010), sendo adotadas para o edifício em análise, as propriedades indicadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Especificação do aço para chapas finas para uso estrutural

Especificação	Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 5004 Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica	Q-45	450	550

onde f_y é a resistência ao escoamento do aço e f_u a resistência à ruptura do aço.

3. MODELAGEM ESTRUTURAL

Este capítulo contempla a apresentação do modelo estrutural desenvolvido para o edifício residencial em estudo e as ações atuantes na sua estrutura. Para tal, adotou-se como metodologia de auxílio o AutoCad e o software de análise de estruturas reticulares tridimensionais, SAP2000 – *Structural Software for Analysis and Design* – V14 da empresa CSI.

3.1 CONSIDERAÇÕES

A estrutura foi modelada formando um reticulado tridimensional constituído por barras de seções simples ou compostas. As seções compostas foram empregadas nos casos de encontro de painéis ou reforços localizados.

Para a caracterização de elementos compostos utilizou-se o recurso dos multiplicadores de propriedades na opção “*Set Modifiers*”, sendo os cálculos das seções compostas equivalentes apresentados no Anexo B.

Com relação às condições de apoio, todos os elementos foram modelados como rotulados nas extremidades, tanto montantes, guias, vergas, contraventamentos e vigas de piso. Essa condição está associada ao fato de que todos esses elementos são parafusados, o que não garante a condição de engaste perfeito.

3.2 GEOMETRIAS DO MODELO

A Figura 3.1 apresenta a planta baixa da edificação, onde foram definidos eixos coincidentes com as paredes estruturais para facilitar a apresentação da geometria do modelo. A Figura 3.2 apresenta as seções transversais utilizadas no modelo estrutural do edifício em análise. As figuras 3.1 a 3.10 abaixo apresentam os modelos estruturais referentes aos painéis com aberturas, painéis de contraventamento, planta de distribuição da viga de piso, geometria da escada e telhado, elevação e vistas isométricas da estrutura.

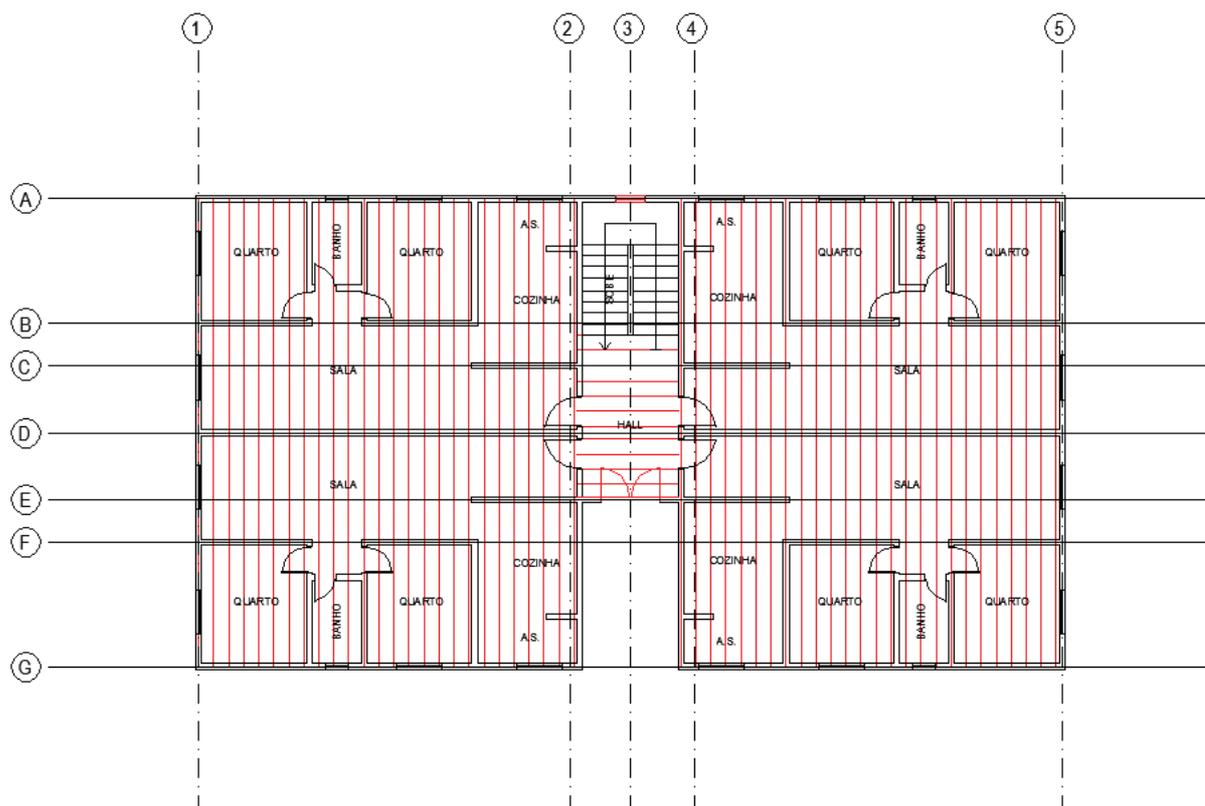


Figura 3.1 – Planta baixa da edificação com distribuição de vigas e piso e eixos adotados.

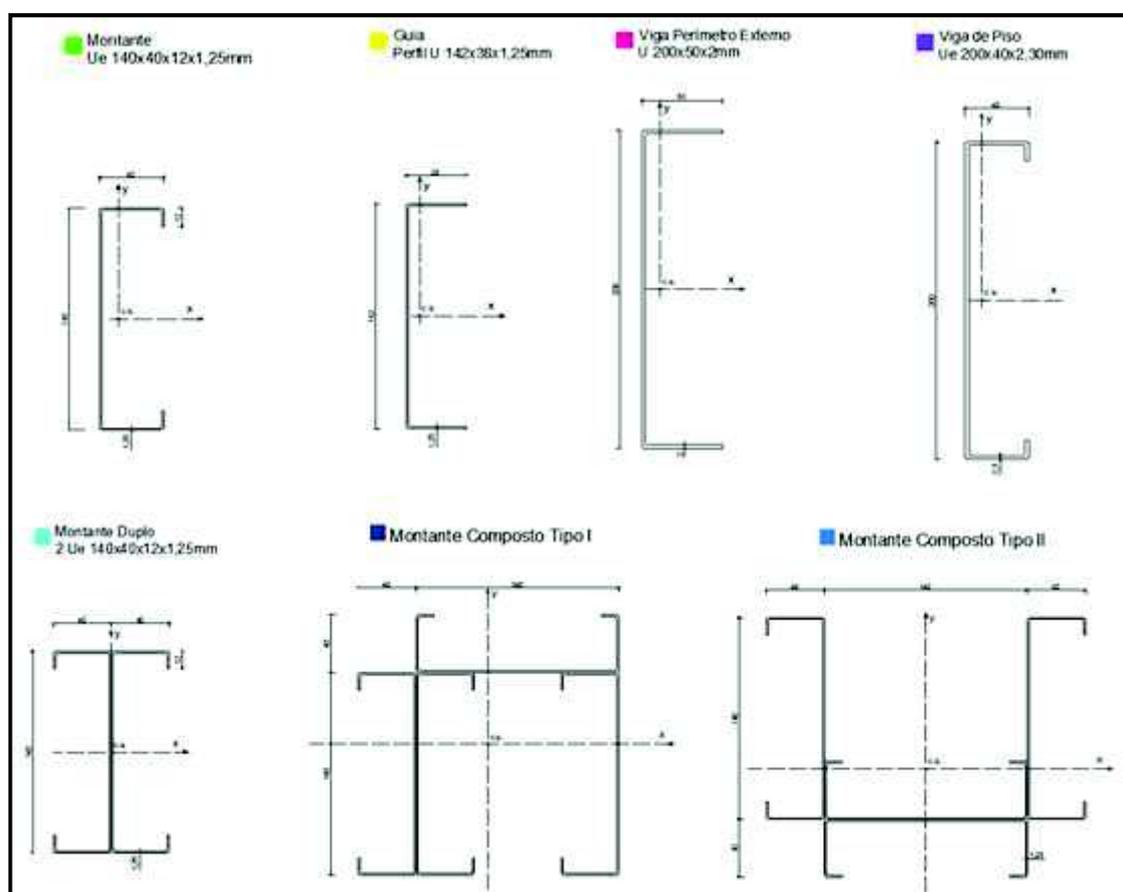


Figura 3.2 – Seções transversais utilizadas no modelo estrutural.

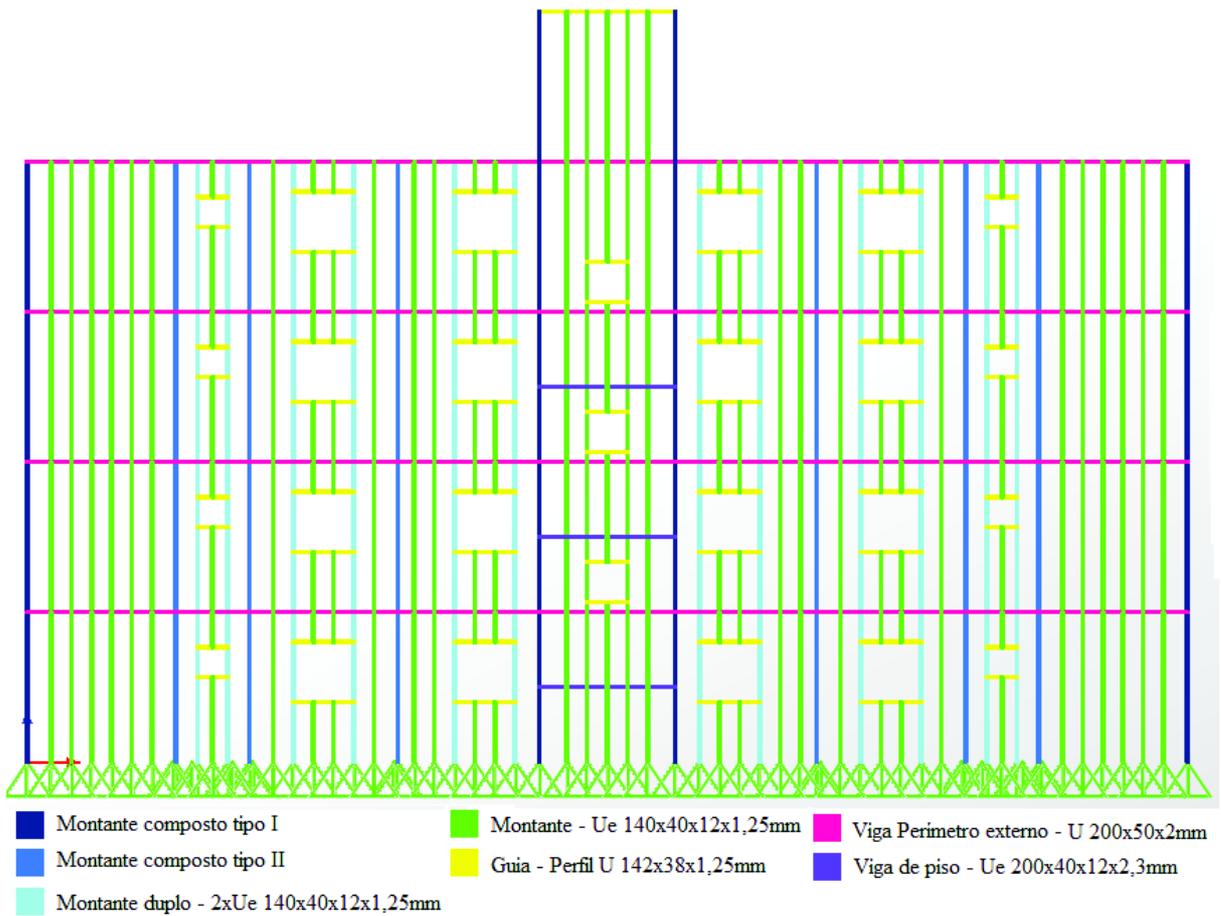


Figura 3.3 – Painéis estruturais no eixo A.

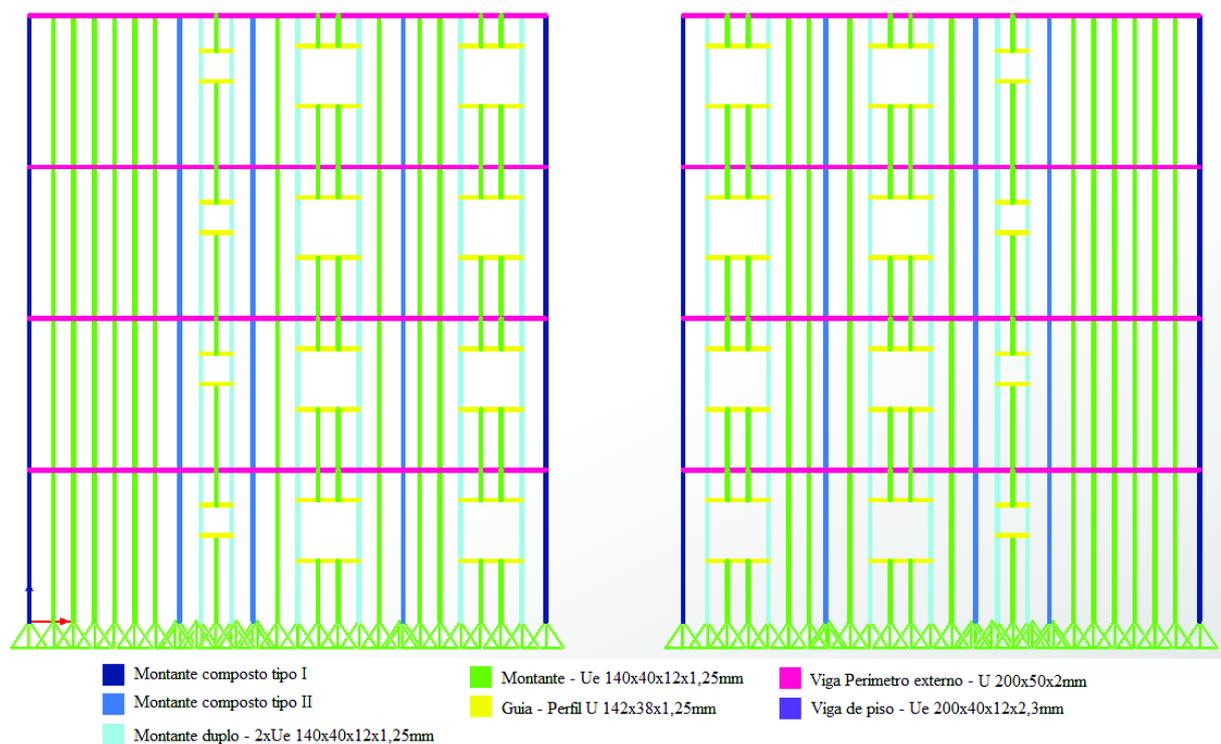


Figura 3.4 – Painéis estruturais no eixo G.

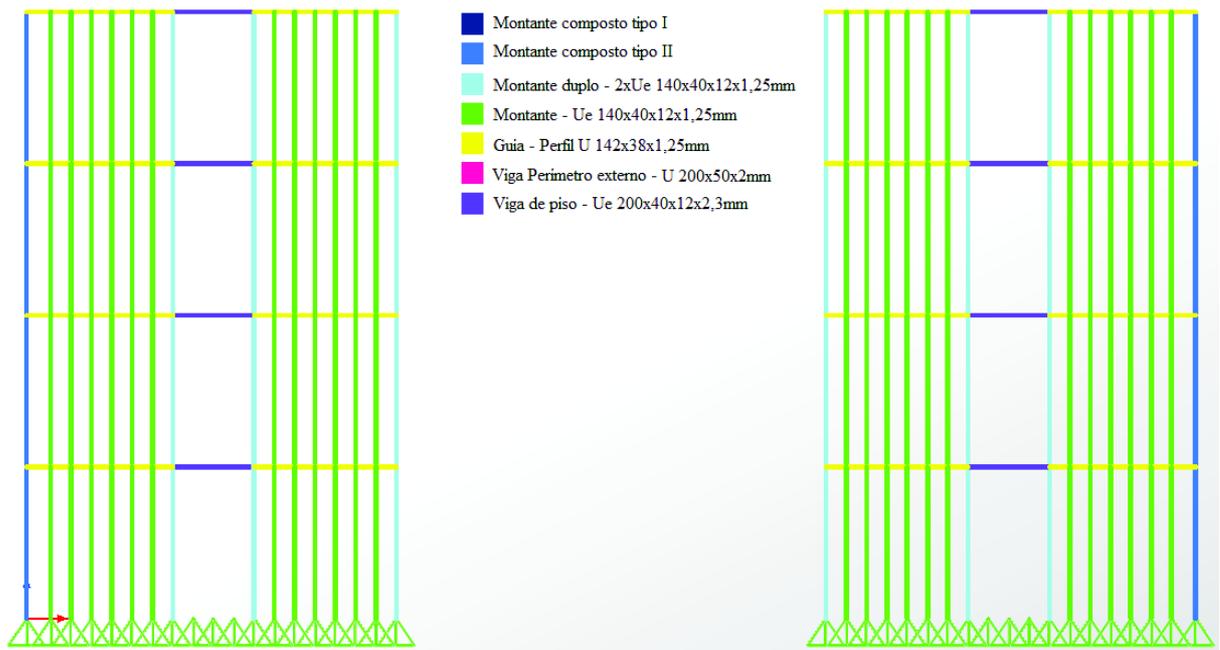


Figura 3.5 – Painéis estruturais no eixo B=F.

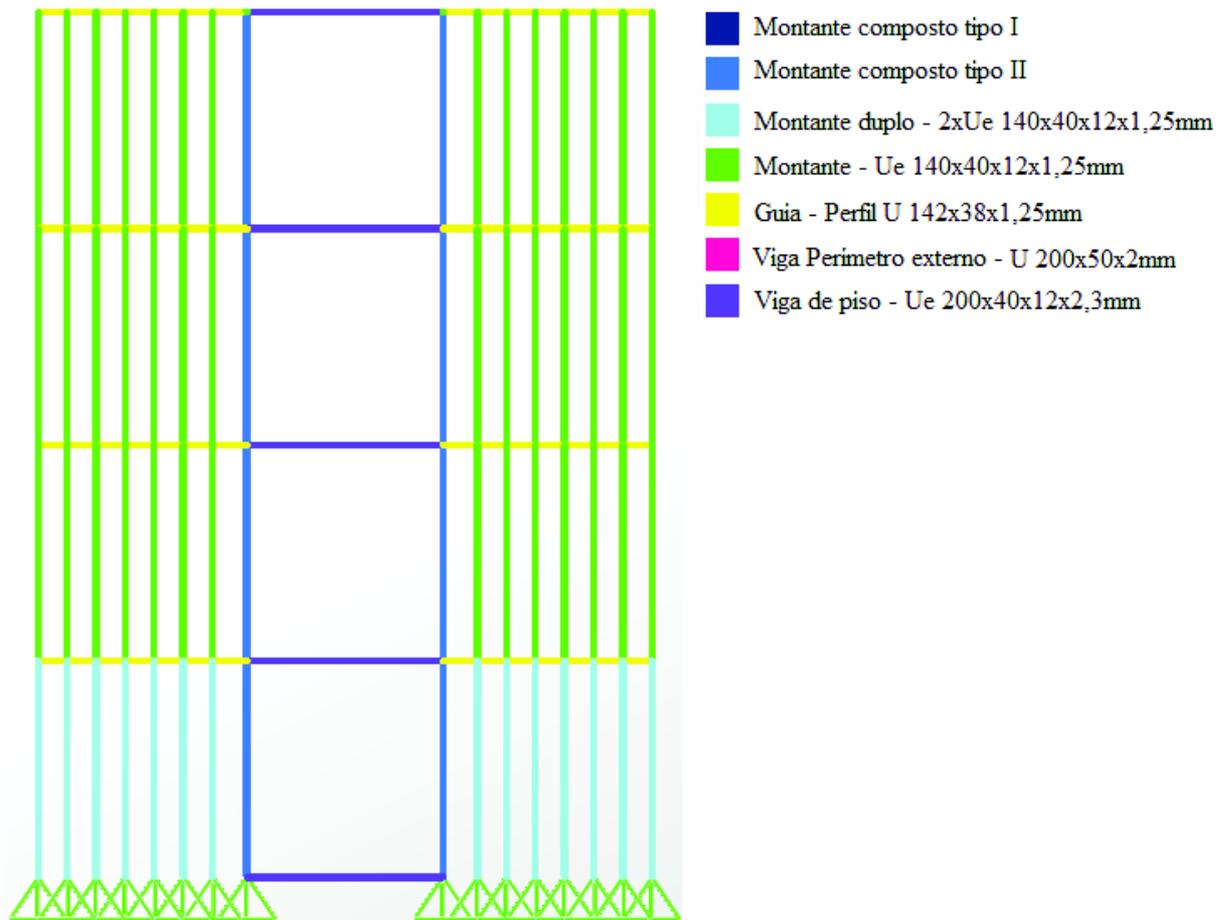


Figura 3.6 – Painéis estruturais no eixo C.

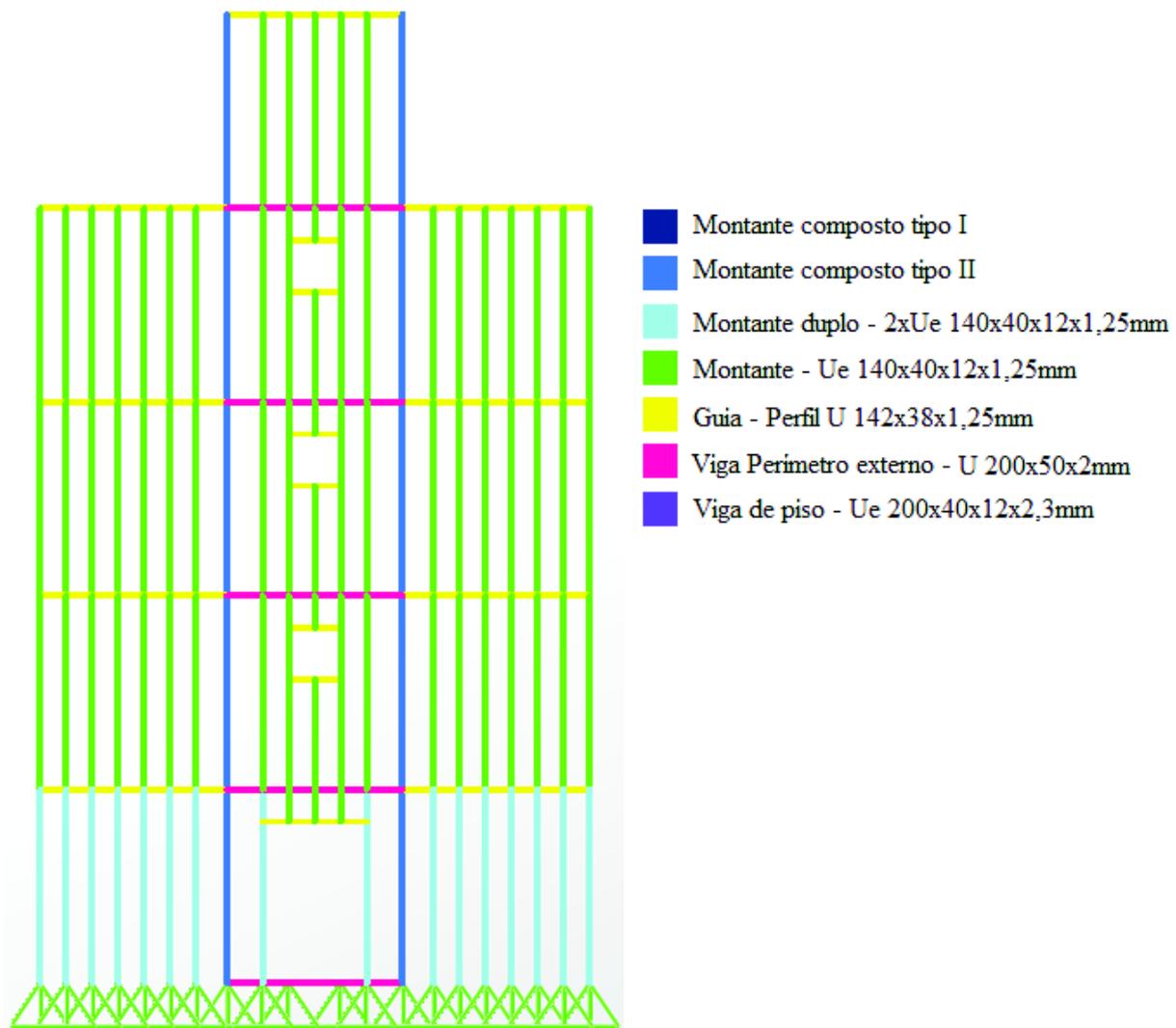


Figura 3.7 – Painéis estruturais no eixo D.

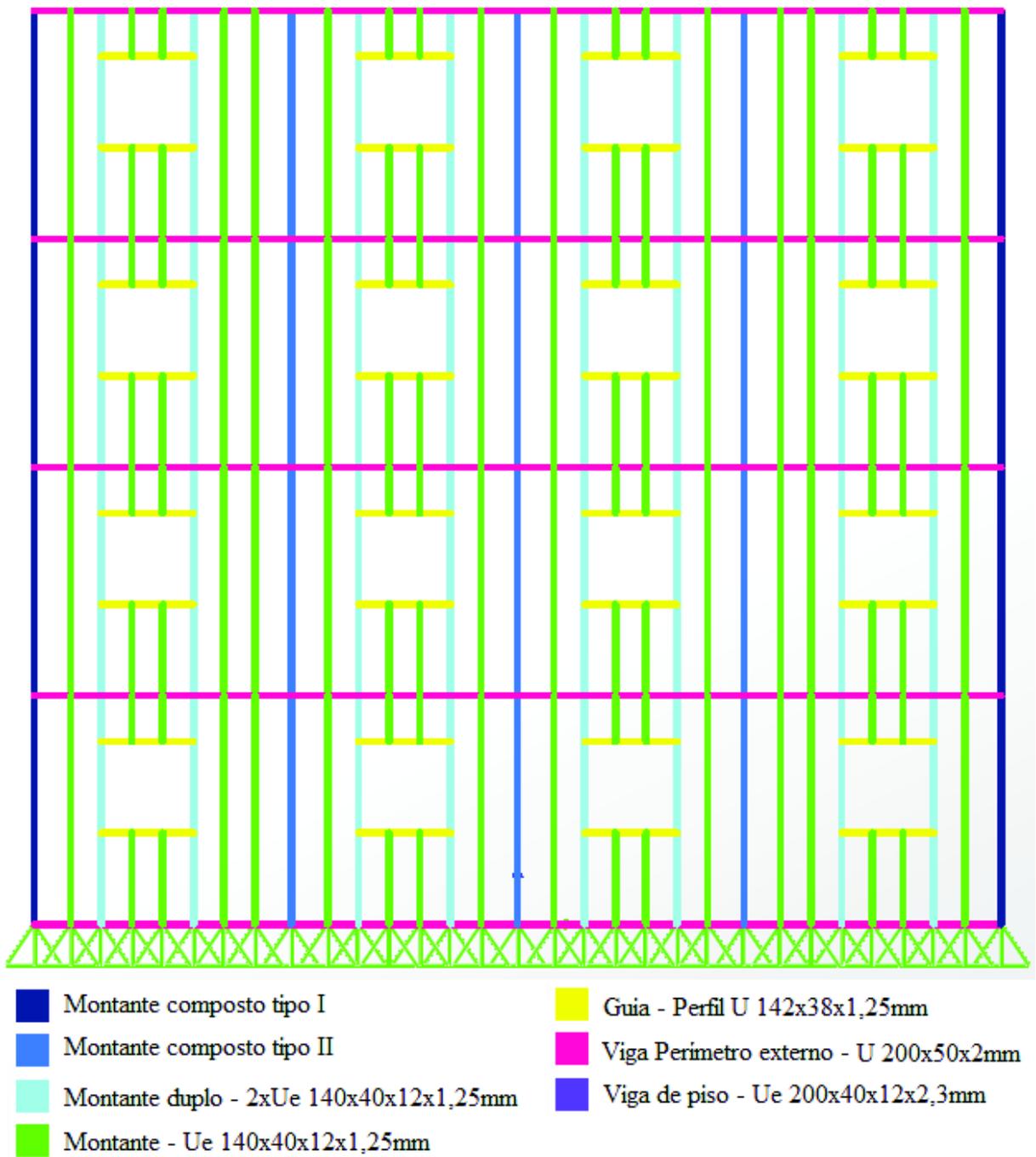


Figura 3.8 – Painéis estruturais no eixo 1=5.

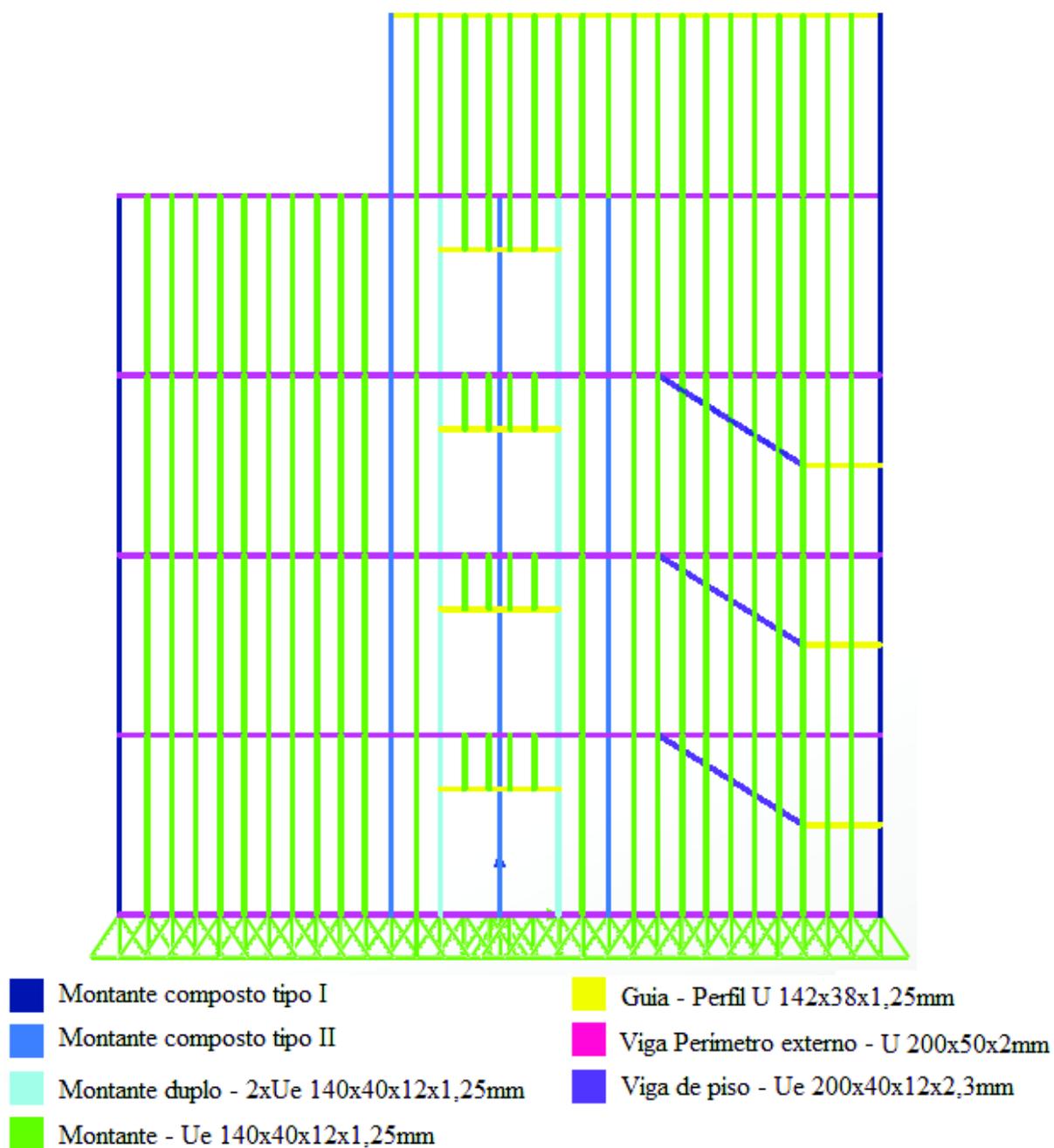


Figura 3.9 – Painéis estruturais no eixo 2.

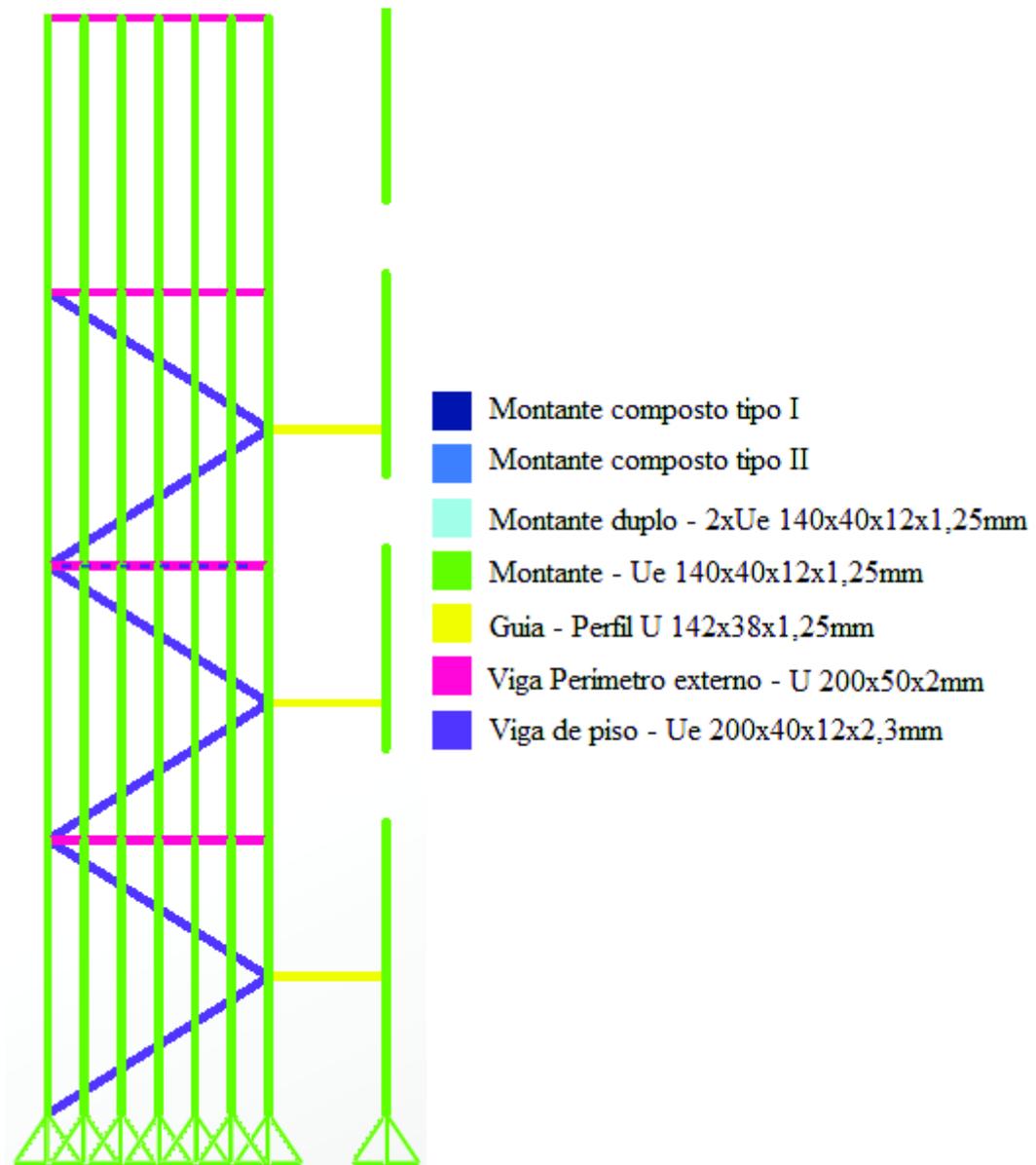


Figura 3.10 – Painéis estruturais no eixo 3.

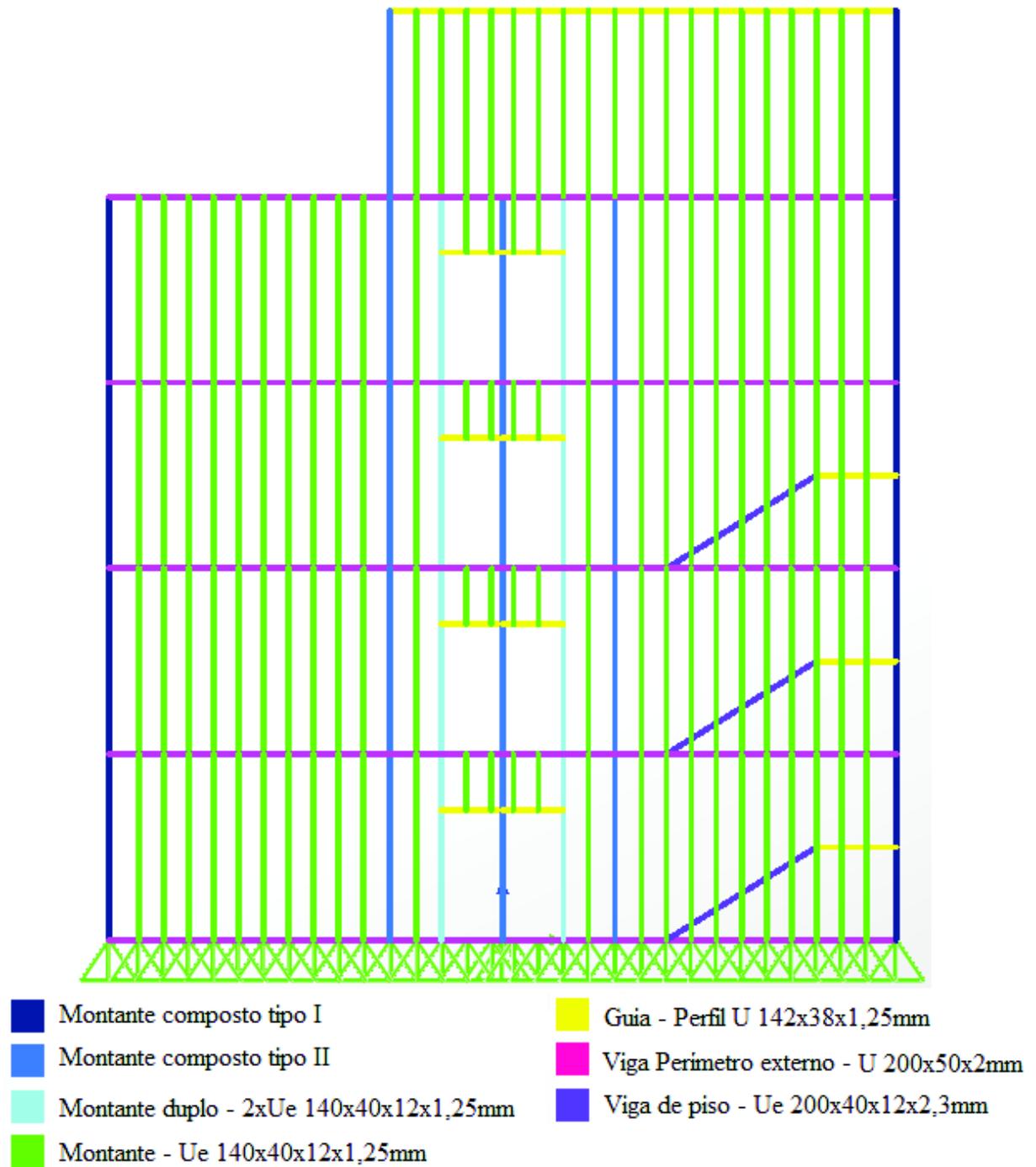


Figura 3.11 – Painéis estruturais no eixo 4.

Os patamares das escadas foram modelados integralmente e os lances das escadas foram modelados por meio de vigas inclinadas, conforme a Figura 3.12.

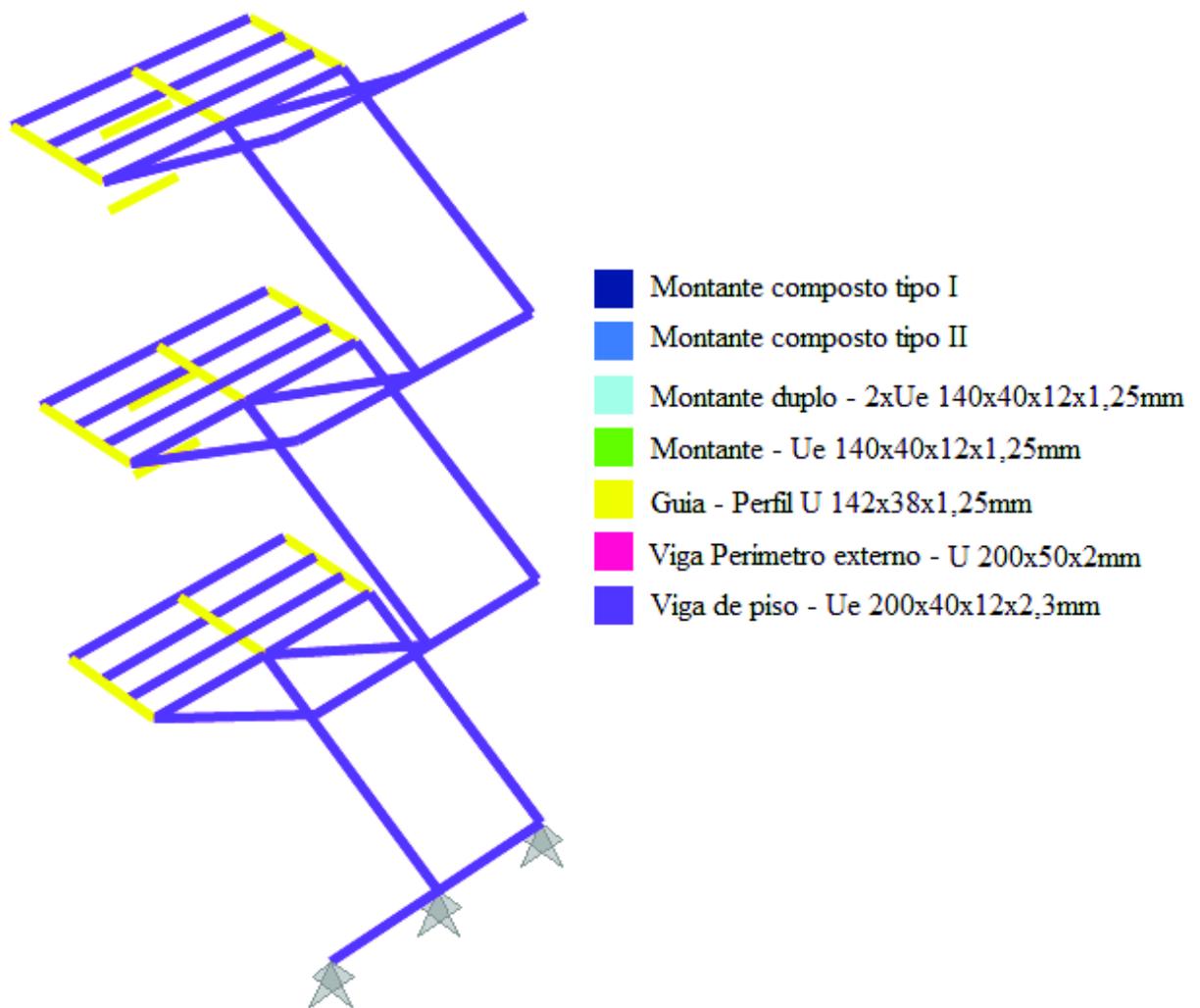


Figura 3.12 – Patamares e escada.

A estrutura que compõe o piso se repete em todos os pavimentos tipo e na cobertura, sendo apresentada na Figura 3.13.

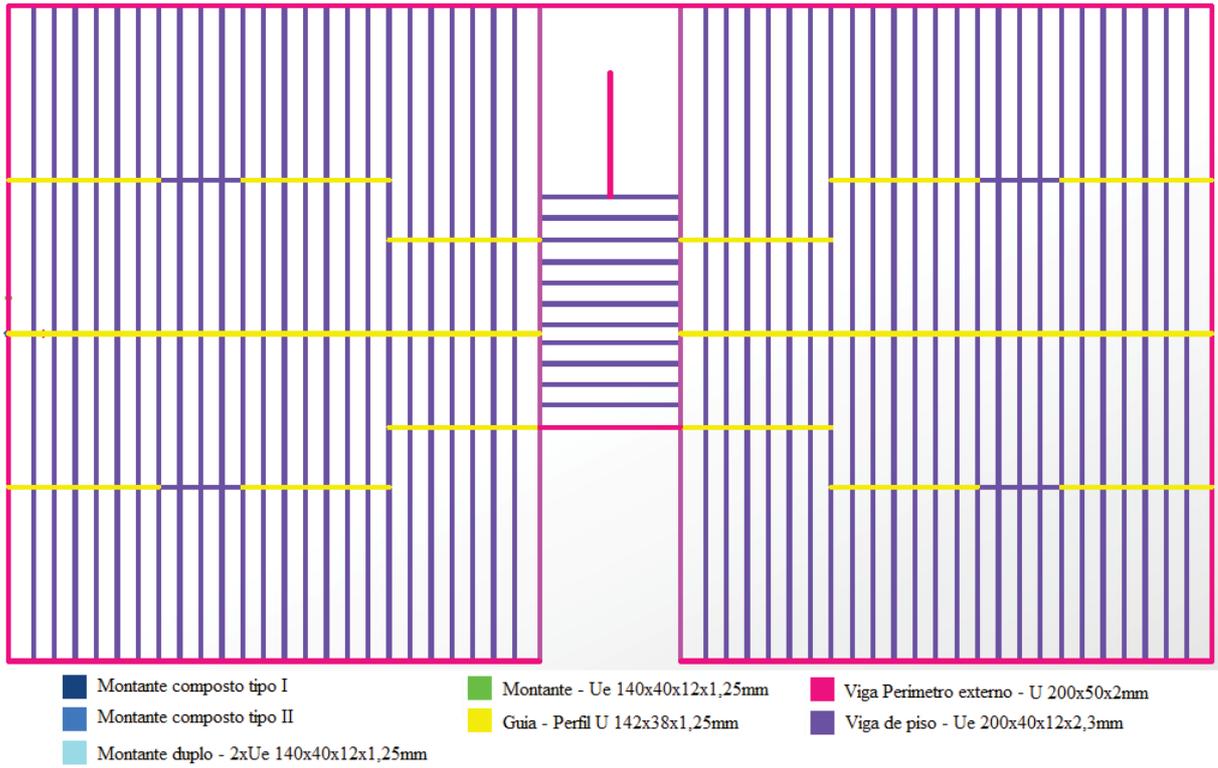


Figura 3.13 – Vigas de piso do pavimento tipo e cobertura.

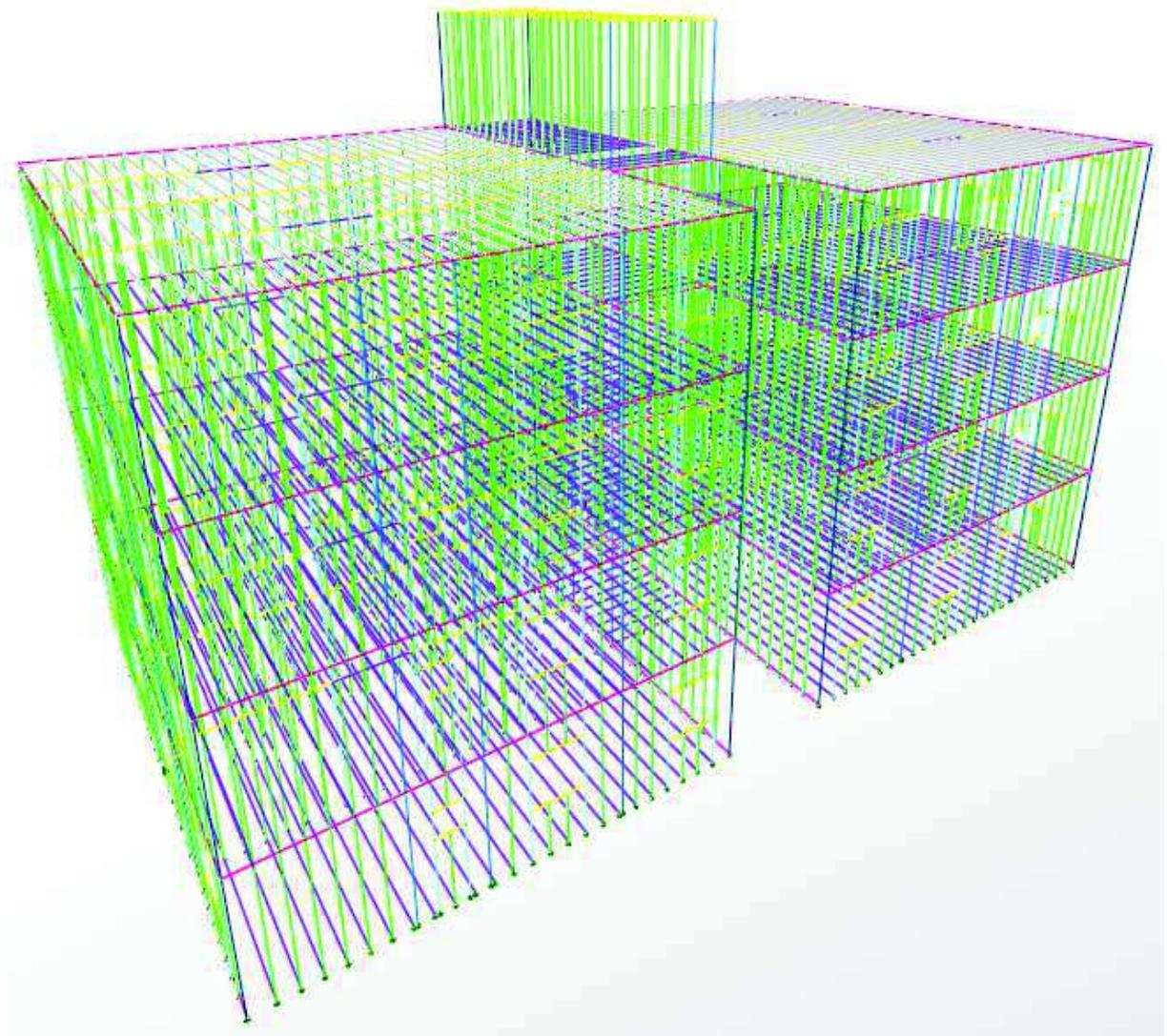


Figura 3.14 – Estrutura reticulada tridimensional.

3.3 CARREGAMENTOS

Para a análise estrutural do modelo adotado, foram considerados valores de carregamento devido a ações permanentes e ações variáveis conforme as normas NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, e NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

3.3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes se dividem em dois grupos: o peso próprio dos elementos estruturais modelados, calculados automaticamente pelo programa, e o peso próprio dos

elementos construtivos fixos, que são os fechamentos dos painéis e laje, que serão apresentados abaixo.

3.3.1.1 Peso Próprio das Parede

As cargas de peso próprio das paredes do edifício se diferenciam a partir de dois quesitos: ser estrutural ou não estrutural (de modo a considerar ou não o peso do perfil) e, o tipo de fechamento adotado (depende do ambiente em que se encontra, como mencionado no item 2.2.2.2). Os catálogos dos materiais adotados seguem no Anexo A.

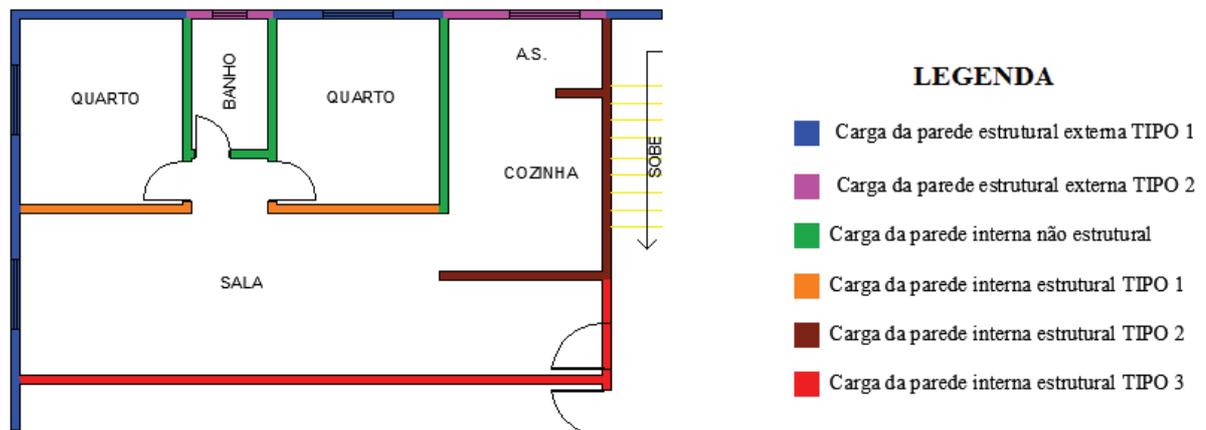


Figura 3.15 – Cargas das paredes.

Tabela 3.1 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO 1

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ³)	Massa (kN/m ²)
Placa OSB	11,10	650,00	0,07
Gesso acartonado	15,00	700,00	0,11
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
TOTAL	134,10	-	0,32

Tabela 3.2 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO 2

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Massa (kN/m²)
Placa OSB	11,10	650,00	0,07
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
TOTAL	395,30	-	1,28

Tabela 3.3 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna não estrutural

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	70,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
Perfil U	-	-	0,05
TOTAL	90,50	-	1,28

Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 1

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
TOTAL	125,00	-	0,19

Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 2

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
Placa cimentícia	8,00	1700,00	0,14
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
TOTAL	112,50	-	1,23

Tabela 3.6 – Cálculo da carga de peso próprio da parede interna estrutural TIPO 3

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Peso/m (kN/m²)
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Gesso ST	12,50	700,00	0,09
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
TOTAL	150,00	-	0,36

3.3.1.2 Peso Próprio do Piso

A carga de peso próprio do piso representa os carregamentos não modelados constituintes do piso do pavimento tipo e cobertura. A Tabela 3.7 apresenta o valor de cada componente da carga de peso próprio do piso e seu valor total.

Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do pavimento e da cobertura.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Peso/m² (kN/m²)
OSB+Placa cimentícia	23,00	-	0,23
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	1,00
Forro	-	-	0,08
TOTAL	123,00	-	1,32

3.3.1.3 Carga de Paredes Não Estruturais (Não Modeladas)

As cargas de peso próprio das paredes não estruturais foram consideradas no modelo por meio de cargas aplicadas em algumas vigas do pavimento tipo. A Figura 3.16 apresenta as paredes não modeladas, consideradas para efeito de modelo como cargas aplicadas. A Figura 3.17 apresenta as cargas das paredes não estruturais, aplicadas como cargas distribuídas nas vigas.

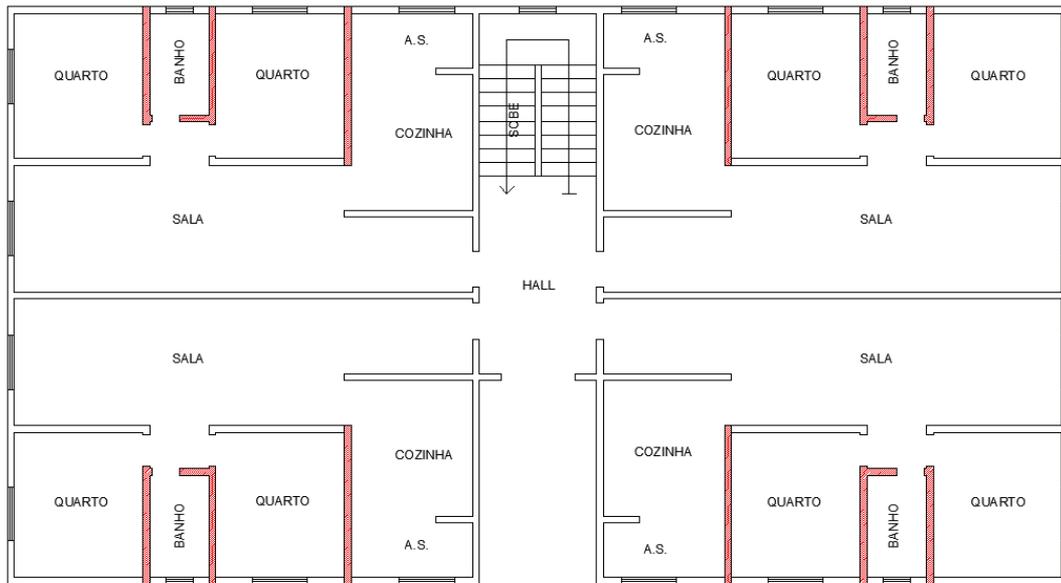


Figura 3.16 – Paredes não estruturais (não modeladas).

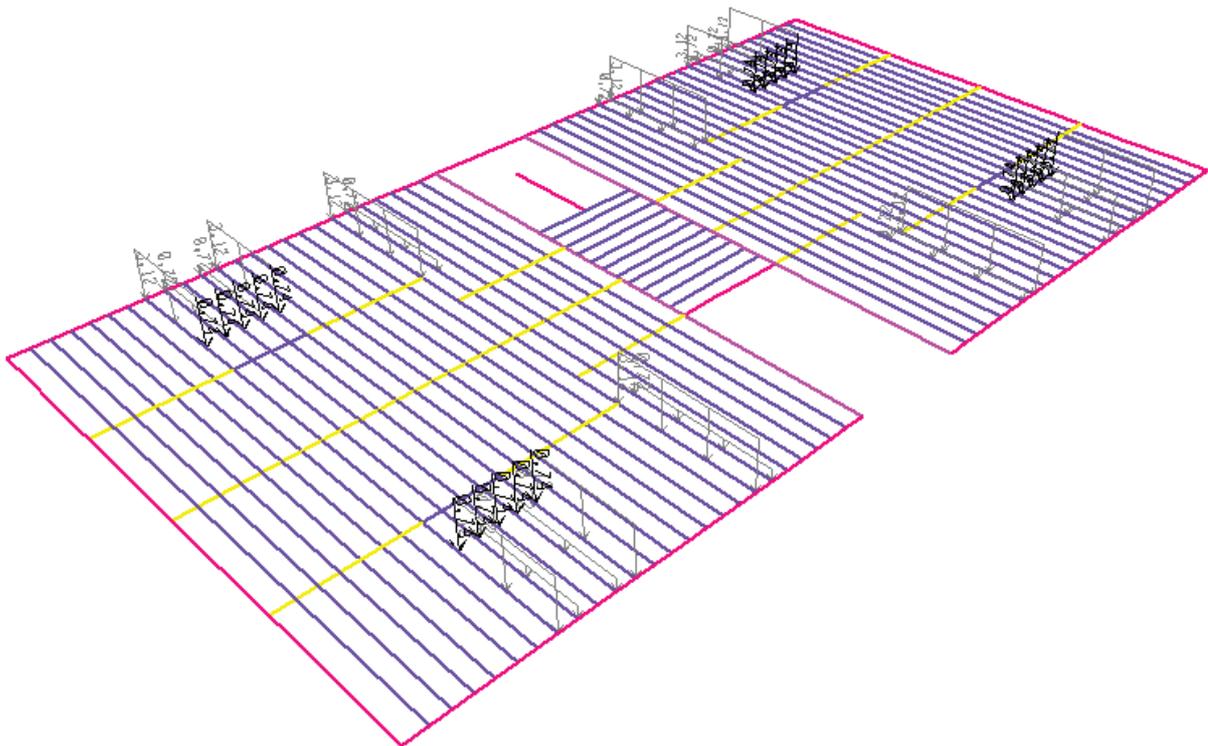


Figura 3.17 – Cargas das paredes não estruturais (não modeladas).

3.3.1.4 Peso Próprio da Escada

As cargas de peso próprio das escadas foram consideradas com o mesmo valor apresentado na Tabela 3.7, sendo esta carga aplicada nas vigas inclinadas que representam os lances de escada e nos patamares, conforme a Figura 3.12.

3.3.1.5 Peso Próprio do Telhado

A estrutura do telhado não foi modelada, sendo considerada como uma carga uniformemente distribuída aplicada em toda a área da cobertura. A carga devido ao peso próprio do telhado corresponde ao somatório dos pesos das tesouras, do forro e das telhas, adotado segundo LEITE (2014). A Tabela 3.8 apresenta as cargas que compõem o peso próprio do telhado.

Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.

Item	Peso (kN/m ²)
Tesoura	0,12
Telha	0,15
TOTAL	0,27

3.3.1.6 Caixa d'água

Os cálculos do carregamento devido ao peso próprio da caixa d'água cheia foram determinados com base na NBR 5626 (1998) – Instalação predial de água fria, e conhecimentos adquiridos na disciplina de Instalações Prediais.

O consumo diário de água é estimado a partir da seguinte expressão:

$$C_d = N \times C \quad (3.3.1)$$

onde, N a população abastecida e C o consumo médio por pessoa. Esses parâmetros são estimados por tabelas.

Para o presente trabalho, estimou-se que o edifício em estudo terá uma população abastecida $N = 64$ pessoas e consumo médio $C = 200$ litros/pessoa/dia. Logo o consumo diário de água estimado para todo o edifício é igual a $C_d = 64 \times 200 = 12800$ litros/dia.

É previsto por norma que, 2/5 desse consumo diário sejam acumulados em reservatórios superiores. Logo, para o caso em questão a caixa d'água deve comportar 2/5 de 12800 litros = 6400 litros. Com isso, adotou-se duas caixas d'água de 5000 L para atender as necessidades.

A carga de peso próprio da caixa d'água cheia (100kN) foi aplicada como carga uniformemente distribuída Q aplicada no vigamento abaixo da caixa d'água. O vigamento é

constituído por 12 vigas com vão $L = 2,7$ m. A Tabela 3.9 apresenta o cálculo de carregamento devido ao peso das caixas d'água a serem consideradas sobre as vigas de piso.

Tabela 3.9 – Cálculo da carga da caixa d'água.

Peso da caixa d'água			Carga distribuída	
Volume (m ³)	$\gamma_{\text{água}}$ (kN/m ³)	Peso (kN)	L (m)	Q (kN/m)
10	10	100	32,4	3,09

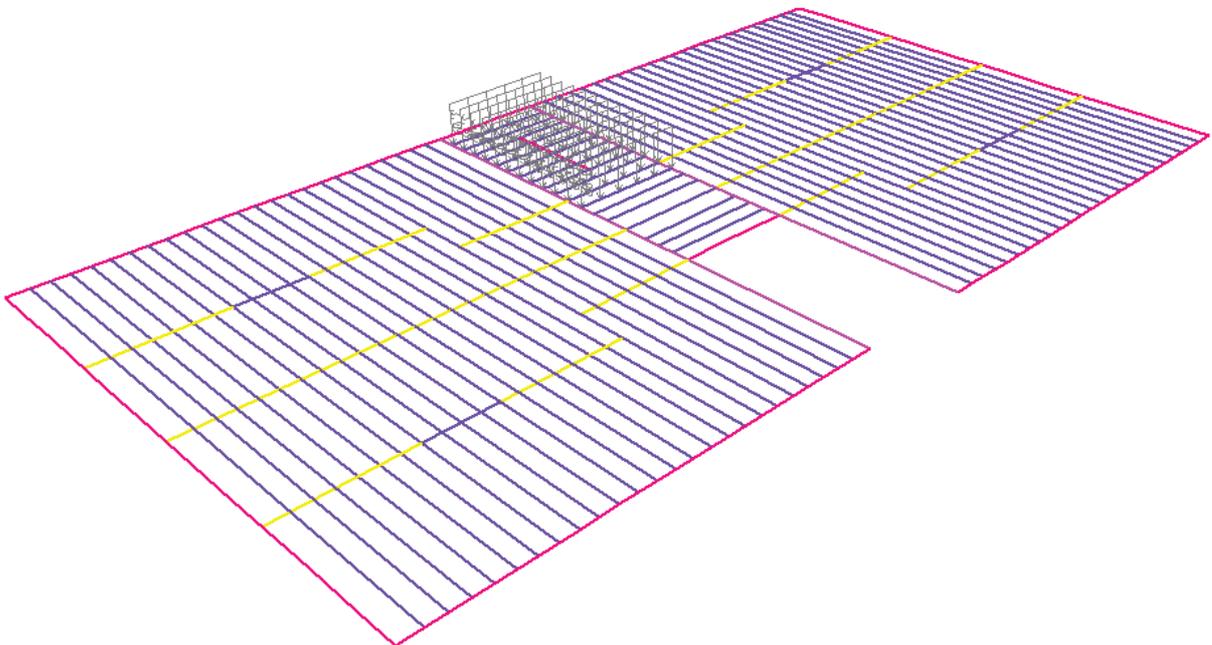


Figura 3.18 – Carga da caixa d'água cheia.

3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

3.3.2.1 Sobrecarga de Utilização

As cargas de ações variáveis são aquelas devido à sobrecarga de utilização, ou seja, são cargas que variam conforme o tipo de utilização do ambiente. Na Tabela 3.10 são apresentadas essas cargas, conforme NBR 6120.

Tabela 3.10 – Sobrecarga de utilização.

Ambiente	Sobrecarga acidental (kN/m ²)
Quarto, sala, banheiro e cozinha	1,50
Área de serviço	2,00
Forro	0,50
Hall / Escada	3,00

3.3.2.2 Carga de Vento

Os cálculos do carregamento devido à ação do vento foram determinados a partir da NBR 6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações. Nesta norma constam as diretrizes dos cálculos para cada tipo de edificação, sendo possível determinar a pressão dinâmica do vento, os coeficientes de pressão interna e externa e, por fim, a força resultante do vento sobre a estrutura.

- Cálculo da pressão dinâmica:

A pressão dinâmica do vento q é determinada pela seguinte fórmula:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (3.3.2)$$

onde, V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é determinada pela expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.3.3)$$

onde, V_0 a velocidade básica do vento; S_1 o fator topográfico; S_2 o fator função da rugosidade do terreno, dimensões da edificação; e S_3 o fator estatístico.

a) Velocidade básica do vento V_0 :

A partir do mapa de Isoplenas da NBR 6123 (1980), adotou-se a velocidade básica máxima próxima à região do Rio de Janeiro-RJ, $V_0 = 45\text{m/s}$.

b) Fator topográfico S_1 :

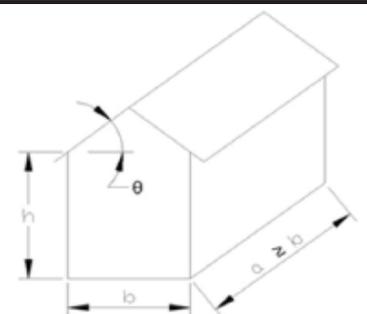
Para o relevo do terreno da edificação em estudo, considerou-se que é um terreno plano, fracamente acidentado, resultando em $S_1 = 1,0$,

c) Fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno S_2 :

O fator S_2 é definido a partir dessas três características. Quanto à rugosidade do terreno, a edificação é classificada como Categoria V - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (centro de grandes cidades).

Quanto às dimensões da edificação, a edificação é classificada como Classe B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. A Tabela 3.11 apresenta as dimensões da edificação.

Tabela 3.11 – Características geométricas da edificação em estudo.

DESCRIÇÃO		UNIDADE	VALOR	OBSERVAÇÃO
Características geométricas da edificação	Altura - h	m	12,00	
	Comprimento - a	m	23,15	
	Largura - b	m	12,75	

Quanto a altura sobre o terreno, é definida a seguinte expressão:

$$S_2 = b \times F_r \times (z/10)^p \quad (3.3.4)$$

onde, $F_r = 0,98$ fator de rajada do vento; $b = 0,73$ e $p = 0,16$ (parâmetros meteorológicos em função da categoria e da classe definidos acima, e que constam tabela 1 da NBR 6123) e z é altura em relação ao nível do terreno.

Variando-se o valor de z conforme a altura dos pavimentos, têm-se os seguintes valores de S_2 :

Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.

z (m)	Fator S_2
3,00	0,59
6,00	0,66
9,00	0,70
12,00	0,74
15,00	0,76

d) Fator estatístico S_3 :

O fator S_3 é definido a partir de conceitos estatísticos relativos ao grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O edifício em estudo se enquadra no grupo 2 (edificações para hotéis e residências, edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação), sendo $S_3 = 1,0$.

e) Velocidade característica V_k e pressão dinâmica do vento q :

A partir da expressão definida na equação (3.3.3) e dos valores definidos acima, tem-se os seguintes valores para velocidade característica do vento:

Tabela 3.13 – Sobrecarga de utilização.

z (m)	V_k (m/s)	q (kN/m²)
3,00	26,55	0,43
6,00	29,67	0,54
9,00	31,65	0,61
12,00	33,15	0,67
15,00	34,35	0,72

- Coeficiente de forma externo (C_e):

A partir da geometria da edificação e da Tabela 4 da NBR 6123 (1980), os coeficientes de pressão e de forma externos foram calculados. A Figura 3.19 apresenta os valores calculados para o vento aplicado a 0° e a 90° sobre a edificação.

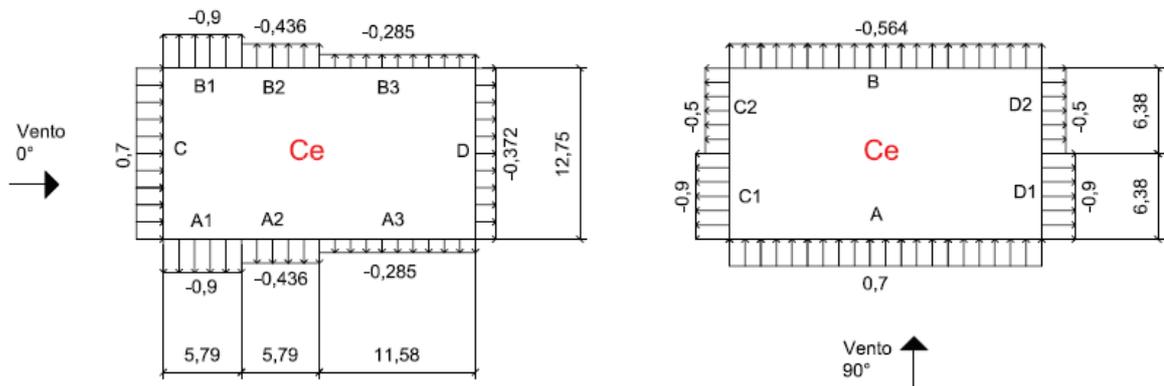


Figura 3.19 – Coeficientes de pressão e forma externos

- Coeficiente de forma interno (C_i):

Segundo os critérios da norma NBR 6123 (1980), a estrutura é classificada com quatro faces igualmente permeáveis. Com isso, devem-se ser adotados coeficientes de pressão e forma internos iguais a 0 e -0,3.

- Pressão atuante na estrutura (Δp):

A pressão efetiva Δp corresponde à diferença de pressões internas e externas existentes nas faces da edificação devido à ação do vento, sendo calculadas segundo a expressão:

$$\Delta p = (C_e - C_i) \times q \tag{3.3.5}$$

A Figura 3.20 apresenta os resultados das diferenças entre os coeficientes de pressão ($C_e - C_i$) pontuados anteriormente.

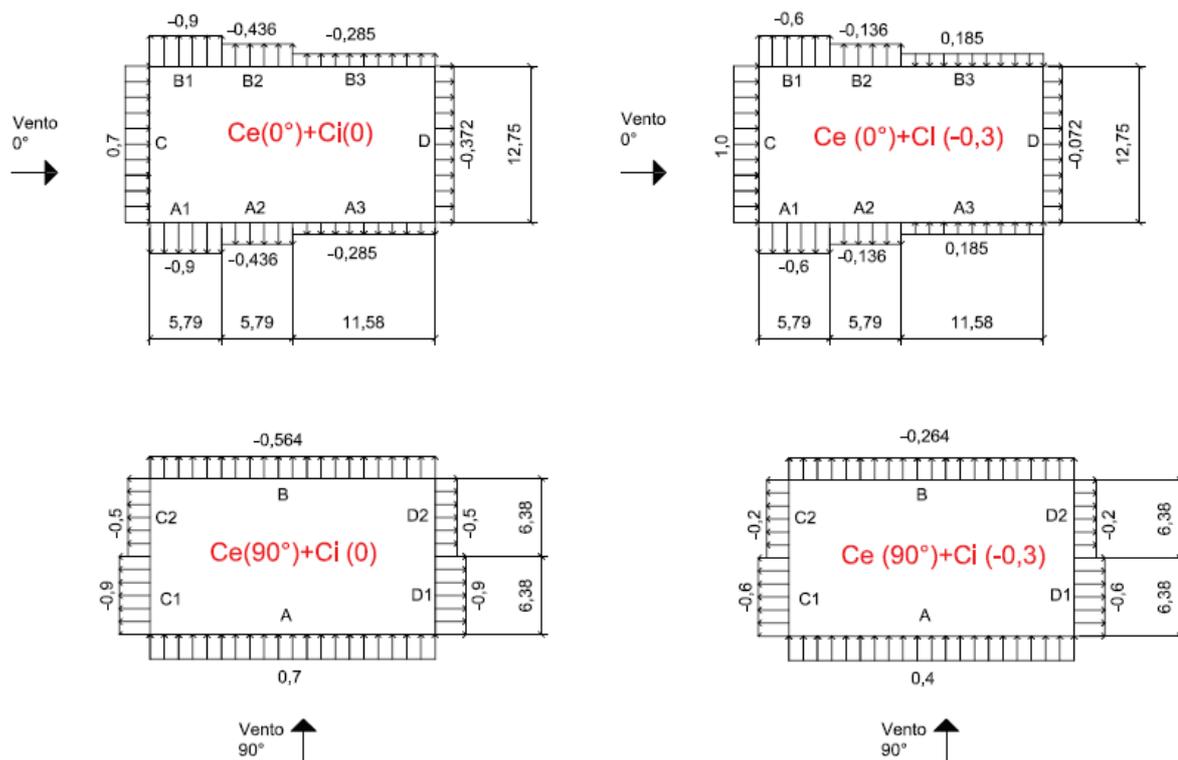


Figura 3.20 – Diferença entre os coeficientes de forma externos e internos.

As Tabela 3.14 e Tabela 3.15 apresentam as pressões efetivas calculadas para cada pavimento.

Tabela 3.14 – Valores para pressões efetivas, vento à 0°.

Vento à 0° - Δp (kN/m ²)											
Pavimento	q (kN/m ²)	$Cpe(0^\circ) + Cpi(0)$					$Cpe(0^\circ) + Cpi(-0,3)$				
		0,7	-0,372	-0,9	-0,436	-0,285	1,0	-0,072	-0,6	-0,136	0,185
1° pavimento (3 m)	0,43	0,30	-0,16	-0,39	-0,19	-0,12	0,43	-0,03	-0,26	-0,06	0,08
2° pavimento (6 m)	0,54	0,38	-0,20	-0,49	-0,24	-0,15	0,54	-0,04	-0,32	-0,07	0,10
3° pavimento (9 m)	0,61	0,43	-0,23	-0,55	-0,27	-0,17	0,61	-0,04	-0,37	-0,08	0,11
4° pavimento (12 m)	0,67	0,47	-0,25	-0,60	-0,29	-0,19	0,67	-0,05	-0,40	-0,09	0,12
Caixa d'água (15 m)	0,72	0,50	-0,27	-0,65	-0,31	-0,21	0,72	-0,05	-0,43	-0,10	0,13

Tabela 3.15 – Valores para pressões efetivas, vento 90°.

Vento à 90° - Δp (kN/m ²)									
Pavimento	q (kN/m ²)	Cpe (90°) + Cpi(0)				Cpe (90°) + Cpi(-0,3)			
		0,7	-0,564	-0,9	-0,5	0,4	-0,264	-0,6	-0,2
1° pavimento (3 m)	0,43	0,30	-0,24	-0,39	-0,22	0,17	-0,11	-0,26	-0,09
2° pavimento (6 m)	0,54	0,38	-0,30	-0,49	-0,27	0,22	-0,14	-0,32	-0,11
3° pavimento (9 m)	0,61	0,43	-0,34	-0,55	-0,31	0,24	-0,16	-0,37	-0,12
4° pavimento (12 m)	0,67	0,47	-0,38	-0,60	-0,34	0,27	-0,18	-0,40	-0,13
Caixa d'água (15 m)	0,72	0,50	-0,41	-0,65	-0,36	0,29	-0,19	-0,43	-0,14

- Cálculo da carga de vento resultante:

A carga de vento resultante que atua em uma área perpendicular a edificação é dada pela seguinte fórmula:

$$q = (C_e - C_i) \rho v^2 x A = \Delta p x A \quad (3.3.6)$$

onde, $A = H_{inf} \times l$ a área plana de aplicação da força do vento; H_{inf} a altura de influência de aplicação e l os comprimentos definidos na Figura 3.20.

A altura de influência H_{inf} corresponde à soma da metade das alturas dos pavimentos superiores e inferiores. Como todos os pavimentos têm 3 metros de altura, a altura de influência também será igual a 3 metros para todos os pavimentos, exceto para o 4° pavimento que será 2,5m (1,5m do pavimento inferior mais 1,0 m da platibanda).

Por fim, as Tabela 3.16 e Tabela 3.17 abaixo resumem os valores encontrados para carga de vento resultante à 0° e à 90°.

Tabela 3.16 – Valores para carga de vento resultante, vento à 0°.

Vento à 0° (kN)												
Pavimento	H_{inf} (m)	q (kN/m ²)	Comprimento					Comprimento				
			C	D	A1/B1	A2/B2	A3/B3	C	D	A1/B1	A2/B2	A3/B3
			12,75	12,75	5,79	5,79	11,58	12,8	12,75	5,79	5,79	11,58
1° pavimento (3m)	3	0,43	11,51	-6,12	-6,72	-3,26	-4,26	16,45	-1,18	-4,48	-1,02	2,76
2° pavimento (6m)	3	0,54	14,46	-7,68	-8,44	-4,09	-5,35	20,66	-1,49	-5,63	-1,28	3,47
3° pavimento (9m)	3	0,61	16,33	-8,68	-9,54	-4,62	-6,04	23,33	-1,68	-6,36	-1,44	3,92
4° pavimento (12m)	2,5	0,67	14,95	-7,94	-8,73	-4,23	-5,53	21,36	-1,54	-5,82	-1,32	3,59

Tabela 3.17 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento 90°)

Vento à 90° (kN)											
Pavimento	H_{inf} (m)	q (kN/m ²)	Comprimento				Comprimento				
			A	B	C1/D1	C2/D2	A	B	C1/D1	C2/D2	
			23,15	23,15	6,38	6,38	23,15	23,15	6,38	6,38	
1° pavimento (3 m)	3	0,43	20,90	-16,84	-7,41	-4,12	11,95	-7,88	-4,94	-1,65	
2° pavimento (6 m)	3	0,54	26,25	-21,15	-9,30	-5,17	15,00	-9,90	-6,20	-2,07	
3° pavimento (9 m)	3	0,61	29,66	-23,89	-10,51	-5,84	16,95	-11,18	-7,01	-2,34	
4° pavimento (12 m)	2,5	0,67	27,14	-21,87	-9,62	-5,34	15,51	-10,24	-6,41	-2,14	

3.4 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

A Tabela 3.18 apresenta o resumo de todos os carregamentos básicos considerados no modelo.

Carregamentos Básicos	Descrição	Somatório das Forças					
		Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
DEAD	Peso próprio dos elementos estruturais	0,00	0,00	353,40	54,92	-4064,07	0,00
PP PISO	Peso próprio do piso + forro + isolante acústico	0,00	0,00	1819,30	260,21	-20941,46	0,00
PP PAREDE NE	Peso próprio de parede não estrutural	0,00	0,00	559,94	-0,01	-6438,91	0,00
PP COMP PAREDE	Peso próprio dos elementos componentes das paredes	0,00	0,00	1099,82	-36,27	-12602,58	0,00
PP CAIXA D'ÁGUA	Peso próprio da caixa d'água cheia	0,00	0,00	74,97	13,29	-862,08	0,00
PP TELHA+TESOURA	Peso próprio do telhado mais as tesouras de sustentação	0,00	0,00	100,12	362,29	-1151,33	0,00
SC QSCB	Sobrecarga acidental de 1,5kN/m ² no quarto, sala, cozinha e banheiro	0,00	0,00	1441,37	-26,94	-16598,06	0,00
SC AS	Sobrecarga acidental de 2kN/m ² na área de serviço	0,00	0,00	117,30	0,00	-1348,95	0,00
SC HALL E ESCAD	Sobrecarga acidental de 3kN/m ² no hall e nas escadas do edifício	0,00	0,00	243,13	497,64	-2795,95	0,00
SC FORRO	Sobrecarga acidental de 0,5kN/m ² no forro do telhado	0,00	0,00	127,89	0,00	-1470,70	0,00
VENTO EL 0° CI=0	Vento à 0°, considerando o coeficiente de pressão interna ci=0	-66,34	-0,29	0,00	0,91	-420,74	-7,15
VENTO EL 0° CI=-0,3	Vento à 0°, considerando o coeficiente de pressão interna ci=-0,3	-67,17	-0,14	0,00	0,42	-425,78	-5,58
VENTO EL 90° CI=0	Vento à 90°, considerando o coeficiente de pressão interna ci=0	0,00	-145,37	0,00	919,80	0,00	-1597,50
VENTO EL 90° CI=-0,3	Vento à 90°, considerando o coeficiente de pressão interna ci=-0,3	0,00	-77,35	0,00	487,18	0,00	-851,64

Tabela 3.18 – Resumo dos carregamentos básicos.

Com base na NBR 14762 (2010) referente ao Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio, definiu-se combinações últimas normais para os Estados Limites Últimos (ELU), e combinações quase permanentes e freqüentes de serviço para Estados Limites de Serviço (ELS).

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.1)$$

onde:

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

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} – coeficiente de ponderação para ações permanentes (1,25 para peso próprio de estruturas metálicas);

γ_{q1} – coeficiente de ponderação para ações variáveis (1,40 para ação do vento e 1,50 para demais ações variáveis);

ψ_{0j} – fator de combinação para ações variáveis (0,5 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação, e 0,6 para o vento).

Já as combinações quase permanentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.2)$$

onde, ψ_{2j} é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação).

As combinações freqüentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.3)$$

onde, ψ_1 é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para vento).

A Tabela 3.19 resume todas as combinações analisadas, com as respectivas ações e coeficientes de ponderação adotados.

Tabela 3.19 – Combinações de carga para o ELU e ELS.

Carregamentos Combinados		Estado Limite Último												Estado Limite de Serviço					
		Vento como ação variável principal				Sobrecarga como ação variável principal				Vento como ação variável principal									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	
Carregamentos Básicos	DEAD	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	PP PISO	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	PP PAREDE NE	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	PP COMP PAREDE	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	PP CAIXA D'ÁGUA	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250					1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	PP TELHA+TESOURA	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250	1,250					1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
	SC QSCB	1,500	1,500	1,500	1,500	0,750	0,750	0,750	0,750					0,600	0,300	0,300	0,300	0,300	
	SC AS	1,500	1,500	1,500	1,500	0,750	0,750	0,750	0,750					0,600	0,300	0,300	0,300	0,300	
	SC HALL E ESCAD	1,500	1,500	1,500	1,500	0,750	0,750	0,750	0,750					0,600	0,300	0,300	0,300	0,300	
	SC FORRO	1,500	1,500	1,500	1,500	0,750	0,750	0,750	0,750					0,600	0,300	0,300	0,300	0,300	
	VENTO 0° CI=0	0,840				1,400				1,400					0,300				
	VENTO 0° CI=-0,3		0,840				1,400				1,400					0,300			
	VENTO 90° CI=0			0,840				1,400				1,400					0,300		
	VENTO 90° CI=-0,3				0,840				1,400				1,400					0,300	

3.5 RESUMO DO MODELO

O modelo estrutural em *Light Steel Framing* desenvolvido para edifício residencial trata-se de um modelo estrutural complexo devido ao seu elevado número de elementos estudados. A Tabela 3.20 resume a quantidade de material (aço) e as respectivas seções utilizadas no modelo.

Tabela 3.20 – Quantidade de aço utilizada.

Seção	Especificação (mm)	Número de Peças (un.)	Comprimento Total (m)	Peso Total (kN)
Montantes	Ue 140x40x12x1,25	2360	6387,30	144,29
Guia	U 142x38x1,25	206	243,18	4,90
Viga de Piso	Ue 200x40x12x2,30	472	2616,30	132,94
Viga Per. Externo	U 200x50x2	84	144,30	6,50

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Com objetivo de analisar a resposta do modelo estrutural e de seus materiais quanto aos esforços solicitantes, verificam-se os Estados Limites Últimos e de Serviço segundo critérios da norma NBR 8800 (2008) - Projeto de estruturas de Aço.

4.1 COMENTÁRIOS SOBRE A ANÁLISE

De acordo com a NBR 8800 (2008) a estrutura deve ser classificada quanto à sua deslocabilidade, onde é realizada uma análise de primeira ordem e uma análise de segunda ordem considerando a não linearidade geometria. Os deslocamentos horizontais entre os pavimentos são comparados e assim a estrutura é classificada de acordo com a Tabela 4.3.

Tabela 4.1 – Classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.

Razão	Intervalo	Classificação
$\frac{\Delta h_{2^{\text{a}}\text{ordem}}}{\Delta h_{1^{\text{a}}\text{ordem}}}$	$\leq 1,1$	Pequena deslocabilidade
$\frac{\Delta h_{2^{\text{a}}\text{ordem}}}{\Delta h_{1^{\text{a}}\text{ordem}}}$	$> 1,1 \text{ e } \leq 1,4$	Média deslocabilidade
$\frac{\Delta h_{2^{\text{a}}\text{ordem}}}{\Delta h_{1^{\text{a}}\text{ordem}}}$	$> 1,4$	Grande deslocabilidade

Quando a estrutura é classificada como de média ou pequena deslocabilidade as verificações do ELU e ELS podem ser feitas a partir de uma análise linear elástica (1ª ordem), desprezando-se as imperfeições iniciais geométricas e do material.

No edifício em análise, para a contenção lateral da estrutura utilizou-se contraventamentos do tipo fitas metálicas em forma de “X” em todos os planos da estrutura. A fita metálica só resiste à tração, sendo, portanto modelada no SAP utilizando o recurso “*compression limits*” definido como zero. Em termos de análise estrutural o SAP procede montando a matriz de rigidez global da estrutural e calculando os deslocamentos nodais. Quando sobre o elemento de fita metálica atuam cargas axiais de compressão, o SAP exclui o

elemento da matriz de rigidez, montando uma nova matriz de rigidez e realizando o cálculo dos deslocamentos novamente. Realiza-se então um processo iterativo até o modelo convergir. Devido a esse procedimento, uma análise mesmo que linear elástica deve ser configurada como não linear devido ao processo iterativo que exige bastante esforço computacional.

Soma-se a isso o grande esforço computacional necessário a realização de uma análise que considera os efeitos de segunda ordem, que também é um processo iterativo até os resultados convergirem.

Procedeu-se uma análise com carregamentos mais simplificados, considerando apenas uma análise linear com os elementos que só recebem tração, para se avaliar a quantidade de tempo necessária para o modelo convergir. Para essa análise foram necessárias 13h de esforço computacional.

Diante disso e sabendo-se que ainda seria necessário considerar todas as combinações de carregamentos definidas na Tabela 3.19 e ainda a análise não linearidade geométrica; devido ao prazo de entrega desse trabalho, o orientador optou por não considerar a carga de vento.

Sendo assim todas as questões referentes às deslocabilidades horizontais, contraventamentos e análises de segunda ordem não foram verificadas, sendo sugeridas como proposta para trabalhos futuros.

Desse modo a estrutura foi analisada, segundo os ELS e ELU, mediante uma análise linear elástica, sendo consideradas as combinações de carregamentos informadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.2 – Combinações de carregamentos.

Carregamentos Combinados		Estado Limite Último	Estado Limite de Serviço	
		COMB1	COMB2	COMB3
Carregamentos Básicos	DEAD	1,250	1,000	1,000
	PP PISO	1,250	1,000	1,000
	PP PAREDE NE	1,250	1,000	1,000
	PP COMP PAREDE	1,250	1,000	1,000
	PP CAIXA D'ÁGUA	1,250	1,000	1,000
	PP TELHA+TESOURA	1,250	1,000	1,000
	SC QSCB	1,500	0,300	0,400
	SC AS	1,500	0,300	0,400
	SC HALL E ESCAD	1,500	0,300	0,400
	SC FORRO	1,500	0,300	0,400

4.2 VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Devido às considerações feitas no item 4.1 é feita apenas a verificação do deslocamento vertical das vigas de piso.

4.2.1 DESLOCAMENTO VERTICAL DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS

De acordo com a NBR 14762 (2010) os deslocamentos das vigas dos pavimentos devem obedecer ao limite definido pela expressão:

$$\delta_{máx,lim} = \frac{L}{350} \quad (4.2.1)$$

onde, $\delta_{máx,lim}$ é o deslocamento vertical (flecha) limite para as vigas dos pavimentos e L é o comprimento do vão. As flechas devem ser verificadas para as combinações quase permanentes e frequentes de serviço.

A flecha máxima ocorreu para a viga que sustenta a parede não estrutural que divide o quarto e o banheiro, conforme a Figura 3.16. A flecha máxima registrada para a combinação quase permanente foi $\delta = 0,54\text{cm}$, e para a combinação frequente foi $\delta = 0,55\text{cm}$. A Tabela 4.3 resume a verificação dos deslocamentos.

Tabela 4.3 – Flechas das vigas dos pavimentos.

Combinação	Flecha (cm)	$\delta_{máx,lim}$ (cm)	Status
Quase permanente	0,54	$\frac{L}{350} = \frac{335}{350} = 0,96$	Ok.
Frequente	0,55	$\frac{L}{350} = \frac{335}{350} = 0,96$	Ok.

4.3 VERIFICAÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

O dimensionamento dos perfis formados a frio pode ser feito por três métodos distintos: Método da Largura Efetiva (MLE), Método da Seção Efetiva (MSE) e Método da Resistência Direta (MRD), conforme a NBR 14762 (2010).

O MLE considera o cálculo da flambagem local e distorcional por meio da largura efetiva de cada elemento plano que compõe a seção transversal que está sendo comprimido ou fletido. Já o MSE considera o comportamento global da seção transversal da barra quando da flambagem local, considerando a interação dos elementos planos (JAVARONI, 2015). E o MRD, segundo a NBR 14762 (2010), considera o cálculo da flambagem local e distorcional por meio da análise de estabilidade global que permita identificar todos os modos de flambagem e seus respectivos esforços críticos, para uma determinada barra.

Realizou-se a análise estrutural de todo o edifício e identificou-se para cada seção transversal os esforços solicitantes máximos combinados. Tais esforços foram inseridos no programa DimPerfil, compatibilizando-se os esforços de acordo com o sistema de coordenadas do DimPerfil. Este programa procedeu as verificações necessárias de acordo com NBR 14762 (2010), pelo Método das Larguras Efetivas.

As seções compostas foram modeladas no SAP como um elemento único, porém suas propriedades foram alteradas de modo a representar o momento de inércia do conjunto.

Para o cálculo dos coeficientes de flambagem local e distorcional, e das propriedades geométricas dessas seções compostas, foi considerado que os perfis atuam isoladamente. Isso se deve ao fato de que as conexões entre os perfis, a cada 200 mm, não serem consideradas suficientes para que os perfis que compõem a seção transversal trabalhem de maneira única, de modo a modificar as formas de flambagem dos perfis ou representasse as propriedades geométricas de uma seção conjunta. Essa consideração só seria possível caso a conexão fosse feita com parafusos com espaçamento mínimo a ser determinado por meio de análise experimental prévia (LEITE, 2014).

Em face dessas considerações o Anexo B apresenta o cálculo das propriedades geométricas da seção conjunta e as verificações das seções isoladas com o programa DimPerfil.

4.3.1.1 Montantes

A análise do SAP indicou que os montantes mais solicitados se encontram no primeiro andar, como já era esperado.

As Figura 4.1 e Figura 4.2 ilustram as seções transversais dos montantes analisados. Caso esses perfis não atendam aos critérios verificados será apresentada uma solução de reforço compatível. O Montante 2 foi empregado em reforços locais (conforme Figura 3.6 e Figura

3.7) e reforços nas regiões de aberturas de portas e janelas. O Montante 3 foi empregado nas uniões de paredes que formam um “T”, e o Montante 4 nas uniões de parede que formam uma quina à 90°.

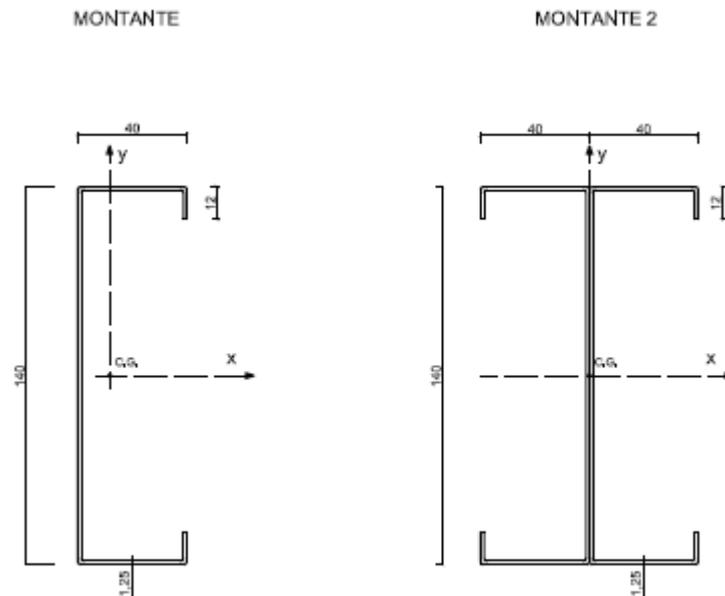


Figura 4.1 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados

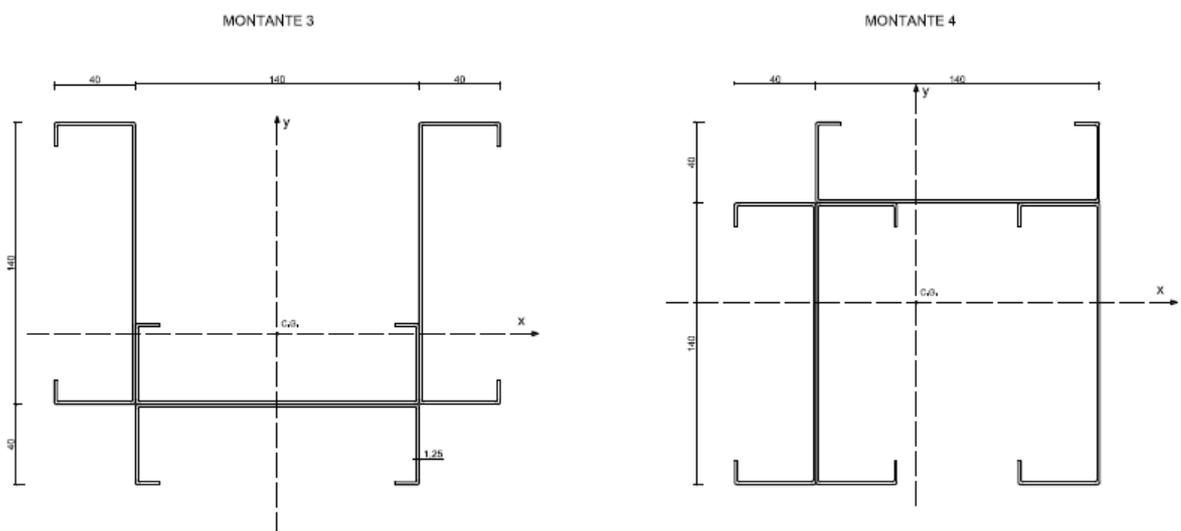


Figura 4.2 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados

A Tabela 4.4 resume os parâmetros de flambagem K_x , K_y e K_z , função da condição de vinculação do elemento, além dos comprimentos destravados L_x , L_y e L_z . Os comprimentos destravados foram definidos de acordo com a posição das fitas metálicas que são colocadas nos montantes para redução do comprimento de flambagem e conseqüente aumento de carga

resistente. No edifício em análise definiu-se a colocação de fitas metálicas à meia altura no 3º e 4º pavimentos, e à um terço da altura no 1º e 2º pavimentos.

Tabela 4.4 – Parâmetros de flambagem e comprimentos destravados para os montantes.

Seção	Pavimentos	Parâmetros de flambagem			Comprimentos destravados (m)		
		K_x	K_y	K_z	L_x	L_y	L_z
Montante	1º e 2º	1,0	1,0	1,0	3,0	1,0	1,0
Montante 2		1,0	1,0	1,0	3,0	1,0	1,0
Montante 3		1,0	1,0	1,0	3,0	1,0	1,0
Montante 4		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Montante	3º e 4º	1,0	1,0	1,0	3,0	1,5	1,5
Montante 2		1,0	1,0	1,0	3,0	1,5	1,5
Montante 3		1,0	1,0	1,0	3,0	1,5	1,5
Montante 4		1,0	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5

Os montantes das paredes internas devem ser analisados isoladamente quanto à compressão centrada ou à tração, e os montantes das paredes externas devem ser dimensionados quanto à flexo-compressão, já que sofrem grandes esforços de flexão devido à ação do vento (Steel Framing: Engenharia, 2006).

Com base nas considerações de dimensionamento feitas acima, os montantes de seções simples e compostas foram analisados quanto à compressão e flexão com os perfis trabalhando isoladamente. Assim, as solicitações extraídas do modelo foram ponderadas e calculadas as parcelas atuantes em cada perfil.

A Tabela 4.5 reúne as informações das solicitações encontradas para os perfis mais solicitados e a combinação no qual se deu a maior solicitação.

Tabela 4.5 – Solicitações nos montantes dos painéis

Seção	Combinação	$N_{c.sd}$ (kN)	M_{xsd} (kNm)	M_{ysd} (kNm)
MONTANTE	COMB1	24,432	0,0060	0,0045
MONTANTE 2	COMB1	37,602	0,0000	0,0000
MONTANTE 3	COMB1	14,116	0,0000	0,0000
MONTANTE 4	COMB1	7,668	0,0017	0,0405

A Tabela 4.6 resume as informações das resistências encontradas para os perfis mais solicitados apresentados na Tabela 4.5. O cálculo completo encontra-se no Anexo B.

Tabela 4.6 – Resistências dos montantes dos painéis

Seção	$N_{c.Rd}$ (kN)	M_{xRd} (kNcm)	M_{yRd} (kNcm)
MONTANTE	42,82	300,46	50,73
MONTANTE 2	42,82	300,46	50,73
MONTANTE 3	42,82	300,46	50,73
MONTANTE 4	44,91	300,46	50,73

A verificação das seções se dá pela seguinte desigualdade:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (4.3.1)$$

Logo, tem-se que, pela verificação à flexão-composta das seções apresentadas acima:

- MONTANTE: $0,57 + 0 + 0 \leq 1$ (Ok).
- MONTANTE 2: $0,88 + 0 + 0 \leq 1$ (Ok).
- MONTANTE 3: $0,33 + 0 + 0 \leq 1$ (Ok).
- MONTANTE 4: $0,17 + 0 + 0 \leq 1$ (Ok).

Assim, os montantes atendem aos esforços solicitados, sendo $R_d \geq S_d$.

4.3.1.2 Vigas de Piso

A partir da análise do SAP, constatou-se que a viga de piso mais solicitada é a viga que fica na abertura da parede estrutural que divide os quartos e a sala conforme a Figura 3.1. A seção transversal dessas vigas se encontra na Figura 4.3. Caso esse perfil não atenda aos critérios da norma será apresentada uma solução de reforço do painel compatível.

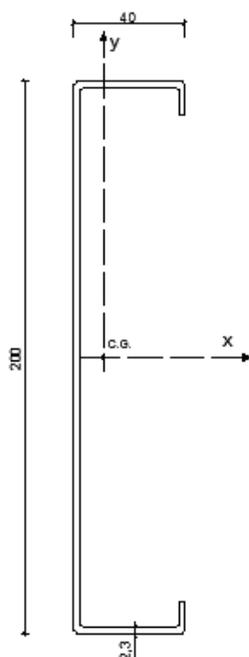


Figura 4.3 – Detalhe da seção transversal das vigas analisadas

Os parâmetros de flambagem adotados foram $K_x=K_y=K_z=1$, pois os elementos foram modulados como birrotulados. Já com relação aos comprimentos entre pontos de contenção lateral, as vigas vão sala-quarto apresentam os seguintes valores $L_x= 1600$ mm, $L_y=1600$ mm e $L_z=1600$ mm

As vigas de piso são dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação força cortante-momento fletor (Steel Framing: Engenharia, 2006).

A Tabela 4.7 reúne as informações das solicitações encontradas para os perfis mais solicitados e a combinação no qual se deu a maior solicitação.

Tabela 4.7 – Solicitações na viga do vão sala-quarto

Seção	Combinação	V_{sd} (kN)	M_{xsd} (kNm)
VIGA VÃO SALA-QUARTO	COMB1	11,76	0,00
VIGA VÃO SALA-QUARTO	COMB1	3,52	6,10

A Tabela 4.8 abaixo resume as informações da resistência encontrada para perfil mais solicitado apresentado acima. O cálculo completo encontra-se no Anexo B.

Tabela 4.8 – Resistências da viga do vão sala-quarto

Seção	$N_{c.Rd}$ (kN)	M_{xRd} (kNcm)
VIGA VÃO SALA-QUARTO	50,56	699,95

A verificação da seção se dá pela desigualdade dada na expressão (4.3.1). Logo, tem-se que, pela verificação da seção apresentada acima, quanto ao cisalhamento e, à flexão e ao cisalhamento combinados, respectivamente:

- VIGA VÃO SALA-QUARTO: $50,56 \geq 11,76$ (Ok).
- VIGA VÃO SALA-QUARTO: $0,87 + 0,07 \leq 1$ (Ok).

Assim, a seção adotada atende aos esforços solicitados, sendo $R_d \geq S_d$.

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou a concepção do sistema construtivo *Ligth Steel Framing* para um edifício residencial de pequeno porte. A partir desse projeto foi possível atender aos objetivos inicialmente propostos, isto é, o desenvolvido e a análise estrutural desse tipo de sistema construtivo, que é pouco difundido no Brasil. Também foi possível desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos durante as disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

Sobretudo, destacam-se algumas dificuldades encontradas para o desenvolvimento do modelo estrutural, essas são: limitação quanto à literatura brasileira de referência para o tema; adequação da planta de arquitetura para o sistema *Ligth Steel Framing*, pois os cômodos desta não estavam adequados aos espaçamentos adotados e necessários para sistema; e o elevado número de elementos a serem estudados e modelados, entre perfis simples e compostos e suas aplicabilidades.

Apesar das dificuldades citadas acima, o sistema Light Steel Framing apresenta-se como um sistema bastante versátil, em que podem ser estudadas e desenvolvidas várias soluções para modulação e disposição dos seus elementos.

Como sugestão para trabalhos futuros cita-se:

- analisar o modelo estrutural considerando as cargas de vento, já calculadas no presente trabalho, incluindo o dimensionamento das fundações;
- estudar a aplicação e eficiência dos contraventamentos em fitas metálicas em forma de “X” e dos contraventamentos com perfis “U” ou “Ue” em forma de “K” aplicados ao edifício estudado;
- analisar o edifício estudado considerando o espaçamento de 600mm para os montantes e vigas de piso, e comparar os resultados encontrados considerando os espaçamentos de 400mm e 600mm;
- analisar o mesmo edifício utilizando outro sistema estrutural como concreto armado, alvenaria estrutural, estrutura de madeira ou estrutura metálica composta por perfis laminados, e comparar os custos envolvidos considerando os custos de material, mão de obra e tempo de execução.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**: NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**: NBR 14672. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**: NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**: NBR 8800. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio**: NBR 6355. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Instalação predial de água fria**: NBR 5626. Rio de Janeiro, ABNT, 1998.

Catálogo LP Bulding Products – LP OSB Home Plus. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/>>. Acesso em: 25 de julho 2016.

COMPANHIA SIDERÚRGICA NACIONAL. **Aço na Construção Civil**. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC8058/Downloads/Aco_na_Construcao_Civil_CSN.pdf>. Acesso em: 25 de julho 2016.

CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço. **DimPerfil**. Disponível em: <<http://java.sun.com/javase/downloads/index.jsp>>. Acesso em: 26 de julho 2016.

CSI – Computer and Structures. Programa – **SAP 2000**. Disponível em: <<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 25 de julho 2016

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Parque siderúrgico**. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site2015/parque.html>>. Acesso em: 25 de julho 2016.

JAVADORI, Carlos Eduardo. **Estruturas de aço: dimensionamento de perfis formados a frio**. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

LEITE MOREIRA, Gustavo C. V. **Estudo de modificação estrutural de um edifício de pequeno porte para o sistema Light Steel Framing**. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2014.

REGO, Diogo José Martins. **Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing**. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa/Instituto Superior Técnico, 2012.

RODRIGUES, Francisco C. **Steel Framing: Engenharia** (Série - Manual de Construções em Aço). 1º Ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

SANTIAGO, Alexandre K.; FREITAS, Arlene M. S.; CRASTRO, Renata C. M. **Steel Framing: Arquitetura** (Série – Manual de Construções em Aço). 2º Ed. Rio de Janeiro: IAB/CBCA, 2012.

CONSULSTEEL. *Construcción con acero liviano – Manual de Procedimiento*. Buenos Aires: Consul Steel, 2002.

MATERIAIS UTILIZADOS

A.1. Laje Seca

RESISTÊNCIA E VERSATILIDADE PARA GRANDES VÃOS

LP MEZANINO

O que é?

A linha LP Mezanino é mais uma inovação com a qualidade LP. São painéis ideais para soluções como lajes secas, mezaninos, paredes e divisórias, atendendo às exigências do mercado e dos profissionais da construção. O produto é disponibilizado em diferentes opções de revestimentos e espessuras. O LP Mezanino é a solução ideal para a sua obra.

Composição

Os painéis LP Mezanino são compostos por LP OSB Home, revestidos nas duas faces com placa cimentícia nas espessuras de 23 e 40 mm ou filme fenólico com espessura de 40 mm. Recebem, ainda, um tratamento de borda que confere maior impermeabilidade ao produto.

OSB, do inglês Oriented Strand Board, que significa Painel de Tiras de Madeira Orientadas, é uma placa estrutural de alta resistência físico-mecânica, além de ser um produto ecologicamente correto, pois 100% da matéria-prima é proveniente de florestas renováveis. O LP OSB Home, utilizado na fabricação do painel LP Mezanino é protegido contra cupins.

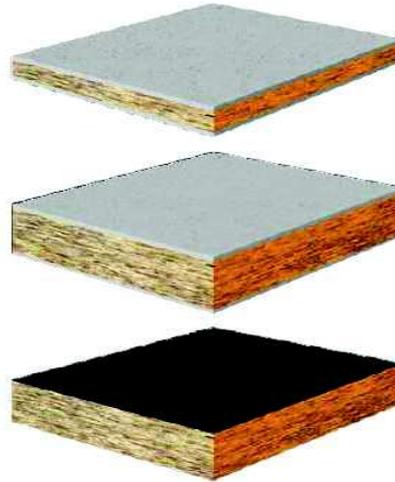
As placas cimentícias são desenvolvidas com tecnologia CCFS, sem amianto, compostas por uma mistura homogênea de cimento portland, celulose, floculante e aditivos.

O filme fenólico com gramatura de 180g/m² possui um lado antiderrapante que garante maior segurança na instalação e no uso.

Aplicações

- Mezaninos*;
- Passarelas;
- Laje seca*;
- Paredes e divisórias técnicas;
- Shafts;
- Containers;
- Confinamentos acústicos;
- Santários;

*Mezaninos e lajes secas, utilizando painéis LP Mezanino, perfis de Steel Framing LP Viga-I, perfis de aço pesado ou vigas de madeira maciça, substituem as lajes pré-moldadas de concreto com mais rapidez de execução, sem gerar sujeiras, sem escoramento, permitindo acabamento imediato após a execução.



Vantagens

- Alta resistência a cargas distribuídas: suporta até 500 kg/m²
- Vence grandes vãos sem interferir no layout: vão máximo de 1,25 m
- Diferentes espessuras e revestimentos: a solução certa para sua necessidade
- Resistência ao fogo: a superfície cimentícia é incombustível e não propaga chamas.
- Proteção contra cupins: o miolo LP OSB Home recebe tratamento anticupim
- Ecologicamente correto: o OSB utiliza matéria-prima 100% proveniente de reflorestamento. As placas cimentícias não utilizam amianto e são recicláveis.

- Permite qualquer tipo de acabamento.
- Excelente isolamento acústico e térmico.

LP Mezanino

LP Mezanino 23 mm - revestimento em placa cimentícia: menor espessura, maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 0,80 m, promovendo uma maior economia em sua obra.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em placa cimentícia: espessura mais utilizada no mercado, resiste a 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 1,25 m.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em filme fenólico: maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² para apoios a cada 1,25 m, garantindo resistência e economia para o projeto.

Especificações

Revestimento	Espessura (mm)	Dimensões (m)	Peso (kg/m ²)	Nº de peças por palete	Nº Apoios	Carga Máxima (kg/m ²)*
Placa Cimentícia	23	1,20 x 2,50	23	44	4	500
Placa Cimentícia	40	1,20 x 2,50	32	25	3	500
Filme Fenólico	40	1,20 x 2,50	28	25	3	500

*Carga máxima distribuída por painel (kg/m²). Limite sugerido.

A.2. Placa OSB



O QUE É OSB?

O LP OSB Home é uma placa estrutural de alta tecnologia. Ideal para contraventamento e fechamento externo e interno de paredes, coberturas e lajes no Sistema CES, Construção Energética Sustentável (Steel Frame e Wood Frame).

As placas LP OSB são permanentemente controladas e testadas, seguindo as mais rigorosas normas internacionais de produção, padrão e qualidade.

QUAIS AS VANTAGENS DE USAR OS PAINÉIS LP?

- Economia e simplicidade na estrutura;
- Contraventa a estrutura dispensando o uso de fitas e barras;
- Alta resistência a impactos;
- Elevado conforto técnico devido a baixa condutibilidade do OSB;
- Elevado conforto acústico;
- Resistente a umidade;
- Garantia estrutural por 20 anos e contra cupins por 10 anos;
- Versátil: aceita diversos tipos de acabamentos;
- Rapidez de instalação;
- Produto ecologicamente correto;
- Assistência técnica garantida;



NORMAS			PS-2/04
ESPESSURA (MM)	DIMENSÃO (M)	PESO POR PAINEL (KG)	APLICAÇÃO
9,5	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	17,5 21,9	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 40 cm
11,1	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	20,4 25,6	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm
15,1	1,20 x 2,40	27,8	Paredes com perfis, espaçados a, no máximo, 60 cm. Telhados a, no máximo, 80 cm. Pisos e lajes secas a, no máximo, 40 cm
18,3*	1,20 x 2,40	33,7	Pisos e lajes secas com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm

* O LP OSB Home com espessura 18,3 mm possui a opção de bordas com encaixe macho-fêmea para aplicação em lajes secas e mezaninos.

CERTIFICAÇÃO APA

O Painel LP OSB Home é certificado pela APA (Engineered Wood Association), associação que certifica a maioria dos painéis estruturais no mundo. Os painéis que levam o carimbo APA estão aprovados quanto às suas propriedades físico-mecânicas para serem utilizados na construção de casas, conforme a normativa de construção do Canadá e EUA.

Juntamente com o selo de qualidade APA, em cada painel encontram-se instruções de aplicação do produto como:

- Especificações de uso
- Espessura nominal do painel
- Grau de exposição
- Espaçamento máximo recomendado de apoios
- Recomendações de juntas de dilatação
- Espaçamento das fixações
- Orientação de instalação
- Telefones de contato para mais informações

LP
PONTA GROSSA

APA

RATED SHEATHING
PAINEL ESTRUTURAL
24/16
ESPESSURA 11,1 MM
GRAU DE EXPOSIÇÃO
EXTERIOR PROTEGIDO
EXPOSIÇÃO 1

525
PS 2-04 SHEATHING
PRP-108 HUD-UM-40C

ATENÇÃO
ESPAÇAMENTO MÁX. APOIOS
TELHADO 60 CM
PAREDE 60 CM
SEPARAÇÃO ENTRE PAINÉIS 3MM
FIXAR A 10MM DA BORDA
ESPAÇAMENTO ENTRE FIXAÇÕES
150 MM NAS BORDAS
300 MM APOIOS INTERMEDIÁRIOS

EM TELHADOS INSTALAR
PERPENDICULAR AOS
APOIOS E PROVER
VENTILAÇÃO ADEQUADA

ESTÉ LADO
PARA BAIXO

ANTES DA INSTALAÇÃO
ESTABILIZAR A UMIDADE

MAIS INFORMAÇÕES
D. TÉCNICO LP
55 - 41 - 3313.2100
WWW.LPBRASIL.COM.BR
MADE IN BRAZIL

PRODUTOS RELACIONADOS



Membrana desenvolvida exclusivamente para ser utilizada em paredes externas de construções no Sistema CES. Aplicada sobre o OSB Home, atua como uma barreira contra umidade e vento, permitindo a saída do vapor d'água do interior das paredes, evitando o acúmulo de umidade.



As placas de LP TechShield são painéis de LP OSB Home revestidos em uma das faces com foil de alumínio, que garante uma menor absorção do calor proveniente dos raios solares. Possuem garantia estrutural de 20 anos e proteção anticupim por 10 anos e podem ser aplicados sobre telhados ou em paredes, melhorando o desempenho térmico das construções.

O QUE É O SISTEMA CES?

O Sistema CES (Construção Energética Sustentável) compreende os sistemas construtivos Wood Frame e Steel Frame. É amplamente utilizado em países desenvolvidos como Estados Unidos e Canadá, onde mais de 90% das casas são construídas em CES.

A principal característica desse sistema é o uso de uma estrutura de perfis leves de aço (Steel Frame) ou de madeira (Wood Frame), contraventadas com placas estruturais LP OSB Home, que unidos funcionam em conjunto, dando rigidez, forma e sustentação à edificação.

A.3. Gesso Acartonado

CHAPAS GYPSUM

Chapas ST - Standard

□ Áreas secas - Paredes, Forros, Revestimentos e Mobiliários Integrados

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas, forros, revestimentos e mobiliários integrados.



Chapa ST

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m²)
6,40*	1,200	2,400	5,50
9,50*	1,200	2,400	8,00
12,50	1,200	1,800 a 3,000	8,50
15,00**	1,200	1,800 a 3,000	10,60

(*) Chapas ideais para elementos curvos. (**) Sob encomenda.
Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapas ST - FGA

□ Áreas secas - Forros e Mobiliários Integrados

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de forros internos.



Chapa ST - FGA

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m²)
12,50	600	2,000	8,50

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapa RU - Resistente à umidade

□ Áreas molháveis - Paredes

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas em áreas úmidas. Aplicação em banheiros, cozinhas, lavabos e cômodos similares.



Chapa RU

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m²)
12,50	1,200	1,800 a 3,000	9,00
15,00**	1,200	1,800 a 3,000	10,60

(**) Sob encomenda.

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapa RF - Resistência ao Fogo

□ Áreas secas - Necessidade específica de resistência ao fogo - Paredes e Forros

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes e forros internos. Para ambientes que necessitem de maior resistência ao fogo.



Chapa RF

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m²)
12,50	1,200	2,400	9,75
15,00	1,200	2,400	11,30

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

A.4. Placa Cimentícia



sou consumidor

BUSCAR

PRODUTOS

COMO ESCOLHER

ONDE COMPRAR

BRASILIT FACILITA

Home > Produtos > Construção Industrializada > Placa Cimentícia

Placa Cimentícia



Construção Industrializada

Ideais para utilização em sistemas construtivos industrializados, as Placas Cimentícias Impermeabilizadas, além de rapidez na montagem, oferecem praticidade, conforto e resistência para as mais variadas aplicações. Podem ser usadas como elementos de fechamento de paredes estruturais, paredes de vedação, fachadas, em ambientes externos e internos.

Desenvolvidas com a exclusiva tecnologia CRFS (cimento reforçado com fio sintético), que não utiliza amianto, são produtos com grande variedade de medidas e permitem diferentes tipos de acabamento em pintura ou cerâmica.

Tipos:

- 6 mm
- 8 mm
- 10 mm
- 12 mm

Espessura	Comprimento	Largura	Peso da Placa	Peso por m ²	Aplicações
6 mm	2,00 m	1,20 m	24,4 kg	10,2 kg	Divisórias leves, forros e dutos de ar-condicionado.
	2,40 m	1,20 m	29,4 kg	10,2 kg	
	3,00 m	1,20 m	36,7 kg	10,2 kg	
8 mm*	2,00 m	1,20 m	32,6 kg	13,6 kg	Paredes internas em áreas secas e úmidas, revestimentos de paredes comuns ou em subsolos.
	2,40 m	1,20 m	39,2 kg	13,6 kg	
	3,00 m	1,20 m	49,0 kg	13,6 kg	
10 mm*	2,00 m	1,20 m	40,8 kg	17,0 kg	Utilizadas para áreas secas e úmidas, internas e externas. Ideais no fechamento externo em Sistema Steel ou Wood Framing e isolamentos termo-acústicos.
	2,40 m	1,20 m	49,0 kg	17,0 kg	
	3,00 m	1,20 m	61,2 kg	17,0 kg	
12 mm*	2,40 m	1,20 m	58,8 kg	20,4 kg	Para uso interno na compatibilização com o Drywall ou em fechamentos internos ou externos que necessitem de maior espessura por questões estéticas ou físicas específicas.
	3,00 m	1,20 m	73,5 kg	20,4 kg	

* Placas disponíveis com bordas longitudinais rebatidas para junta invisível.

Aplicações dos Sistemas Construtivos	
Exteriores	Interiores
Paredes externas	Paredes internas
Fachadas	Revestimentos
Sidings	Áreas molháveis
Platibandas	Dutos
Beirais	Shafts



Descrição:

Isolante termo-acústico, que adapta-se perfeitamente as passagens hidráulicas e elétricas de sistemas de construção à seco como drywall e light steel frame.

Uso:

**USO INTERNO
INDICADA PARA:**

Aplicação como isolamento termo-acústico em:

- Divisórias/Paredes
- Forros



Vantagens:

- Fácil de instalar
- Feltro leve e flexível
- Desempenho termo-acústico
- Produzido com 65% de vidro reciclável
- Incombustível

A.6. Caixa d'água

Ficha Técnica

Novas Caixas d' Água Tigre

Localização no website Tigre:

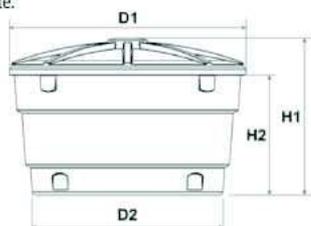
Predial ► Água fria ► CAIXAS D'ÁGUA

Função:

*As Novas Caixas d' Água Tigre são tanques destinados a armazenar água potável (rede pública) para consumo humano.

Aplicações:

*As Novas Caixas d' Água Tigre podem ser aplicadas em obras residenciais e comerciais, podendo ser utilizadas também na agricultura, piscicultura, ou qualquer outra atividade que necessite de reservação de água potável à temperatura ambiente.



Dimensões (mm)								
Coras	310	500	750	1000	1500	2000	3000	5000
D1	1039,0	1212,0	1309,1	1440,0	1702,2	1821,5	2155,0	2334,0
D2	810,3	978,3	1053,9	1145,7	1419,4	1520,3	1721,7	1823,6
H1	657,6	729,2	861,7	951,4	988,5	1113,7	1380,0	1905,0
H2	533,4	583,6	702,7	775	783,2	892,8	1124,1	1620,0

FEVEREIRO/2014

1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS:

- Matéria Prima: PEMD - Polietileno de Média Densidade;
- Processo de Fabricação: Rotomoldagem;
- Sistema de fechamento total e seguro: A tampa possui uma aba que se encaixa perfeitamente ao corpo.
- Marcação para furos no corpo da caixa: Garantia de furação sem erro.
- Manual de Instrução: Adesivo colado no corpo do produto;

1.1 - NORMAS DE REFERÊNCIA:

- São fabricadas de acordo com a norma NBR 14799 - Reservatório poliolefinico para água potável de volume nominal de até 2000 litros - Requisitos.
- E para reservatórios acima de 2000 litros, de acordo com a norma NBR 15682 - Tanque estacionário rotomoldado em polietileno (PE) para acondicionamento de águas - Requisitos.

1.2 - ITENS COMPLEMENTARES

- Adaptador para Caixa d' Água com Registro;
- Adaptador com Anel para Caixa d' Água;
- Torneira Boia Click
- Torneira Boia para Caixa d' Água;
- Linha Soldável;
- Fita Veda Rosca;
- Kit para instalação de caixa d' água (já vem com todos os produtos necessários para a instalação da caixa).

Modelo	Pesos e volumes			
	Espessura (mm)	Vol. Nominal (L)	Vol. Efetivo (L)	Peso com Tampa (Kg)
310	2,4	310	336,1	7,5
500	2,4	500	522,0	10,1
750	2,7	750	741,5	13,8
1000	2,8	1000	969,4	17,0
1500	3,0	1500	1450,7	24,5
2000	3,6	2000	1895,9	34,7
3000	4,1	3000	3061,1	54,7
5000	6,3	5000	5100,7	113,4

*Valores Aproximados

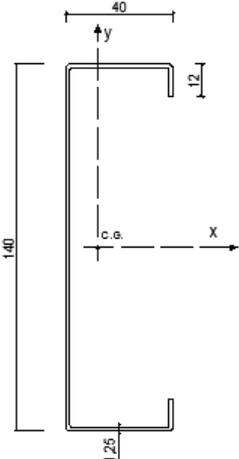
1/4

ANEXO – B

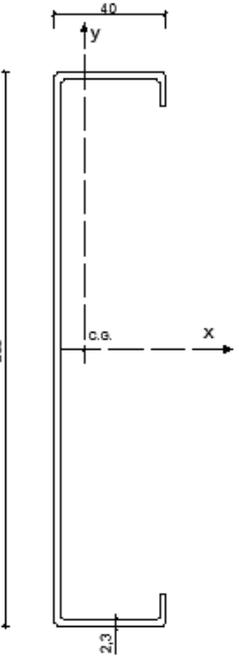
MEMÓRIA DE CÁLCULO

B.1. Cálculo das Propriedades das Seções:

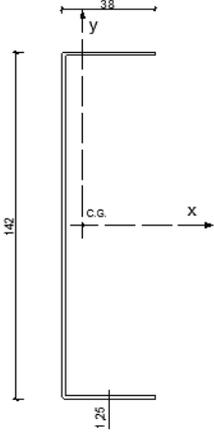
- Perfil Ue 140x40x12x1,25 (Montantes) – DimPerfil

	$A = 2,95 \text{ cm}^2$ $I_x = 84,06 \text{ cm}^4$ $W_x = 12,01 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,34 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,05 \text{ cm}$ $x_0 = 2,64 \text{ cm}$	$I_y = 5,96 \text{ cm}^4$ $r_y = 1,42 \text{ cm}$ $J = 0,015 \text{ cm}^4$ $C_w = 228,19 \text{ cm}^6$ $r_0 = 6,12 \text{ cm}$
--	---	--

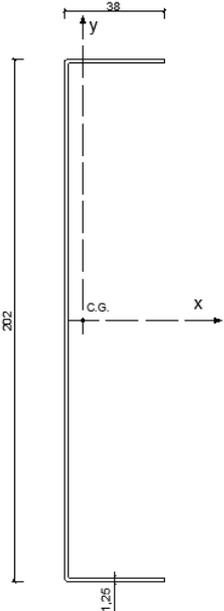
- Perfil Ue 200x40x12x2,30 (Vigas de piso) – DimPerfil

	$A = 6,64 \text{ cm}^2$ $I_x = 347,71 \text{ cm}^4$ $W_x = 34,77 \text{ cm}^3$ $r_x = 7,23 \text{ cm}$ $x_{cg} = 0,85 \text{ cm}$ $x_0 = 2,09 \text{ cm}$	$I_y = 10,73 \text{ cm}^4$ $r_y = 1,27 \text{ cm}$ $J = 0,117 \text{ cm}^4$ $C_w = 812,52 \text{ cm}^6$ $r_0 = 7,64 \text{ cm}$
---	--	---

- Perfil U 142x38x1,25 (Guias) – Manual de Arquitetura (CBCA)

	$A = 2,60 \text{ cm}^2$ $I_x = 68,91 \text{ cm}^4$ $W_x = 9,71 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,15 \text{ cm}$ $x_{cg} = 0,72 \text{ cm}$ $x_0 = 1,80 \text{ cm}$	$I_y = 3,11 \text{ cm}^4$ $r_y = 1,10 \text{ cm}$ $J = 0,0128 \text{ cm}^4$ $C_w = 112,84 \text{ cm}^6$ $r_0 = 5,57 \text{ cm}$
---	--	---

- Perfil U 202x38x1,25 (Sanefa) – Manual de Arquitetura (CBCA)

	$A = 3,33 \text{ cm}^2$ $I_x = 164,81 \text{ cm}^4$ $W_x = 16,32 \text{ cm}^3$ $r_x = 7,04 \text{ cm}$ $x_{cg} = 0,57 \text{ cm}$ $x_0 = 1,50 \text{ cm}$	$I_y = 3,36 \text{ cm}^4$ $r_y = 1,00 \text{ cm}$ $J = 0,0163 \text{ cm}^4$ $C_w = 257,25 \text{ cm}^6$ $r_0 = 7,27 \text{ cm}$
--	--	---

B.2. Cálculo das Propriedades das Seções Equivalentes:

B.2.1 Encontro de Painéis:

Como as seções compostas são constituídas pela combinação de montantes simples (Ue 140x40x12), as propriedades geométricas da seção composta serão dados por:

$$A_{sc} = n \times A ; x_{cg.sc} = \frac{Ax \sum x_i}{n \times A} ; y_{cg.sc} = \frac{Ay \sum y_i}{n \times A}$$

onde,

A_{sc} – área da seção composta;

n – número de montantes da seção compostas;

A – área da seção simples;

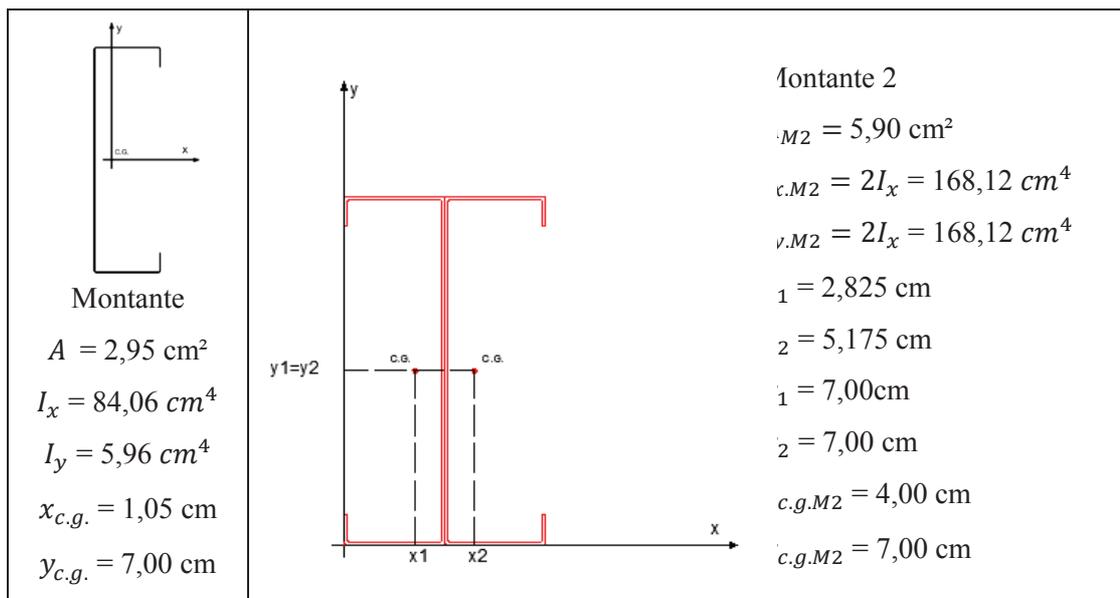
$x_{cg.sc}$ – coordenada x do centro geométrico da seção composta;

$y_{cg.sc}$ – coordenada y do centro geométrico da seção composta;

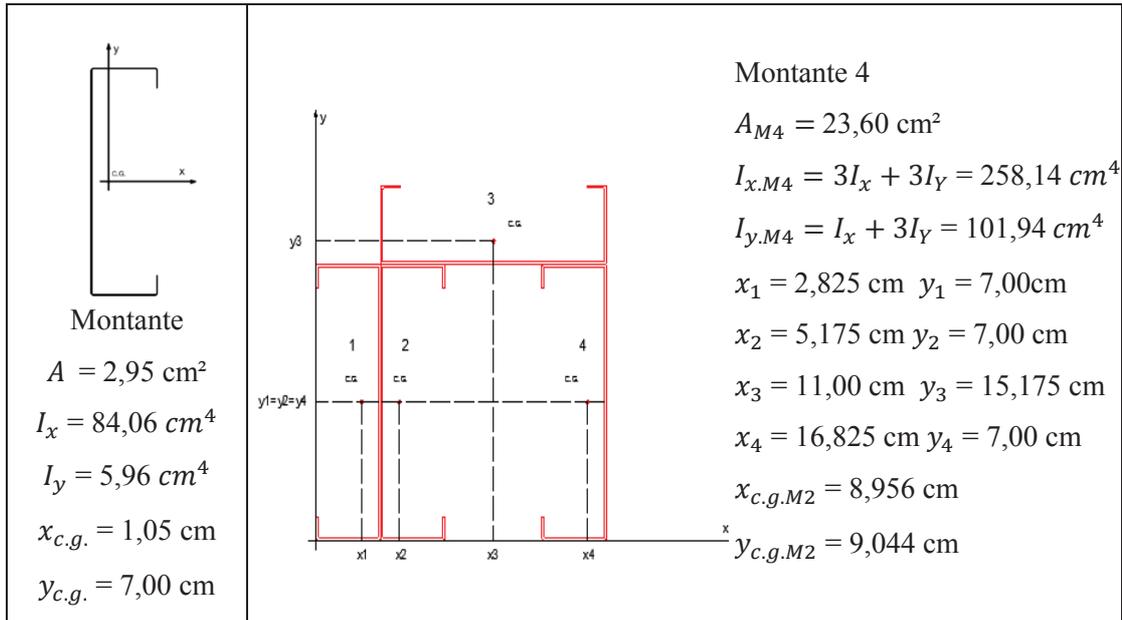
x_i – coordenada x do centro geométrico da seção simples i ;

y_i – coordenada y do centro geométrico da seção simples i ;

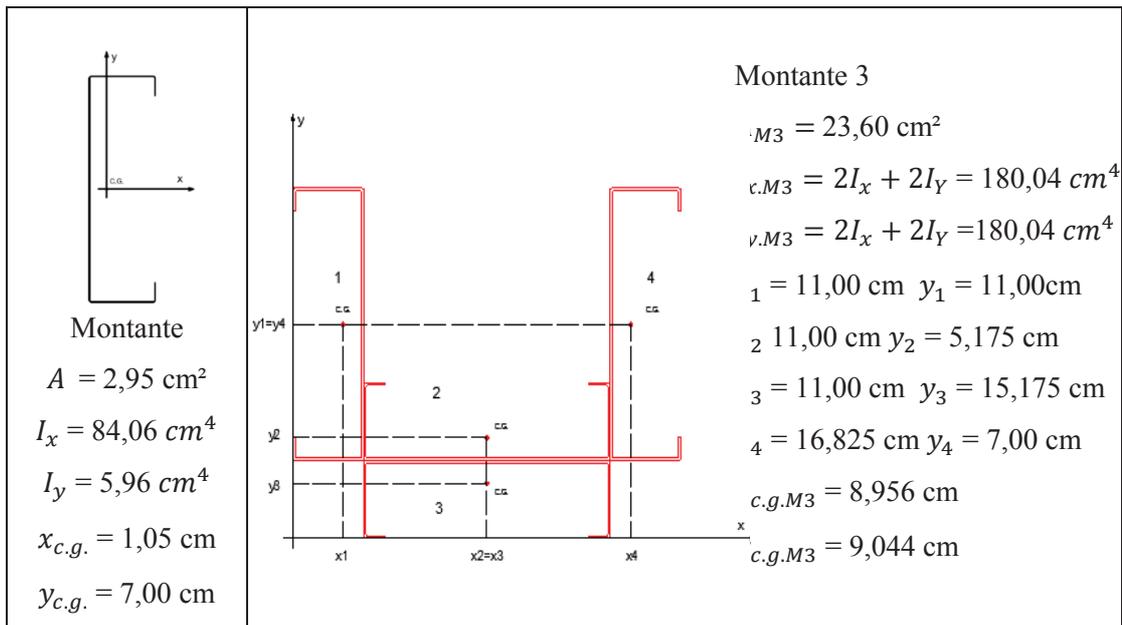
- Encontro Tipo I (Montante 2)



- Encontro Tipo II (Montante 4)



- Encontro Tipo III (Montante 3)



B.3. Cálculo das Resistências dos Perfis:

B.3.1 Montante:

	$A = 2,95 \text{ cm}^2$ $I_x = 84,06 \text{ cm}^4$ $W_x = 12,01 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,34 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,05 \text{ cm}$ $x_0 = 2,64 \text{ cm}$	$I_y = 5,96 \text{ cm}^4$ $W_y = 2,02 \text{ cm}^3$ $r_y = 1,42 \text{ cm}$ $J = 0,015 \text{ cm}^4$ $C_w = 228,19 \text{ cm}^6$ $r_0 = 6,12 \text{ cm}$
	Comprimentos de flambagem: $K_x L_x = 300 \text{ cm}; K_y L_y = 100 \text{ cm}; K_z L_z = 100 \text{ cm};$	
	Resistência ao escoamento do aço: $f_y = 450 \text{ MPa}$	

- **Cálculo da Resistência à Compressão Centrada:**

a) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Global da Barra por Flexão, Torção ou Flexo-Torção:

$$N_{ex} := 0,01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 184,37 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x.}$$

$$N_{ey} := 0,01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 117,63 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.}$$

$$N_{ez} := 100 \cdot \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot 100 \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 123,38 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por torção.}$$

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] = 100,87 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.}$$

$$N_e := \min(N_{ey}, N_{exz}) = 100,87 \text{ kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente considerando a flambagem elástica global por flexão, torção ou flexo-torção.}$$

b) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Local:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.15 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem global, caso de compressão.}$$

$$\chi := \text{if} \left(\lambda_0 \leq 1.5, 0.658^{\lambda_0^2}, \frac{0.877}{\lambda_0^2} \right) = 0.58 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem global.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 25.95 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem local elástica.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$A_{ef} := 1.98 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área efetiva. (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.2 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na compressão.}$$

$$N_c := \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 42.82 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente, considerando a flambagem local.}$$

c) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Distorcional:

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

d) Cálculo da Força Axial Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Global, Local e Distorcional:

$$N_{C,Rd} := \min(N_c, N_{r,dist}) = 42.82 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.}$$

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Maior Inércia:**

a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Maior Inércia (x):

$$C_b := 1 \quad \text{Coeficiente que leva em conta o efeito favorável da não uniformidade do momento ao longo do comprimento da barra.}$$

$$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 737.39 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.}$$

b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Maior Inércia (x):

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_e}} = 0.86 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 0.88 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 39.77 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 7.81 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c.ef} := 8.31 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{x.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 319.5 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{x.ft} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 300.46 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional - Maior Inércia (x):

$$M_{dist} := 514.54 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem distorcional elástica. (calculado pelo DimPerfil).}$$

$$\lambda_{dist} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{dist}}} = 1.02 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional.}$$

$$\chi_{dist} := \text{if} \left[\lambda_{dist} \leq 0.673, 1, \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{dist}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \right] = 0.77 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem distorcional.}$$

$$M_{x.Rd.dist} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 376.49 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem distorcional.}$$

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{x.rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ft}, M_{x.dist}) = 300.46 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$

- **Cálculo da Resistência à Flexão – Menor Inércia:**

- a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Menor Inércia (y):

$$M_e := 281.41 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção. (calculado pelo DimPerfil)}$$

- b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Menor Inércia (y):

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_e}} = 0.57 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot (1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2) \right] \right] = 1 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 45 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c,ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{y,esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{y,flt} := \frac{\chi \cdot W_{c,ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional – Menor Inércia (y):

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Menor Inércia (y):

$$M_{y.rd} := \min(M_{y.esc}, M_{y.ftt}, M_{y.dist}) = 50.73 \text{ kN.cm} \text{ Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Esforços Solicitantes:**

O maior esforço solicitante apresentado para o Montante foi:

Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Torsionu
KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m
-24,432	-0,006	-0,0045	0,004	0,003014	0

*valores extraídos do modelo desenvolvido no SAP

Como os momentos nas direções de maior e menor inércia apresentaram valores baixos, estes foram desprezados ao serem inseridos no DimPerfil para verificação do perfil.

- **Esforços Resistentes:**

$$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 42.82 \text{ kN} \text{ Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.}$$

$$M_{x.rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ftt}, M_{x.dist}) = 300.46 \text{ kN.cm} \text{ Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

$$M_{y.rd} := \min(M_{y.esc}, M_{y.ftt}, M_{y.dist}) = 50.73 \text{ kN.cm} \text{ Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Verificação a Flexão Composta:**

A verificação se dá por:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

Logo, tem-se que:

$$0,57 + 0 + 0 \leq 1 \text{ OK, o perfil adotado atende a solicitação de carregamento.}$$

B.3.2 Montante 2

	$A = 2,95 \text{ cm}^2$ $I_x = 84,06 \text{ cm}^4$ $W_x = 12,01 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,34 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,05 \text{ cm}$ $x_0 = 2,64 \text{ cm}$	$I_y = 5,96 \text{ cm}^4$ $W_y = 2,02 \text{ cm}^3$ $r_y = 1,42 \text{ cm}$ $J = 0,015 \text{ cm}^4$ $C_w = 228,19 \text{ cm}^6$ $r_0 = 6,12 \text{ cm}$
	<p>* considerações para análise no DimPerfil (cada perfil atuando isoladamente – ver item Erro! Fonte de referência não encontrada.)</p>	
	<p>Comprimentos de flambagem: $K_x L_x = 300 \text{ cm}$; $K_y L_y = 100 \text{ cm}$; $K_z L_z = 100 \text{ cm}$;</p>	
	<p>Resistência ao escoamento do aço: $f_y = 450 \text{ MPa}$</p>	

- **Cálculo da Resistência à Compressão Centrada:**

a) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Global da Barra por Flexão, Torção ou Flexo-Torção:

$$N_{ex} := 0,01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 184,37 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x.}$$

$$N_{ey} := 0,01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 117,63 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.}$$

$$N_{ez} := 100 \cdot \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot 100 \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 123,38 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por torção.}$$

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] = 100,87 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.}$$

$$N_e := \min(N_{ey}, N_{exz}) = 100,87 \text{ kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente considerando a flambagem elástica global por flexão, torção ou flexo-torção.}$$

b) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Local:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.15 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem global, caso de compressão.}$$

$$\chi := \text{if} \left(\lambda_0 \leq 1.5, 0.658^{\lambda_0^2}, \frac{0.877}{\lambda_0^2} \right) = 0.58 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem global.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 25.95 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem local elástica.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$A_{ef} := 1.98 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área efetiva. (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.2 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na compressão.}$$

$$N_c := \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 42.82 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente, considerando a flambagem local.}$$

c) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Distorcional:

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

d) Cálculo da Força Axial Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Global, Local e Distorcional:

$$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 42.82 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.}$$

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Maior Inércia:**

a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Maior Inércia (x):

$$C_b := 1 \quad \text{Coeficiente que leva em conta o efeito favorável da não uniformidade do momento ao longo do comprimento da barra.}$$

$$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 737.39 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.}$$

b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Maior Inércia (x):

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_e}} = 0.86 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 0.88 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 39.77 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 7.81 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c.ef} := 8.31 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{x.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 319.5 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{x.ft} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 300.46 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional - Maior Inércia (x):

$$M_{dist} := 514.54 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem distorcional elástica. (calculado pelo DimPerfil).}$$

$$\lambda_{dist} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{dist}}} = 1.02 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional.}$$

$$\chi_{dist} := \text{if} \left[\lambda_{dist} \leq 0.673, 1, \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{dist}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \right] = 0.77 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem distorcional.}$$

$$M_{x.Rd.dist} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 376.49 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem distorcional.}$$

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{x.rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ft}, M_{x.dist}) = 300.46 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$

- **Cálculo da Resistência à Flexão – Menor Inércia:**

- a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Menor Inércia (y):

$$M_e := 281.41 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção. (calculado pelo DimPerfil)}$$

- b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Menor Inércia (y):

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_e}} = 0.57 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 1 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 45 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c.ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{y.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{y.ftt} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional – Menor Inércia (y):

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Menor Inércia (y):

$M_{y.rd} := \min(M_{y.esc}, M_{y.ftt}, M_{y.dist}) = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$

- **Esforços Solicitantes:**

O maior esforço solicitante apresentado para o Montante 2 foi:

Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Torsionu
KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m
-75,204	0	0	2,508E-17	-1,129E-16	0,000002106

*valores extraídos do modelo desenvolvido no SAP

Como trata-se de um perfil composto e como base nas considerações de dimensionamento feitas na seção **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, os montantes de seções compostas foram analisados quanto à compressão e flexão com os perfis trabalhando isoladamente. Assim, as solicitações extraídas do modelo, onde os elementos foram modelados como seção simples, foram ponderadas e calculadas as parcelas atuantes em cada perfil.

A força axial de compressão atuante em cada perfil da seção composta é dada por:

$$N_{sd.perfil} = \frac{N_{sd.MONTANTE}}{n^{\circ} \text{ de perfis}} = \frac{75,204}{2} = 37,602 \text{ kN}$$

O momento fletor solicitante em cada perfil da seção composta é dados por:

$$M_{x.perfil} = \frac{M_{x.sd.MONTANTE} I_{x.perfil}}{I_{x.MONTANTE}} \pm N (y_{c.g.MONTANTE} - y_{c.g.perfil})$$

$$M_{y.perfil} = \frac{M_{y.sd.MONTANTE} I_{y.perfil}}{I_{y.MONTANTE}} \pm N (x_{c.g.MONTANTE} - x_{c.g.perfil})$$

Como os momentos nas direções de maior e menor inércia apresentaram valores baixos, estes foram desprezados ao serem inseridos no DimPerfil para verificação do perfil.

- **Esforços Resistentes:**

$N_{C,Rd} := \min(N_C, N_{r,dist}) = 42.82 \text{ kN}$	Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.
--	--

$$M_{x,rd} := \min(M_{x,esc}, M_{x,flt}, M_{x,dist}) = 300.46 \text{ kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

$$M_{y,rd} := \min(M_{y,esc}, M_{y,flt}, M_{y,dist}) = 50.73 \text{ kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Verificação a Flexão Composta:**

A verificação se dá por:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

Logo, tem-se que:

0,88 + 0 + 0 ≤ 1. OK , os perfis adotados atendem a solicitação de carregamento.

B.3.3 Montante 3

	$A = 2,95 \text{ cm}^2$ $I_x = 84,06 \text{ cm}^4$ $W_x = 12,01 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,34 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,05 \text{ cm}$ $x_0 = 2,64 \text{ cm}$	$I_y = 5,96 \text{ cm}^4$ $W_y = 2,02 \text{ cm}^3$ $r_y = 1,42 \text{ cm}$ $J = 0,015 \text{ cm}^4$ $C_w = 228,19 \text{ cm}^6$ $r_0 = 6,12 \text{ cm}$
	<p>* considerações para análise no DimPerfil (cada perfil atuando isoladamente – ver item Erro!)</p>	
	<p>Fonte de referência não encontrada.)</p>	
	<p>Comprimentos de flambagem: $K_x L_x = 300 \text{ cm}; K_y y = 100 \text{ cm};$ $K_z L_z = 100 \text{ cm};$</p>	
<p>Resistência ao escoamento do aço: $f_y = 450 \text{ MPa}$</p>		

- **Cálculo da Resistência à Compressão Centrada:**

- a) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Global da Barra por Flexão, Torção ou Flexo-Torção:

$$N_{ex} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 184.37 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x.}$$

$$N_{ey} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 117.63 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.}$$

$$N_{ez} := 100 \cdot \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot 100 \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 123.38 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por torção.}$$

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] = 100.87 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.}$$

$$N_e := \min(N_{ey}, N_{exz}) = 100.87 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente considerando a flambagem elástica global por flexão, torção ou flexo-torção.}$$

b) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Local:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.15 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem global, caso de compressão.}$$

$$\chi := \text{if} \left(\lambda_0 \leq 1.5, 0.658 \cdot \lambda_0^2, \frac{0.877}{\lambda_0^2} \right) = 0.58 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem global.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 25.95 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem local elástica.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$A_{ef} := 1.98 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área efetiva. (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.2 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na compressão.}$$

$$N_c := \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 42.82 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente, considerando a flambagem local.}$$

c) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Distorcional:

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

d) Cálculo da Força Axial Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Global, Local e Distorcional:

$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 42.82 \quad \text{kN}$	Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.
---	--

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Maior Inércia:**

- a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Maior Inércia (x):

$C_b := 1$ Coeficiente que leva em conta o efeito favorável da não uniformidade do momento ao longo do comprimento da barra.

$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 737.39 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.

- b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Maior Inércia (x):

$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_e}} = 0.86$ Índice de esbelteza reduzido para a flambagem lateral com torção.

$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 0.88$ Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.

$\sigma := \chi \cdot f_y = 39.77 \quad \text{kN/cm}^2$ Tensão de flambagem lateral com torção.

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$W_{ef} := 7.81 \quad \text{cm}^3$ Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$W_{c.ef} := 8.31 \quad \text{cm}^3$ Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$\gamma := 1.1$ Coeficiente de minoração da resistência na flexão.

$M_{x.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 319.5 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.

$M_{x.ftt} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 300.46 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente, considerando a flambagem local.

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{\text{dist}} := 514.54$ kN.cm Momento fletor de flambagem distorcional elástica.
(calculado pelo DimPerfil).

$\lambda_{\text{dist}} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{\text{dist}}}} = 1.02$ Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional.

$\chi_{\text{dist}} := \text{if} \left[\lambda_{\text{dist}} \leq 0.673, 1, \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{\text{dist}}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{\text{dist}}} \right] = 0.77$ Fator de redução associado à flambagem distorcional.

$M_{\text{x.Rd.dist}} := \frac{\chi_{\text{dist}} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 376.49$ kN.cm Momento resistente considerando a flambagem distorcional.

d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{\text{x.rd}} := \min(M_{\text{x.esc}}, M_{\text{x.fl}}, M_{\text{x.dist}}) = 300.46$ kN.cm Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Menor Inércia:**

a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Menor Inércia (y):

$M_e := 281.41$ kN.cm Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.
(calculado pelo DimPerfil)

b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Menor Inércia (y):

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_e}} = 0.57 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 1 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 45 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c,ef} := 1.24 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{y,esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{y,flt} := \frac{\chi \cdot W_{c,ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional – Menor Inércia (y):

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Menor Inércia (y):

$$M_{y,rd} := \min(M_{y,esc}, M_{y,flt}, M_{y,dist}) = 50.73 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Esforços Solicitantes:**

O maior esforço solicitante apresentado para o Montante 3 foi:

Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Torsionu
KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m
-56,463	0	0	0	-6,27E-17	0,000004212

*valores extraídos do modelo desenvolvido no SAP

Como se trata de um perfil composto e como base nas considerações de dimensionamento feitas, os montantes de seções compostas foram analisados quanto à compressão e flexão com os perfis trabalhando isoladamente. Assim, as solicitações extraídas do modelo, onde os elementos foram modelados como seção simples, foram ponderadas e calculadas as parcelas atuantes em cada perfil.

A força axial de compressão atuante em cada perfil da seção composta é dada por:

$$N_{sd.perfil} = \frac{N_{sd.montante}}{n^{\circ} \text{ de perfis}} = \frac{56,463}{4} = 14,116 \text{ kN}$$

O momento fletor solicitante em cada perfil da seção composta é dado por:

$$M_{x.perfil} = \frac{M_{x.sd.montante} I_{x.perfil}}{I_{x.MONTANTE}} \pm N (y_{c.g.montante} - y_{c.g.perfil})$$

$$M_{y.perfil} = \frac{M_{y.sd.montante} I_{y.perfil}}{I_{y.MONTANTE}} \pm N (x_{c.g.montante} - x_{c.g.perfil})$$

Como os momentos nas direções da maior e menor inércia apresentaram valores baixos, estes foram desprezados ao serem inseridos no DimPerfil para verificação do perfil.

- **Esforços Resistentes:**

$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 42.82 \text{ kN}$	Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.
--	--

$M_{x.Rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ftt}, M_{x.dist}) = 300.46 \text{ kN.cm}$	Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.
---	--

$M_{y.Rd} := \min(M_{y.esc}, M_{y.ftt}, M_{y.dist}) = 50.73 \text{ kN.cm}$	Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.
--	--

- **Verificação a Flexão Composta:**

A verificação se dá por:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

Logo, tem-se que:

$0,33 + 0 + 0 \leq 1$. OK, os perfis adotados atendem a solicitação de carregamento.

B.3.4 Montante 4

	$A = 2,95 \text{ cm}^2$ $I_x = 84,06 \text{ cm}^4$ $W_x = 12,01 \text{ cm}^3$ $r_x = 5,34 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,05 \text{ cm}$ $x_0 = 2,64 \text{ cm}$	$I_y = 5,96 \text{ cm}^4$ $W_y = 2,02 \text{ cm}^3$ $r_y = 1,42 \text{ cm}$ $J = 0,015 \text{ cm}^4$ $C_w = 228,19 \text{ cm}^6$ $r_0 = 6,12 \text{ cm}$
	<p>* considerações para análise no DimPerfil (cada perfil atuando isoladamente – ver item Erro! Fonte de referência não encontrada.)</p>	
	<p>Comprimentos de flambagem: $K_x L_x = 100 \text{ cm}; K_y y = 100 \text{ cm};$ $K_z L_z = 100 \text{ cm};$</p>	
	<p>Resistência ao escoamento do aço: $f_y = 450 \text{ MPa}$</p>	

- **Cálculo da Resistência à Compressão Centrada:**
 - a) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Global da Barra por Flexão, Torção ou Flexo-Torção:

$$N_{ex} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 1659.32 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x.}$$

$$N_{ey} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 117.63 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.}$$

$$N_{ez} := 100 \cdot \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot 100 \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 123.38 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por torção.}$$

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] = 121.6 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.}$$

$$N_e := \min(N_{ey}, N_{exz}) = 117.63 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente considerando a flambagem elástica global por flexão, torção ou flexo-torção.}$$

b) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Local:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.06 \quad \text{Índice de esbelteza reduzido para flambagem global, caso de compressão.}$$

$$\chi := \text{if} \left(\lambda_0 \leq 1.5, 0.658 \lambda_0^2, \frac{0.877}{\lambda_0^2} \right) = 0.62 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem global.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 28.07 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem local elástica.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$A_{ef} := 1.92 \quad \text{cm}^2 \quad \text{Área efetiva. (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.2 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na compressão.}$$

$$N_c := \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 44.91 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de compressão resistente, considerando a flambagem local.}$$

c) Cálculo da Força Axial Resistente Considerando a Flambagem Distorcional:

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

d) Cálculo da Força Axial Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Global, Local e Distorcional:

$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 44.91 \quad \text{kN}$	Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.
---	--

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Maior Inércia:**

a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Maior Inércia (x):

$C_b := 1$ Coeficiente que leva em conta o efeito favorável da não uniformidade do momento ao longo do comprimento da barra.

$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 737.39 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.

b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Maior Inércia (x):

$W_{ef} := 7.81 \quad \text{cm}^3$ Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$W_{c.ef} := 8.31 \quad \text{cm}^3$ Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$\gamma := 1.1$ Coeficiente de minoração da resistência na flexão.

$M_{x.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 319.5 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.

$M_{x.ftt} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 300.46 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente, considerando a flambagem local.

c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{dist} := 514.54 \quad \text{kN.cm}$ Momento fletor de flambagem distorcional elástica. (calculado pelo DimPerfil).

$\lambda_{dist} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{dist}}} = 1.02$ Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional.

$\chi_{dist} := \text{if} \left[\lambda_{dist} \leq 0.673, 1, \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{dist}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \right] = 0.77$ Fator de redução associado à flambagem distorcional.

$M_{x.dist} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 376.49 \quad \text{kN.cm}$ Momento resistente considerando a flambagem distorcional.

- d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Maior Inércia (x):

$M_{x.rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ft}, M_{x.dist}) = 300.46 \text{ kN.cm}$	Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.
--	--

• **Cálculo da Resistência à Flexão – Menor Inércia :**

- a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção - Menor Inércia (y):

$M_e := 306.44 \text{ kN.cm}$
 Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção. (calculado pelo DimPerfil)

- b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local - Menor Inércia (y):

$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_e}} = 0.54$
 Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.

$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 1$
 Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.

$\sigma := \chi \cdot f_y = 45 \text{ kN/cm}^2$
 Tensão de flambagem lateral com torção.

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$W_{ef} := 1.24 \text{ cm}^3$
 Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$W_{c.ef} := 1.24 \text{ cm}^3$
 Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)

$\gamma := 1.1$
 Coeficiente de minoração da resistência na flexão.

$M_{y.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \text{ kN.cm}$
 Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.

$M_{y.ft} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 50.73 \text{ kN.cm}$
 Momento resistente, considerando a flambagem local.

- c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional – Menor Inércia (y):

Segundo a Tabela 11 da NBR 14762, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional - Menor Inércia (y):

$$M_{y,rd} := \min(M_{y,esc}, M_{y,flt}, M_{y,dist}) = 50.73 \text{ kN.cm}$$

Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.

- **Esforços Solicitantes:**

O maior esforço solicitante apresentado para o Montante 4 foi:

Pu	MuMajor	MuMinor	VuMajor	VuMinor	Torsionu
KN	KN-m	KN-m	KN	KN	KN-m
-30,753	-0,0017	-0,0405	0,001108	0,027	0,000004212

*valores extraídos do modelo desenvolvido no SAP

Como se trata de um perfil composto e como base nas considerações de dimensionamento feitas, os montantes de seções compostas foram analisados quanto à compressão e flexão com os perfis trabalhando isoladamente. Assim, as solicitações extraídas do modelo, onde os elementos foram modelados como seção simples, foram ponderadas e calculadas as parcelas atuantes em cada perfil.

A força axial de compressão atuante em cada perfil da seção composta é dada por:

$$N_{sd,perfil} = \frac{N_{sd,montante}}{n^{\circ} \text{ de perfis}} = \frac{30,753}{4} = 7,688 \text{ kN}$$

O momento fletor solicitante em cada perfil da seção composta é dado por:

$$M_{x,perfil} = \frac{M_{x,sd,montante} I_{x,perfil}}{I_{x,montante}} \pm N (y_{c,g,montante} - y_{c,g,perfil})$$

$$M_{y,perfil} = \frac{M_{y,sd,montante} I_{y,perfil}}{I_{y,montante}} \pm N (x_{c,g,montante} - x_{c,g,perfil})$$

Como os momentos nas direções de maior e menor inércia apresentaram valores baixos, estes foram desprezados ao serem inseridos no DimPerfil para verificação do perfil.

- **Esforços Resistentes:**

$$N_{C.Rd} := \min(N_c, N_{r.dist}) = 44.91 \text{ kN} \quad \text{Força axial resistente de cálculo considerando a flambagem global, local e distorcional.}$$

$$M_{x.Rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.flr}, M_{x.dist}) = 300.46 \text{ kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

$$M_{y.Rd} := \min(M_{y.esc}, M_{y.flr}, M_{y.dist}) = 50.73 \text{ kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Verificação a Flexão Composta:**

A verificação se dá por:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

Logo, tem-se que:

$0,17 + 0 + 0 \leq 1$. OK , os perfis adotados atendem a solicitação de carregamento.

B.3.5 Viga de Piso / Viga de Suporte da Escada / Viga do Vão Entre a Sala e o Quarto

	$A = 6,64 \text{ cm}^2$ $I_x = 347,71 \text{ cm}^4$ $W_x = 34,77 \text{ cm}^3$ $r_x = 7,23 \text{ cm}$ $x_{cg} = 0,85 \text{ cm}$ $x_0 = 2,09 \text{ cm}$	$I_y = 10,73 \text{ cm}^4$ $W_y = 3,41 \text{ cm}^3$ $r_y = 1,27 \text{ cm}$ $J = 0,117 \text{ cm}^4$ $C_w = 812,52 \text{ cm}^6$ $r_0 = 7,64 \text{ cm}$
	Comprimentos de flambagem: $K_x L_x = 160 \text{ cm}; K_y y = 160 \text{ cm}; K_z L_z = 160 \text{ cm};$	
	Resistência ao escoamento do aço: $f_y = 450 \text{ MPa}$	

- **Cálculo da Resistência à Flexão:**

- a) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Lateral com Torção

$$N_{ex} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 2681.09 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo x.}$$

$$N_{ey} := 0.01 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 82.74 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.}$$

$$N_{ez} := 100 \cdot \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot 100 \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 122.83 \quad \text{kN} \quad \text{Força axial de flambagem global elástica por torção.}$$

$C_b := 1$ Coeficiente que leva em conta o efeito favorável da não uniformidade do momento ao longo do comprimento da barra.

$$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 769.98 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem lateral com torção.}$$

- b) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Local

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_e}} = 1.43 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para a flambagem lateral com torção.}$$

$$\chi := \text{if} \left[\lambda_0 \leq 0.6, 1, \text{if} \left[\lambda_0 \geq 1.336, \frac{1}{\lambda_0^2}, 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2 \right) \right] \right] = 0.49 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção.}$$

$$\sigma := \chi \cdot f_y = 22.14 \quad \text{kN/cm}^2 \quad \text{Tensão de flambagem lateral com torção.}$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS

$$W_{ef} := 28.6 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$W_{c.ef} := 34.77 \quad \text{cm}^3 \quad \text{Módulo resistente efetivo (calculado pelo DimPerfil)}$$

$$\gamma := 1.1 \quad \text{Coeficiente de minoração da resistência na flexão.}$$

$$M_{x.esc} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 1170 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando o início do escoamento da seção efetiva.}$$

$$M_{x.ftt} := \frac{\chi \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 699.95 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente, considerando a flambagem local.}$$

c) Cálculo do Momento Resistente Considerando a Flambagem Distorcional

$$M_{dist} := 2341.65 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento fletor de flambagem distorcional elástica. (calculado pelo DimPerfil).}$$

$$\lambda_{dist} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{dist}}} = 0.82 \quad \text{Índice de esbeltez reduzido para flambagem distorcional.}$$

$$\chi_{dist} := \text{if} \left[\lambda_{dist} \leq 0.673, 1, \left(1 - \frac{0.22}{\lambda_{dist}} \right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}} \right] = 0.89 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem distorcional.}$$

$$M_{x.dist} := \frac{\chi_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 1271.81 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente considerando a flambagem distorcional.}$$

d) Cálculo do Momento Resistente de Cálculo Considerando a Flambagem Lateral com Torção, Local e Distorcional

$$M_{x.rd} := \min(M_{x.esc}, M_{x.ftt}, M_{x.dist}) = 699.95 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

• Cálculo da Resistência ao Cortante:

a) Cálculo do coeficiente de flambagem de chapa por cisalhamento

$a := 160$ cm Distância entre enrijecedores transversais.

$h := 19.8$ cm Altura da alma.

$$k_v := \begin{cases} 5 & \text{if } \frac{a}{h} > 3 \\ \left[5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right] & \text{if } \frac{a}{h} \leq 3 \end{cases} = 5 \quad \text{Coeficiente de flambagem de chapa por cisalhamento}$$

b) Cálculo da Força Cortante Resistente

$t := 0.23$ cm Espessura da alma

$\gamma := 1.1$ Coeficiente de minoração da resistência no cisalhamento.

$$V_{rd} := \begin{cases} \frac{0.6 \cdot f_y \cdot h \cdot t}{\gamma} & \text{if } \frac{h}{t} \leq 1.08 \\ \frac{0.65 \cdot t^2 \cdot (k_v \cdot f_y \cdot E)^{0.5}}{\gamma} & \text{if } 1.08 \cdot \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y}\right)^{0.5} < \frac{h}{t} \leq 1.4 \cdot \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y}\right)^{0.5} \\ \frac{\left(\frac{0.905 \cdot E \cdot k_v \cdot t^3}{h}\right)}{\gamma} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$V_{rd} = 50.56$ kN Força cortante resistente.
--

• Esforços Solicitantes:

O maior esforço solicitante apresentado foi o da Viga do Vão Entre a Sala e o Quarto:

P	V2	V3	T	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	-11,76	0,00	0,00	0,00	0,00

P	V2	V3	T	M2	M3
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
0,00	3,52	0,00	0,00	0,00	-6,10

*valores extraídos do modelo desenvolvido no SAP

- **Esforços Resistentes:**

$$V_{rd} = 50.56 \quad \text{kN} \quad \text{Força cortante resistente.}$$

$$M_{x,rd} := \min(M_{x,esc}, M_{x,flt}, M_{x,dist}) = 699.95 \quad \text{kN.cm} \quad \text{Momento resistente de cálculo considerando a flambagem lateral com torção, local e distorcional.}$$

- **Verificação ao Cisalhamento:**

A verificação se dá por:

$$R_d \geq S_d$$

Logo, tem-se que:

50,56 \geq 11,76. OK, o perfil adotado atende a solicitação de carregamento

- **Verificação a Flexão e Cisalhamento Combinados:**

A verificação se dá por:

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

Logo, tem-se que:

0,87 + 0,07 \leq 1. OK , os perfis adotados atendem a solicitação de carregamento.