

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA
SETOR DE CIÊNCIAS AGRÁRIAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ALINE RAMOS ESPERIDIÃO
PAOLA SANDRI ANTUNES

PROJETO DE UMA EDIFICAÇÃO EM *LIGHT STEEL FRAMING*

PONTA GROSSA
2014

ALINE RAMOS ESPERIDIÃO
PAOLA SANDRI ANTUNES

PROJETO DE UMA EDIFICAÇÃO EM *LIGHT STEEL FRAMING*

Trabalho de Conclusão de Curso na área de Estruturas, apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, na Universidade Estadual de Ponta Grossa.

Orientadora: Prof^a Me. Gabriela Mazureki Campos Bahniuk

PONTA GROSSA
2014

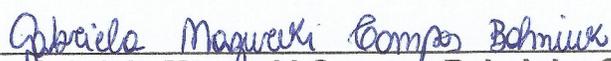
FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor (es): Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

Título: PROJETO DE UMA EDIFICAÇÃO EM *LIGHT STEEL FRAMING*

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado para obtenção do título de Engenheiro Civil à Universidade Estadual de Ponta Grossa, na Área de Estruturas.

Ponta Grossa, 07 de novembro de 2014.



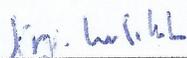
Gabriela Mazureki Campos Bahniuk - Orientadora

Mestre em Engenharia de Estruturas - USP



Edison Sebastião Roth Batista

Especialista em Metodologia do Ensino Superior - UEPG



Sérgio Luiz Schulz

Doutor em Engenharia - UFRGS

RESUMO

O *Light Steel Framing*, sistema construtivo estruturado em perfis de aço leve e placas estruturais, visa a racionalização da construção civil e possui, portanto, características peculiares. Tendo em vista as particularidades do sistema, este trabalho apresenta um projeto estrutural em *Light Steel Framing* de uma residência de 125,00 m². Após estudo das características do sistema, foi escolhido um projeto arquitetônico que foi desenvolvido originalmente para uma estrutura convencional de concreto armado e vedação de alvenaria com blocos cerâmicos. Dessa forma, foram estudadas e definidas alterações necessárias e convenientes para adaptação da edificação para uma estrutura em *Steel Framing*. Com isso, foi realizado o lançamento estrutural e dimensionados os elementos que compõem o sistema. Os resultados obtidos foram os perfis a serem utilizados para as vigas, montantes e treliças de cobertura.

Palavras-chave: *Steel framing*. Edificação residencial. Perfis formados a frio. Estrutura em aço leve.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de placa OSB.....	16
Figura 2 - Esquema geral de ancoragem química com barra roscada.....	17
Figura 3 - Detalhe da ligação entre as paredes estruturais e a fundação	18
Figura 4 - Painel típico em <i>Light Steel Framing</i>	19
Figura 5 - Transmissão da carga vertical à fundação.....	19
Figura 6 - Distribuição dos esforços através da verga para as ombreiras.....	20
Figura 7 - Estrutura de piso em <i>Light Steel Framing</i>	22
Figura 8 - Projeto original, com perfil fora da modulação	28
Figura 9 - Projeto adaptado, com perfil seguindo a modulação	28
Figura 10 - Ponto zero do projeto arquitetônico	29
Figura 11 - Perfis voltados para o ponto zero.....	29
Figura 12 - Abertura da janela da cozinha	30
Figura 13 - Encontro de 2 painéis	30
Figura 14 - Encontro de 2 painéis em “T”	30
Figura 15 - Encontro de 3 painéis	31
Figura 16 - Composição de uma parede externa	32
Figura 17 - Configuração do piso	33
Figura 18 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L01.....	36
Figura 19 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L02.....	38
Figura 20 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L03.....	38
Figura 21 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L04.....	39
Figura 22 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L05.....	39
Figura 23 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L06.....	40
Figura 24 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L07.....	40

Figura 25 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje técnica	41
Figura 26 - Flambagem local e flambagem distorcional	48
Figura 27 - Seção do perfil U enrijecido	49
Figura 28 - Configuração da treliça	53
Figura 29 - Carregamento do vento a 0º	55
Figura 30 - Carregamento do vento a 90º	55
Figura 31 - Esquema viga-caixão.....	63
Figura 32 - Configuração da treliça da laje 06.....	63
Figura 33 - Configuração da treliça da laje 07.....	63
Figura 34 - Carregamento, diagrama de força cortante (kN) e de momento fletor (kN.m) da viga caixão da laje 06	64
Figura 35 - Carregamento, diagrama de força cortante (kN) e de momento fletor (kN.m) da viga caixão da laje 07	65
Figura 36 - Configuração da escada	69
Figura 37 - Carregamento da viga da escada	70
Figura 38 - Momento fletor da viga da escada	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tipos de perfis de aço formados a frio utilizados no sistema	15
Tabela 2 - Requisitos para caracterização dos perfis formados a frio	15
Tabela 3 - Carregamentos das lajes do pavimento superior	37
Tabela 4 - Carregamento da laje técnica	37
Tabela 5 - Resumo dos momentos fletores solicitantes das lajes	42
Tabela 6 - Resumo dos esforços cortantes solicitantes das lajes	42
Tabela 7 - Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA ...	46
Tabela 8 - Valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U_e submetidas a flexão para dispensar a verificação da flambagem por distorção	49
Tabela 9 - Comparação entre os esforços solicitantes e resistentes	52
Tabela 10 - Carregamento devido a cargas permanentes para as treliças de cobertura	54
Tabela 11 - Carregamento devido à sobrecarga para as treliças de cobertura	54
Tabela 12 - Carregamento devido ao vento para as treliças de cobertura	55
Tabela 13 - Reações de apoio das treliças de cobertura	56
Tabela 14 - Esforços nas barras da treliça	57
Tabela 15 - Carregamento dos montantes do pavimento superior	60
Tabela 16 - Carregamento dos montantes do pavimento térreo	61
Tabela 17 - Carregamento das treliças	66
Tabela 18 - Reações de apoio e esforços solicitantes da treliça da laje 06	66
Tabela 19 - Cargas transmitidas à fundação	72

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
1.2	OBJETIVOS	11
1.3	JUSTIFICATIVA	11
1.4	METODOLOGIA	11
1.5	ESTRUTURAÇÃO	12
2	REVISÃO	13
2.1	O HISTÓRICO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING	13
2.2	VANTAGENS DO LIGHT STEEL FRAMING	13
2.3	CARACTERÍSTICAS DO LSF E DOS PFF	14
2.4	COMPONENTES DO SISTEMA	17
2.4.1	Fundação	17
2.4.2	Painéis estruturais ou auto-portantes e painéis não estruturais	18
2.4.3	Lajes	21
2.4.4	Coberturas	23
2.4.5	Fechamento vertical	24
2.4.6	Isolamento térmico-acústico	25
2.4.7	Ligações	25
2.4.8	Instalações Prediais	26
3	PROJETO ARQUITETÔNICO E DIRETRIZES PARA PROJETO EM LSF	27
3.1	PROJETO ARQUITETÔNICO	27
3.2	DIRETRIZES PARA O PROJETO EM LSF	27
3.2.1	Adaptações	27
3.2.2	Painéis	31
3.2.3	Pisos	32
4	PROJETO ESTRUTURAL	33

4.1	LANÇAMENTO ESTRUTURAL	33
4.2	CARREGAMENTO DAS LAJES	33
4.2.1	Lajes do pavimento superior.....	33
4.2.2	Laje do pavimento cobertura (laje técnica)	35
4.2.3	Resumo dos carregamentos das lajes.....	35
4.3	ESFORÇOS SOLICITANTES DAS LAJES	36
4.3.1	Viga mais solicitada da laje 01.....	36
4.3.2	Viga mais solicitada da laje 02.....	38
4.3.3	Viga mais solicitada da laje 03.....	38
4.3.4	Viga mais solicitada da laje 04.....	39
4.3.5	Viga mais solicitada da laje 05.....	39
4.3.6	Viga mais solicitada da laje 06.....	40
4.3.7	Viga mais solicitada da laje 07.....	40
4.3.8	Viga mais solicitada da laje técnica	41
4.4	DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DAS LAJES.....	42
4.4.1	Dimensionamento à flexão simples	43
4.4.1.1	Cálculo das larguras efetivas	44
4.4.1.2	Início de escoamento da seção efetiva	47
4.4.1.3	Flambagem por distorção da seção transversal.....	48
4.4.1.4	Flambagem lateral com torção	49
4.4.2	Dimensionamento à força cortante	51
4.4.3	Comparação entre momentos e cortantes resistentes e solicitantes.....	52
4.5	CARREGAMENTO DAS TRELIÇAS DE COBERTURA	53
4.6	CARREGAMENTO DOS MONTANTES DO PAVIMENTO SUPERIOR	59
4.6.1	Montantes externos	59
4.6.2	Montantes internos	60
4.7	CARREGAMENTO DOS MONTANTES DO PAVIMENTO TÉRREO	60

4.7.1	Montantes externos	60
4.7.2	Montantes internos	61
4.8	DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES	61
4.9	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS-CAIXÃO.....	62
4.9.1	Vigas-caixão	62
4.9.2	Treliça.....	63
4.10	DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES QUE SUPORTAM AS TRELIÇAS	68
4.11	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ESCADA	68
4.11.1	Carregamento das vigas da escada.....	69
4.12	CARGAS TRANSMITIDAS À FUNDAÇÃO.....	71
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
	REFERÊNCIAS.....	75
	APÊNDICE A – LANÇAMENTO INICIAL DOS MONTANTES.....	77
	APÊNDICE B – PAREDES SOBRE LAJES.....	78
	APÊNDICE C – PLANTA DAS LAJES.....	79
	APÊNDICE D – PLANTA DOS PAINÉIS.....	80
	APÊNDICE E – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	81
	APÊNDICE F – ESFORÇOS SOLICITANTES DA TRELIÇA DE COBERTURA DO PROGRAMA ACADFRAME	82
	APÊNDICE G – EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE INTERNO À COMPRESSÃO SIMPLES NO PROGRAMA DIMPERFIL E RELATÓRIO OBTIDO	84
	APÊNDICE H – EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE EXTERNO À FLEXO-COMPRESSÃO NO PROGRAMA DIMPERFIL E RELATÓRIO OBTIDO	87
	ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO.....	96

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Tendo em vista a necessidade de evitar o desperdício de insumos na construção civil, muitos projetistas e construtores têm optado por sistemas construtivos diferenciados, como o *Light Steel Framing*. *Light* = leve, *Steel* = aço e *Frame* é o esqueleto estrutural, que neste sistema, é formado por perfis formados a frio e tem a função de sustentar a edificação. *Framing* é o processo pelo qual se une e vinculam esses elementos (RODRIGUES, 2006).

O *Light Steel Framing* é, portanto, um sistema construtivo leve composto basicamente por perfis de aço galvanizado formados a frio e painéis estruturais e não estruturais. O que caracteriza o sistema é a construção a seco, que industrializa e racionaliza a maior parte da produção.

Nos últimos anos, observa-se no Brasil uma maior preocupação com a racionalização na construção civil. Conforme Crasto (2005), a construção civil ainda é predominantemente artesanal, caracterizada pela baixa produtividade e principalmente pelo grande desperdício. Com a demanda de moradias por todo país, as construtoras estão procurando se aperfeiçoar, buscando uma maneira de reduzir gastos com materiais e mão-de-obra, mas aumentando a produtividade e gerenciando melhor os recursos. Nesse cenário, surge o sistema *Light Steel Framing* (LSF) como uma solução.

Partindo desse conceito, pode-se afirmar que o sistema pode ser construído de maneira mais rápida, com menores custos referentes a perdas e com a possibilidade de uma melhor gestão de qualidade e dos recursos. Para que a produção de uma edificação seja considerada racionalizada, é necessário que as empresas tenham a convicção de que todos os recursos como tecnologias e materiais estejam envolvidos, além das fases de planejamento, projeto e execução da obra (FRANCO, 1996).

Apesar de o Brasil ser um dos maiores produtores de aço do mundo, e com tantas qualidades, como alta resistência mecânica e leveza, o *Light Steel Framing*, ou apenas *Steel Framing* como é chamado, ainda não é difundido em muitas regiões do Brasil, seja por falta de conhecimento do sistema, ou aversão às mudanças por parte de várias pessoas: projetistas, empreendedores e fornecedores.

A fim de estudar esse conceito e difundir características desse sistema, esse trabalho apresenta um projeto estrutural de uma edificação construída no sistema

Steel Framing, onde também serão apresentadas as diretrizes para a concepção de um projeto nesse sistema construtivo, além das principais características e vantagens do processo.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desse trabalho é projetar uma edificação em *Light Steel Framing* com base nas normas vigentes, NBR 6355 (ABNT, 2012), que padroniza os perfis formados a frio, NBR 14762 (ABNT, 2010), que trata sobre o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, e NBR 15253 (ABNT, 2005), que fala sobre os requisitos gerais dos perfis de aço formados a frio.

Como objetivos específicos têm-se:

- a) identificar aspectos técnicos do sistema e suas vantagens em relação ao convencional;
- b) projetar uma edificação, desenvolvendo o projeto arquitetônico voltado para modulação do sistema em LSF;
- c) realizar o lançamento da estrutura, determinar cargas atuantes e esforços nos perfis estruturais, dimensionar os painéis, lajes, treliças de cobertura, e demais componentes da estrutura.

1.3 JUSTIFICATIVA

Esse trabalho se justifica por contribuir com informações referentes ao sistema *Light Steel Framing*, como características e vantagens, e informações relacionadas à concepção estrutural e dimensionamento dos elementos do sistema.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia empregada para o desenvolvimento da pesquisa está dividida nas seguintes partes: revisão a respeito da estrutura em LSF, escolha e adaptação do projeto arquitetônico, apresentação das diretrizes para projeto, dimensionamento estrutural, exceto fundações, com base nas normas NBR 6355 (ABNT, 2012) e NBR 14762 (ABNT, 2010).

1.5 ESTRUTURAÇÃO

No Capítulo 1 é apresentada uma introdução inicial a respeito das estruturas em *Light Steel Framing*, seguida da exposição dos objetivos, justificativas e metodologia adotada para o desenvolvimento desse trabalho.

O Capítulo 2 é composto pela revisão, apresentando o histórico e vantagens do sistema, as características dos perfis utilizados, e componentes do LSF.

Com base na revisão realizada no Capítulo 2, descrevem-se no Capítulo 3 as diretrizes para concepção do projeto arquitetônico em LSF, seguido da apresentação do projeto.

O projeto estrutural, o método de cálculo de dimensionamento, e também os resultados estão relatados no Capítulo 4. O Capítulo 5, por fim, apresenta as considerações finais sobre o estudo realizado.

2 REVISÃO

2.1 O HISTÓRICO DO SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING

Apesar de ser considerada uma tecnologia nova, a origem do *Light Steel Framing* remonta ao início do século XIX (SANTIAGO, FREITAS, CRASTO, 2012). Na realidade, esse sistema é derivado do *Wood Framing*, técnica que surgiu nos Estados Unidos há mais de 100 anos, utilizando perfis e fechamentos de madeira.

Segundo Crasto (2005), para atender ao crescimento da população no início do século XX, foi necessário empregar métodos mais rápidos e mais produtivos na construção de habitações, nesse contexto surgiu o *Wood Framing*. Após a Segunda Guerra Mundial, com o desenvolvimento da indústria do aço nos Estados Unidos, foi apresentada a primeira casa utilizando o *Steel Framing*. Essa nova técnica difundiu-se rapidamente, devido às características superiores à madeira, como melhor resistência e capacidade de resistir a catástrofes.

No Japão, o sistema também foi muito utilizado no período pós Segunda Guerra, a fim de se obter em um curto período de tempo novas edificações para recuperar aquelas perdidas nos bombardeios. Outro fator que contribuiu para a expansão do sistema em aço foi a restrição do uso da madeira em construções autoportantes. O governo japonês tomou essa atitude a fim de preservar as reservas florestais do país. Com isso, a indústria do aço viu uma grande oportunidade para desenvolver os perfis perfilados a frio para a construção de casas (CRASTO, 2005).

No Brasil, o sistema “*drywall*” é mais difundido atualmente que o sistema LSF. Esses sistemas assemelham-se por utilizarem perfis galvanizados e painéis para fechamento. A diferença é que o *drywall* não tem função estrutural, servindo apenas para fechamento, já o *Steel Framing* é um sistema muito mais complexo que tem função estrutural e engloba todos os componentes para a construção da edificação.

2.2 VANTAGENS DO LIGHT STEEL FRAMING

Para que todo o sistema tenha o desempenho adequado, é fundamental a escolha correta de todos os materiais e técnicas a serem utilizadas. Além disso, a mão-de-obra tem grande influência na execução do projeto em menor tempo com a mesma qualidade. Construir em LSF implica em um planejamento específico e projetos muito bem detalhados, além de profissionais devidamente treinados para executar tal sistema.

O Sistema *Light Steel Framing* não se resume apenas a sua estrutura. Como um sistema construtivo, ele é composto por vários componentes e subsistemas (CRASTO, 2005). Os materiais utilizados no sistema LSF são padronizados, produzidos industrialmente e com alto controle tecnológico. Isso garante a qualidade dos materiais, vantagens em termos de rapidez e evita desperdícios.

Quanto ao aço, pode-se dizer que este apresenta alta precisão, resistência e a durabilidade, é leve e permite um ótimo desempenho da estrutura, além de ser um material reciclável, incombustível e de fácil obtenção, pois é produzido em larga escala.

Quanto à execução, pode-se dizer que os perfis, por serem leves, facilitam o transporte e manuseio, e as ligações são fáceis de ser executadas, assim como a montagem dos painéis estruturais. A facilidade de execução das instalações hidráulicas e elétricas é muito superior em relação ao método tradicional, pois evita retrabalhos e diminui consideravelmente o tempo de execução.

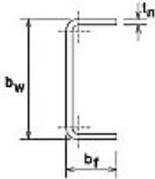
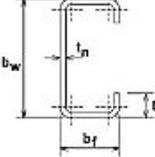
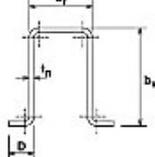
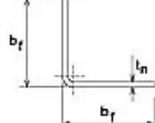
Existe uma grande flexibilidade quanto à criação do projeto arquitetônico, pois este pode reunir diversos estilos e modulações. Permitem-se também grandes vãos e diferentes fachadas, assim como diversos modelos de cobertura.

2.3 CARACTERÍSTICAS DO LSF E DOS PFF

Os perfis de aço utilizados em *Steel Framing* são chamados de perfis de aço formados a frio (PFF), ou apenas aço leve. Segundo a NBR 6355 (ABNT, 2012), esses perfis são obtidos por dobramento em prensa dobradeira de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, ambas as operações realizadas como aço em temperatura ambiente. A Tabela 1 apresenta os tipos de perfis mais comumente utilizados na estrutura em *Steel Framing*, e suas principais aplicações.

Segundo Bevilaqua (2005), a resistência dos perfis utilizados no sistema LSF depende diretamente da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura do aço (f_u), assim como o valor do módulo de elasticidade é importante para a análise da estrutura. Além disso, deve ser aplicada nos perfis uma proteção anticorrosiva que pode ser: zincado pelo processo contínuo de imersão a quente ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente (SISTEMA NACIONAL DE AVALIAÇÕES TÉCNICAS, 2012).

Tabela 1 - Tipos de perfis de aço formados a frio utilizados no sistema

SEÇÃO TRANSVERSAL	SÉRIE Designação NBR 6355:2003	Utilização
	U simples $U\ b_w \times b_f \times t_n$	Guia Ripa Bloqueador
	U enrijecido $Ue\ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Bloqueador Enrijecedor de alma Montante Verga Viga
	Cartola $Cr\ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Ripa
	Cantoneira de abas desiguais $L\ b_{f1} \times b_{f2} \times t_n$	Cantoneira

Fonte: SINAT, 2012.

A Tabela 2 apresenta os requisitos para caracterização dos perfis formados a frio, como proteção contra corrosão e espessura nominal mínima dos perfis.

Tabela 2 - Requisitos para caracterização dos perfis formados a frio

Item	Requisitos	Indicador de conformidade							
A	Perfis metálicos dos quadros estruturais								
A.1	Resistência mínima de escoamento	230 MPa, segundo a NBR 6673							
A.2	Proteção contra-corrosão / Tipo e espessura do revestimento	Perfis estruturais							
		Tipo de revestimento	<table border="1"> <thead> <tr> <th>massa mínima ⁽¹⁾ de revestimento (g/m²)</th> <th>Nomenclatura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Zincado por imersão a quente</td> <td>275⁽²⁾ 350⁽³⁾</td> <td>Z275 e Z350 (ABNT NBR 7008)</td> </tr> <tr> <td>Ligas de alumínio-zinco por imersão a quente ou outros revestimentos equivalentes</td> <td>150⁽²⁾</td> <td>AZ150 ABNT NBR 15578</td> </tr> </tbody> </table>	massa mínima ⁽¹⁾ de revestimento (g/m ²)	Nomenclatura	Zincado por imersão a quente	275 ⁽²⁾ 350 ⁽³⁾	Z275 e Z350 (ABNT NBR 7008)	Ligas de alumínio-zinco por imersão a quente ou outros revestimentos equivalentes
massa mínima ⁽¹⁾ de revestimento (g/m ²)	Nomenclatura								
Zincado por imersão a quente	275 ⁽²⁾ 350 ⁽³⁾	Z275 e Z350 (ABNT NBR 7008)							
Ligas de alumínio-zinco por imersão a quente ou outros revestimentos equivalentes	150 ⁽²⁾	AZ150 ABNT NBR 15578							
⁽¹⁾ massa mínima refere-se ao total nas duas faces ⁽²⁾ espessura mínima de revestimento para atmosferas rurais e urbanas ⁽³⁾ espessura mínima de revestimento para atmosferas marinhas (aquelas distantes até 2.000m da orla marítima)									
A.3	Espessura nominal mínima dos perfis (tn)								
A.3.1	Montante e guias - perfis U/ simples ou enrijecidos	≥ 0,80mm (segundo NBR 15253)							
A.3.2	Perfil cartola	≥ 0,65mm							

Fonte: SINAT, 2012.

Segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012), as paredes que constituem a estrutura são denominadas de painéis estruturais ou auto-portantes e são compostas por grande quantidade de perfis galvanizados muito leves denominados montantes, que são separados entre si de 400 ou 600 mm. Os montantes são definidos a partir do projeto estrutural e são padronizados para toda a estrutura.

A função dos montantes é transmitir as cargas da estrutura uniformemente para a fundação. Os painéis podem ser fechados externamente com placas de OSB (*Oriented Strand Board*), que são placas estruturais de fibras longas orientadas, como mostra a Figura 1, que possuem a função de vedação de construções a seco. Os painéis podem ser revestidos com placas cimentícias ou inúmeros outros revestimentos de fachadas que existem no mercado. Internamente, existem os painéis não estruturais que são fechados com placas de gesso acartonado, ou conhecidos popularmente como *drywall*, com a função apenas de fechamento. Para locais onde serão colocadas peças suspensas nas paredes geralmente faz-se uso de placas de OSB no fechamento da estrutura.

Figura 1 - Exemplo de placa OSB.



Fonte: LP Brasil, 2014.

Por se tratar de um sistema estrutural cuja transmissão de cargas é uniformemente distribuída ao longo dos comprimentos dos painéis, a fundação deve ser contínua. Além disso, por representar um conjunto estrutural leve, fundações do tipo laje radier e sapata corrida apresentam um bom desempenho.

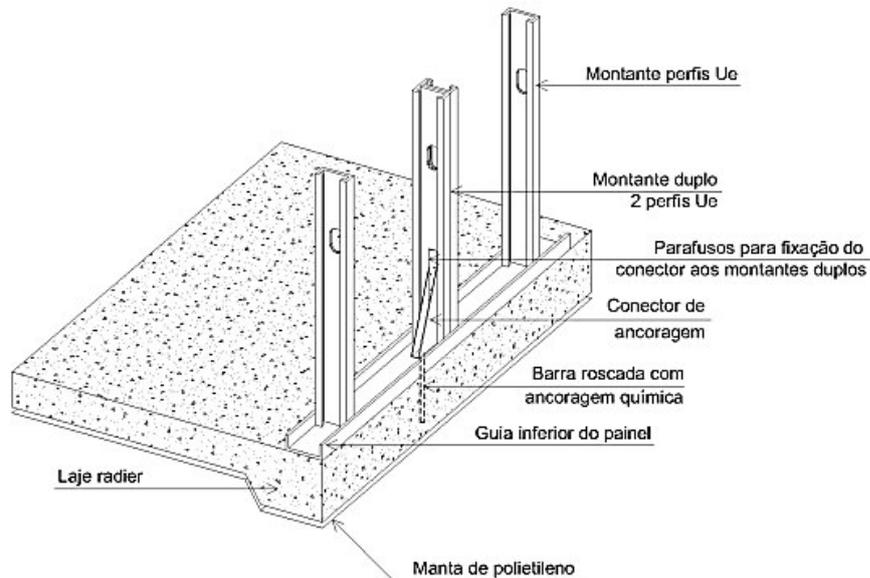
Segundo apresentado nas diretrizes do SINAT (2012), os perfis metálicos e as chapas de OSB estrutural poderão ser considerados como componentes de contraventamento, desde que atendam aos requisitos das normas. Para edifícios de mais de dois pavimentos, o contraventamento não pode ser exercido exclusivamente pelas chapas de OSB, devendo ser considerado em conjunto com perfis metálicos de contraventamento.

2.4 COMPONENTES DO SISTEMA

2.4.1 Fundação

A laje radier é composta por uma laje de concreto, vigas nas laterais e no perímetro das paredes estruturais. Os painéis são ancorados à fundação para impedir os movimentos de translação e tombamento. A ancoragem pode ser química com barra rosca, onde após a concretagem da fundação faz-se uma perfuração preenchida com resina química, e ligam-se um conector de aço à barra rosca e à guia, aparafusando o mesmo à montante, como demonstrado na Figura 2.

Figura 2 - Esquema geral de ancoragem química com barra rosca

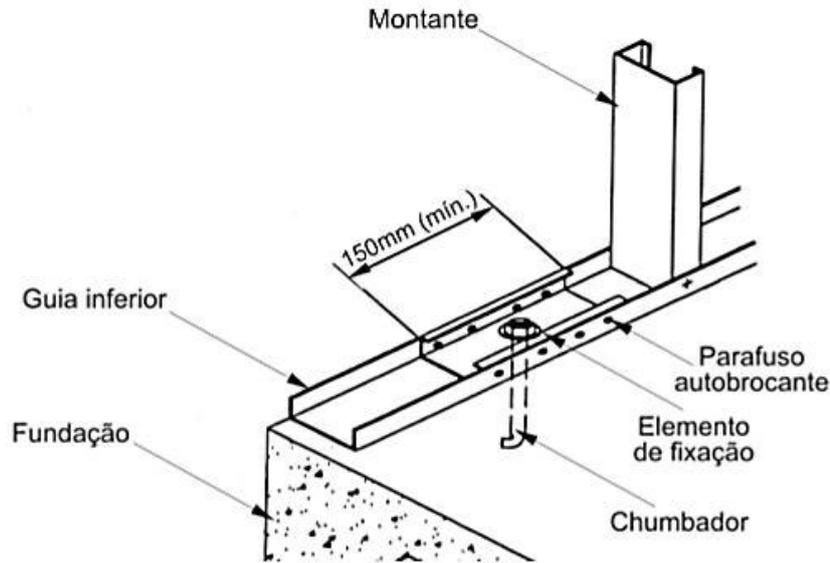


Fonte: Santiago, Freitas e Crasto, 2012.

Existe também a ancoragem expansível com parabolts e a ancoragem provisória, que finca pinos acionados por pólvora somente para o processo de montagem ou para a execução de painéis não estruturais.

A Figura 3 mostra o detalhe da ligação entre a guia inferior de um painel à fundação através de um chumbador.

Figura 3 - Detalhe da ligação entre as paredes estruturais e a fundação

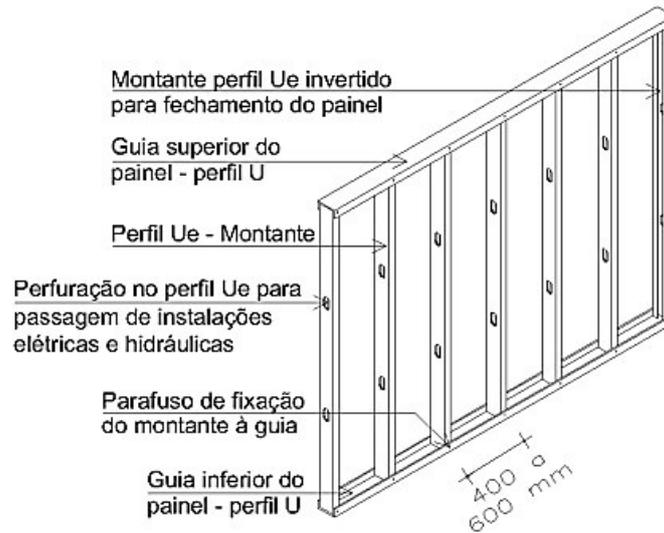


Fonte: Pereira Jr., 2004.

O dispositivo de fixação (chumbador) empregado para fixar os quadros metálicos à fundação e à laje deve ser verificado em função das cargas de vento e da agressividade característica da região onde será implantada a edificação. A distância mínima entre os chumbadores depende de cálculo estrutural (SINAT, 2012).

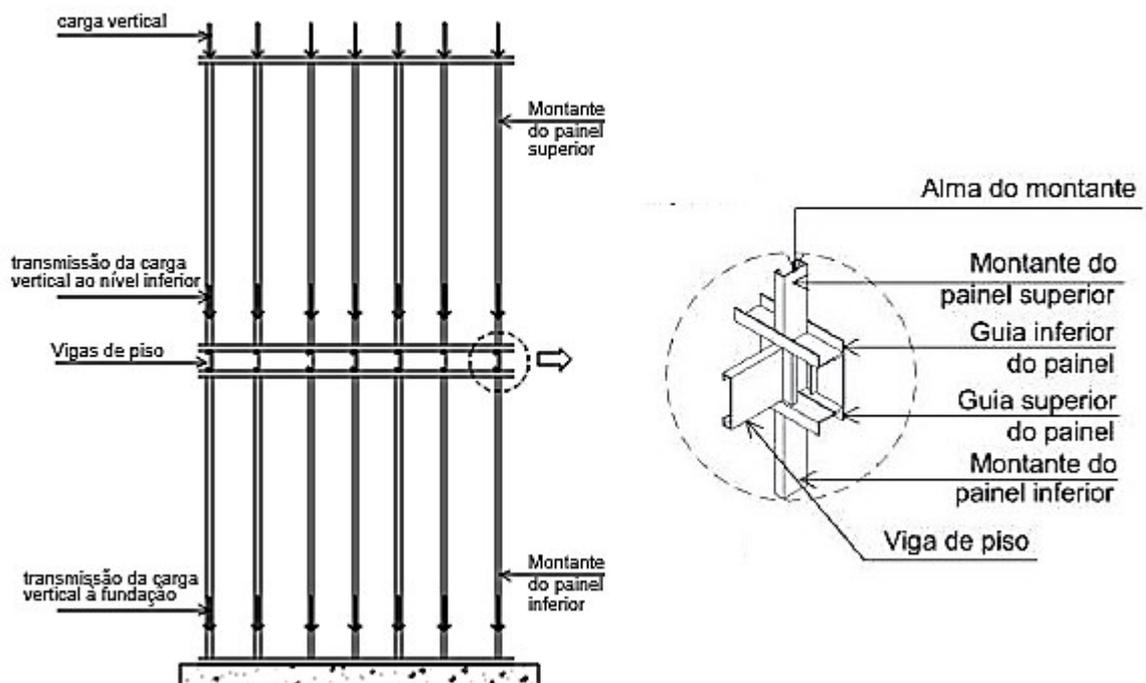
2.4.2 Painéis estruturais ou auto-portantes e painéis não estruturais

São painéis de fechamento compostos por montantes verticais de perfil U enrijecido (U_e), e guias horizontais de perfil U. Os montantes recebem as cargas das lajes (peso próprio e sobrecargas) e transmite-as verticalmente para os perfis alinhados do pavimento inferior ou para a fundação. Portanto, deve-se sempre distribuir os montantes conforme uma modulação projetada, com espaçamento de 400 mm ou 600 mm em todos os pavimentos, assim como as vigas de piso e tesouras ou treliças de cobertura. A Figura 4 mostra um painel típico em *Light Steel Framing* e a sua modulação usual. A Figura 5 demonstra o conceito de estrutura alinhada na transmissão de cargas verticais até a fundação.

Figura 4 - Painel típico em *Light Steel Framing*

Fonte: Crasto, 2005.

Figura 5 - Transmissão da carga vertical à fundação



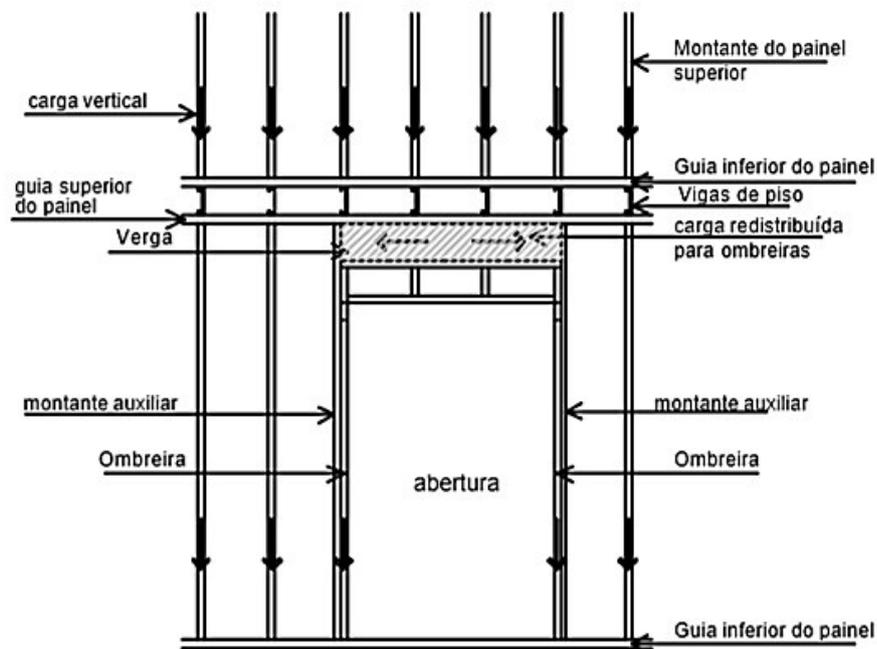
Fonte: Crasto, 2005.

Segundo Crasto (2005), a modulação otimiza custos e mão-de-obra na medida em que se padronizam os componentes estruturais, os de fechamento e de revestimento. Quando este conceito de estrutura alinhada não pode ser seguido devido à presença de cargas excêntricas, faz-se uma viga capaz de suportar esse carregamento e distribuí-lo uniformemente. A modulação é determinada no projeto

estrutural conforme as cargas, quanto maior a carga, menor deve ser o espaçamento entre os perfis.

Em vãos, devem-se usar vergas e perfis ombreiras que redistribuirão as cargas dos montantes interrompidos pelo vão. Segundo o Manual de *Procedimiento* (ConsulSteel, 2002), a quantidade de ombreiras de cada lado pode ser definida pelo número de montantes interrompidos pela verga dividido por dois. Quando esse número for ímpar deve-se adicionar um, como mostrado na Figura 6.

Figura 6 - Distribuição dos esforços através da verga para as ombreiras



Fonte: Crasto, 2005.

A fim de se garantir a estabilidade global de um painel, faz-se a utilização de contraventamentos juntamente com diafragmas rígidos nos pisos, ou somente painéis que funcionem como diafragma rígido nos planos verticais.

Os painéis de OSB funcionam como diafragma rígido, pois recebem e absorvem as cargas laterais como cargas de vento, proporcionando estabilidade ao painel. Para que os painéis de OSB apresentem desempenho efetivo, devem-se consultar as especificações de montagem.

Segundo Pereira Jr. (2004), para o travamento horizontal podem ser utilizadas fitas metálicas, pois evitam a rotação dos montantes quando sujeitos à compressão e diminuem o comprimento de flambagem dos mesmos. Os bloqueadores são perfis

U_e e U posicionados entre os montantes, usados também para o travamento horizontal.

Existem também os painéis não estruturais, os quais são compostos por perfis de menores espessuras, pois não apresentam a função de suportar o carregamento da estrutura. Quando utilizadas como divisórias internas de ambientes, seu fechamento é feito com placas de gesso acartonado. Esses painéis não estruturais também podem ser utilizados para fechamento externo da edificação, desde que possuam revestimentos resistentes a intempéries e não se utilize o *drywall*, pois este não possui a propriedade de resistir à umidade.

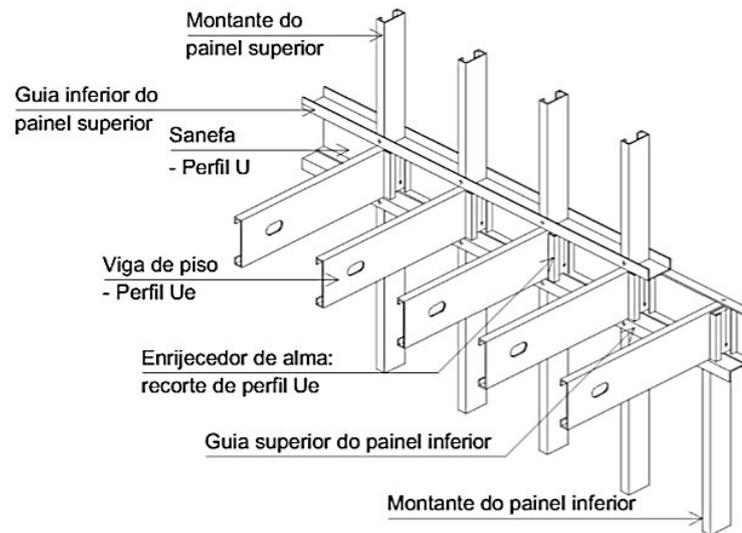
2.4.3 Lajes

As lajes são os componentes do sistema que têm a função de transmitir as cargas e sobrecargas como peso próprio da laje, pessoas, revestimentos e cargas de utilização para os painéis.

Existem dois tipos de lajes, a seca e a úmida:

- a) laje seca: tem esse nome, pois no seu processo construtivo não é utilizado água. É constituída de placas OSB, geralmente de 18 mm de espessura, aparafusadas diretamente nas vigas de piso. Para um melhor conforto acústico pode ser utilizada a lã de vidro. Ela é rapidamente executada quando comparada à laje úmida, e possui menor peso próprio. Para áreas molhadas e áreas externas, onde se necessita fazer a impermeabilização, pode-se fazer um contrapiso sobre o OSB, constituindo-se uma laje mista;
- b) laje úmida: é constituída por uma chapa ondulada de aço que funciona como forma para o concreto e que é aparafusada às vigas de piso. Em cima da chapa ondulada é feito o contrapiso que serve como base para colocação do acabamento. O steel deck é um tipo de laje semelhante, porém necessita de uma quantidade menor de apoios.

As lajes em geral são constituídas por perfis de seção U_e , denominadas de vigas de piso. A guia ou sanefa é um perfil U que tem a função de fechamento das vigas de piso, formando a laje. Podem ser utilizados enrijecedores de alma, também conhecidos como enrijecedores de apoio, os quais são perfis U_e conectados à alma da viga, utilizados para evitar o esmagamento da mesma. Quando se deseja aumentar a resistência de uma viga, utilizam-se dois perfis U e U_e , formando uma viga composta. Na Figura 7 está exposto um esquema de estrutura de piso em LSF.

Figura 7 - Estrutura de piso em *Light Steel Framing*

Fonte: Crasto, 2005.

A altura da seção da viga de piso depende basicamente do comprimento do vão e da modulação, que segue o mesmo alinhamento dos montantes.

A mesa normalmente tem as mesmas dimensões das mesas dos montantes, não sendo recomendável criar perfurações nela. Também não é aconselhável criar perfurações além daquelas já existentes na alma do perfil, porque diminuem a área efetiva de resistência dos esforços. Segundo a NBR 15253 (ABNT, 2005) as aberturas sem reforços podem ser executadas, desde que consideradas no dimensionamento. O recomendável é que se faça o reforço nessas aberturas, e que isto esteja considerado no projeto estrutural.

Para evitar o efeito de flambagem lateral por torção e deslocamentos, a laje deve ser travada horizontalmente, com bloqueadores ou fitas metálicas. Normalmente, utilizam-se bloqueadores de perfil U_e parafusados às vigas de piso por cantoneiras ou por cortes no perfil da viga, em conjunto com as fitas metálicas. Essas fitas, de aço galvanizado, servem para o travamento da parte inferior da viga, pois na parte superior o contrapiso já desempenha essa função.

Para a estruturação da escada, são usados os perfis U e U_e , geralmente os mesmos utilizados nas vigas de piso. Usualmente, utiliza-se uma guia dobrada em degraus, chamada guia-degrau, em conjunto com um painel inclinado ou em conjunto com uma viga inclinada para formar o lance da escada. Existe também uma terceira conformação, que utiliza painéis horizontais que servem de base para

painéis verticais, que assumem a altura de cada degrau, formando assim a escada. O fechamento pode ser com placas de OSB ou madeira maciça.

2.4.4 Coberturas

O tipo de cobertura é definido a partir do projeto arquitetônico. A armação que sustenta a cobertura propriamente dita é formada de perfis de aço leve, que correspondem às ripas, caibros, contraventamentos ou tesouras. As coberturas podem ser planas ou inclinadas.

As coberturas planas são formadas por perfis U_e estruturadas em treliças planas. Devido a sua formação, as treliças podem suportar grandes vãos sem apoios intermediários. As coberturas inclinadas seguem o mesmo conceito de estrutura alinhada, ou seja, a transmissão de cargas é axialmente nos montantes da modulação.

As coberturas quando estruturadas por caibros e vigas são mais limitadas quando comparadas às tesouras, com relação ao vão a ser vencido. Porém existe a solução de se utilizar perfis duplos para vencer maiores vãos. Os caibros são apoiados nos painéis de modo a atingir a inclinação desejada, transmitindo a carga da cobertura para os painéis, e conseqüentemente, à fundação.

A cumeeira é uma viga formada por perfil U ou U_e , de acordo com o cálculo estrutural. Quando é necessário utilizar espigões ou rincões, podem se utilizar dois perfis U em forma de caixa, ou fixados pela alma.

A fim de evitar que os painéis se inclinem devido ao peso do telhado, são utilizados enrijecedores de alma, vigas de teto e painéis portantes internos. Para garantir que as cargas laterais do vento não desestabilizem a estrutura, deve ser feito o contraventamento, que pode ser com perfis estruturais, fitas de aço e bloqueadores ou placas estruturais. Deve-se prever no projeto estrutural qual a melhor opção para fazer o contraventamento.

As coberturas também podem ser estruturadas por tesouras, que é o tipo mais comum para residências, para vencer grandes vãos. Os banzos superior e inferior podem ser constituído de perfil U_e . As diagonais, montantes ou pendurais também podem ser formados de perfis U_e , com função de conectar os banzos. Para se evitar a flambagem local, utilizam-se recortes de perfil U_e como enrijecedores de apoio. Já para os contraventamentos, são utilizados perfis U, U_e e fitas de aço galvanizado.

Uma das maiores preocupações é na montagem em relação à estabilização da estrutura, para que as tesouras trabalhem juntas. Nesse caso podem se utilizar perfis U e U_e perpendiculares aos banzos, que também reduzem o comprimento de flambagem e transferem a carga de vento para as tesouras. Outra solução pode ser o contraventamento em “X”, que também impede o deslocamento devido à carga de vento.

2.4.5 Fechamento vertical

Assim como o sistema como um todo, o fechamento vertical deve ser composto por materiais leves, assim como materiais que propiciem uma obra seca e racionalizada. Por isso, são utilizadas placas com largura de 1,20 m, pois é múltiplo das modulações usuais de 400 mm e 600 mm.

As placas OSB (*Oriented Strand Board*) são placas estruturais de alta resistência físico-mecânica que contraventam a estrutura de paredes, lajes e telhados (LP Brasil – Manual CES, 2014). As placas são formadas por camadas cruzadas de tiras de madeira, com variadas orientações. Também podem ser aplicada em paredes não estruturais, atrás do gesso acartonado, para a fixação de cargas suspensas em determinadas faixas.

A placa de OSB não é resistente a intempéries, portanto devem-se utilizar membranas impermeáveis quando utilizada em paredes externas. É comercializada nas espessuras de 9,5 mm, 11,1 mm, 15,1 mm e 18,3 mm e nas dimensões de 1,20 m x 2,40 m e 1,20 m x 3,00 m, sendo que a chapa com espessura de 9,5 mm não tem função estrutural. Para painéis de fechamento vertical com função estrutural, utilizam-se chapas com espessura de 11,1 mm e 15,1 mm, enquanto que para lajes é utilizada a chapa de 18,3 mm.

Os revestimentos utilizados geralmente são:

- a) siding vinílico: que são basicamente réguas duplas de PVC de 5,00 m x 25 cm, facilmente aplicáveis;
- b) argamassa: consiste em uma argamassa de traço forte aplicada sobre uma tela plástica resistente;
- c) alvenaria: vinculada à estrutura por meio de conectores metálicos;
- d) placas cimentícias: placas formadas pela mistura de cimento Portland, fibras de celulose ou sintéticas e agregados. Aceitam quase todos os tipos

de revestimentos e exigem tratamento de juntas em caso de juntas não aparentes;

- e) gesso acartonado: são placas formadas pela mistura de gesso, água, aditivos e revestidas com uma lâmina de cartão utilizadas para fechamento interno ou em paredes não estruturais (drywall).

2.4.6 Isolamento térmico-acústico

Segundo o SINAT (2012), podem ser utilizados como isolantes térmicos: placas de lã de rocha ou lã de vidro, poliestireno expandido ou outro material cuja condutividade térmica seja menor que $0,06 \text{ W/m}^{\circ}\text{C}$ e resistência térmica maior que $0,5 \text{ m}^2.\text{K/W}$. Para o uso como materiais absorventes acústicos são utilizados placas de lã de rocha ou lã de vidro e fibras cerâmicas.

O isolamento térmico-acústico está relacionado à capacidade da edificação em manter as condições internas de temperatura e som. No caso do LSF, esse isolamento é feito em multicamadas, pois aproveita características das placas de fechamento e da lã de vidro. Dependendo do resultado que se procura obter, pode-se variar a quantidade de placas e a espessura da lã mineral.

2.4.7 Ligações

O tipo de ligação depende de alguns fatores, como o carregamento, resistência necessária, tipo e espessura dos materiais. Os parafusos utilizados variam de acordo com o tipo de ligação, como metal/metalo ou chapa/metalo, possibilitando uma execução segura, pois estão cada vez mais resistentes.

Segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012), os parafusos mais utilizados no sistema do LSF, são os auto-atarraxantes ou auto-perfurantes, que podem ser do tipo ponta broca ou ponta agulha, dependendo da espessura da chapa de aço. Geralmente os parafusos com ponta agulha são utilizados em perfis para *drywall*. Já os parafusos com ponta broca são os mais recomendados quando é feita a ligação de várias camadas de materiais e em perfis estruturais.

A cabeça do parafuso define o tipo de material a ser fixado (SANTIAGO, FREITAS, CRASTO, 2012). Pode ser do tipo lentilha, sextavada, panela ou trombeta. Esses últimos são utilizados nas ligações do tipo chapa/metalo, ou seja, para fixar o fechamento dos painéis nos perfis estruturais. Os outros tipos são utilizados para as ligações metal/metalo.

2.4.8 Instalações Prediais

Para a passagem das tubulações elétricas e hidráulicas, existem furos nas almas dos perfis U_e . Esses furos são executados conforme a NBR 15253 (ABNT, 2005), que estabelece que os furos devem ser dimensionados no projeto estrutural. Segundo Pereira Jr. (2004), para a elaboração dos projetos de instalações prediais da uma edificação estruturada no sistema LSF, devem ser observadas as dimensões dos perfis estruturais e as suas geometrias, de forma a prever a locação dos dutos, tubos e conduítes.

Esse processo é compatível com a principal característica do sistema, que é a racionalização dos materiais. É possível reduzir a zero os resíduos, ao contrário do método tradicional. Também para a manutenção, elimina-se a necessidade de rasgar toda a parede. Com um corte no gesso no local danificado, faz-se o reparo, pois está bem visível, depois se fecha o espaço com uma chapa de tamanho compatível e faz-se o tratamento das juntas.

Para as instalações de água quente e fria, os métodos mais comuns são: PVC, PEX, PPR, CPVC e o cobre. No caso da utilização do PEX, é feito um kit com todas as peças que serão utilizadas na obra, como registros e tubulações, já no tamanho que será utilizado. Os quadros com os registros podem ser facilmente fixado entre os perfis, facilitando o acesso quando necessário e reduzindo o desperdício de materiais.

As instalações elétricas seguem o mesmo princípio das instalações hidráulicas. Não é necessário rasgar a alvenaria, pois os eletrodutos são fixados nos perfis e passam entre os furos existentes. Para os quadros elétricos, já existe no mercado soluções compatíveis para o sistema, como quadros adaptados para a espessura dos painéis e de fácil fixação nos montantes.

3 PROJETO ARQUITETÔNICO E DIRETRIZES PARA PROJETO EM LSF

3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

Para o desenvolvimento do projeto da edificação em LSF, foi escolhido o projeto arquitetônico de um sobrado com aproximadamente 125,00 m² de área construída e 102,73 m² de área útil. A edificação possui dois pavimentos, sendo o pavimento térreo composto de sala, cozinha, garagem, área de serviço e um BWC, totalizando 54,51 m² de área útil. O pavimento superior possui dois quartos, uma suíte com sacada e mais um BWC, com uma área útil de 48,22 m².

No Anexo A é apresentado o projeto arquitetônico, com as plantas dos dois pavimentos, cortes e fachada.

3.2 DIRETRIZES PARA O PROJETO EM LSF

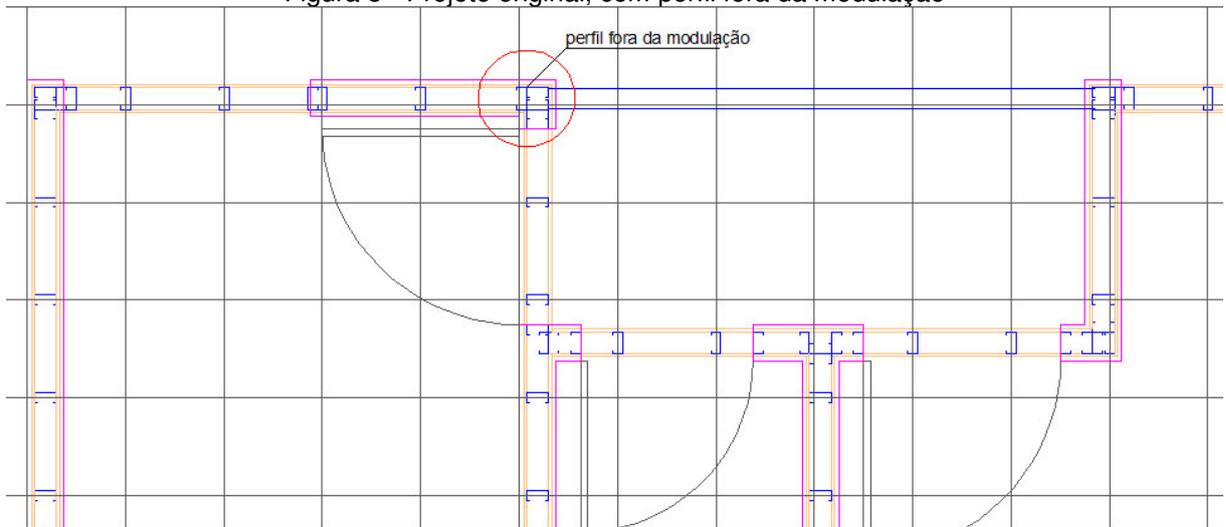
3.2.1 Adaptações

O projeto escolhido foi desenvolvido originalmente para ser executado com estrutura em concreto armado e com vedações em alvenaria de tijolos cerâmicos.

Assim, a partir desse projeto, foi necessária uma adaptação para um projeto arquitetônico voltado para a construção no sistema *Light Steel Framing*. A modulação geralmente é de 400 mm ou 600 mm, exceto em casos especiais, dessa maneira, foi adotada uma modulação de 400 mm.

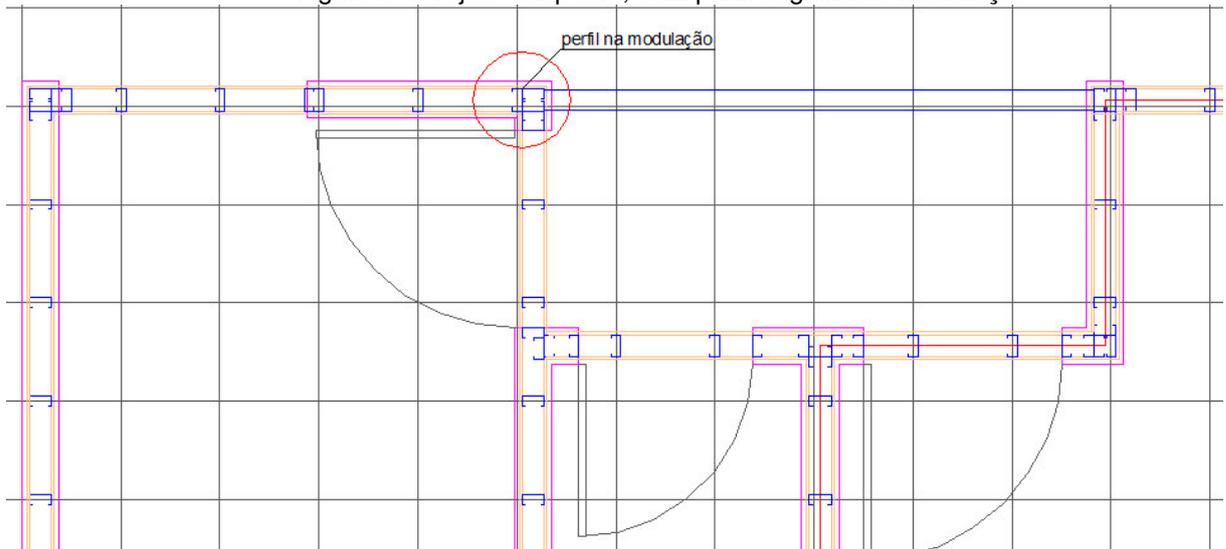
No lançamento dos perfis na modulação de 400 mm, foi observado que reduzindo a dimensão de algumas paredes em apenas um centímetro, o último perfil do painel ficaria exatamente na modulação. Por isso, foi decidido alterar o projeto arquitetônico, a fim de economizar perfis. Essa alteração foi feita na área de serviço e na parede alinhada do pavimento superior, conforme mostram a Figura 8 e a Figura 9. Cabe ressaltar, que essa modificação não provocará uma perda de área significativa, pois o projeto arquitetônico original foi projetado para vedação em alvenaria, e observa-se que com a estrutura em *Steel Framing*, as paredes terão uma menor espessura, aumentando assim a área útil dos ambientes.

Figura 8 - Projeto original, com perfil fora da modulação



Fonte: as autoras.

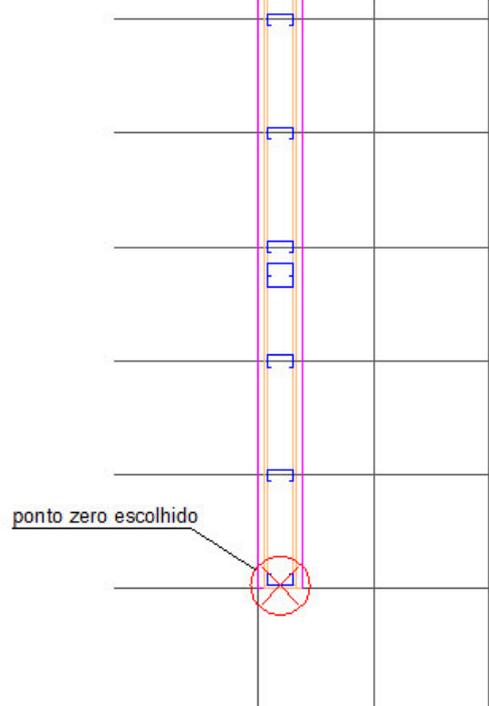
Figura 9 - Projeto adaptado, com perfil seguindo a modulação



Fonte: as autoras.

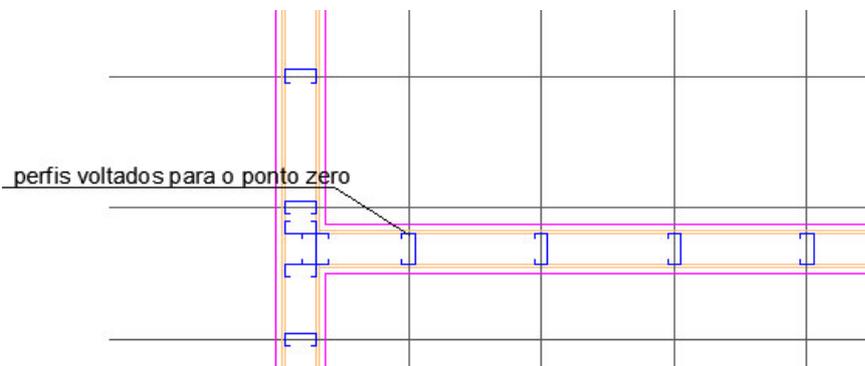
Após a escolha da modulação, é feito o lançamento dos perfis para a composição dos painéis verticais. Na planta do pavimento térreo é escolhido um ponto zero, como mostrado na Figura 10, para o qual todos os demais montantes deverão estar voltados (Figura 11). Essa adoção facilita o entendimento de quais perfis fazem parte da modulação.

Figura 10 - Ponto zero do projeto arquitetônico



Fonte: as autoras.

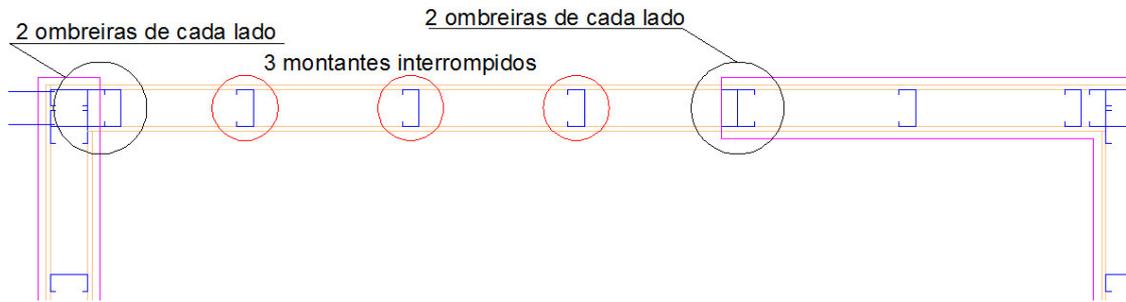
Figura 11 - Perfis voltados para o ponto zero



Fonte: as autoras.

Segundo recomendações, em vãos, onde ocorre a interrupção da continuidade de montantes (perfis estruturais), devem-se usar perfis ombreiras que redistribuem as cargas dos montantes. No projeto adotado, têm-se aberturas de janelas e aberturas de portas, como exemplificado na Figura 12. O cálculo das ombreiras será realizado de acordo com o Manual de *Procedimiento* (ConsulSteel, 2002), que demonstra que a quantidade de ombreiras de cada lado pode ser definida pelo número de montantes interrompidos pela verga dividido por dois, e no caso de um número ímpar de montantes interrompidos, é somado um e dividido por dois.

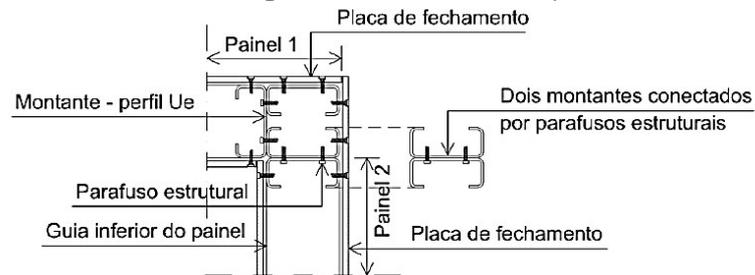
Figura 12 - Abertura da janela da cozinha



Fonte: as autoras.

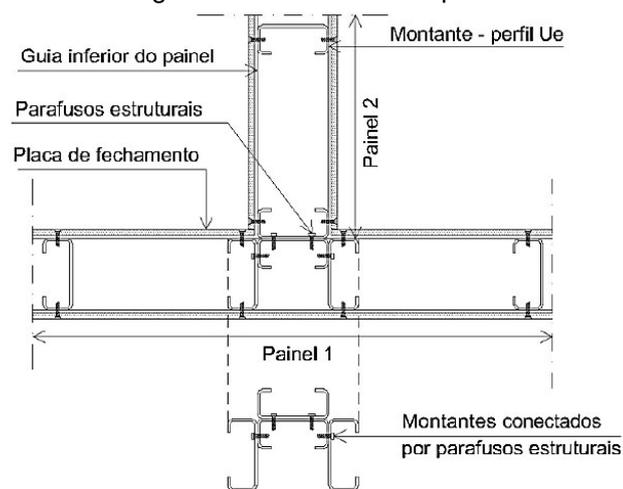
No lançamento dos perfis, existem vários encontros de painéis. Segundo Santiago, Freitas e Crasto (2012), o encontro de painéis pode ser de três maneiras: ligação entre dois montantes para união de dois painéis (Figura 13), ligação de dois painéis formando um “T” (Figura 14) e ligação entre três painéis (Figura 15).

Figura 13 - Encontro de 2 painéis



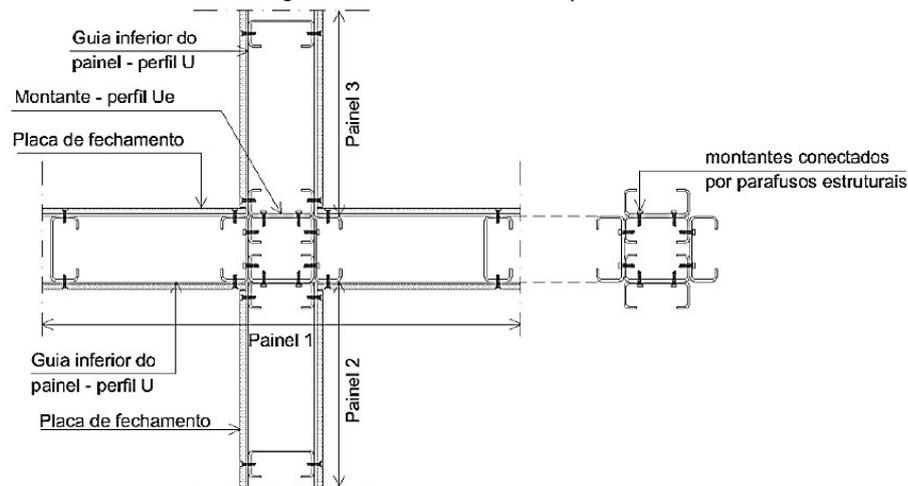
Fonte: Crasto, 2005.

Figura 14 - Encontro de 2 painéis em “T”



Fonte: Crasto, 2005.

Figura 15 - Encontro de 3 painéis



Fonte: Crasto, 2005.

O pé direito livre do projeto arquitetônico original era de 2,40 m, no entanto optou-se em alterar o pé direito para 2,66 m, pois somente o perfil U_e utilizado para a laje tem 20 cm de altura, o que resultaria em um pé direito baixo. Assim, com um pé direito de 2,66 m a distância do piso ao forro no pavimento térreo será de 2,46 m. Para manter um padrão, foi adotado o mesmo pé direito para os dois pavimentos. Além disso, foi necessário alterar o espelho da escada de 18 cm para 19 cm, para adaptação dessa mudança de pé direito.

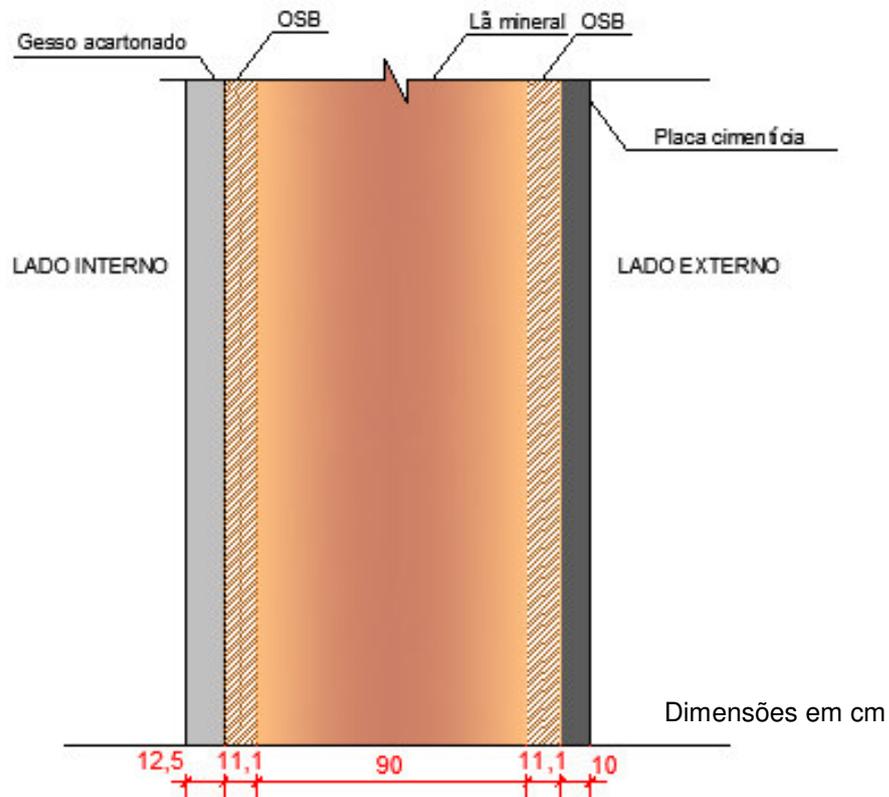
3.2.2 Painéis

Com relação aos painéis adotou-se para todas as paredes internas e externas chapas OSB de 11,1 mm de espessura. Dessa forma, as chapas externas, além de vedação, atuam como contraventamento, e as chapas internas permitem uma flexibilidade e liberdade para, por exemplo, fixar um objeto em qualquer ponto das paredes. Entre as chapas externas e internas foi considerada a existência de lã mineral, para melhora do conforto termo-acústico dos ambientes.

O revestimento interno das paredes será de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura, com tratamento das juntas, e acabamento final em pintura. Nas paredes internas das áreas molhadas serão utilizadas placas de gesso acartonado resistentes à umidade e acabamento em material cerâmico.

Para todas as paredes externas serão adotadas placas cimentícias com espessura de 10 mm, que se assemelha a uma parede de alvenaria, e acabamento final em pintura. A Figura 16 mostra um esquema da composição de uma parede externa.

Figura 16 - Composição de uma parede externa



Fonte: as autoras.

3.2.3 Pisos

A laje de piso adotada para toda a edificação será mista, composta por chapas de OSB de 18,3 mm de espessura e contrapiso com espessura média de 3,5 cm. A opção por contrapiso se dá a fim de evitar que o piso tenha um barulho de oco devido às placas de OSB, o que ainda representa um motivo de rejeição do sistema por parte de algumas pessoas.

O acabamento final das áreas secas, como quartos e salas, será em parquet. Os pisos das áreas molhadas serão impermeabilizados com argamassa polimérica e revestidos com material cerâmico.

A cobertura do pavimento superior será apenas de placas de gesso acartonado, pois as treliças de cobertura apoiam-se diretamente nos montantes da modulação.

4 PROJETO ESTRUTURAL

4.1 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

Seguindo o padrão de todo o projeto estrutural primeiramente foi realizado o lançamento dos perfis dos montantes, seguindo todas as indicações e recomendações apresentadas nas diretrizes. No Apêndice A é apresentado o lançamento dos perfis dos montantes, e no Apêndice E é mostrado o detalhamento final dos elementos.

A NBR 14762 (ABNT, 2010) indica uma espessura mínima para os montantes de 0,80 mm, contudo, foi adotado o perfil U_e (90 x 40 x 12 x 0,95) mm, por possuir as menores dimensões, conforme apresentado no manual do CBCA.

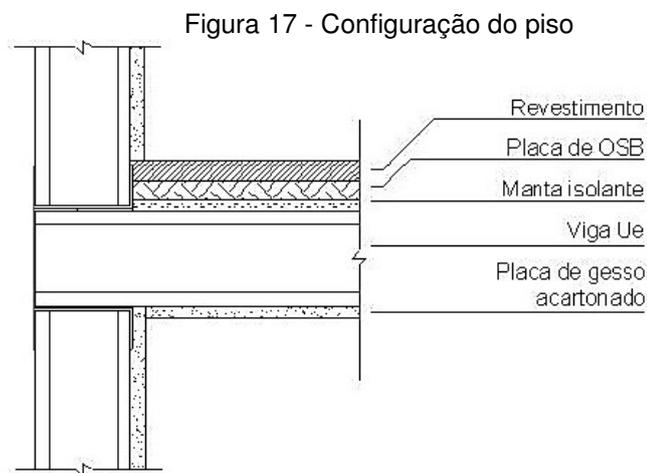
Para as vigas de entrepiso das lajes, foi adotado o perfil U_e (200 x 40 x 12 x 0,95) mm. Foi feita essa escolha, pois é indicado usar para lajes, no mínimo, perfis com altura de 200 mm.

4.2 CARREGAMENTO DAS LAJES

4.2.1 Lajes do pavimento superior

Conforme apresenta o Apêndice C, o pavimento superior foi dividido em 7 lajes. As cargas permanentes e variáveis para essas lajes são:

- piso (peso próprio): de acordo com Rodrigues (2006), a carga do piso é de 0,48 kN/m², considerando forro de gesso acartonado de 12,5 mm de espessura, estrutura de aço do entrepiso, piso seco (OSB) e revestimentos usuais de piso, conforme apresentado na Figura 17;



Fonte: Rodrigues, 2006.

- b) contrapiso: adotando uma espessura de 3,5 cm e peso específico de uma argamassa de cimento e areia de 21 kN/m³, a carga será de 0,735 kN/m²;
- c) impermeabilização: considerando um consumo de argamassa polimérica de 2 kg/m² na sacada e nos banheiros, de acordo com o fabricante Viapol, a carga será de 0,03 kN/m²;
- d) sobrecarga: adotado 1,5 kN/m² em todas as lajes do pavimento superior, segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980);
- e) paredes: para determinação do carregamento das paredes internas sobre algumas lajes foi considerado 7 kg/m² de perfis de aço (dado fornecido pela Smart Sistemas Construtivos), 650 kg/m³ da chapa OSB de 11,1 mm de espessura (dado encontrado no site da LP Brasil), 10 kg/m² de gesso acartonado com espessura de 12,5mm (informação obtida na ficha técnica do fabricante Knauf) e 10 kg/m³ da lã mineral (dado obtido da fabricante Owens Corning).

Adaptando todos os dados apresentados na unidade kN/m² resulta:

$$\text{Aço: } 7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{9,8}{1000} = 0,069 \text{ kN/m}^2 (1)$$

$$\text{OSB: } 650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 11,1 \text{ mm} = 7,215 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 2 \text{ chapas} = 14,43 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{9,8}{1000} = 0,14 \text{ kN/m}^2 (2)$$

$$\text{Gesso acartonado: } 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{9,8}{1000} = \frac{0,098 \text{ kN}}{\text{m}^2} \times 2 \text{ chapas} = 0,196 \text{ kN/m}^2 (3)$$

$$\text{Lã mineral: } 10 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 90 \text{ mm} \times \frac{9,8}{1000} = 0,009 \text{ kN/m}^2 (4)$$

$$\text{Carga total das paredes} = (1) + (2) + (3) + (4) = 0,069 + 0,14 + 0,196 + 0,009 = 0,414 \text{ kN/m}^2 (5)$$

Para obter o carregamento distribuído em cada viga de entrepiso, multiplicou-se a carga total de cada laje pelo comprimento de influência, que é igual a 0,40 m

Como pode ser observado no Apêndice B, algumas lajes recebem cargas de paredes. A laje L06 tem parede paralela à direção das vigas de piso da laje e, portanto, esse carregamento ocasiona um carregamento distribuído nas vigas de entrepiso:

$$0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 2,66 \text{ m} = 1,10 \text{ kN/m, sendo 2,66 metros a altura da parede.}$$

As lajes L01 e L06 têm paredes perpendiculares à direção das vigas de piso da laje. Nessa configuração o carregamento nas vigas de entrepiso, será uma carga concentrada de:

$$2,66 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,44 \text{ kN}$$

Onde: 0,40 m é o comprimento de influência e 2,66 m é a altura.

O carregamento da mureta sobre a sacada é de:

$$0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1,10 \text{ m} \times 0,40 \text{ m} = 0,18 \text{ kN}$$

Onde: 0,40 m é o comprimento de influência e 1,10 m é a altura da mureta.

A carga do telhado apoiado sobre a laje 06, considerando sobrecarga de lajes de cobertura de 0,50 kN/m² segundo NBR 6120 (ABNT, 1980), carga devido a estrutura da telha shingle 0,20 kN/m², e carregamento 0,10 kN/m² devido a estrutura de aço (dados fornecido pela Smart Sistemas Construtivos) será de:

$$(0,50 + 0,20 + 0,10) = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Laje do pavimento cobertura (laje técnica)

A única laje adotada para a cobertura a ser calculada é a laje que suporta a carga da caixa d'água. Essa laje também é denominada de laje técnica. As treliças de cobertura serão apoiadas diretamente nos montantes. Para a laje técnica, as cargas permanentes e sobrecargas serão:

- sobrecarga: 0,50 kN/m², segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980);
- peso próprio: considerando 0,10 kN/m² de perfis de aço e 0,12 kN/m² das placas de OSB de espessura de 18,3 mm, dado fornecido pela LP Brasil;
- forro de gesso acartonado: foi considerado 0,24 kN/m², de acordo com Rodrigues (2006);
- caixa d'água de 500 L, apoiada sobre a laje técnica:

$$\frac{0,5 \text{ m}^3 \times 10000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}}{1000 \times 2,15 \times 2,505} = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

A carga total da laje técnica é de: 0,50 + 0,10 + 0,12 + 0,24 + 0,93 = 1,89 kN/m².

4.2.3 Resumo dos carregamentos das lajes

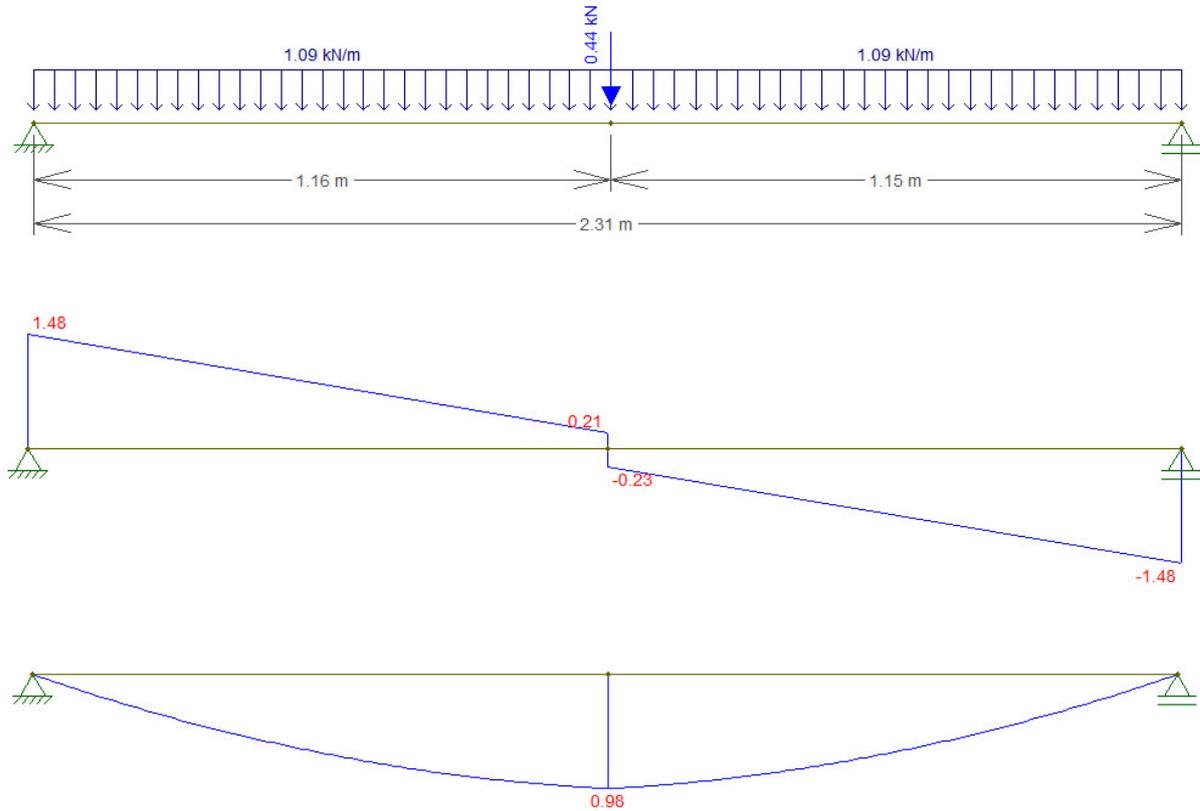
A Tabela 3 apresenta o resumo de todos os carregamentos das lajes do pavimento superior e a Tabela 4 apresenta o carregamento da laje técnica.

4.3 ESFORÇOS SOLICITANTES DAS LAJES

Serão apresentados os esforços solicitantes máximos para cada laje do pavimento superior. Os diagramas foram obtidos pelo programa FTool.

4.3.1 Viga mais solicitada da laje 01

Figura 18 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L01



Fonte: as autoras.

Tabela 3 - Carregamentos das lajes do pavimento superior

Laje	Sobrecarga (kN/m ²)	Contrapiso (kN/m ²)	Piso (kN/m ²)	Impermeabilização (kN/m ²)	Carga telhado (kN/m ²)	Peso parede (distribuída) (kN/m)	TOTAL (kN/m ²)	TOTAL (kN/m)	Peso parede (concentrada) (kN)	Mureta da sacada (kN)
1	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	0,44	
2	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
3	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
4	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
5	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
6 (0 m a 1,15 m)	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
6 (1,15 m a 4,0 m)	1,5	0,735	0,48	-	-	1,10	3,82	1,53	0,44	
6 (4,0 m a 5,07 m)	1,5	0,735	0,48	0,03	0,80	-	3,54	1,42	-	
7 (0 m a 2,85 m)	1,5	0,735	0,48	-	-	-	2,72	1,09	-	
7 (2,85 m a 3,88 m)	1,5	0,735	0,48	0,03	-	-	2,74	1,10	-	0,18

Fonte: as autoras.

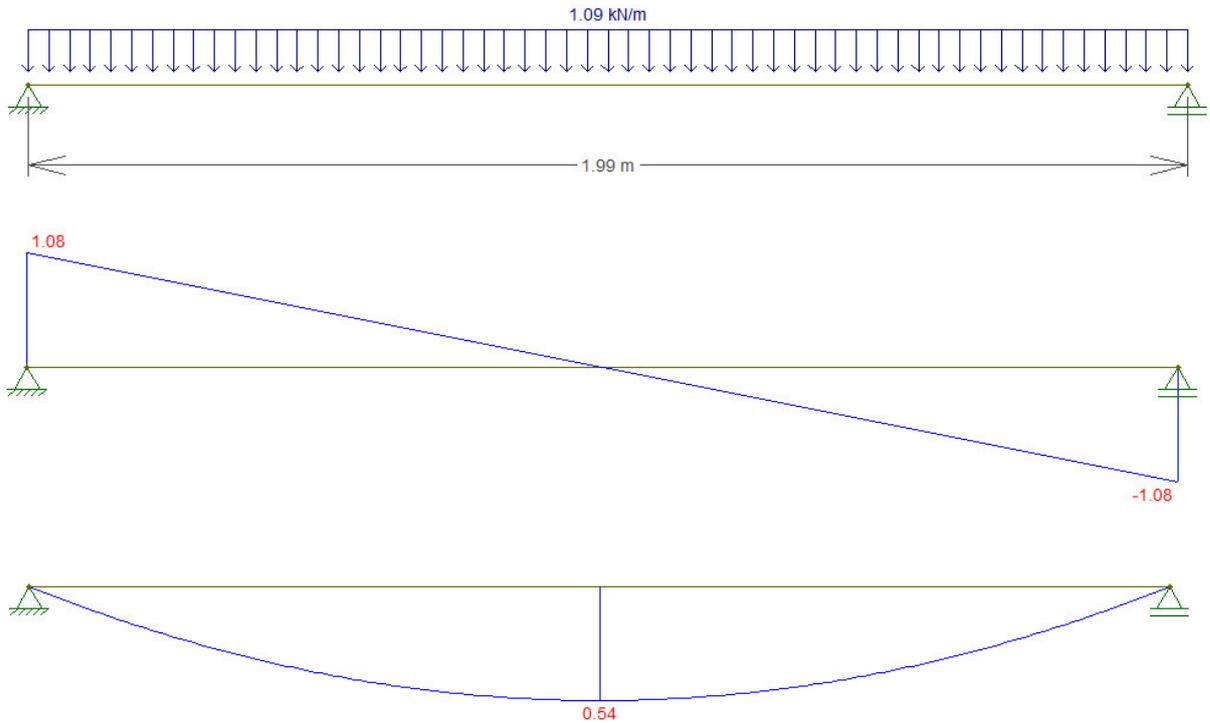
Tabela 4 - Carregamento da laje técnica

Laje	Sobrecarga (kN/m ²)	Peso caixa d'água (kN/m ²)	Forro de gesso 12,5 mm (kN/m ²)	OSB 18,3 mm (kN/m ²)	Aço (kN/m ²)	TOTAL (kN/m ²)	TOTAL (kN/m)
Técnica	0,5	0,93	0,24	0,12	0,10	1,89	0,756

Fonte: as autoras.

4.3.2 Viga mais solicitada da laje 02

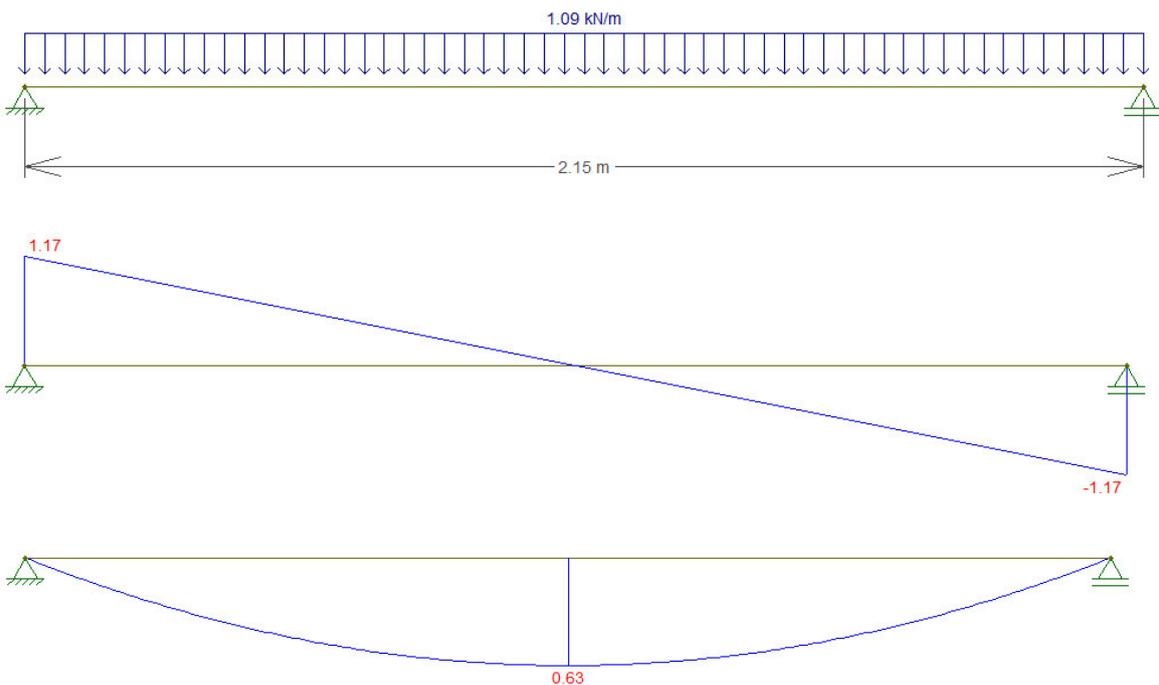
Figura 19 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L02



Fonte: as autoras.

4.3.3 Viga mais solicitada da laje 03

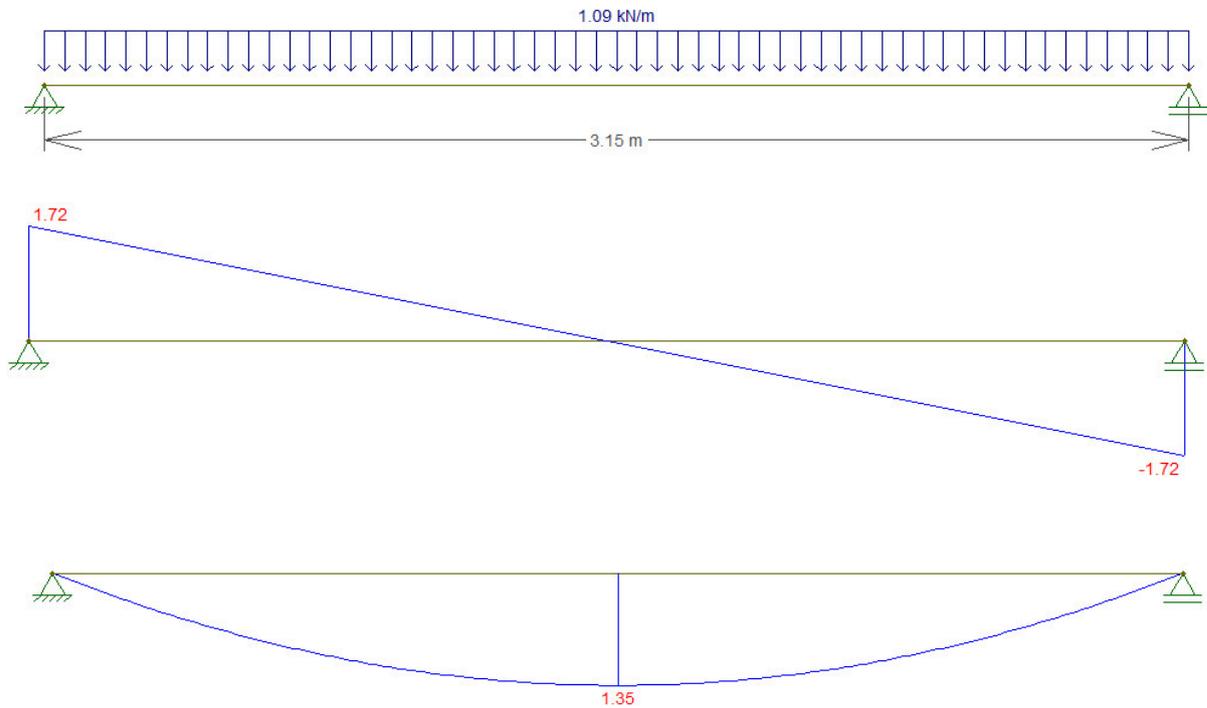
Figura 20 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L03



Fonte: as autoras.

4.3.4 Viga mais solicitada da laje 04

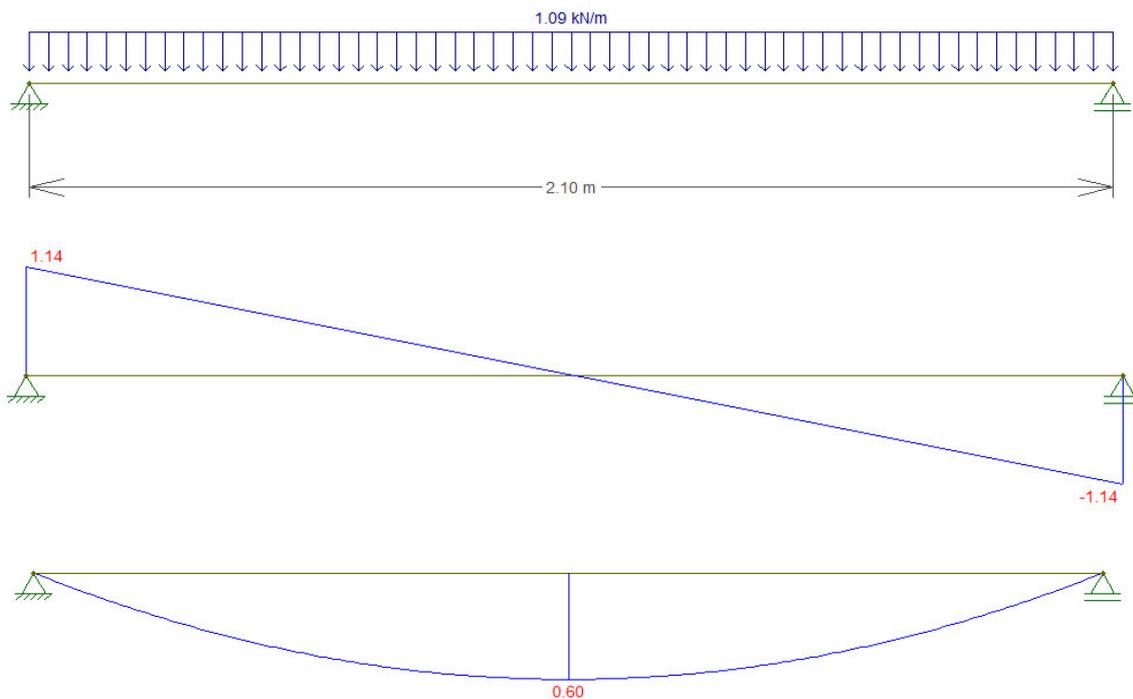
Figura 21 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L04



Fonte: as autoras.

4.3.5 Viga mais solicitada da laje 05

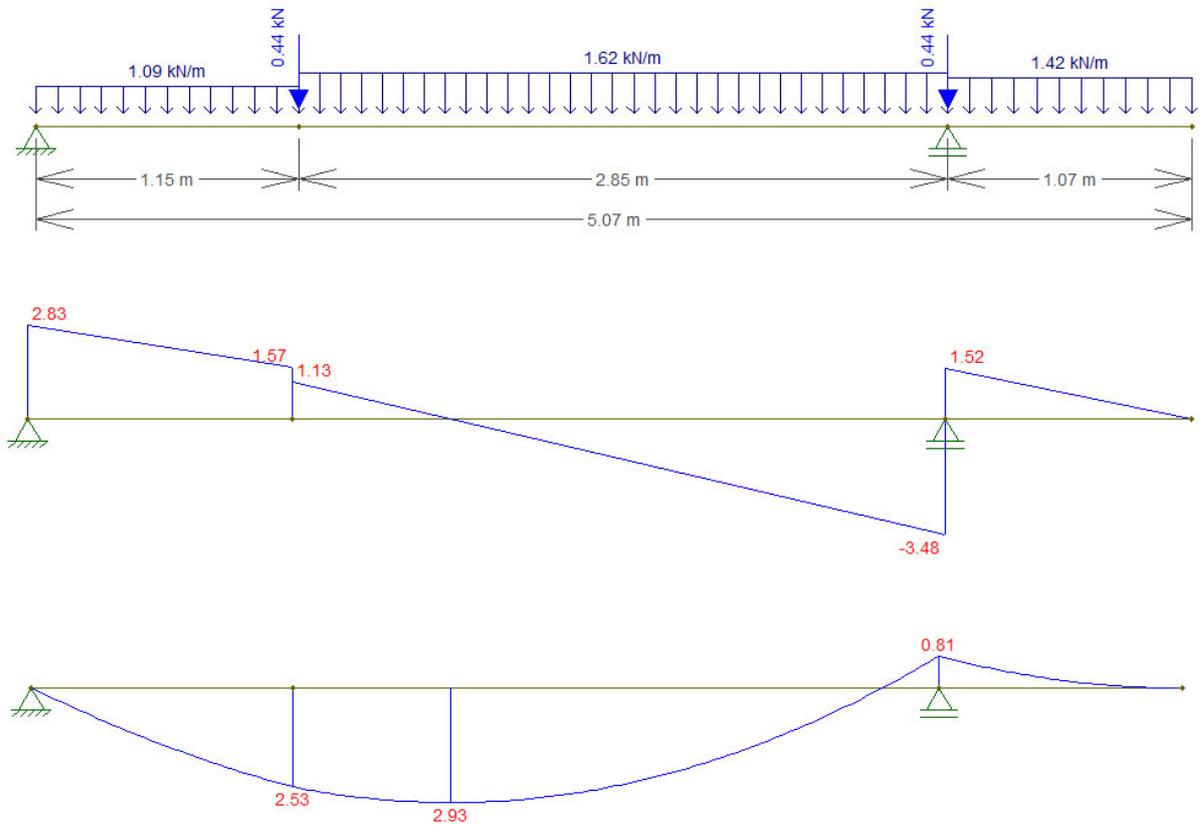
Figura 22 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L05



Fonte: as autoras

4.3.6 Viga mais solicitada da laje 06

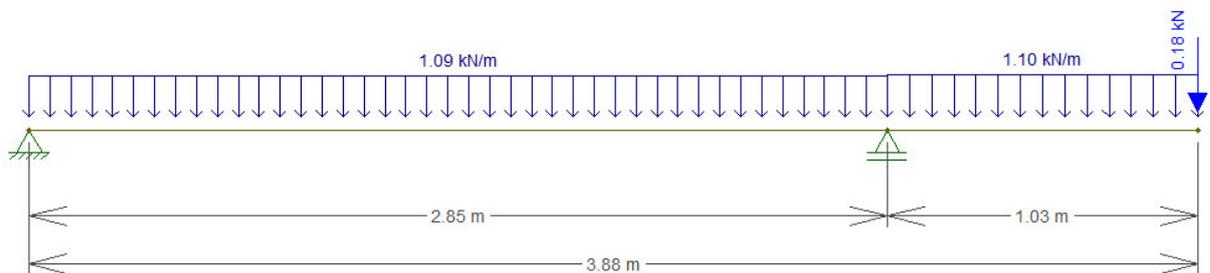
Figura 23 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L06

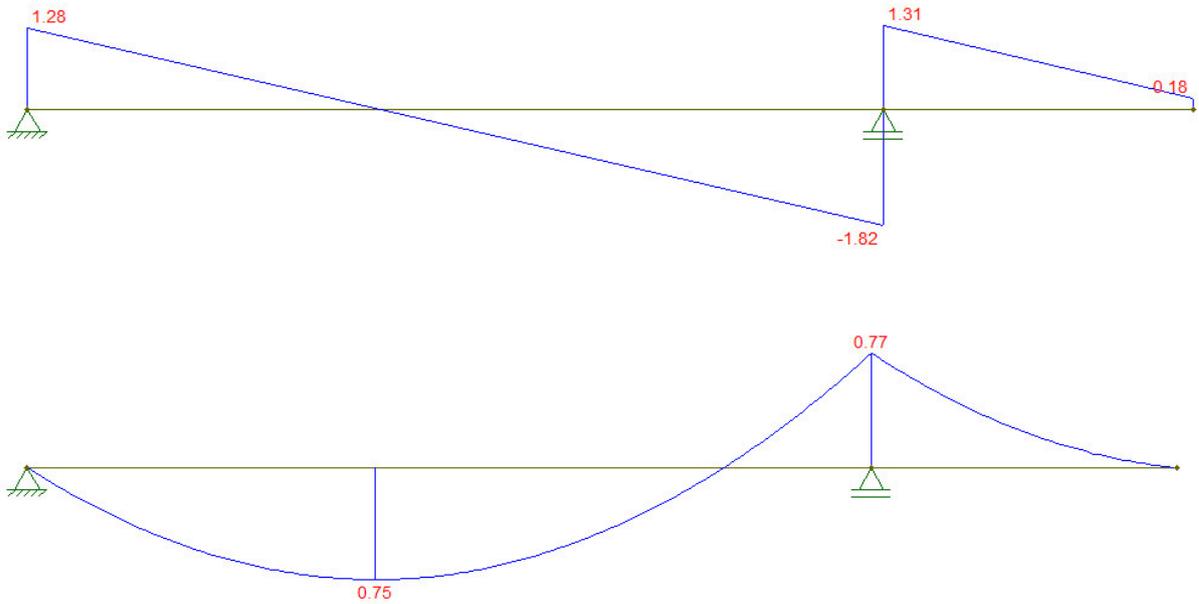


Fonte: as autoras.

4.3.7 Viga mais solicitada da laje 07

Figura 24 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje L07

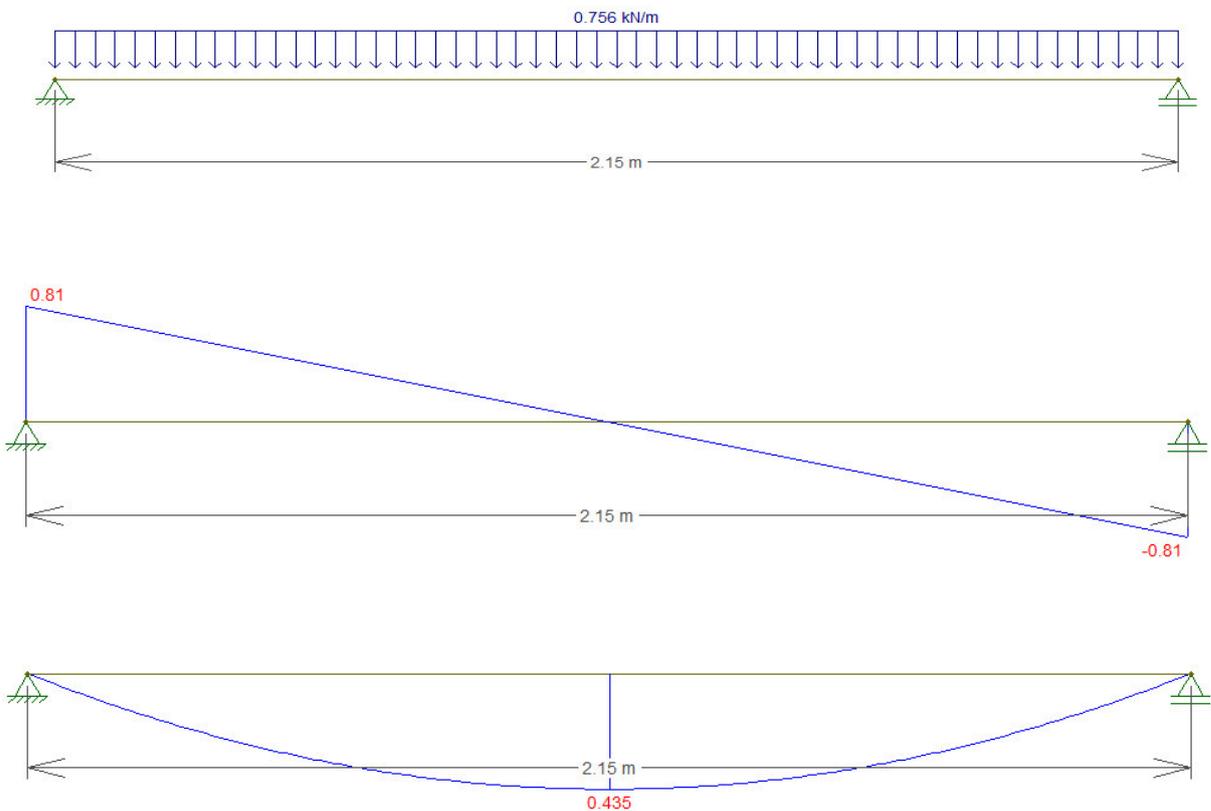




Fonte: as autoras.

4.3.8 Viga mais solicitada da laje técnica

Figura 25 - Carregamento e diagrama de força cortante (kN) e momento fletor (kN.m) do perfil mais solicitado da laje técnica



Fonte: as autoras.

A Tabela 5 apresenta o resumo dos momentos fletores característicos e de projeto de todas as lajes, enquanto que a Tabela 6 mostra os resultados para o esforço cortante. Para a majoração dos esforços, foi adotado um coeficiente de 1,4. A NBR 8800 (ABNT, 2008) permite utilizar esse coeficiente quando as sobrecargas são inferiores a 5 kN/m², sendo esse o caso, um único coeficiente foi utilizado para a combinação dos esforços.

Tabela 5 - Resumo dos momentos fletores solicitantes das lajes

Laje	M _k (kN.cm)	M _d (kN.cm)	X _k (kN.cm)	X _d (kN.cm)
1	98,00	137,20		
2	54,00	75,60		
3	63,00	88,20		
4	135,00	189,00		
5	60,00	84,00		
6	293,00	410,20	81,00	113,40
7	75,00	105,00	77,00	107,80
Técnica	43,50	60,90		

Fonte: as autoras.

Tabela 6 - Resumo dos esforços cortantes solicitantes das lajes

Laje	V _k (kN)	V _d (kN)
1	1,48	2,07
2	1,08	1,51
3	1,17	1,64
4	1,72	2,41
5	1,14	1,60
6	3,48	4,87
7	1,82	2,55
Técnica	0,81	1,13

Fonte: as autoras.

4.4 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DAS LAJES

Será feito inicialmente o cálculo das vigas de entrepiso manualmente, como forma de exemplo, utilizando a NBR 14762 (ABNT, 2010) e os manuais disponíveis para consulta. Obtendo a resistência do perfil U_e de menor dimensão exigida pelos manuais, será possível comparar com os esforços solicitantes e definir para quais

lajes esse perfil será adotado. Com o auxílio do programa DimPerfil, será possível comparar os resultados e calcular os perfis para as demais lajes.

4.4.1 Dimensionamento à flexão simples

Os perfis formados a frio são constituídos por chapas finas de aço, apresentando uma modificação em seu comportamento estrutural em relação aos perfis tradicionais. Esses perfis são geralmente esbeltos por possuírem espessuras pequenas em relação a sua largura, podendo flambar quando sujeitos a compressão, cisalhamento, flexão ou combinação desses esforços.

Quando sujeitos a flambagem local, onde os perfis atingem a sua resistência ao escoamento, estes não necessariamente entram em colapso, apresentando uma reserva de resistência “pós-flambagem” o que caracteriza um comportamento pós crítico estável. Por outro lado, quando há combinação de flambagem local da chapa ou de flambagem por distorção, juntamente com um dos modos globais de uma barra (flambagem por flexão, torção ou flexotorção), pode ocorrer redução da capacidade da barra, caracterizando um comportamento pós-crítico instável.

As chapas de aço, portanto, apresentam considerável resistência após a flambagem local. Dessa forma, para o correto dimensionamento das barras a NBR 14762 (ABNT, 2010) recomenda o método das larguras efetivas. Basicamente, esse método considera que o diagrama de tensões é uniforme, quando na realidade não é. Este cálculo é feito substituindo-se a largura inicial “b” da chapa por uma largura efetiva b_{ef} , sendo $b \geq b_{ef}$.

Para o caso de barras submetidas à flexão simples, que é o caso das vigas de entrepiso, a resistência ao momento fletor é determinada pela flambagem lateral por torção, pois geralmente os elementos esbeltos têm pequena rigidez à torção. Esse esforço pode ser evitado dispondo barras de contenção lateral devidamente espaçadas. Além disso, o momento fletor resistente deve ser calculado levando em consideração o início do escoamento da seção efetiva e a flambagem por distorção da seção transversal.

Para o projeto das vigas das lajes, foi adotado inicialmente o perfil U_e (U enrijecido) para as lajes, com as dimensões (200 x 40 x 12 x 0,95) mm, tipo ZAR 230 com revestimento de zinco de 275 g/m². Para esse tipo de aço o módulo de

elasticidade é de 205 GPa, a tensão de escoamento de 23 kN/cm² e a tensão última de 31 kN/cm².

4.4.1.1 Cálculo das larguras efetivas

Para o cálculo das larguras efetivas, os elementos que formam o perfil devem ser considerados separadamente (mesa, alma e enrijecedor). Segundo a NBR 14762 (ABNT, 2010) os elementos são classificados em AA, que são elementos com as duas bordas vinculadas, e AL que são elementos vinculados em apenas uma borda.

a) largura efetiva dos enrijecedores de borda (AL)

Para perfis com enrijecedores de borda, deve-se calcular o valor da esbeltez reduzida da mesa primeiramente, como se ela fosse AL. A largura b é o comprimento da parte reta do elemento, descontados os trechos curvos:

$$b = 12 - 2 \times 0,95 = 10,1 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}$$

O índice de esbeltez reduzido do elemento é dado por:

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{0,623 \times \left(\frac{E}{f_y}\right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{\frac{1,01}{0,095}}{0,623 \times \left(\frac{20500}{23}\right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{10,63}{18,60} = 0,572 \leq 0,673 \rightarrow \text{pouco esbelto}$$

Segundo o item 9.2.2.1 da NBR 14762 (ABNT, 2010), como o índice de esbeltez reduzido é menor que 0,673, ele é considerado pouco esbelto, portanto: $b_{ef} = b$ para a mesa comprimida, $b_{ef} = 1,01 \text{ cm}$.

b) largura efetiva das mesas enrijecidas (AL)

$$b = 40 - 2 \times 0,95 = 38,1 \text{ mm} = 3,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{0,623 \times \left(\frac{E}{f_y}\right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{\frac{3,81}{0,095}}{0,623 \times \left(\frac{20500}{23}\right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{40,11}{18,60} = 2,156 \geq 2,03 \rightarrow \text{muito esbelto}$$

Como o índice de esbeltez reduzido está entre 0,673 e 2,03, ele é considerado medianamente esbelto e necessitaria de enrijecedor para aumentar sua resistência. Nesse caso, a largura efetiva é dada por:

$$b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p}$$

Onde o índice de esbeltez reduzido (λ_p) é dado por:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \times \left(k \times \frac{E}{\sigma}\right)^{0,5}}$$

Sendo k o coeficiente de flambagem dado por:

$$k = \sqrt[3]{\frac{I_s}{I_a}} \times (k_a - 0,43) + 0,43 \leq k_a = \sqrt[3]{\frac{0,00816}{0,01024}} \times (4 - 0,43) + 0,43 = 3,74$$

Onde:

$$k_a = 4,0$$

$$I_a = (56 \times \lambda_{p0} + 5) \times t^4 = (56 \times 2,156 + 5) \times 0,095^4 = 0,01024 \text{ cm}^4$$

$$d = D - 2 \times t = 12 - 2 \times 0,95 = 10,1 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 \times t \times \sin^2 \theta}{12} = \frac{1,01^3 \times 0,095 \times \sin^2 90}{12} = 0,00816 \text{ cm}^4$$

Como $k < k_a = 4,0$, então $k = 3,74$.

Portanto, o índice de esbeltez fica:

$$\lambda_p = \frac{\frac{3,81}{0,095}}{0,95 \times \left(3,74 \times \frac{20500}{23}\right)^{0,5}} = \frac{40,11}{54,85} = 0,731 > 0,673$$

Então, a largura efetiva da mesa será:

$$b_{ef} = \frac{3,81 \left(1 - \frac{0,22}{0,731}\right)}{0,731} = 3,64 \text{ cm}$$

A largura efetiva do elemento é dividido em dois trechos próximos às extremidades do elemento, o primeiro trecho de comprimento $b_{ef,1}$ no lado da alma do perfil e o segundo trecho $b_{ef,2}$ no lado do enrijecedor de borda, valores obtidos pelas equações:

$$b_{ef,2} = \frac{I_s}{I_a} \times \left(\frac{b_{ef}}{2}\right) \leq \frac{b_{ef}}{2} = \frac{0,00816}{0,01024} \times \left(\frac{3,64}{2}\right) = 1,45 < 1,82 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b_{ef,2} = 1,45 \text{ cm}$$

$$b_{ef,1} = b_{ef} - b_{ef,2} = 3,64 - 1,45 = 2,19 \text{ cm}$$

c) largura efetiva da alma (AA)

$$b = 200 - 2 \times 0,95 = 198,1 \text{ mm} = 19,81 \text{ cm}$$

Por simplificação e a favor da segurança, será admitido que a máxima tensão dada ocorre na fibra média do elemento, sendo igual a tensão de escoamento do perfil, de 23 kN/cm². Então:

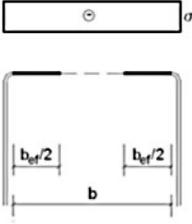
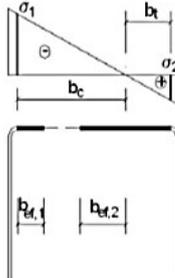
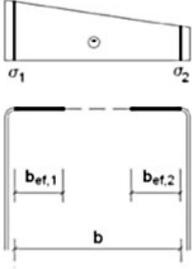
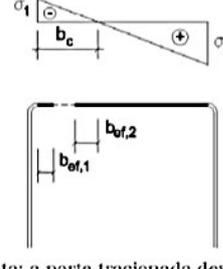
$$\sigma_1 = -23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi = \frac{-23}{23} = -1$$

A Tabela 7 foi retirada da NBR 14762 (ABNT, 2010) para encontrar o valor de k, sendo considerado o caso d.

Tabela 7 - Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA

<p>Caso a</p>  <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1,0$</p> <p>$k = 4,0$</p>	<p>Caso c</p>  <p>$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p> <p>Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva</p>
<p>Caso b</p>  <p>$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p>	<p>Caso d</p>  <p>$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0,236$</p> <p>$b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$</p> <p>$b_{ef,2} = 0,5b_{ef}$</p> <p>sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$</p> <p>$k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$</p> <p>Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva</p>

Nota: o sinal (-) indica compressão

Fonte: ABNT NBR 14762:2010.

$$k = 4 + 2 \times (1 - \Psi) + 2 \times (1 - \Psi)^3 = 4 + 2 \times (1+1) + 2 \times (1+1)^3$$

$$k = 24$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \times \left(k \times \frac{E}{\sigma}\right)^{0,5}} = \frac{\frac{19,81}{0,095}}{0,95 \times \left(24 \times \frac{20500}{23}\right)^{0,5}} = \frac{208,53}{142,55} = 1,50 > 0,673$$

Como o índice de esbeltez reduzido é maior que 0,673, então a largura efetiva será calculada por:

$$b_{ef} = \frac{19,81 \left(1 - \frac{0,22}{1,50}\right)}{1,50} = \frac{18,67}{1,50} = 11,27 \text{ cm}$$

$$b_{ef,1} = \frac{b_{ef}}{3 - \Psi} = \frac{11,27}{4} = 2,82 \text{ cm}$$

$$b_{ef,2} = 0,5 \times b_{ef} = 0,5 \times 11,27 = 5,64 \text{ cm}$$

4.4.1.2 Início de escoamento da seção efetiva

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} \times f_y}{\gamma}$$

Sendo:

$$f_y = 23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma = 1,10$$

W_{ef} = módulo de resistência elástica da seção efetiva, dado por:

$$W_{ef} = \frac{I_{CG}}{y_{m\acute{a}x.}}$$

Com o auxílio do programa DimPerfil, pode-se obter os momentos de inércia e a distância do centro de gravidade até a fibra mais tensionada:

$$I_{x,ef} = 150,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,ef} = 4,97 \text{ cm}^4$$

$$y_{m\acute{a}x} = 9,95 \text{ cm}$$

Então, o módulo de resistência da seção efetiva será:

$$W_{ef} = \frac{150,42}{9,95} = 15,12 \text{ cm}^3$$

O momento resistente ao escoamento da seção efetiva será:

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{15,12 \times 23}{1,10}$$

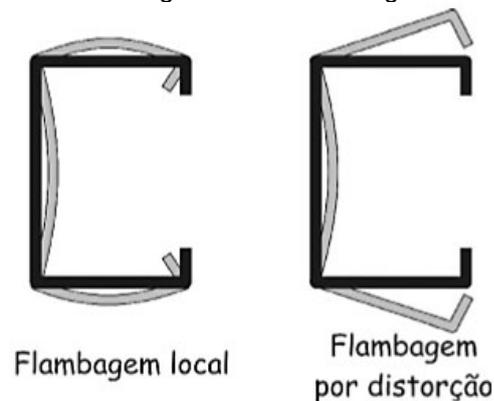
$$M_{Rd} = 316,10 \text{ kN.cm}$$

4.4.1.3 Flambagem por distorção da seção transversal

Na flambagem por distorção ocorre a rotação dos elementos submetidos à compressão, e é caracterizada pela alteração da forma inicial da seção transversal. Esse fenômeno torna-se mais evidente em aços de alta resistência e em elementos com maior relação largura da mesa sobre a largura da alma.

A diferença entre a flambagem local e a flambagem distorcional é a deformação pós-crítica. Na flambagem por distorção a seção perde sua forma inicial ao contrário da flambagem local, como mostra a Figura 26.

Figura 26 - Flambagem local e flambagem distorcional



Fonte: Silva, 2008.

A carga crítica da flambagem distorcional pode ser menor que a da flambagem local, dispensando a sua verificação.

De acordo com o Anexo D da NBR 14762 (ABNT, 2001), a verificação da flambagem por distorção da seção transversal pode ser dispensada quando o valor de D/b_w for maior que os mínimos da tabela D.2, levando em consideração as relações b_f/b_w e b_w/t , conforme apresentado na Tabela 8.

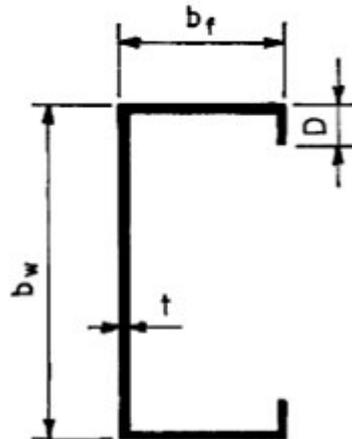
A Figura 27 mostra uma seção de perfil U enrijecido indicando a nomenclatura das dimensões. Nesse caso, tem-se as relações:

$$\frac{b_f}{b_w} = \frac{40}{200} = 0,2$$

$$\frac{b_w}{t} = \frac{200}{0,95} = 210,53$$

$$\frac{D}{b_w} = \frac{12}{200} = 0,06$$

Figura 27 - Seção do perfil U enrijecido



Fonte: ABNT NBR 14762:2001.

Consultando a Tabela 8 abaixo, observa-se que adotando para b_f/b_w as mesmas relações mínimas que para 0,4 e interpolando a relação b_w/t , o valor encontrado de 0,06 ficará acima do mínimo, dispensando, assim, essa verificação.

Tabela 8 - Valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U_e submetidas a flexão para dispensar a verificação da flambagem por distorção

b_f/b_w	b_w/t				
	250	200	125	100	50
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20
1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19

¹⁾ b_f , b_w ; D ; t são indicados na figura D.2.
²⁾ Para valores intermediários, interpolar linearmente.

Fonte: ABNT NBR 14762:2001.

4.4.1.4 Flambagem lateral com torção

Segundo Silva (2008), a flambagem lateral com torção ocorre em vigas fletidas, como resultado da instabilidade longitudinal da viga. O momento fletor resistente de cálculo nesse caso, sendo considerado um trecho compreendido entre duas seções contidas lateralmente, pode ser calculado por:

$$M_{Rd} = \frac{\rho_{FLT} \times W_{c,ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,893 \times 15,12 \times 23}{1,10}$$

$$M_{Rd} = 282,36 \text{ kN.cm}$$

Sendo:

$$f_y = 23 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma = 1,10$$

$W_{c,ef}$ = módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, encontrado no item 4.5.2 como igual a 15,12cm³;

ρ_{FLT} = fator de redução associado à flambagem lateral com torção, calculado por:

para $\lambda_0 < 0,6$: $\rho_{FLT} = 1,0$

para $0,6 < \lambda_0 < 1,336$: $\rho_{FLT} = 1,11(1 - 0,278 \times \lambda_0^2)$

para $\lambda_0 > 1,336$: $\rho_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$

$\lambda_0 = 0,62$, então: $\rho_{FLT} = 1,11(1 - 0,278 \times 0,62^2) \rightarrow \rho_{FLT} = 0,893$

Sendo λ_0 obtido através da expressão:

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c \times f_y}{M_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{15,36 \times 23}{919,05} \right)^{0,5} = 0,62$$

Onde:

W_c = módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida, obtido através do programa DimPerfil (colocar nas referências);

M_e = momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico. No caso de barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x), M_e é dado por:

$$M_e = C_b \times r_0 \times (N_{ey} \times N_{et})^{0,5} = 1,0 \times 7,807 \times (103,79 \times 133,52)^{0,5}$$

$$M_e = 919,05 \text{ kN.cm}$$

Sendo:

$r_0 = 7,807 \text{ cm}$, obtido pelo programa DimPerfil;

C_b é o coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1,0;

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y \times L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 5,130}{(1,0 \times 100)^2} = \frac{1037936,95}{10000} = 103,79 \text{ kN}$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(K_t \times L_t)^2} + G \times I_t \right]$$

$$N_{et} = \frac{1}{7,807^2} \times \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 398,91}{(1,0 \times 100)^2} + 7884 \times 0,0085 \right] = 133,52 \text{ kN}$$

Onde:

$G = 7.884 \text{ kN/cm}^2$ (módulo de elasticidade transversal do aço)

$L_y = L_t = 100 \text{ cm}$, sendo a distância adotada entre travamentos

$K_y = K_t = 1,0$ (condição de vinculação, conforme NBR 8800 (ABNT, 2008))

Demais valores obtidos pelo programa DimPerfil

4.4.2 Dimensionamento à força cortante

No dimensionamento das peças submetidas ao esforço cortante, como nas demais estruturas de aço, as tensões de cisalhamento na alma do perfil devem ser verificadas. Uma chapa de aço (alma) sob esforços cisalhantes também está sujeita ao fenômeno da flambagem local. Sendo necessário, portanto, limitar as tensões atuantes quando a chapa for esbelta (SILVA, 2008).

A norma brasileira apresenta expressões para capacidade resistente ao esforço cortante para três intervalos de esbeltez da alma (h/t).

$$\frac{h}{t} = \frac{19,81}{0,095} = 208,53$$

$$1,08 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 \times \left(\frac{20500 \times 5,34}{23} \right)^{0,5} = 74,509$$

$$1,14 \times \left(\frac{E \times k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,14 \times \left(\frac{20500 \times 5,34}{23} \right)^{0,5} = 78,648$$

k_v = coeficiente de flambagem local por cisalhamento, para alma sem enrijecedores transversais, o valor é igual a 5,34;

h = largura da alma (parte plana), igual a $20 - 2 \times 0,095 = 19,81 \text{ cm}$

t = espessura da alma, igual a $0,095 \text{ cm}$

Como $208,53 > 78,648$, então a força cortante resistente de cálculo será dada por:

$$V_{Rd} = \frac{\frac{0,95 \times E \times k_v \times t^3}{h}}{\gamma} = \frac{\frac{0,95 \times 20500 \times 5,34 \times 0,095^3}{19,81}}{1,10}$$

$$V_{Rd} = 4,09 \text{ kN}$$

4.4.3 Comparação entre momentos e cortantes resistentes e solicitantes

O menor momento fletor resistente do perfil U enrijecido, com dimensões (200 x 40 x 12 x 0,95) mm, tipo ZAR 230, foi encontrado na verificação da flambagem lateral por torção. Então, será esse o valor adotado como M_{Rd} , igual a 282,36 kN.cm. Para que o perfil resista às solicitações, deve atender a seguinte relação:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

Com relação à força cortante, o valor resistente de cálculo encontrado foi de $V_{Rd} = 4,09$ kN. Então, para que o perfil seja resistente às solicitações, deve ser seguida a relação:

$$V_{Rd} \geq V_{Sd}$$

Pode-se observar, na Tabela 9 a seguir, a comparação entre os momentos e cortantes solicitantes máximos com os valores resistentes do perfil:

Tabela 9 - Comparação entre os esforços solicitantes e resistentes

Laje	M_{Rd} (kN.cm)	M_{Sd} (kN.cm)	X_{Sd} (kN.cm)	V_{Rd} (kN)	V_{Sd} (kN)	VERIFICAÇÃO	
1	282,36	137,20		4,09	2,07	$282,36 > 137,20$	OK
2	282,36	75,60		4,09	1,51	$282,36 > 75,60$	OK
3	282,36	88,20		4,09	1,64	$282,36 > 88,20$	OK
4	282,36	189,00		4,09	2,41	$282,36 > 189,00$	OK
5	282,36	84,00		4,09	1,60	$282,36 > 84,00$	OK
6	282,36	410,20	113,40	4,09	4,87	$282,36 < 410,20$	NÃO ATENDE
7	282,36	105,00	107,80	4,09	2,55	$282,36 > 105,00$	OK
Técnica	282,36	152,60		4,09	2,84	$282,36 > 152,60$	OK

Fonte: as autoras.

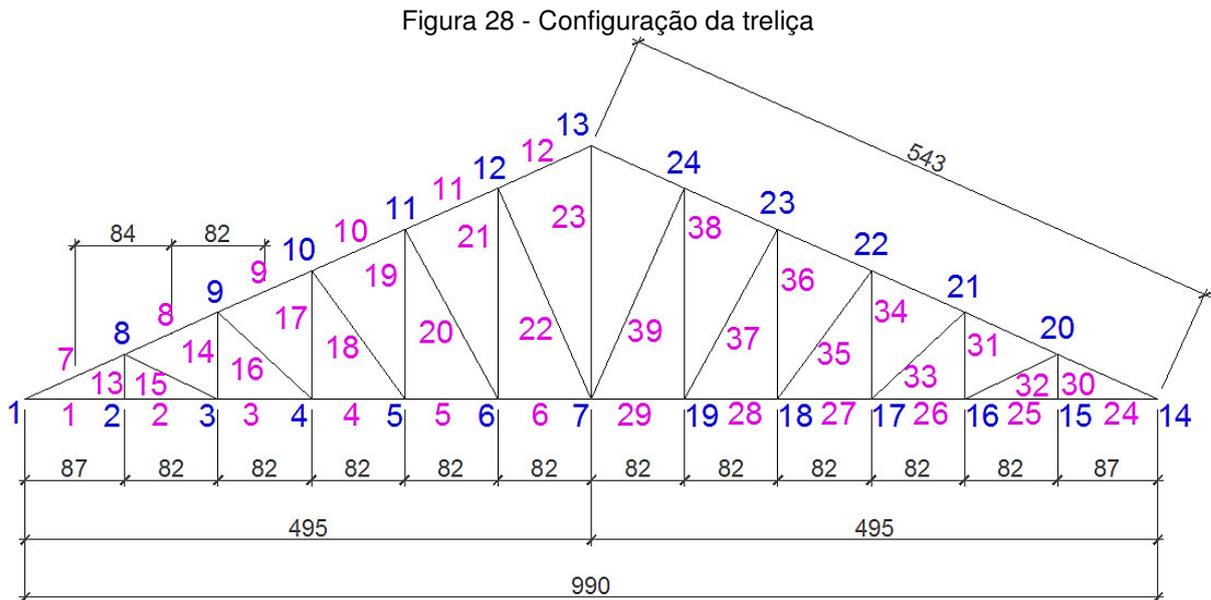
Então, o perfil U enrijecido (200 x 40 x 12 x 0,95) mm será utilizado nas vigas de entropiso das lajes 1, 2, 3, 4, 5 e 7 do pavimento superior e na laje técnica.

Através do programa DimPerfil, foi calculado a resistência do perfil U enrijecido (200 x 40 x 12 x 2,30) mm, que resultou em 735,50 kN.cm de resistência para o momento fletor e 53,18 kN para a resistência a cortante. Como esses valores

são superiores aos esforços solicitantes da laje 06, esse perfil será utilizado nas vigas de entrepiso da L06.

4.5 CARREGAMENTO DAS TRELIÇAS DE COBERTURA

A Figura 28 apresenta a configuração escolhida para as treliças de cobertura, as quais estão dispostas a cada 400 mm sobre os montantes do pavimento superior. Pode-se observar a numeração das barras em rosa e dos nós em azul. É válido ressaltar que a distância dos apoios aos nós subsequentes foi estipulada em 87,3 cm, pois esta é a distância do final do beiral até o centro do perfil. Dessa forma as cargas da treliça e cobertura são transmitidas verticalmente e axialmente nos perfis montantes do pavimento superior.



Conforme dado obtido pela Smart Sistemas Construtivos, a carga permanente devido ao aço leve da treliça adotada foi de 7 kg/m², e a carga devido a telha shingle de 20 kg/m², resultando em 27 kg/m² de carga permanente. A NBR 14762 (ABNT, 2010) informa que os valores para as cargas de uso e ocupação podem ser a mesma fornecida pela NBR 8800 (ABNT, 2008), portanto o valor adotado para sobrecarga considerado foi de 0,25 kN/m², ou 25 kg/m². O cálculo da carga em cada nó da treliça foi feito multiplicando a carga pela área de influência, ou seja, metade

de cada lado do montante em uma direção, e na outra direção, metade de cada lado da treliça. Por exemplo, o carregamento permanente para o nó 8:

$$\text{Carga} = 27 \times 0,84 \times 0,40 = 9,12 \text{ kg}$$

Onde: 27 kg/m² é o carregamento permanente, 0,84 m é a área de influência do nó na direção longitudinal à treliça e 0,40 m é a área de influência na direção transversal à treliça.

A Tabela 10 mostra os carregamentos devido às cargas permanentes, calculadas para cada nó, enquanto que a Tabela 11 apresenta os carregamentos devido à sobrecarga.

Tabela 10 - Carregamento devido a cargas permanentes para as treliças de cobertura

CARGAS PERMANENTES	Carregamento (kg/m ²)		NÓS	Carregamento (kg)	Carregamento (kN)
peso próprio aço	7	27	1, 14	4,86	0,0486
			9,10,11,12,13	8,81	0,0881
			8	9,12	0,0912
telha shingle	20		21,22,23,24	8,81	0,0881
			20	9,12	0,0912

Fonte: as autoras.

Tabela 11 - Carregamento devido à sobrecarga para as treliças de cobertura

SOBRECARGA	Carregamento (kg/m ²)	NÓS	Carregamento (kg)	Carregamento (kN)
	25		1, 14	4,5
9,10,11,12,13			8,15	0,0815
8			8,44	0,0844
21,22,23,24			8,15	0,0815
20			8,44	0,0844

Fonte: as autoras.

As cargas devido ao vento foram obtidas pelo *software* VisualVentos, o qual se baseia na norma de ventos NBR 6123 (ABNT, 1988). A Figura 29 mostra os carregamentos em kN/m para o vento a 0°, onde se observa que o segundo apresenta maiores cargas para todas as direções do vento, permitindo eliminar a possibilidade exposta no primeiro caso. A Figura 30 mostra os carregamentos em kN/m para o vento a 90°.

Figura 29 - Carregamento do vento a 0°

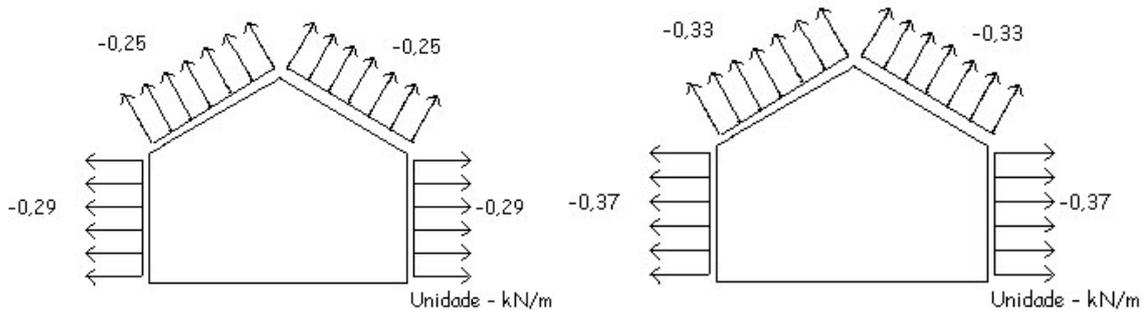
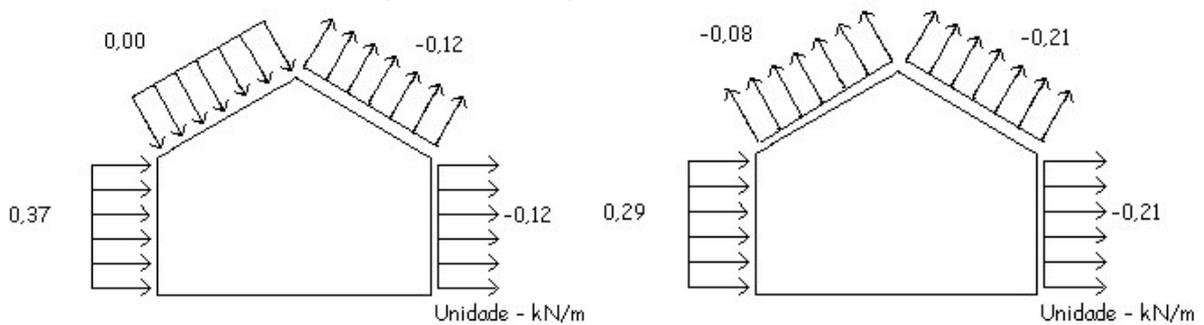
Fonte: *software* VisualVentos.

Figura 30 - Carregamento do vento a 90°

Fonte: *software* VisualVentos.

A Tabela 12 apresenta os valores dos carregamentos dos nós da treliça devido ao vento decompostos em x e y, sendo o ângulo de inclinação igual a 45°.

(continua)

Tabela 12 - Carregamento devido ao vento para as treliças de cobertura

Vento	Lado	V(kN/m)	Efeito	V _x (kN/m)	V _y (kN/m)	NÓS	Carregamento (kN)	
							x	y
0°	esq.	-0,33	sucção	-0,233	-0,233	1	-0,1	-0,1
						9,10,11,12,13	-0,19	-0,19
						8	-0,2	-0,2
	dir.	-0,33	sucção	-0,233	-0,233	14	-0,1	-0,1
						21,22,23,24	-0,19	-0,19
						20	-0,2	-0,2
90°	esq.	0	sucção	0	0	1	0	0
						9,10,11,12,13	0	0
						8	0	0
	dir.	-0,12	sucção	-0,085	-0,085	14	-0,03	-0,03
						21,22,23,24	-0,07	-0,07
						20	-0,07	-0,07

(conclusão)

90°	esq.	-0,08	sucção	-0,057	-0,057	1	-0,03	-0,03
						9,10,11,12,13	-0,05	-0,05
						8	-0,05	-0,05
	dir.	-0,21	sucção	-0,148	-0,148	14	-0,06	-0,06
						21,22,23,24	-0,12	-0,12
						20	-0,13	-0,13

Fonte: as autoras.

Através do *software* AcadFrame foram feitas as combinações de carga permanente, sobrecarga, e vento e foram obtidas as reações de apoio nos nós 2 e 15 como mostra a Tabela 13. Foram feitas 4 combinações, com diferentes coeficientes. Para a primeira combinação, de carga permanente e sobrecarga, foram adotados os valores de 1,25 e 1,50 respectivamente. As demais combinações foram feitas com a carga permanente e cada um dos 3 ventos, adotando 1,0 para a carga permanente e 1,4 para os esforços de vento. Um exemplo de dimensionamento através desse software pode ser observado no Apêndice F.

Tabela 13 - Reações de apoio das treliças de cobertura

Reações de apoio	Nó	Rx (kN)	Ry (kN)
Combinação 1	2	0,00	3,16
	15	0,00	3,16
Combinação 2	2	0,00	1,30
	15	0,00	1,30
Combinação 3	2	-1,19	0,17
	15	0,00	0,56
Combinação 4	2	-0,70	0,15
	15	0,00	0,38

Fonte: as autoras.

Também através das combinações no programa AcadFrame foram obtidos os esforços de tração e compressão em todas as barras da treliça. A Tabela 14 apresenta os valores máximos desses esforços entre as 4 combinações, em cada barra. Com isso, obteve-se o maior esforço de tração e de compressão, sendo iguais a 2,70 kN e 2,99 kN nas barras 15 e 13, respectivamente. Esses valores foram adotados como os esforços solicitantes para dimensionar o perfil resistente.

Tabela 14 - Esforços nas barras da treliça

Barra	Esforço máximo (kN)		Barra	Esforço máximo (kN)		Barra	Esforço máximo (kN)	
1	Tração	0,58950	16	Tração	0,89536	31	Tração	0,49107
	Compressão	-0,91938		Compressão	-0,21570		Compressão	-1,32986
2	Tração	1,07806	17	Tração	0,14565	32	Tração	2,69836
	Compressão	-0,74750		Compressão	-0,59756		Compressão	-0,97089
3	Tração	1,75217	18	Tração	0,13395	33	Tração	0,89536
	Compressão	-0,38225		Compressão	-0,07892		Compressão	-0,21570
4	Tração	2,41880	19	Tração	0,06581	34	Tração	0,14565
	Compressão	-0,54227		Compressão	-0,10631		Compressão	-0,59756
5	Tração	2,48655	20	Tração	0,35296	35	Tração	0,24062
	Compressão	-0,45944		Compressão	-0,32897		Compressão	0,11714
6	Tração	2,31413	21	Tração	0,25947	36	Tração	-0,10011
	Compressão	-0,27793		Compressão	-0,29038		Compressão	-0,18867
7	Tração	1,01883	22	Tração	0,51383	37	Tração	0,37275
	Compressão	-0,35983		Compressão	-0,64574		Compressão	-0,32897
8	Tração	0,99628	23	Tração	1,24508	38	Tração	0,25947
	Compressão	-1,87276		Compressão	-0,98359		Compressão	-0,31405
9	Tração	1,48413	24	Tração	0,58950	39	Tração	0,51383
	Compressão	-2,65061		Compressão	-0,91938		Compressão	-0,64574
10	Tração	1,68494	25	Tração	0,52097	40	Tração	1,01883
	Compressão	-2,72608		Compressão	-0,74750		Compressão	-0,35983
11	Tração	1,77965	26	Tração	1,75217	41	Tração	0,99628
	Compressão	-2,53974		Compressão	-0,38225		Compressão	-1,87276
12	Tração	1,81917	27	Tração	2,41881	42	Tração	1,48413
	Compressão	-2,22057		Compressão	-0,54227		Compressão	-2,65061
13	Tração	1,22713	28	Tração	2,48655	43	Tração	1,68494
	Compressão	-2,98595		Compressão	-0,45944		Compressão	-2,72608
14	Tração	0,49107	29	Tração	2,31413	44	Tração	1,77965
	Compressão	-1,32986		Compressão	-0,27793		Compressão	-2,53974
15	Tração	2,69836	30	Tração	1,22713	45	Tração	1,81917
	Compressão	-0,97089		Compressão	-2,98595		Compressão	-2,22057

Fonte: as autoras.

Para as treliças de cobertura, foi adotado inicialmente o mesmo perfil que será utilizado no dimensionamento dos montantes, ou seja, o perfil U enrijecido com as dimensões de (90 x 40 x 12 x 0,95) mm. Através do programa DimPerfil, as barras foram dimensionadas ao esforço de compressão, considerando que as

treliças estarão travadas no banzo inferior em 3 pontos, e no banzo superior estarão sendo travados pelas terças em todos os nós. O esforço resistente obtido foi de 7,71 kN, sendo esse valor superior aos esforços solicitantes de 2,99 kN. Para a tração, o cálculo foi feito seguindo a NBR 14762 (ABNT, 2010), sendo o menor valor entre os casos:

a) para escoamento da seção bruta:

$$N_{TRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma}$$

$$N_{TRd} = \frac{1,68 \times 23}{1,10}$$

$$N_{TRd} = 35,13 \text{ kN}$$

A = área bruta da seção transversal da barra, igual a 1,68 cm²;

f_y = tensão de escoamento do aço, igual a 23 kN/cm²;

γ = coeficiente de redução, dado pela norma, igual a 1,10.

b) ruptura na seção líquida fora da região de ligação:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_{n,0} \times f_u}{\gamma}$$

Onde:

A_{n,0} = área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação, igual a 1,68 – 2 × π × 0,21² = 1,40 cm².

f_u = tensão última do aço, igual a 31 kN/cm²;

γ = coeficiente de redução, dado pela norma, igual a 1,35.

Portanto:

$$N_{t,Rd} = \frac{1,40 \times 31}{1,35}$$

$$N_{t,Rd} = 32,22 \text{ kN}$$

c) ruptura da seção líquida na região da ligação:

$$N_{t,Rd} = \frac{C_t \times A_n \times f_u}{\gamma}$$

Onde:

C_t = coeficiente de redução da área líquida, dado pela norma, nesse caso igual a 1,0;

f_u = tensão última do aço, igual a 31 kN/cm²;

γ = coeficiente de redução, dado pela norma, igual a 1,65;

A_n = área líquida da seção transversal na barra, dada por:

$$A_n = 0,9 \times (A - n_f \times d_f \times t + \sum \frac{t \times s^2}{4 \times g})$$

Sendo:

A = área bruta da seção transversal da barra, igual a 1,68 cm²;

n_f = quantidade de furos contidos na linha de ruptura, igual a 2 furos;

d_f = dimensão do furo na direção perpendicular à sollicitação, igual a 0,42 cm;

t = espessura da chapa, igual a 0,95 mm;

s = espaçamento dos furos na direção da sollicitação, igual a 0;

g = espaçamento dos furos na direção perpendicular à sollicitação, igual a 10 mm.

Portanto:

$$A_n = 0,9 \times (1,68 - 2 \times 0,42 \times 0,095 + \sum \frac{0,095 \times 0^2}{4 \times 10})$$

$$A_n = 1,44 \text{ cm}^2$$

Então:

$$N_{t,Rd} = \frac{1,0 \times 1,44 \times 31}{1,65}$$

$$N_{t,Rd} = 27,06 \text{ kN}$$

Portanto, como a resistência de 27,06 kN é maior que a sollicitação de 2,70 kN, esse perfil será utilizado nas treliças de cobertura.

4.6 CARREGAMENTO DOS MONTANTES DO PAVIMENTO SUPERIOR

4.6.1 Montantes externos

Para o carregamento dos montantes externos do pavimento superior, foram considerados os seguintes carregamentos:

- peso próprio do perfil U enrijecido (90 x 40 x 12 x 0,95) mm, dado pela multiplicação da massa do perfil, de 1,31 kg/m, pela altura de 2,46 m, que resulta em 0,032 kN;
- reação de apoio das treliças, sendo o maior valor da tabela 13, igual a 3,16 kN;

c) ventos, considerando os carregamentos obtidos pelo programa VisualVentos, conforme as Figuras 29 e 30, dividiu-se os montantes externos em lado direito e esquerdo. Do lado direito os carregamentos de vento são iguais a $-0,37$ kN/m e $-0,21$ kN/m, vento a 0° e a 90° respectivamente. Já do lado esquerdo tem-se os valores de $-0,37$ kN/m e $0,37$ kN/m, para vento a 0° e a 90° , respectivamente.

4.6.2 Montantes internos

Para o carregamento dos montantes internos, foi considerado o peso próprio do perfil U enrijecido ($90 \times 40 \times 12 \times 0,95$) mm de $0,032$ kN.

No cálculo dos montantes que suportam a laje técnica é necessário incluir também a reação de apoio dessa laje que é de $2,03$ kN, obtido pelo programa FTool.

A Tabela 15 apresenta o carregamento dos montantes do pavimento superior.

Tabela 15 - Carregamento dos montantes do pavimento superior

Pavimento Superior								
Montantes	Cobertura (kN)	Peso próprio (kN)	N_d (kN)	Vento 0° (kN/m)	Vento 90° (kN/m)	$M_k 0^\circ$ (kN.m)	$M_k 90^\circ$ (kN.m)	M_d (kN.cm)
Externos (esq.)	3,16	0,032	3,20	-0,37	0,37	0,28	0,28	39,2
Externos (dir.)	3,16	0,032	3,20	-0,37	-0,21	0,28	0,16	39,2
Internos	-	0,032	0,05	-	-	-	-	-
Interno (laje téc.)	2,03	0,032	2,07	-	-	-	-	-

Fonte: as autoras.

4.7 CARREGAMENTO DOS MONTANTES DO PAVIMENTO TÉRREO

4.7.1 Montantes externos

Para o carregamento dos montantes externos do pavimento térreo, foram considerados os seguintes carregamentos:

- peso próprio do perfil U enrijecido ($90 \times 40 \times 12 \times 0,95$) mm, de $0,032$ kN;
- reação de apoio das lajes, que para cálculo será considerada a laje mais carregada (L04) do pavimento superior, que se apoia nos montantes externos. Valor obtido pelo programa FTool como sendo igual a $1,72$ kN;
- ventos, igual ao pavimento superior;
- reação de apoio dos montantes do pavimento superior.

4.7.2 Montantes internos

Para o carregamento dos montantes internos, foram considerados os seguintes carregamentos:

- peso próprio do perfil U enrijecido (90 x 40 x 12 x 0,95) mm, de 0,032 kN;
- reação de apoio da laje mais carregada (L06) do pavimento superior, que se apoia nos montantes internos. Valor obtido pelo programa FTool como sendo igual a 2,83 kN;
- reação de apoio dos montantes do pavimento superior.

A Tabela 16 apresenta o carregamento dos montantes do pavimento térreo.

Tabela 16 - Carregamento dos montantes do pavimento térreo

Pavimento Térreo									
Montantes	Pav. Superior (kN)	Peso próprio (kN)	Reação de apoio da laje (kN)	N_d (kN)	Vento 0° (kN/m)	Vento 90° (kN/m)	M_k 0° (kN.m)	M_k 90° (kN.m)	M_d (kN.cm)
Externos (esquerdo)	3,20	0,032	1,72	5,66	-0,37	0,37	0,28	0,28	39,2
Externos (direito)	3,20	0,032	1,72	5,66	-0,37	-0,21	0,28	0,16	39,2
Internos	0,045	0,032	2,83	4,05	-	-	-	-	-

Fonte: as autoras.

4.8 DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES

Os montantes externos foram dimensionados a flexo-compressão, e os montantes internos foram apenas dimensionados à compressão pelo *software* DimPerfil.

O programa baseia-se na NBR 14762 (ABNT, 2010) e fornece a verificação da compressão e da flexão composta (resistência e estabilidade) quando inseridos os esforços solicitantes.

Lançando os carregamentos no programa, foi verificado que para os montantes externos do pavimento superior deverá ser utilizado o perfil U_e (90 x 40 x 12 x 1,25) mm, enquanto que para os montantes internos do pavimento superior e para os montantes da laje técnica deverá ser utilizado o perfil U_e (90 x 40 x 12 x 0,95) mm.

Para os montantes externos do pavimento térreo será utilizado perfil U_e (90 x 40 x 12 x 1,55) mm, enquanto que para os internos será utilizado perfil U_e (90 x 40 x 12 x 0,95) mm. Nos Apêndices G e H são apresentados dois exemplos de

dimensionamentos à compressão simples e à flexo-compressão, utilizando o programa DimPerfil.

4.9 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS-CAIXÃO

4.9.1 Vigas-caixão

Para suportar as lajes 06 e 07, foi necessário adotar vigas-caixão, já que na extremidade não seria possível a existência de montantes. Essas vigas são assim denominadas pois são compostas de dois perfis U_e, formando um caixão, conforme mostra a Figura 31.

As vigas-caixão das lajes 06 e 07 serão dimensionadas à flexão simples. A partir das reações de apoio de ambas as lajes nas respectivas vigas, e do peso próprio, pode-se obter os carregamentos e por consequência os diagramas de força cortante e momento fletor solicitantes das vigas. Segundo Rodrigues (2006), o peso próprio do perfil leve é de 1,31 kg/m. Como para a viga caixão são usados dois perfis, o peso próprio da viga será dado por:

$$\text{Peso próprio das vigas caixões} = \frac{1,31 \times 2}{100} = 0,0262 \text{ kN/m}$$

As reações de apoio das lajes foram obtidas pelo programa FTool, e são iguais a 5,44 kN e 3,13 kN, respectivamente para as lajes 06 e 07.

A Figura 32 apresenta o carregamento da viga caixão da laje 06 e seus respectivos diagramas de cortante e momento fletor, enquanto que a Figura 33 apresenta as mesmas informações, porém estas referentes à viga caixão da laje 07.

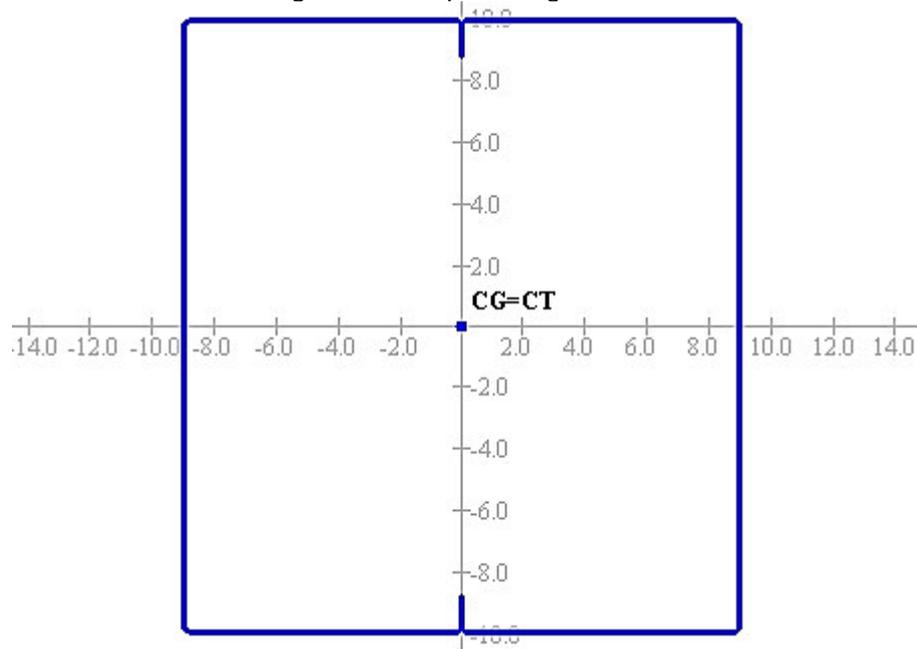
Observando os diagramas encontrados, majoram-se os máximos momentos solicitantes:

$$M_{Sd L06} = 16,79 \times 1,4 = 23,51 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd L07} = 13,44 \times 1,4 = 18,82 \text{ kNm}$$

Através do *software* DimPerfil, verificou-se que mesmo utilizando o perfil U enrijecido com a maior espessura disponível no manual do CBCA, de 2,46 mm, a viga caixão não resiste aos esforço solicitantes. Portanto, optou-se por adotar outra solução que é a execução de uma treliça.

Figura 31 - Esquema viga-caixão

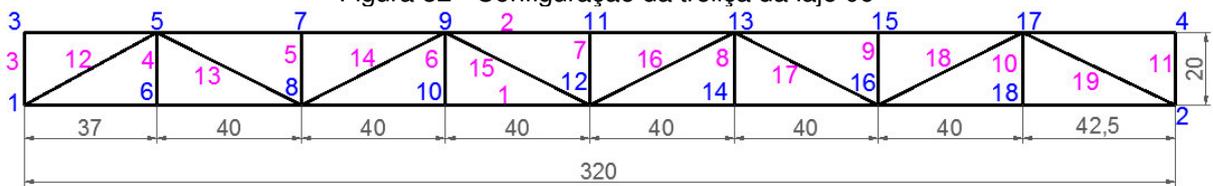


Fonte: as autoras.

4.9.2 Treliça

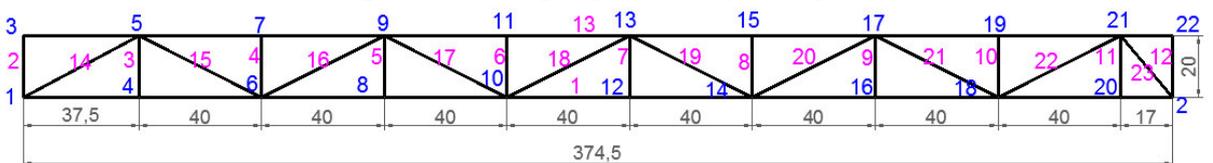
Para o dimensionamento da treliça, utilizou-se o *software* AcadFrame para a determinação dos esforços. O modelo de treliça escolhido está representado nas Figuras 32 e 33.

Figura 32 - Configuração da treliça da laje 06



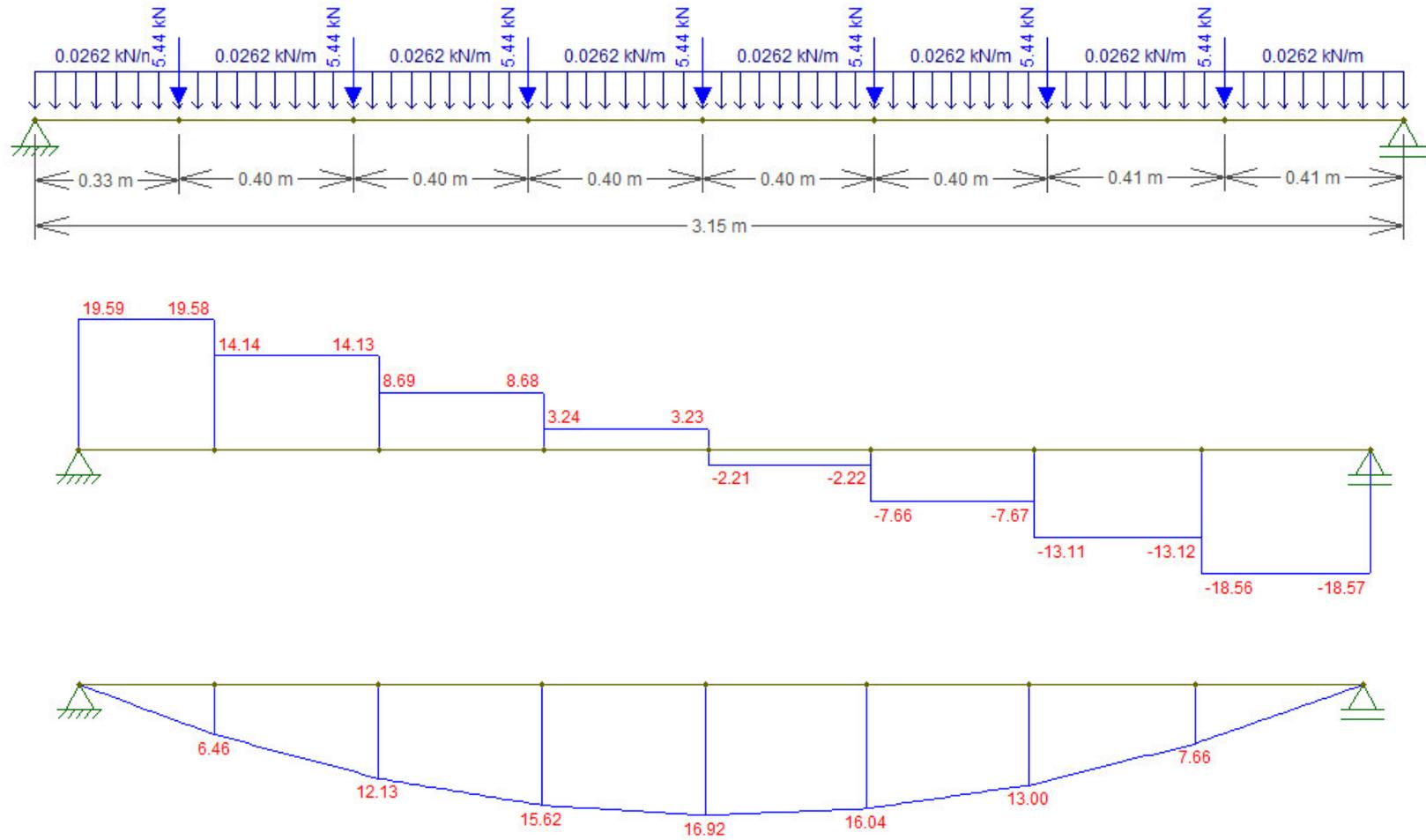
Fonte: as autoras.

Figura 33 - Configuração da treliça da laje 07



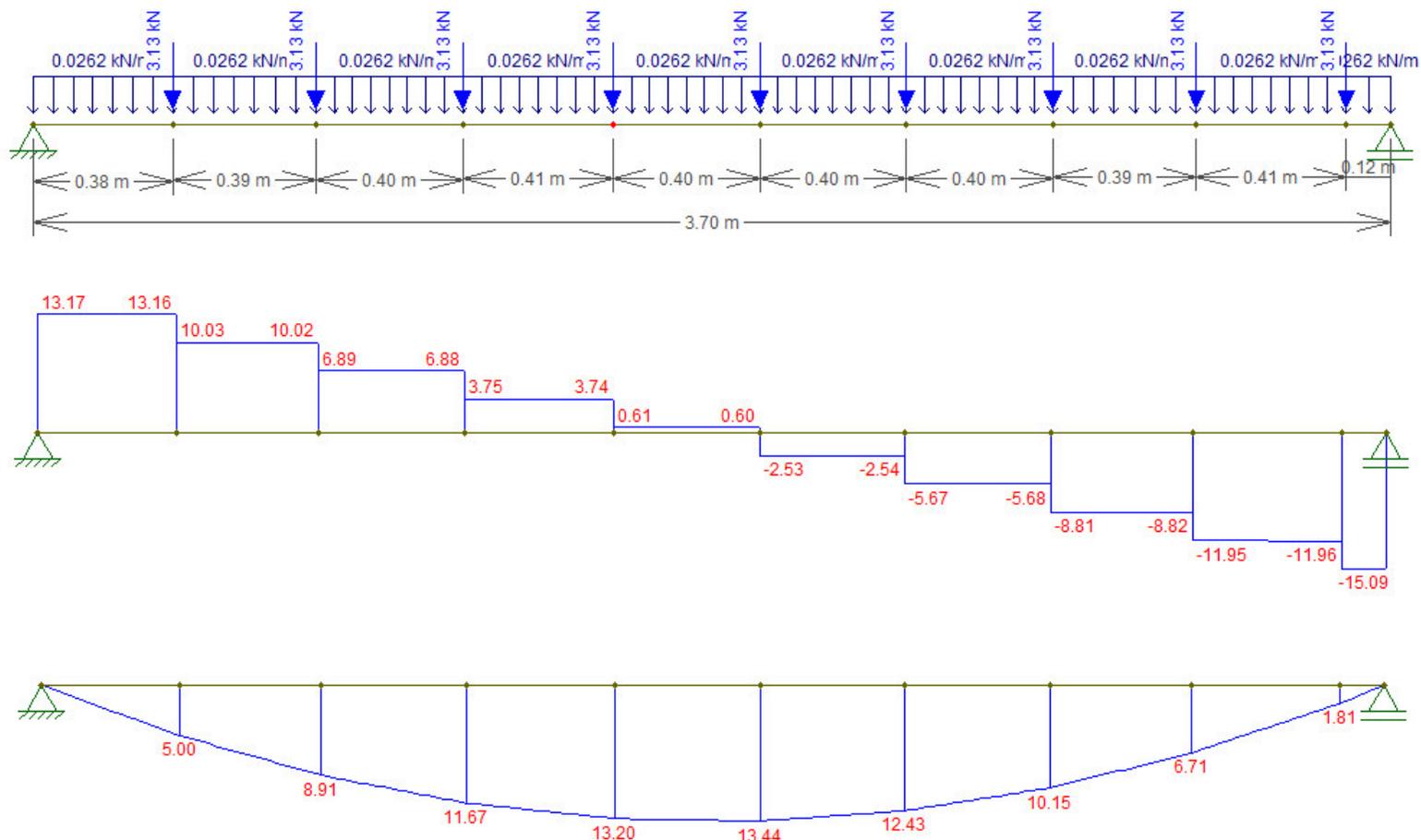
Fonte: as autoras.

Figura 34 - Carregamento, diagrama de força cortante (kN) e de momento fletor (kN.m) da viga caixa da laje 06



Fonte: as autoras.

Figura 35 - Carregamento, diagrama de força cortante (kN) e de momento fletor (kN.m) da viga caixa da laje 07



Fonte: as autoras.

Os carregamentos da treliça foram feitos a partir da reação de apoio das vigas de entepiso da laje 06 e da laje 07, somadas ao peso próprio da treliça, que foi obtido multiplicando-se o peso específico do aço que é 7850 kg/m^3 , pelo comprimento das barras da treliça, e pela área da seção transversal que é $1,68 \text{ cm}^2$. As equações (1) e (2) apresentam o cálculo dos comprimentos das barras que compõem as treliças.

$$C_{\text{treliça L06}} = 3,2+3,2+(0,2\times 9)+0,4206+(0,4472\times 6)+0,4724 = 11,78 \text{ m (1)}$$

$$C_{\text{treliça L07}} = 3,745+3,745+(0,2\times 11)+0,425+(0,4472\times 8)+0,26248 = 13,96 \text{ m (2)}$$

A Tabela 17 apresenta o resumo do carregamento nos nós dessas treliças.

Tabela 17 - Carregamento das treliças

Lajes	Reação de apoio (kN)	Peso próprio da treliça (kN)	Carregamento nos nós (kN)
L06	5,44	0,16	5,60
L07	3,13	0,18	3,31

Fonte: as autoras.

A Tabela 18 apresenta os valores das reações de apoio e dos esforços solicitantes máximos da treliça da laje 06 e da laje 07.

Tabela 18 - Reações de apoio e esforços solicitantes da treliça da laje 06

	Treliza da L06		Treliza da L07	
Reações de apoio	Nó 1	25,54 kN	Nó 1	24,35 kN
	Nó 2	24,86 kN	Nó 2	26,63 kN
Esforços solicitantes	Barra 1	51,58 kN (T)	Barra 1	56,87 kN (T)
	Barra 2	40,87 kN (C)	Barra 13	49,00 kN (C)

Fonte: as autoras.

Com o auxílio do programa DimPerfil, foi possível calcular a resistência à compressão dos perfis. Foi adotado um comprimento de travamento de 40 cm, que é a distância entre as vigas de entepiso, que funcionam como travamentos, evitando a flambagem da barra mais comprimida da treliça. Já o cálculo da resistência à tração foi feito através das prescrições da NBR 14762 (ABNT, 2010), demonstrado abaixo. Nesse caso, a barra inferior que é a mais tracionada, não necessitando travamento, pois não sofre flambagem.

a) U_e (90 x 40 x 12 mm x 0,95) mm - $N_{CRd} = 25,33 \text{ kN}$

Como já calculado anteriormente na treliça de cobertura, a resistência à tração é igual a 27,06 kN.

b) U_e (90 x 40 x 12 mm x 1,25) mm - $N_{CRd} = 36,37 \text{ kN}$

Como visto anteriormente, a menor resistência é obtida no cálculo à ruptura da seção líquida na região da ligação, então a tração será dada por:

$$A_n = 0,9 \times (2,18 - 2 \times 0,42 \times 0,125 + \sum \frac{0,125 \times 0^2}{4 \times 10})$$

$$A_n = 1,87 \text{ cm}^2$$

Então:

$$N_{t,Rd} = \frac{1,0 \times 1,87 \times 31}{1,65}$$

$$N_{t,Rd} = 35,09 \text{ kN}$$

c) U_e (90 x 40 x 12 mm x 1,55) mm - $N_{CRd} = 47,61 \text{ kN}$

$$A_n = 0,9 \times (2,67 - 2 \times 0,42 \times 0,155 + \sum \frac{0,155 \times 0^2}{4 \times 10})$$

$$A_n = 2,29 \text{ cm}^2$$

Então:

$$N_{t,Rd} = \frac{1,0 \times 2,29 \times 31}{1,65}$$

$$N_{t,Rd} = 42,95 \text{ kN}$$

d) U_e (90 x 40 x 12 mm x 2,3) mm - $N_{CRd} = 74,74 \text{ kN}$

$$A_n = 0,9 \times (3,73 - 2 \times 0,42 \times 0,230 + \sum \frac{0,230 \times 0^2}{4 \times 10})$$

$$A_n = 3,18 \text{ cm}^2$$

Então:

$$N_{t,Rd} = \frac{1,0 \times 3,18 \times 31}{1,65}$$

$$N_{t,Rd} = 59,80 \text{ kN}$$

Observando as solicitações de cálculo de tração e compressão da Tabela 18, e os resultados encontrados, optou-se por utilizar o perfil U_e (90 x 40 x 12 x 2,30) mm para as barras da treliça da L06 e da treliça da L07.

4.10 DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES QUE SUPORTAM AS TRELIÇAS

A partir das reações de apoio das treliças de piso apresentadas na Tabela 18, tem-se a carga que estas transmitem para os montantes, sendo possível, portanto, realizar o dimensionamento destes.

Nesse caso, esses montantes apresentam uma seção caixão e estão afastados entre si em 1 cm. Esse afastamento é devido ao fato da treliça possuir 90 mm de largura e os montantes que a suportam possuir 40 mm de mesa cada um. Sendo assim, juntando-se esse dois perfis tem-se 80 mm. Para que estes recebam inteiramente a carga da treliça, eles precisam estar afastados 10 mm. Esse afastamento provoca um aumento da inércia do perfil, e conseqüentemente aumento da resistência.

Foi feito o cálculo no programa DimPerfil, considerando as reações de apoio da treliça e o vento. O perfil U_e (90 x 40 x 12 x 0,95) mm atende ao esforço de flexo-compressão que os montantes que recebem as cargas do nó 1 da laje 06 e nó 02 da laje 07 estão submetidos. No caso dos montantes que recebem simultaneamente as cargas das duas treliças, as reações de apoio são somadas e resultam em 49,21 kN. Para esses montantes será utilizado o perfil U_e (90 x 40 x 12 x 1,25) mm, cuja resistência à compressão é de 62,30 kN, ou seja, $N_{c,Rd} > N_{c,Sd}$.

4.11 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ESCADA

A escada é formada por dois lances de iguais dimensões, cada um com 6 espelhos, e um patamar intermediário. Cada lance é suportado por duas vigas inclinadas em suas extremidades, as quais são carregadas com o peso próprio dos degraus-guia, com o OSB de 18,3 mm, com o contrapiso e o revestimento. A Figura 36 mostra a configuração de uma escada semelhante ao modelo adotado.

Figura 36 - Configuração da escada



Fonte: as autoras.

4.11.1 Carregamento das vigas da escada

Para o carregamento das vigas da escada foram realizados os seguintes cálculos:

- sobrecarga: segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980) foi adotado $1,5 \text{ kN/m}^2$;
- peso próprio dos degraus-guia: conforme dado fornecido pela Smart Sistemas Construtivos, foi considerado 7 kg/m^2 , ou seja $0,07 \text{ kN/m}^2$;
- OSB: 650 kg/m^3 da chapa OSB de $18,3 \text{ mm}$ de espessura (site da LP Brasil):

$$\text{OSB: } 650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 18,3 \text{ mm} = 1,1895 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = \frac{1,1895}{100} = 0,01189 \text{ kN/m}^2 \quad (1)$$

- contrapiso: adotando uma espessura de $3,5 \text{ cm}$ e peso específico de uma argamassa de cimento e areia de 21 kN/m^3 , a carga será de $0,735 \text{ kN/m}^2$;
- revestimento parquet: foi considerado massa específica de 1 g/cm^3 , para 1 cm de espessura, tem-se que o revestimento terá 10 kg/m^2 ou $0,1 \text{ kN/m}^2$.

Somando-se as cargas sobre os degraus, que foram apresentados nos itens anteriores, tem-se: $1,5 + 0,07 + 0,01189 + 0,735 + 0,1 = 2,52 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$

Para obter o valor da carga em cada viga, primeiramente achou-se a reação de apoio para cada lado do degrau. Sendo a largura do degrau igual a $1,0 \text{ m}$:

$$R = \frac{2,52 \times 1}{2} = 1,26 \frac{kN}{m} \quad (3)$$

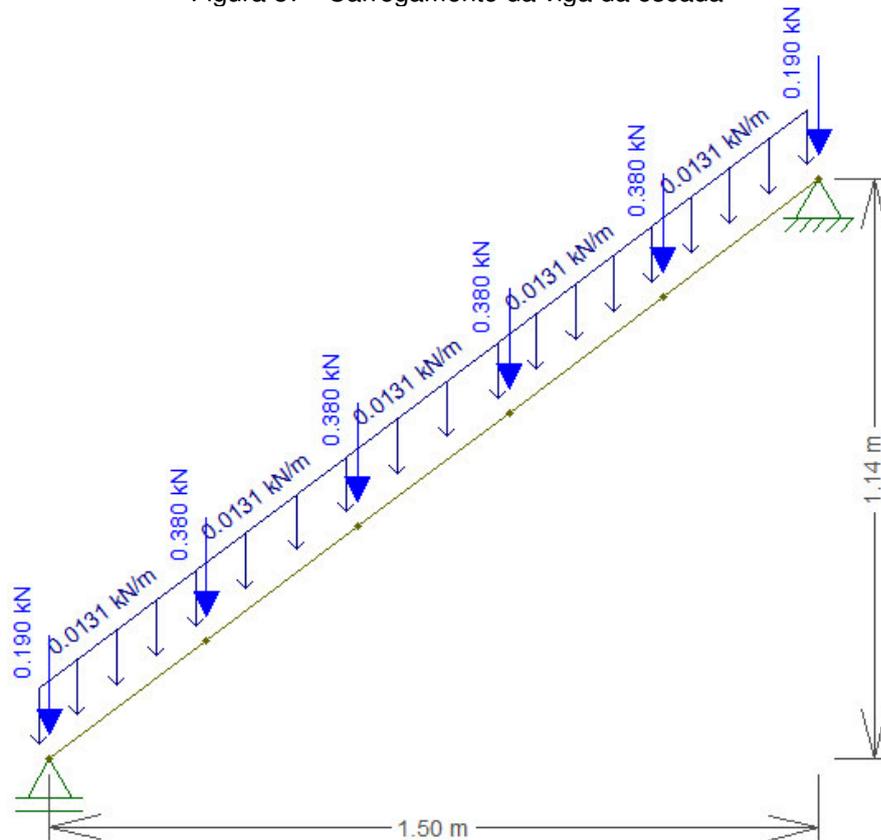
Então, multiplicou-se esse carregamento distribuído na viga pela largura do degrau, igual a 30 cm e dividiu-se por 2 para se obter a reação de apoio em cada ponto:

$$\text{Carga dos degraus concentrada sobre viga} = \frac{1,26 \times 0,3}{2} = 0,19 \text{ kN} \quad (4)$$

Para o cálculo do peso próprio da viga foi considerado a massa do perfil U enrijecido 90 x 40 x 12 x 0,95 mm, de 1,31 kg/m conforme Rodrigues, 2006, ou seja, 0,0131 kN/m.

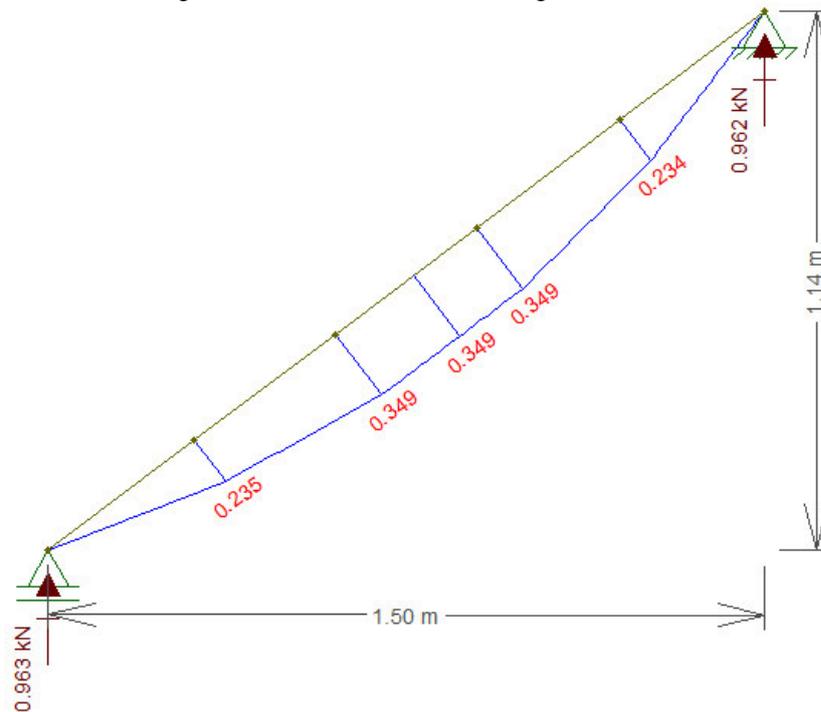
A Figura 37 mostra o carregamento das vigas da escada. Através do programa determinou-se o momento fletor solicitante, que resultou em 34,90 kN.cm, conforme mostra a Figura 38. Majorando esse esforço pelo coeficiente 1,4, foi obtido o valor 48,86 kN.cm.

Figura 37 - Carregamento da viga da escada



Fonte: as autoras.

Figura 38 - Momento fletor da viga da escada



Fonte: as autoras.

O programa DimPerfil foi utilizado para determinar o momento resistente do perfil U_e (90 x 40 x 12 x 0,95) mm, sendo a resistência igual a 95,20 kN.cm. Como esse valor é superior ao momento solicitante majorado, o perfil é resistente e pode ser utilizado nas vigas de apoio da escada, de ambos os patamares.

4.12 CARGAS TRANSMITIDAS À FUNDAÇÃO

A determinação das cargas que serão transmitidas à fundação é necessária para o dimensionamento da fundação, que em geral é radier. Para se obter esse carregamento, foi calculada a carga ao qual cada painel está submetido. Esse valor foi obtido multiplicando a carga de cada perfil, apresentado anteriormente na Tabela 16, pelo número de perfis.

Com isso, o carregamento de cada painel foi dividido pelo seu comprimento, obtendo-se um carregamento distribuído, conforme mostra a Tabela 19. Essa é a carga que será utilizada no dimensionamento da fundação radier. No Apêndice D pode ser observada a divisão dos painéis.

Tabela 19 - Cargas transmitidas à fundação

	nº perfis	Carga (kN)	Carga total (kN)	Comprimento (m)	Carga distribuída (kN/m)
P101	8	5,66	45,28	2,08	21,77
P102	12	5,66	67,92	2,64	25,73
P103	12	5,66	67,92	2,22	30,59
P104	4	4,05	16,20	1,05	15,43
P105	15	4,05	60,75	3,72	16,33
P106	6	4,05	24,30	1,88	12,93
P107	7	4,05	28,35	1,18	24,03
P108	13	5,66	73,58	4,13	17,82
P109	13	5,66	73,58	3,94	18,68
P110	7	5,66	39,62	1,19	33,29
P111	18	4,05	72,90	4,06	17,96
P112	7	4,05	28,35	2,06	13,76
P113	16	4,05	64,80	4,10	15,80
P114	6	5,66	33,96	1,00	33,96
P115	11	5,66	62,26	3,13	19,89
P116	8	5,66	45,28	2,23	20,30
P117	10	5,66	56,60	2,89	19,58
P118	6	5,66	33,96	1,11	30,59
P119	6	5,66	33,96	2,21	15,37
P120	6	5,66	33,96	1,11	30,59

Fonte: as autoras.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho visou apresentar as principais características do sistema *Light Steel Framing*, assim como suas particularidades em relação ao projeto arquitetônico. Também se estudou o método de cálculo dos perfis formados a frio, baseando-se em normas vigentes e manuais.

Com base nos conhecimentos obtidos sobre o sistema, aprofundou-se o estudo nas particularidades estruturais. Dessa forma, partiu-se de um projeto arquitetônico de uma edificação residencial para realização de seu projeto estrutural em LSF. Considerando as orientações para esse sistema, determinou-se modificações que seriam necessárias no projeto arquitetônico e também as características da edificação, como revestimentos internos e externos, pisos e cobertura.

Através dos métodos de cálculo, foi possível dimensionar e determinar os elementos estruturais da edificação: vigas de entrepiso, montantes, treliça de cobertura, vigas da escada e treliças de laje. Parte do dimensionamento foi feito manualmente, e outra parte com auxílio de programas, como DimPerfil e AcadFrame. Foram utilizados também programas auxiliares, como o FTool para determinação dos esforços dos elementos e VisualVentos, para se obter as cargas de vento.

Sobre os resultados do dimensionamento, pode-se concluir:

- a) vigas de entrepiso: o perfil usual em sua menor espessura, atendeu a maior parte dos esforços. Já as vigas caixão que serviriam de apoio a duas lajes que tinham balanço, não foram suficientes para atender aos esforços. Por isso, foi necessário mudar a configuração para treliças. Nesse caso, identificou-se a resistência superior da treliça em relação à viga caixão;
- b) treliças de cobertura: onde o carregamento não foi muito expressivo, devido à leveza dos perfis e a escolha pela telha *shingle*, foi possível adotar o perfil usual em sua menor espessura;
- c) montantes: para os montantes externos, a carga de vento se mostrou significativa, sendo necessário o aumento da espessura dos perfis para que fossem atendidas as solicitações internas. Já para os montantes internos, os perfis usuais com menor espessura atenderam aos esforços;

d) vigas da escada: foi utilizado o perfil usual com menor espessura.

De modo geral, os perfis formados a frio atenderam satisfatoriamente as solicitações da edificação, não existindo grande impacto do projeto estrutural sobre o projeto arquitetônico, em estruturas com características semelhantes à edificação estudada. Foi observado que as cargas são realmente baixas, devido ao peso próprio da estrutura não ser tão significativo, podendo o sistema ser comprovadamente considerado leve.

É importante ressaltar que mesmo com toda a contribuição na área do conhecimento do sistema e dos perfis leves formados a frio, a elaboração de um projeto completo de uma edificação em LSF necessitaria de algumas complementações. Dentre elas, pode-se citar: a verificação de elementos estruturais como fitas de travamento, vergas das aberturas, dimensionamento de ligações, ancoragem, e fundação radier. Além disso, um detalhamento específico de todos os painéis nas suas diferentes composições, detalhamento de ligações, e recomendações em alguns procedimentos durante a execução, seriam importantes dentro das pranchas destinadas à obra.

REFERÊNCIAS

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

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio — Padronização. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 15253**: Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações - Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2005.

BEVILAQUA, Rosane. **Estudo comparativo do desempenho estrutural de prédios estruturados em perfis formados a frio segundo os sistemas apertado e *Light Steel Framing***. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, 2005. 225 p.

BRASILIT. Disponível em: <<http://www.brasilit.com.br/produtos/paineis/placa-cimenticia.php>> Acesso em: 29 jun. 2014.

CODA, Humberto Breves; PACCOLA, Rodrigo Ribeiro. **AcadFrame, versão beta**. Escola de Engenharia de São Carlos, 2006.

CONSULSTEEL. **Construcción con Acero Liviano - Manual de Procedimiento**. Argentina: 2002. 1 CD-ROM.

CRASTO, Renata Cristina Moraes de. **Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: *light steel framing***. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, 2005. 231 p.

FRANCO, Luis Sérgio. **Racionalização construtiva, inovação tecnológica e pesquisas**. In: Curso de Formação em Mutirão EPUSP, São Paulo, 1996. 13 p.

KNAUF. Disponível em: <<http://knauf.com.br/?id=59>> Acesso em: 29 jun. 2014.

LP Brasil. **Manual CES – Construção Energética Sustentável**. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/download/manual-ces.asp>> Acesso em: 07 abr. 2014.

_____. **Produtos: LP OSB Home Plus Estrutural.** Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/lp-osb-home-plus-estrutural.html>> Acesso em: 29 jun. 2014.

MARTHA, Luiz Fernando. **FTool, versão 3.0.** PUC-Rio, 2012.

PEREIRA JUNIOR, Cleber José. **Edifícios de pequeno porte contraventados com perfis de chapa fina de aço.** Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2004. 141 p.

RODRIGUES, Francisco Carlos. **Steel Framing: Engenharia.** Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006. 127 p. (Série Manual da Construção em Aço)

SANTIAGO, Alexandre Kokke; FREITAS, Arlene Maria Samanho; CRASTO, Renata Cristina Moraes de. **Steel Framing: Arquitetura.** Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012. 151 p. (Série Manual da Construção em Aço)

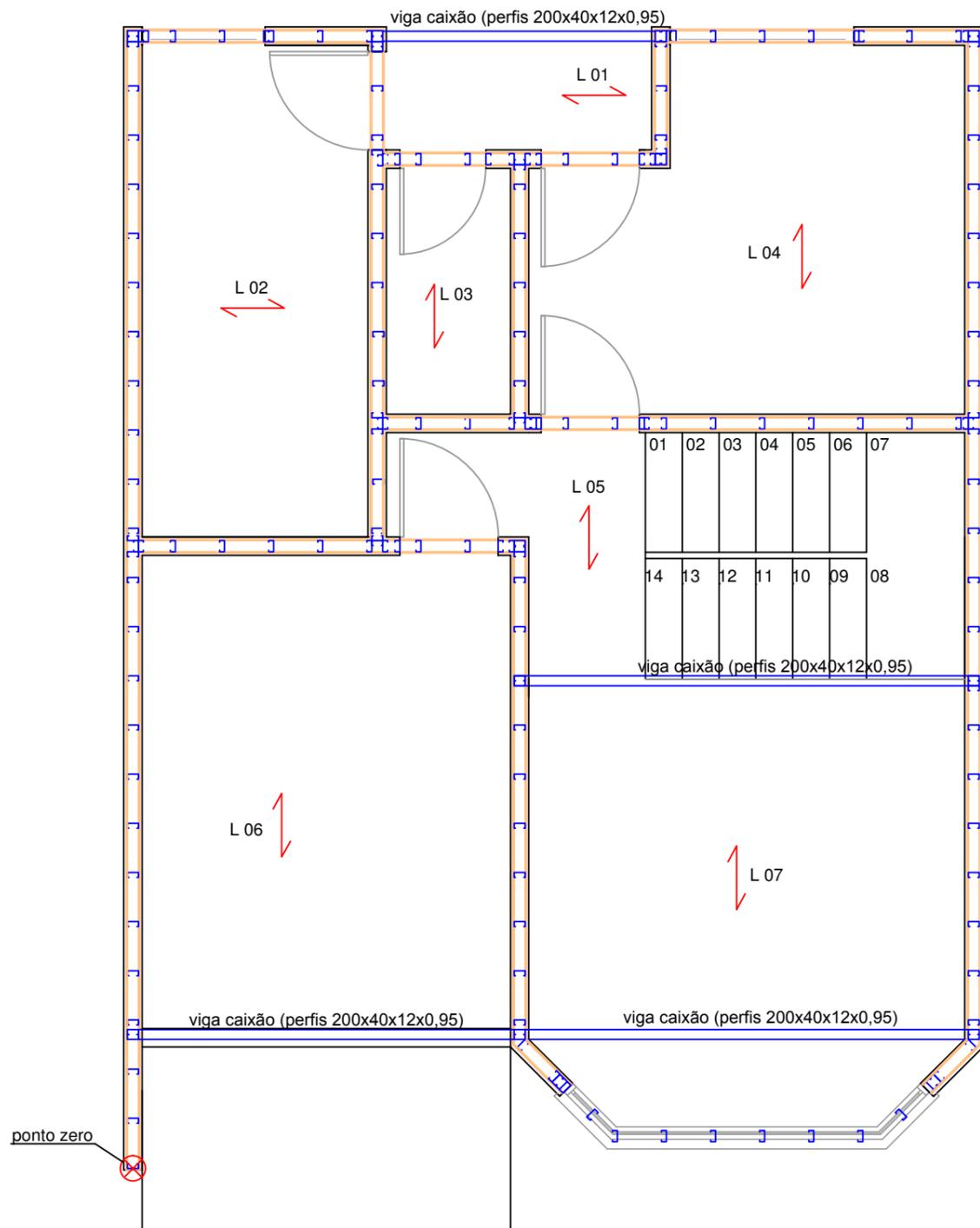
SILVA, Edson Lubas. **Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e 6355.** Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2008. 119 p. (Série Manual da Construção em Aço)

SILVA, Edson Lubas; SILVA, Valdir Pignatta e. **DimPerfil, versão 3.0.** Centro Brasileiro da Construção em aço, 2009.

SISTEMA NACIONAL DE AVALIAÇÕES TÉCNICAS. **Diretrizes para Avaliação Técnica de Produtos – Diretriz SINAT: nº 003 – Revisão 01. Sistemas construtivos estruturados em perfis leves de aço conformados a frio, com fechamentos em chapas delgadas (Sistemas leves tipo “Light Steel Framing”).** Brasília: Ministério das Cidades, 2012. 48 p.

VIAPOL. Disponível em: <<http://viapol.com.br>> Acesso em: 29 jun. 2014.

APÊNDICE A – LANÇAMENTO INICIAL DOS MONTANTES

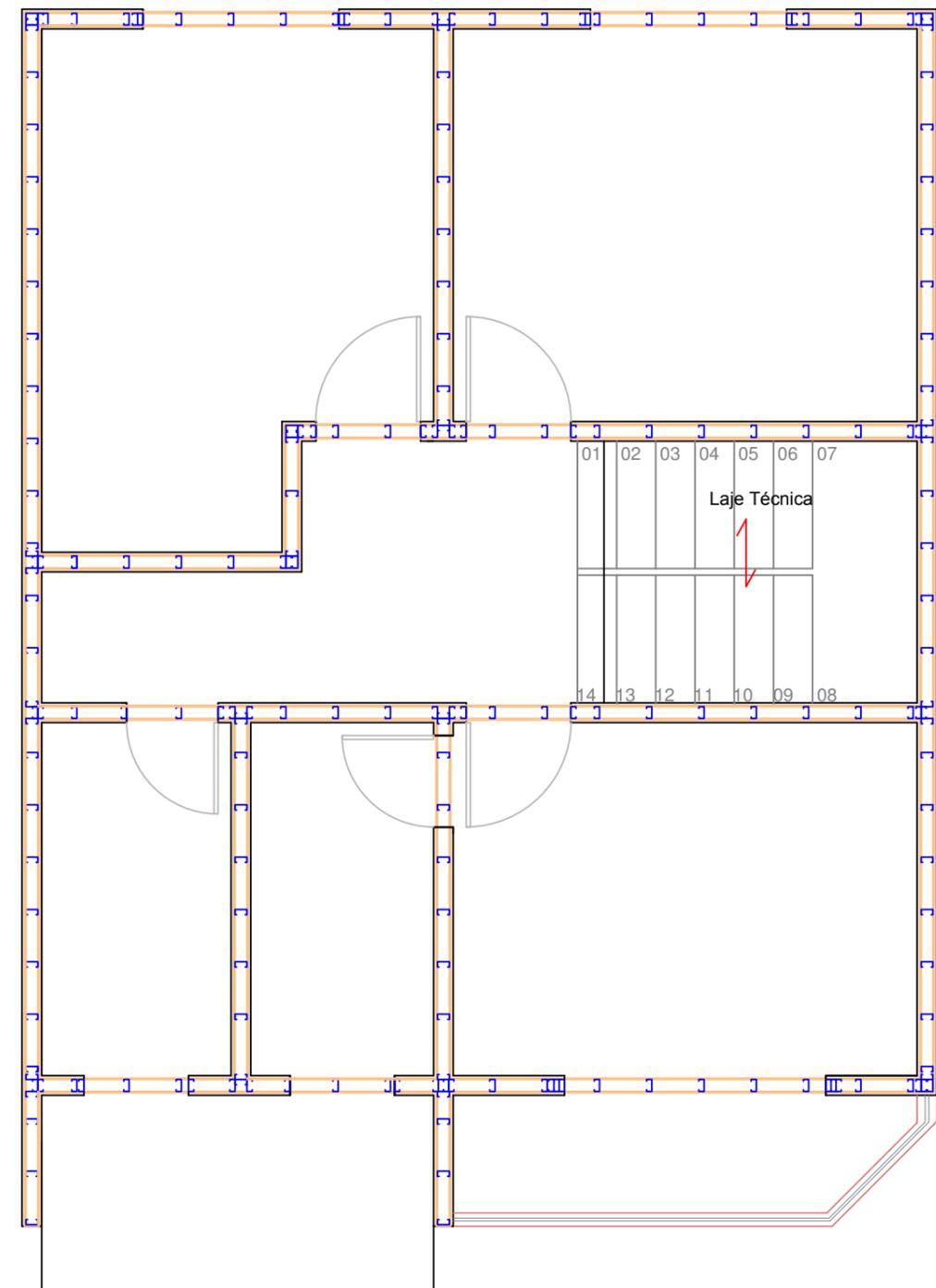


Lançamento inicial dos montantes - Pavimento Térreo

ESC.: 1/50

LEGENDA:

	SENTIDO DE APOIO DAS VIGAS DE ENTREPISO
	MONTANTE 90x40x12x0,95 mm



Lançamento inicial dos montantes - Pavimento Superior

ESC.: 1/50

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL

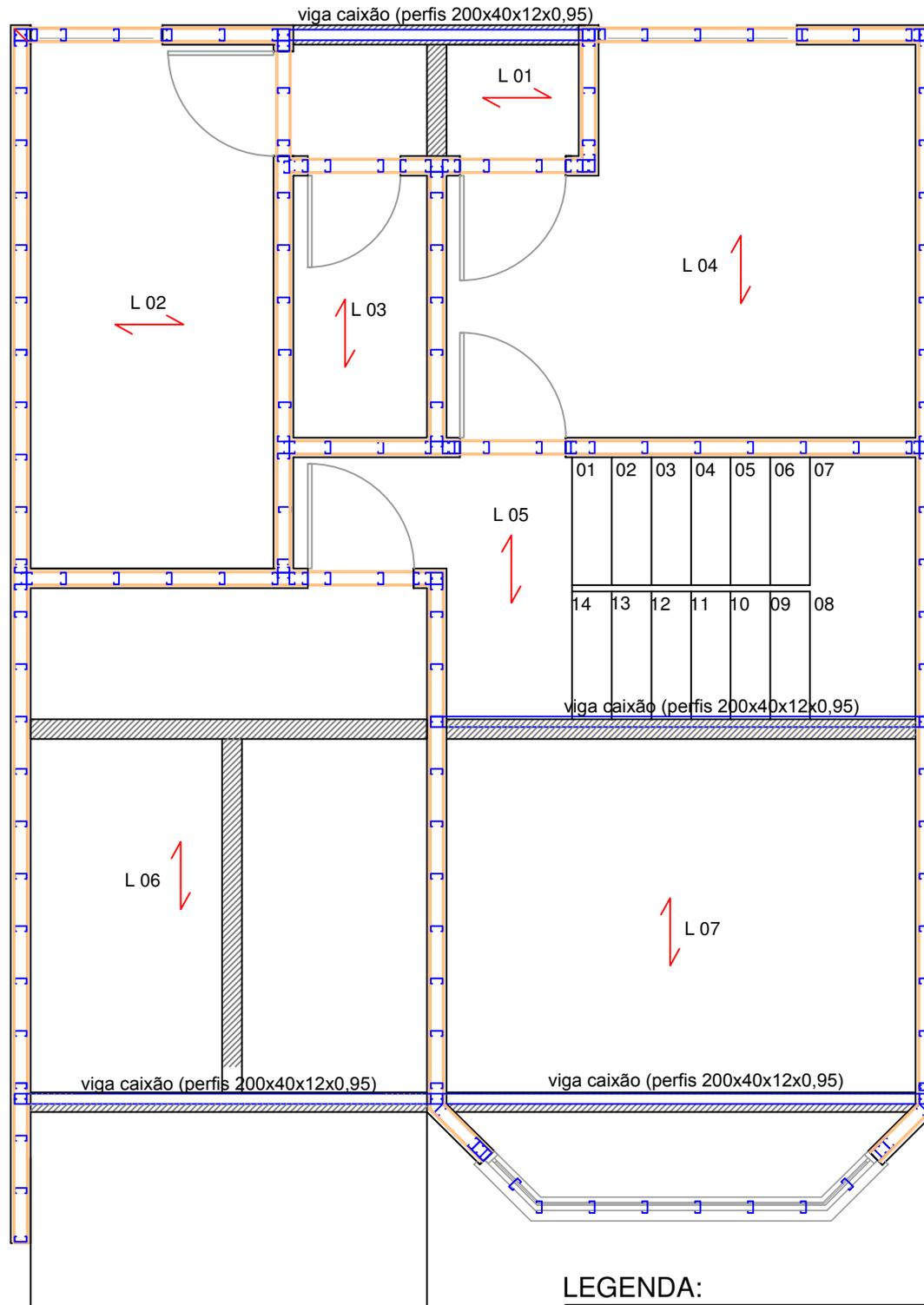
escada:
indicada

Conteúdo:
LANÇAMENTO INICIAL DOS MONTANTES
Pavimento Térreo e Superior

prancha:
01
05

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

APÊNDICE B – PAREDES SOBRE LAJES



Esquema das paredes sobre as lajes

ESC.: 1/50

LEGENDA:

-  SENTIDO DE APOIO DAS VIGAS DE ENTREPISO
-  MONTANTE 90x40x12x0,95 mm
-  PAREDE SOBRE A LAJE

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL

Conteúdo:

ESQUEMA DAS PAREDES SOBRE AS LAJES

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

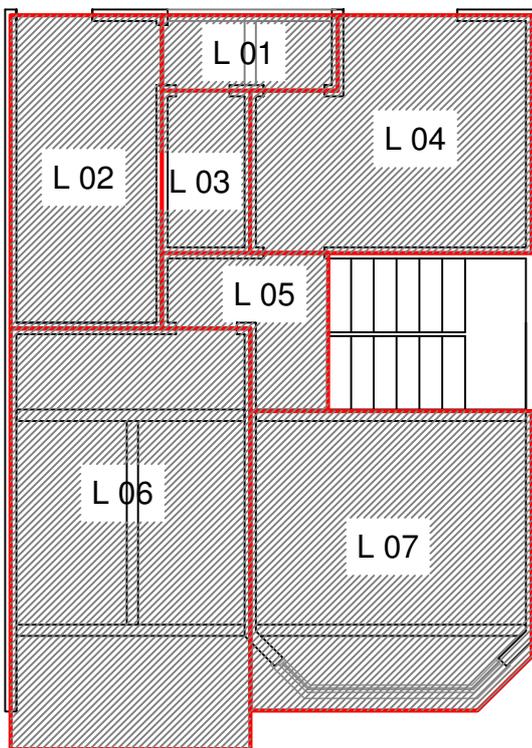
escada:

indicada

prancha:

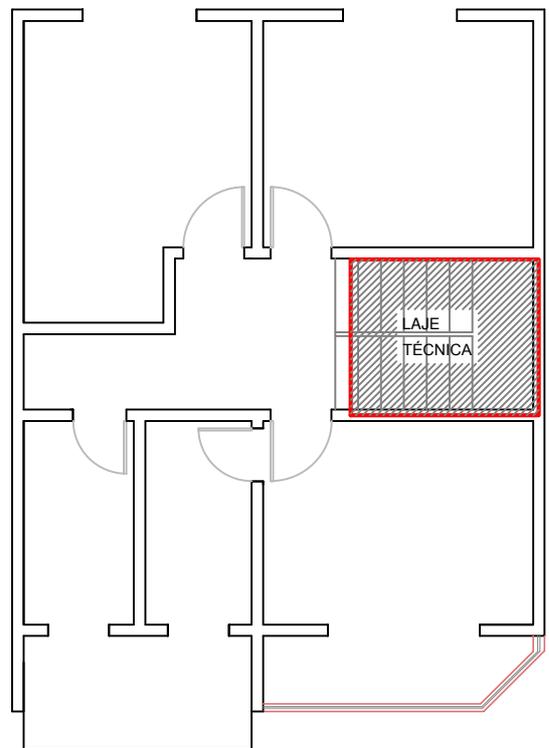
02 / 05

APÊNDICE C – PLANTA DAS LAJES



Layout das lajes do pavimento superior

ESC.: 1/100



Layout da laje técnica

ESC.: 1/100

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso

PROJETO ESTRUTURAL

Conteúdo:

LAYOUT DAS LAJES - Pavimento superior
LAYOUT DA LAJE TÉCNICA

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

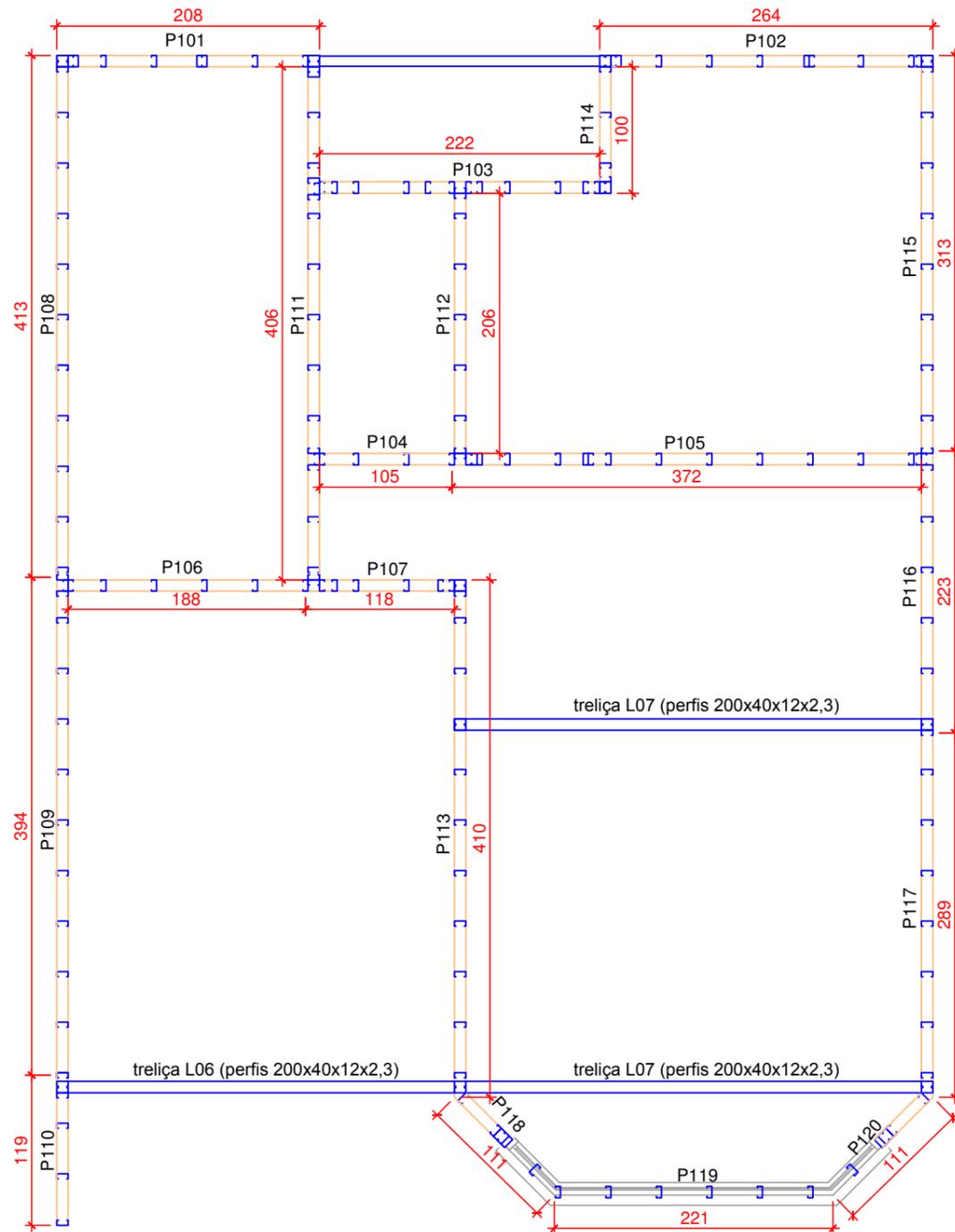
escada:

indicada

prancha:

03 / 05

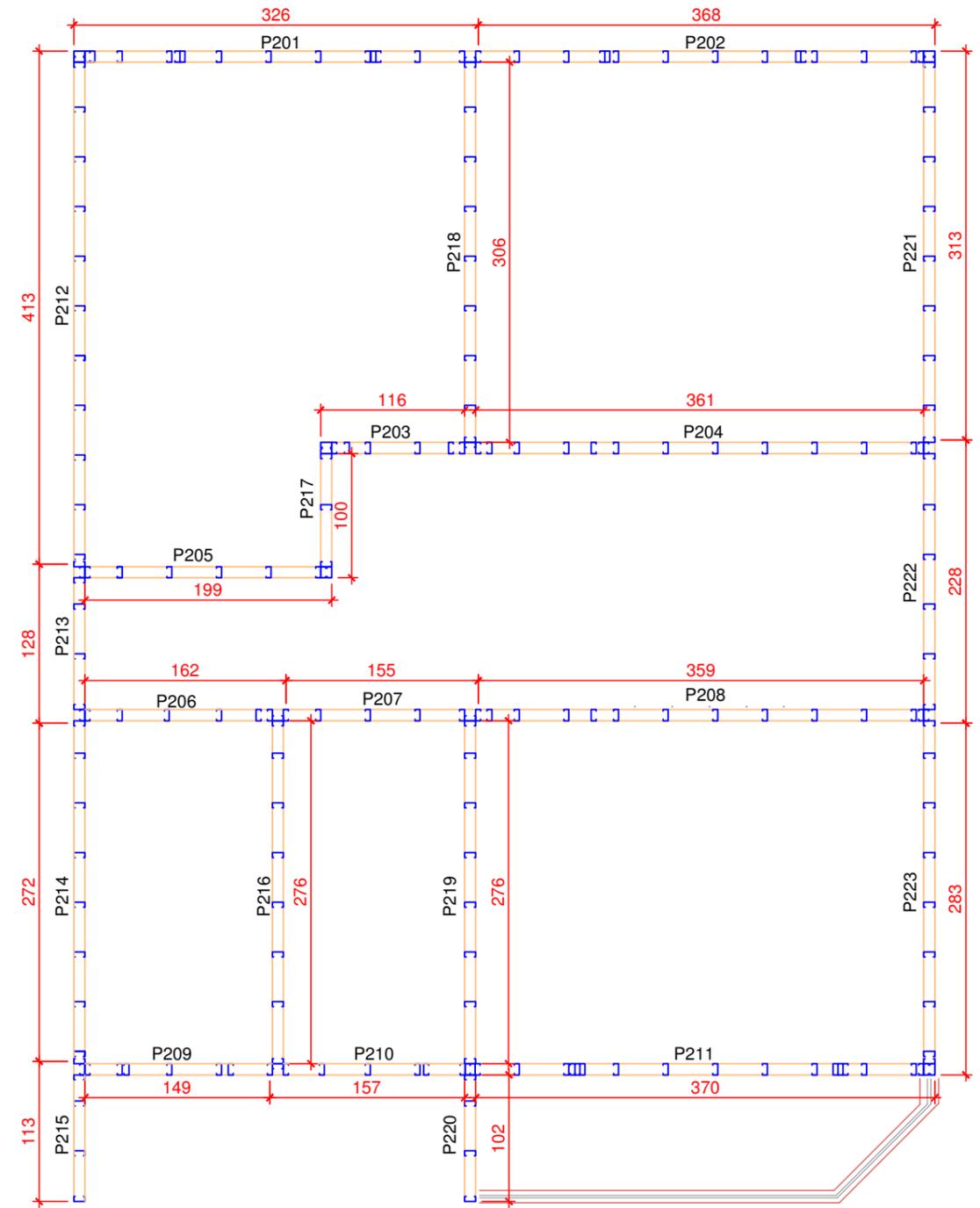
APÊNDICE D – PLANTA DOS PAINÉIS



Planta dos painéis cotada - Pavimento Térreo

ESC.: 1/50

	n° perfis	Carga (kN)	Carga total (kN)	comprimento (m)	Carga distribuída (kN/m)
P101	8	5,66	45,28	2,08	21,77
P102	12	5,66	67,92	2,64	25,73
P103	12	5,66	67,92	2,22	30,59
P104	4	4,05	16,20	1,05	15,43
P105	15	4,05	60,75	3,72	16,33
P106	6	4,05	24,30	1,88	12,93
P107	7	4,05	28,35	1,18	24,03
P108	13	5,66	73,58	4,13	17,82
P109	13	5,66	73,58	3,94	18,68
P110	7	5,66	39,62	1,19	33,29
P111	18	4,05	72,90	4,06	17,96
P112	7	4,05	28,35	2,06	13,76
P113	16	4,05	64,80	4,10	15,80
P114	6	5,66	33,96	1,00	33,96
P115	11	5,66	62,26	3,13	19,89
P116	8	5,66	45,28	2,23	20,30
P117	10	5,66	56,60	2,89	19,58
P118	6	5,66	33,96	1,11	30,59
P119	6	5,66	33,96	2,21	15,37
P120	6	5,66	33,96	1,11	30,59

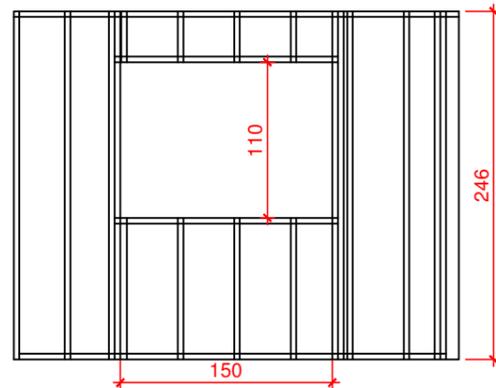


Planta dos painéis cotada - Pavimento Superior

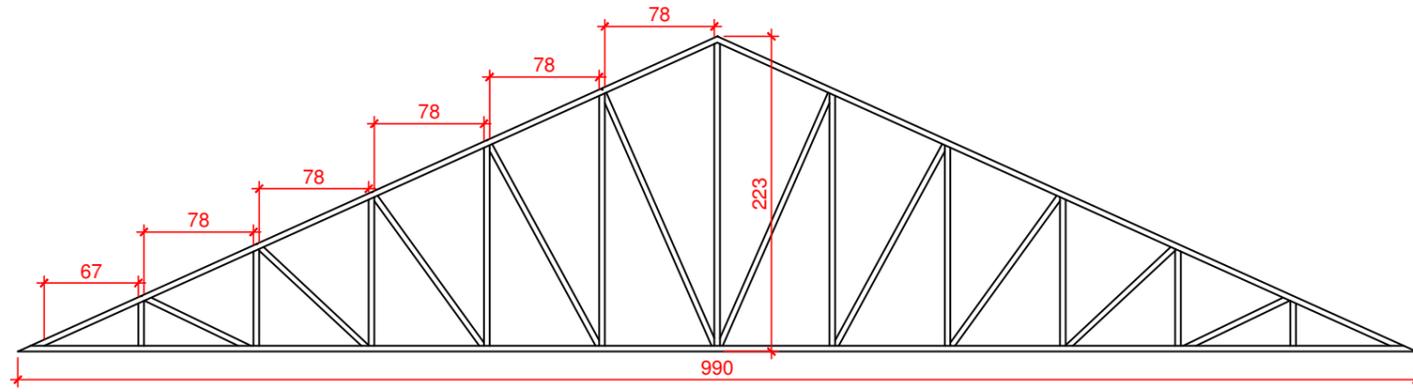
ESC.: 1/50

Universidade Estadual de Ponta Grossa Trabalho de Conclusão de Curso	escada: indicada
PROJETO ESTRUTURAL	
Conteúdo: LANÇAMENTO FINAL Planta dos painéis cotada	prancha: 04 /05
Alunas: Aline Ramos Esperidião Paola Sandri Antunes	

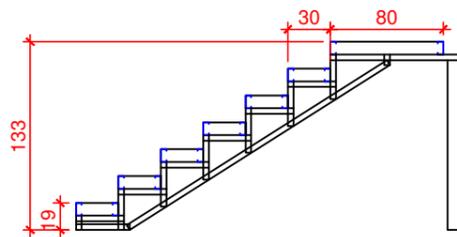
APÊNDICE E – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS



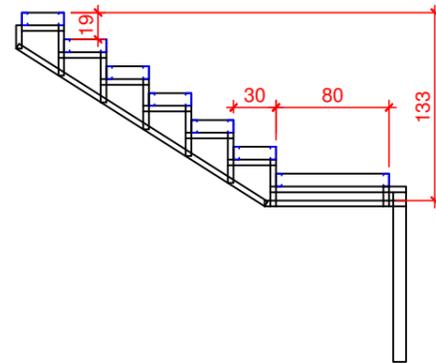
Painel 201- Montantes Ue 90 x 40 x 12 x 1,25 mm
ESC.: 1:50



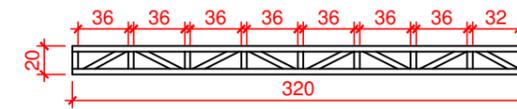
Treliza de cobertura- Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 0,95 mm
ESC.: 1:50



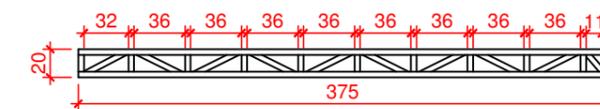
Escada (lance 1) - Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 0,95 mm
ESC.: 1:50



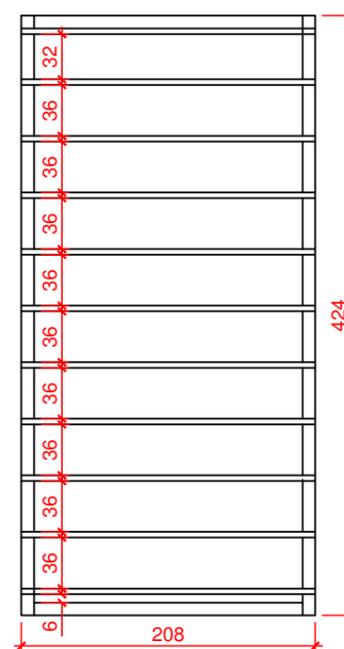
Escada (lance 2) - Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 0,95 mm
ESC.: 1:50



Treliza (laje 06) - Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 2,3 mm
ESC.: 1:50



Treliza (laje 07) - Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 2,3 mm
ESC.: 1:50



Laje 02 - Perfis Ue 90 x 40 x 12 x 0,95 mm
ESC.: 1:50

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso
PROJETO ESTRUTURAL

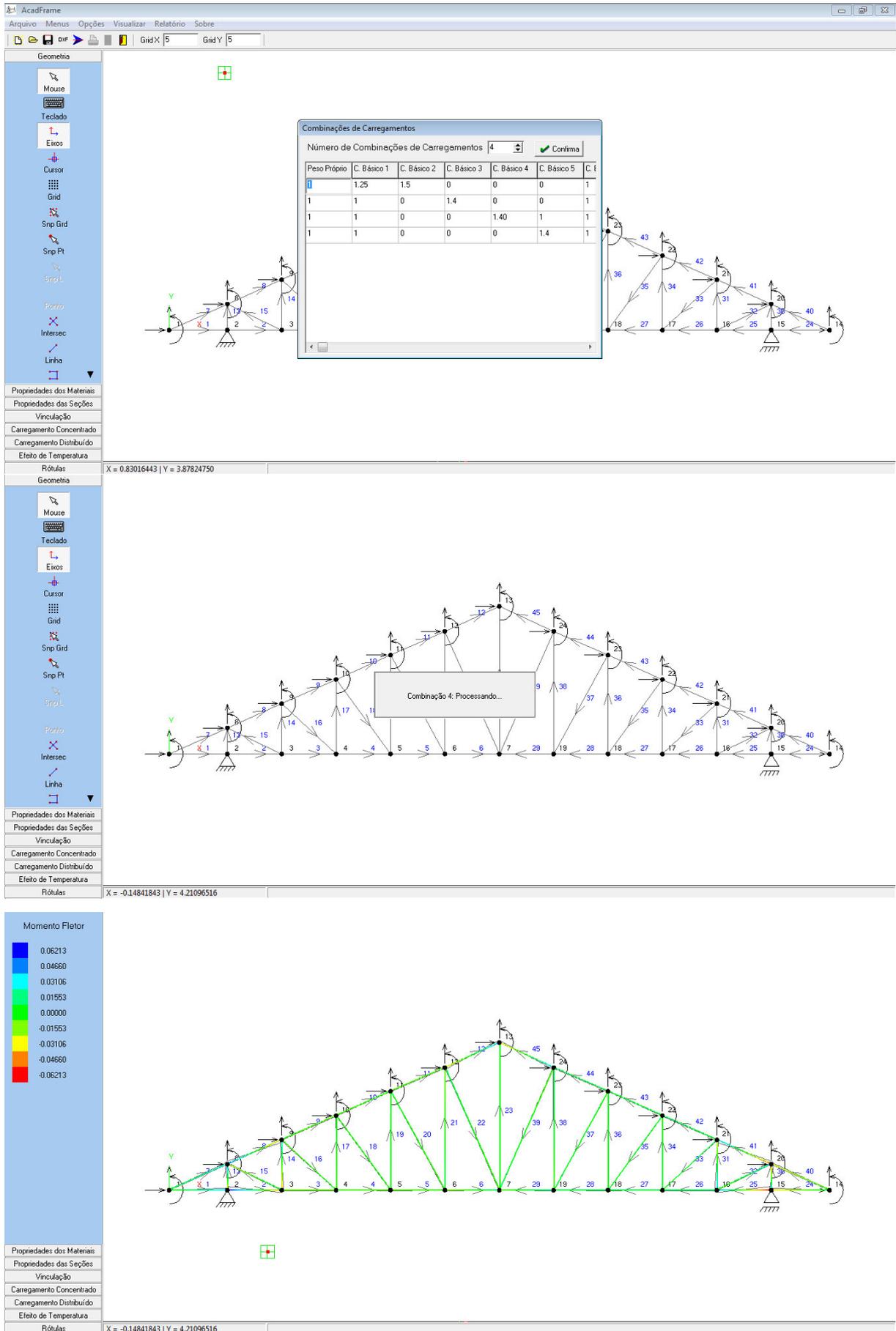
escada:
indicada

Conteúdo: DETALHAMENTOS
Painel 201; Treliza de cobertura
Escada; Treliza laje 06; Treliza L07 e Laje L02

prancha:
05
05

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

**APÊNDICE F – ESFORÇOS SOLICITANTES DA TRELIÇA DE COBERTURA DO
PROGRAMA ACADFRAME**



**APÊNDICE G – EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE INTERNO À
COMPRESSÃO SIMPLES NO PROGRAMA DIMPERFIL E RELATÓRIO OBTIDO**

DimPerfil 3.0 - Dimensionamento de Perfis de Aço Formados a Frio

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços Visualização dos Gráficos

Dimensões do perfil [cm] **NBR 6355** Formato texto

$b_w = 9$ $t = 0,095$
 $b_f = 4$ $\alpha =$
 $D = 1,2$ $\beta = 90$
 $D_e =$ $\theta =$

Enrijecedores Intermediários (cm)
 $\alpha EI = 90$
 $\beta EI = 0$
 $HEI = 0,5$

Nº de Enrij. Intern. na Mesa ($\alpha EI b_f$): 0
 Numero Enrij Intern. na Alma ($\beta EI b_w$): 0

Propriedades Geométricas a serem calculadas

Seção Bruta
 Seção Efetiva NBR 14762/2009 $\sigma_c: 23$ kN/cm²
 Seção Efetiva AISI (2001)

Deslocamentos
 N 10 kN
 Mx 10 kN.cm
 My 10 kN.cm

Atualizar

Propriedades Geométricas da Seção

Calculo das Propriedades da Seção

$b_f = 4$ cm $b_w = 9$ cm $D = 1,2$ cm $A = 1,78366$ cm²
 $\alpha = 0^\circ$ $\beta = 90^\circ$ $I_{xy} = 0$ cm⁴
 $I_x = 23,14876$ cm⁴ $I_y = 4,07254$ cm⁴ $x_g = -1,26615$ cm $y_g = -4,4525$ cm
 $I_t = 0,00536$ cm⁴ $x_c = -3,1753$ cm $y_c = 0$ cm $r_0 = 5,03428$ cm
 $I_x = 3,60253$ cm $I_y = 1,51104$ cm $W_x = 5,19905$ cm³
 $W_y = 1,5433$ cm³ $C_w = 70,62074$ cm⁶ $r_m = 0,1425$ cm
 $\rho_p = 0^\circ$ $m = 1,40017$ kg/m

By Edson Lubas Silva

DimPerfil 3.0 - Dimensionamento de Perfis de Aço Formados a Frio

File Help

Escolha do Perfil Cálculo dos Esforços Visualização dos Gráficos

Dimensões (cm)

$\alpha = 0$
 $\beta = 90$
 $D = 1,2$
 $b_f = 4$
 $b_w = 9$
 $t = 0,095$

Comprimentos (cm)

$L_x = 246$
 $L_y = L_x$
 $L_t = L_x$
 $L_{dist} = L_x$

Esforços Solicitantes

Nd: kN
 Mxd: kN.cm
 Myd: kN.cm
 Vd: kN

Flexo-Compressão

Em X: I
 Em Y: I
 Cm: I
 Cb: I

Resultados

Resultado: **NBR 14762:2001** **7,563 kN** **AISI (2001)**

Item a ser calculado: **CALCULAR**

Esforço Resistente à Compressão Centrada

NBR 14762:2009
 Flexão Composta
 Nrd
 Mxd
 Myrd
 Flexão Composta
 FC - Tabela
 Cortante
 Flexão e Cisalhamento

AISI 2001
 Flexão Composta
 Cortante
 Flexão e Cisalhamento

$X_c = 0,221$
 $\sigma = 5,088$ kN/cm²

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)
 $A_{ef_MLE} = 1,735$ cm²

MÉTODO DA SEÇÃO EFETIVA (MSE)
 NBR 14762:2009 - Tab. 09 - Caso B: Seção tipo Ue ou Ze ou Cr
 $\eta = 0,444$
 $\eta = 0,4 - k_l = 4,85$
 $\eta = 0,5 - k_l = 4,73$
 $k_l = 4,797$
 $N_l = 17,662$
 $\lambda_p = 0,717$
 $A_{ef_MSE} = 1,784$ cm²
 $\lambda_p = 0,717$

$A_{ef} = 1,784$ cm² (foi usada a MAIOR área)
 $\gamma = 1,2$
 $N_c = 7,563$ kN
 $N_{rd} = 7,563$ kN

By Edson Lubas Silva

RELATORIO: $U_e: b_w=9 \quad b_f=4 \quad D=1,2 \quad t=0,095$

$f_y= 23$ kN/cm² $E= 20500$ kN/cm² $G= 7884,615$ kN/cm²

1 - Barras submetidas à compressão centrada [NBR 14762 - 9.7]

2 - Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção [NBR 14762-9.7.2]

2.1 - Cálculo N_e

$L_x= 246$ cm $L_y= 246$ cm $L_t= 246$ cm $r_0= 5,034$ cm $x_c= -3,175$ cm

$y_c= 0$ cm $I_x=23,149$ cm⁴ $I_y=4,073$ cm⁴ $I_t=0,005$ cm⁴

$C_w=70,621$ cm⁶ $A=1,784$ cm²

$$N_{ex} = 77,395 \text{ kN} \quad N_{ey} = 13,616 \text{ kN} \quad N_{et} = 10,984 \text{ kN}$$

Perfil monossimétrico: em relação ao eixo X [NBR14762 - 7.7.2.2]

$$N_{ext} = 10,348 \text{ kN} \quad N_e = 10,348 \text{ kN} \quad F_e = 5,802 \text{ kN/cm}^2$$

flambagem por flexo-torção

$$A = 1,784 \text{ cm}^2 \quad \lambda_0 = 1,991 \quad X = 0,221 \quad \sigma = 5,088 \text{ kN/cm}^2$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)

$$A_{ef_MLE} = 1,735 \text{ cm}^2$$

MÉTODO DA SEÇÃO EFETIVA (MSE)

NBR 14762:2009 - Tab. 09 - Caso B: Seção tipo U_e ou Z_e ou C_r

$$\eta = 0,444 \quad \eta = 0,4 - kl = 4.85 \quad \eta = 0,5 - kl = 4.73$$

$$kl = 4,797 \quad NI = 17,662 \quad \lambda_0 = 0,717$$

$$A_{ef_MSE} = 1,784 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = 0,717$$

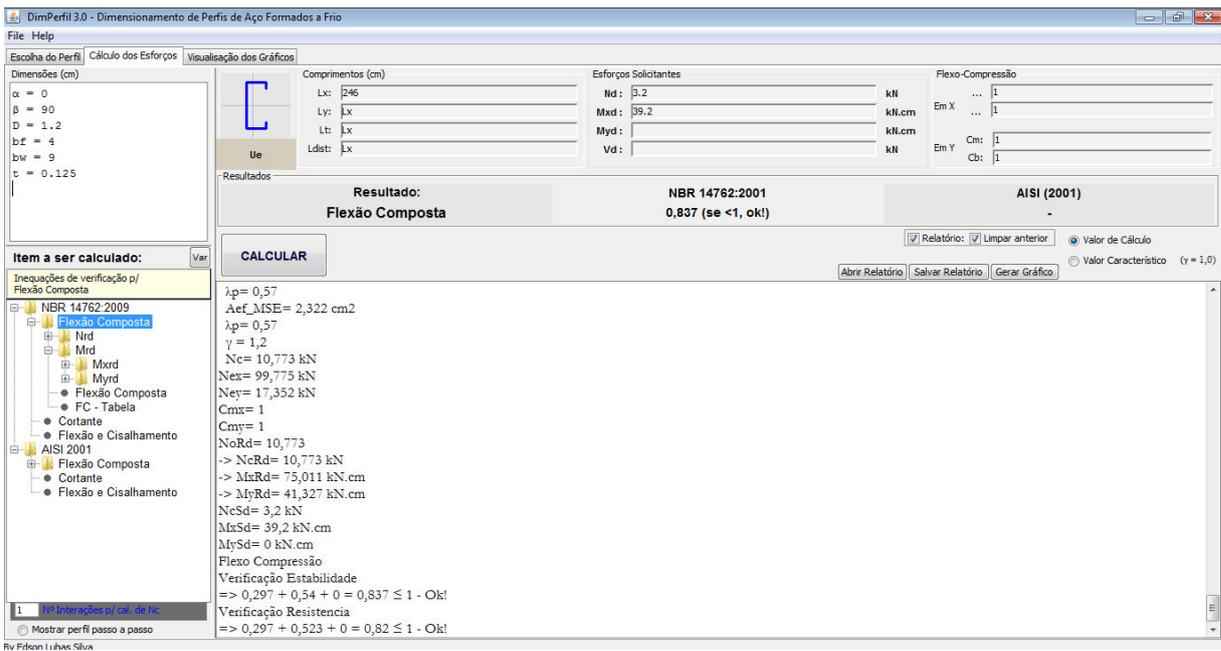
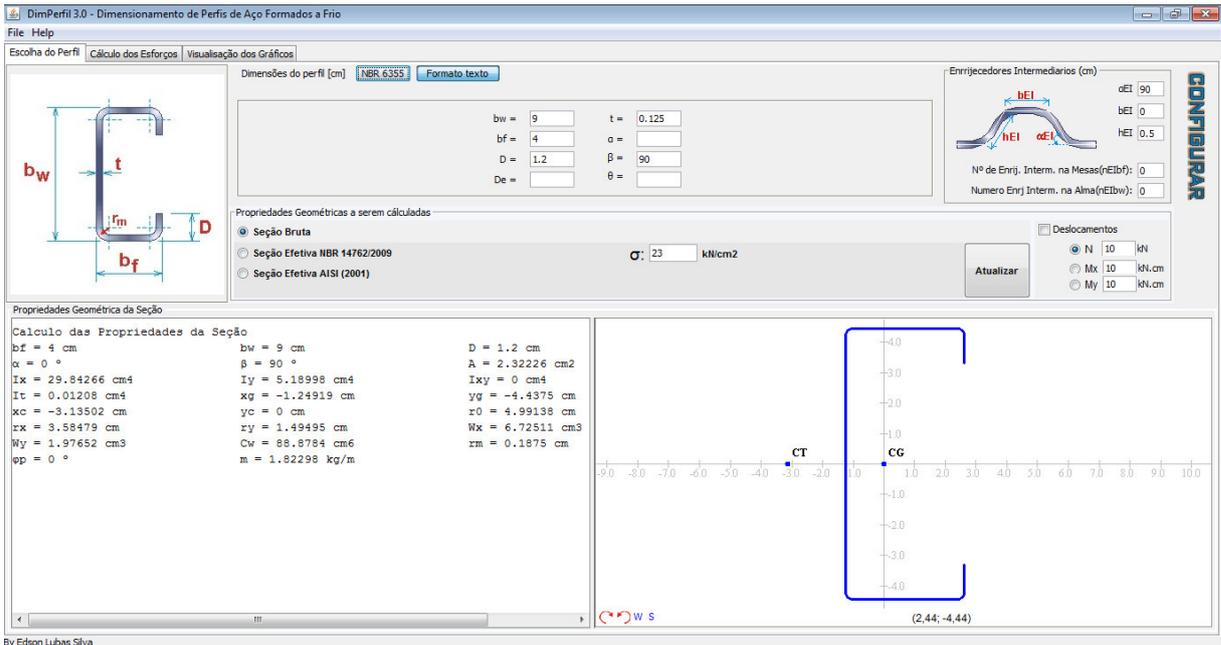
$$A_{ef} = 1,784 \text{ cm}^2 \quad (\text{foi usada a MAIOR área})$$

$$\gamma = 1,2$$

$$N_c = 7,563 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 7,563 \text{ kN}$$

**APÊNDICE H – EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE EXTERNO
À FLEXO-COMPRESSÃO NO PROGRAMA DIMPERFIL E RELATÓRIO OBTIDO**



RELATORIO: { U_e : $b_w=9$ $b_f=4$ $D=1,2$ $t=0,125$ $f_y=23$ kN/cm² $E=20500$ kN/cm² $G=7884,615$ kN/cm²

1 - Verificação à Flexão Composta

1.1 - Barras submetidas à compressão centrada [NBR 14762 - 9.7]

1.2 - Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção [NBR 14762-9.7.2]

1.2.1 - Cálculo Ne

$$L_x = 246 \text{ cm} \quad L_y = 246 \text{ cm} \quad L_t = 246 \text{ cm}$$

$$r_0 = 4,991 \text{ cm} \quad x_c = -3,135 \text{ cm} \quad y_c = 0 \text{ cm}$$

$$I_x = 29,843 \text{ cm}^4 \quad I_y = 5,19 \text{ cm}^4 \quad I_t = 0,012 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 88,878 \text{ cm}^6 \quad A = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$N_{ex} = 99,775 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = 17,352 \text{ kN}$$

$$N_{et} = 15,749 \text{ kN}$$

Perfil monossimétrico: em relação ao eixo X [NBR14762 - 7.7.2.2]

$$N_{ext} = 14,741 \text{ kN}$$

$$N_e = 14,741 \text{ kN}$$

$$F_e = 6,348 \text{ kN/cm}^2$$

flambagem por flexo-torção

$$A = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = 1,904$$

$$X = 0,242$$

$$\sigma = 5,567 \text{ kN/cm}^2$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)

$$A_{ef_MLE} = 2,322 \text{ cm}^2$$

MÉTODO DA SEÇÃO EFETIVA (MSE)

NBR 14762:2009 - Tab. 09 - Caso B: Seção tipo U_e ou Z_e ou C_r

$$\eta = 0,444$$

$$\eta = 0,4 - kl = 4.85$$

$$\eta = 0,5 - kl = 4.73$$

$$kl = 4,797$$

$$Nl = 39,812$$

$$\lambda_p = 0,57$$

$$A_{ef_MSE} = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_p = 0,57$$

$A_{ef} = 2,322 \text{ cm}^2$ (foi usada a MAIOR área)

$$\gamma = 1,2$$

$$N_c = 10,773 \text{ kN}$$

$$N_{rd} = 10,773 \text{ Kn}$$

2 - Início de escoamento da seção efetiva [NBR 14762-9.8.2.1]

Método das Larguras Efetivas

$$\sigma = 23 \text{ kN/cm}^2$$

máxima coordenada $Y = 4,438 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

$$I_{xef} = 29,843 \text{ cm}^4$$

$$W_{xef_MLE} = 6,725 \text{ cm}^3$$

Método da Seção Efetiva

NBR 14762:2009 - Tab. 12 - Caso B: Seção tipo U_e ou Ze ou Cr

$$\eta = 0,444$$

$$\eta = 0,4 - kl = 24,8$$

$$\eta = 0,5 - kl = 18,7$$

$$kl = 22,089$$

$$M_I = 530,932$$

$$M_{Ix} = 530,932 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_p = 0,54$$

$$W_{xef_MSE} = 6,725 \text{ cm}^3$$

$W_{ef} = 6,725 \text{ cm}^3$ (foi usado o MAIOR W_x)

$$\gamma = 1,1$$

$$M_{xesc} = 140,616 \text{ kN.cm}$$

3 - Flambagem lateral com torção [NBR 14762-9.8.2.2]

3.1 - Cálculo M_e

$$C_b = 1$$

Perfil monossimétrico

$$L_x = 246 \text{ cm}$$

$$L_y = 246 \text{ cm}$$

$$L_t = 246 \text{ cm}$$

$$r_0 = 4,991 \text{ cm}$$

$$x_c = 3,135 \text{ cm}$$

$$y_c = 0 \text{ cm}$$

$$C_w = 88.87840485389546 \text{ cm}^2$$

$$N_{ex} = 99,775 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = 17,352 \text{ kN}$$

$$N_{et} = 15,749 \text{ kN}$$

$$M_e = 82,512 \text{ kN.cm}$$

máxima coordenada $Y = 4,438 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

$$I_x = 29,843 \text{ cm}^4$$

$$W_{xc} = 6,725 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = 1,369$$

$$\lambda_0 > 1,336$$

$$X = 0,533$$

Método das Larguras Efetivas

$$\sigma = 12,269 \text{ kN/cm}^2$$

máxima coordenada $Y = 4,438 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

Método da Seção Efetiva

NBR 14762:2009 - Tab. 12 - Caso B: Seção tipo U_e ou Ze ou Cr

$$\eta = 0,444$$

$$\eta = 0,4 - kl = 24.8$$

$$\eta = 0,5 - kl = 18.7$$

$$kl = 22,089$$

$$M_l = 530,932$$

$$\sigma = 12,269 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{lx} = 530,932 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_p = 0,394$$

$$W_{xcef_MSE} = 6,725 \text{ cm}^3$$

$W_{cef} = 6,725 \text{ cm}^3$ (foi usado o MAIOR W_x)

$$\gamma = 1,1$$

$$W_{cef} = 6,725 \text{ cm}^3$$

$$M_{xflt} = 75,011 \text{ kN.cm}$$

O momento fletor resistente de cálculo MRd deve ser o menor valor calculado: [NBR 14762-7.8.1]

$$M_{xesc} = 140,616 \text{ kN.cm}$$

$$M_{xflt} = 75,011 \text{ kN.cm}$$

$$M_{xrd} = 75,011 \text{ kN.cm}$$

4 - Início de escoamento da seção efetiva [NBR 14762-9.8.2.1]

Método das Larguras Efetivas

$$\sigma = 23 \text{ kN/cm}^2$$

máxima coordenada $x = 2,626 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

$$I_{xef} = 29,843 \text{ cm}^4$$

$$W_{xef_MLE} = 1,977 \text{ cm}^3$$

$$W_{ef} = 1,977 \text{ cm}^3 \text{ (foi usado o MAIOR } W_y)$$

$$\gamma = 1,1$$

$$I_{yef} = 5,19 \text{ cm}^4$$

$$W_{yef} = 1,977 \text{ cm}^3$$

$$M_{yesc} = 41,327 \text{ kN.cm}$$

5 - Flambagem lateral com torção [NBR 14762-9.8.2.2]

5.1 - Cálculo M_e - Anexo E NBR 17462:2009

$$I_y = 5,19 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 1,977 \text{ cm}^3$$

$$L_x = 246 \text{ cm} \quad L_y = 246 \text{ cm}$$

$$L_t = 246 \text{ cm} \quad r_0 = 4,991 \text{ cm}$$

$$x_c = -3,135 \text{ cm} \quad y_c = 0 \text{ cm}$$

$$r_x = 3,585 \text{ cm} \quad r_y = 1,495 \text{ cm}$$

$$I_t = 0,012 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 88,878 \text{ cm}^6$$

$$A = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$N_{ex} = 99,775 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{ey} = 17,352 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{et} = 15,749 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_b = 1$$

Seção Monossimétrica

$$M_1 = -1 \text{ kN.cm}$$

$$M_2 = 1 \text{ kN.cm}$$

$$C_m = 1$$

Compressão na coordenada positiva de x

$$C_s = -1$$

$$j = 5,22$$

$$M_e = 183,703 \text{ kN.cm}$$

máxima coordenada $X = 2,626 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

$$I_y = 5,19 \text{ cm}^4$$

$$W_{yc} = 1,977 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = 0,497$$

$$\lambda_0 < 0,6$$

$$X = 1$$

Método das Larguras Efetivas

$$\sigma = 23 \text{ kN/cm}^2$$

máxima coordenada $X = 2,626 \text{ cm}$ (fibra comprimida)

$$W_{cef} = 1,977 \text{ cm}^3 \text{ (foi usado o MAIOR } W_y)$$

$$\gamma = 1,1$$

$$W_{cef} = 1,977 \text{ cm}^3$$

$$M_{xflt} = 41,327 \text{ kN.cm}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser o menor valor calculado: [NBR 14762-7.8.1]

$$M_{yesc} = 41,327 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yflt} = 41,327 \text{ kN.cm}$$

$$M_{yrd} = 41,327 \text{ kN.cm}$$

6 - Cálculo de N_o, R_d :

6.1 - Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção [NBR 14762-9.7.2]

$$N_e = 14,741 \text{ kN}$$

$$A = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = 1,904$$

$$X = 0,242$$

$$\sigma = 5,567 \text{ kN/cm}^2$$

MÉTODO DAS LARGURAS EFETIVAS (MLE)

$$A_{ef_MLE} = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1,2$$

$$N_c = 10,773 \text{ kN}$$

7.2 - Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção [NBR 14762-9.7.2]

$$N_e = 14,741 \text{ kN}$$

$$A = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_0 = 1,904$$

$$X = 0,242$$

$$\sigma = 5,567 \text{ kN/cm}^2$$

MÉTODO DA SEÇÃO EFETIVA (MSE)

NBR 14762:2009 - Tab. 09 - Caso B: Seção tipo U_e ou Ze ou Cr

$$\eta = 0,444$$

$$\eta = 0,4 - kl = 4.85$$

$$\eta = 0,5 - kl = 4.73$$

$$kl = 4,797$$

$$NI = 39,812$$

$$\lambda_p = 0,57$$

$$A_{ef_MSE} = 2,322 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_p = 0,57$$

$$\gamma = 1,2$$

$$N_c = 10,773 \text{ kN}$$

$$N_{ex} = 99,775 \text{ kN}$$

$N_{ey} = 17,352 \text{ kN}$

$C_{mx} = 1$

$C_{my} = 1$

$N_{oRd} = 10,773$

-> $N_{cRd} = 10,773 \text{ kN}$

-> $M_{xRd} = 75,011 \text{ kN.cm}$

-> $M_{yRd} = 41,327 \text{ kN.cm}$

$N_{cSd} = 3,2 \text{ kN}$

$M_{xSd} = 39,2 \text{ kN.cm}$

$M_{ySd} = 0 \text{ kN.cm}$

Flexo Compressão

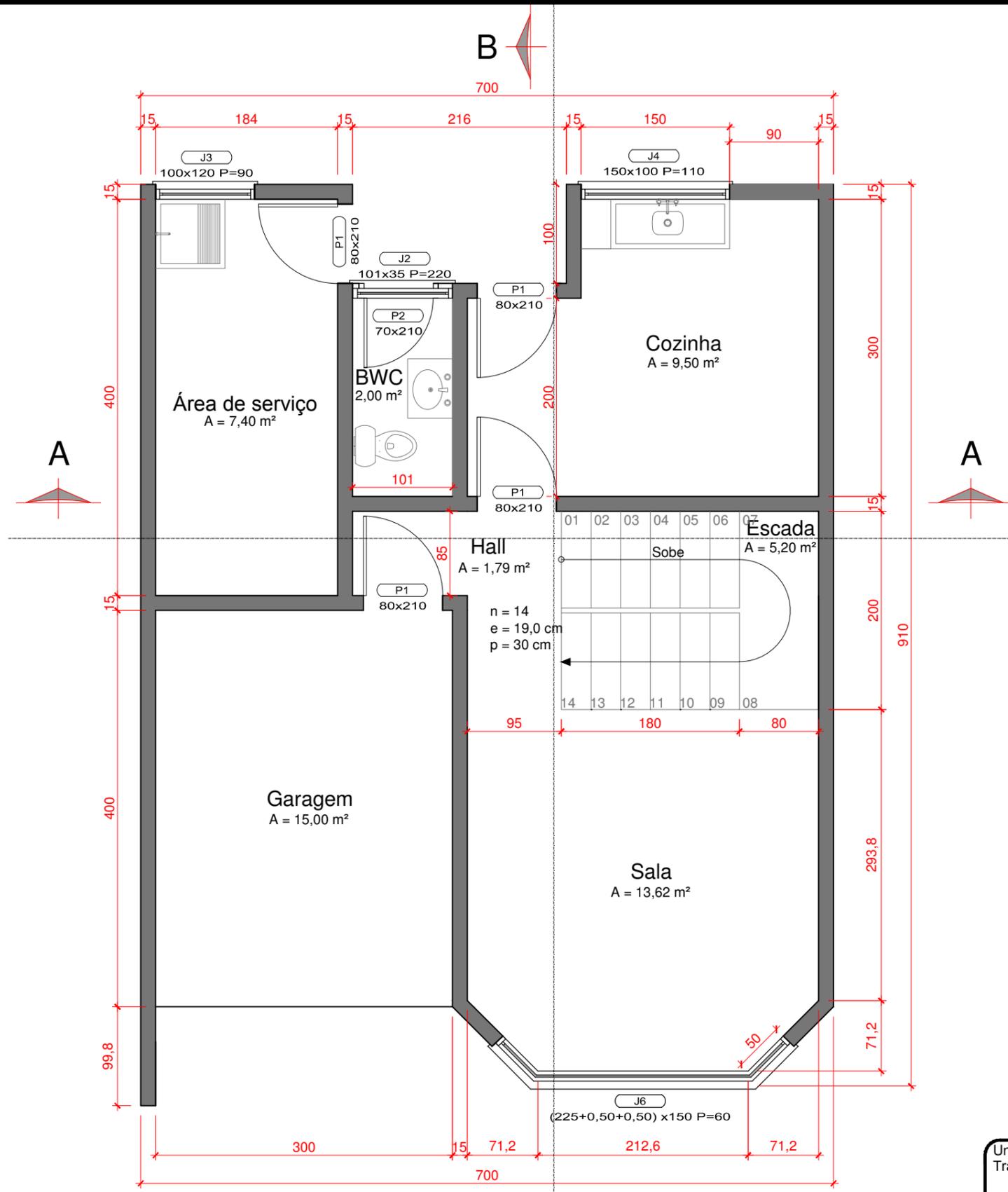
Verificação Estabilidade

$\Rightarrow 0,297 + 0,54 + 0 = 0,837 < 1 - \text{Ok!}$

Verificação Resistência

$\Rightarrow 0,297 + 0,523 + 0 = 0,82 < 1 - \text{Ok!}$

ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO



PLANTA BAIXA
Pavimento Térreo

ESC.: 1/50
 ÁREA CONSTRUÍDA DO PAVIMENTO: 58,46 m²
 ÁREA ÚTIL DO PAVIMENTO: 54,51 m²

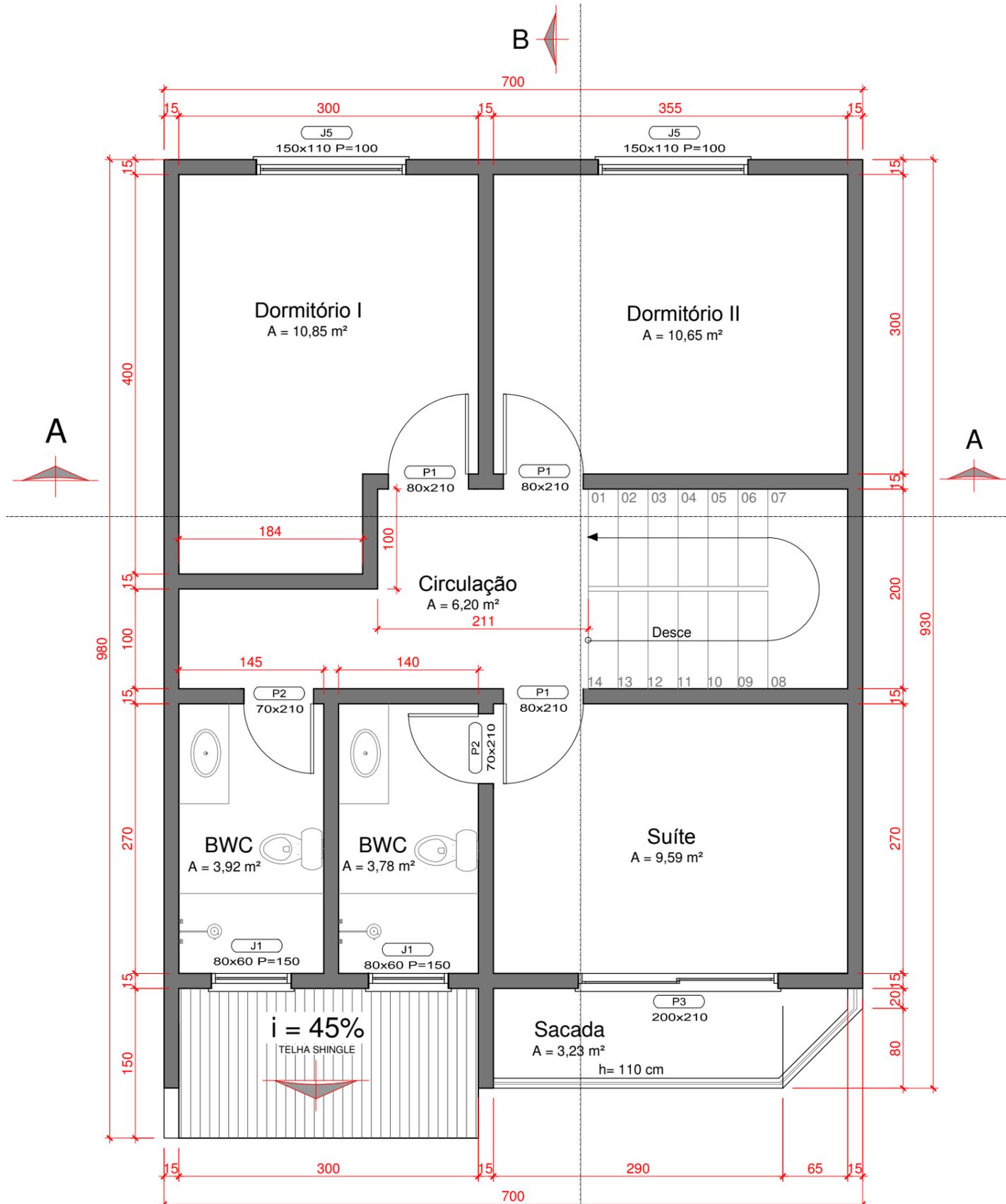
Universidade Estadual de Ponta Grossa
 Trabalho de Conclusão de Curso
PROJETO ARQUITETÔNICO

escada:
 indicada

Conteúdo:
 PLANTA BAIXA - Pavimento Térreo

prancha:
01
 /
04

Alunas: Aline Ramos Esperidião
 Paola Sandri Antunes

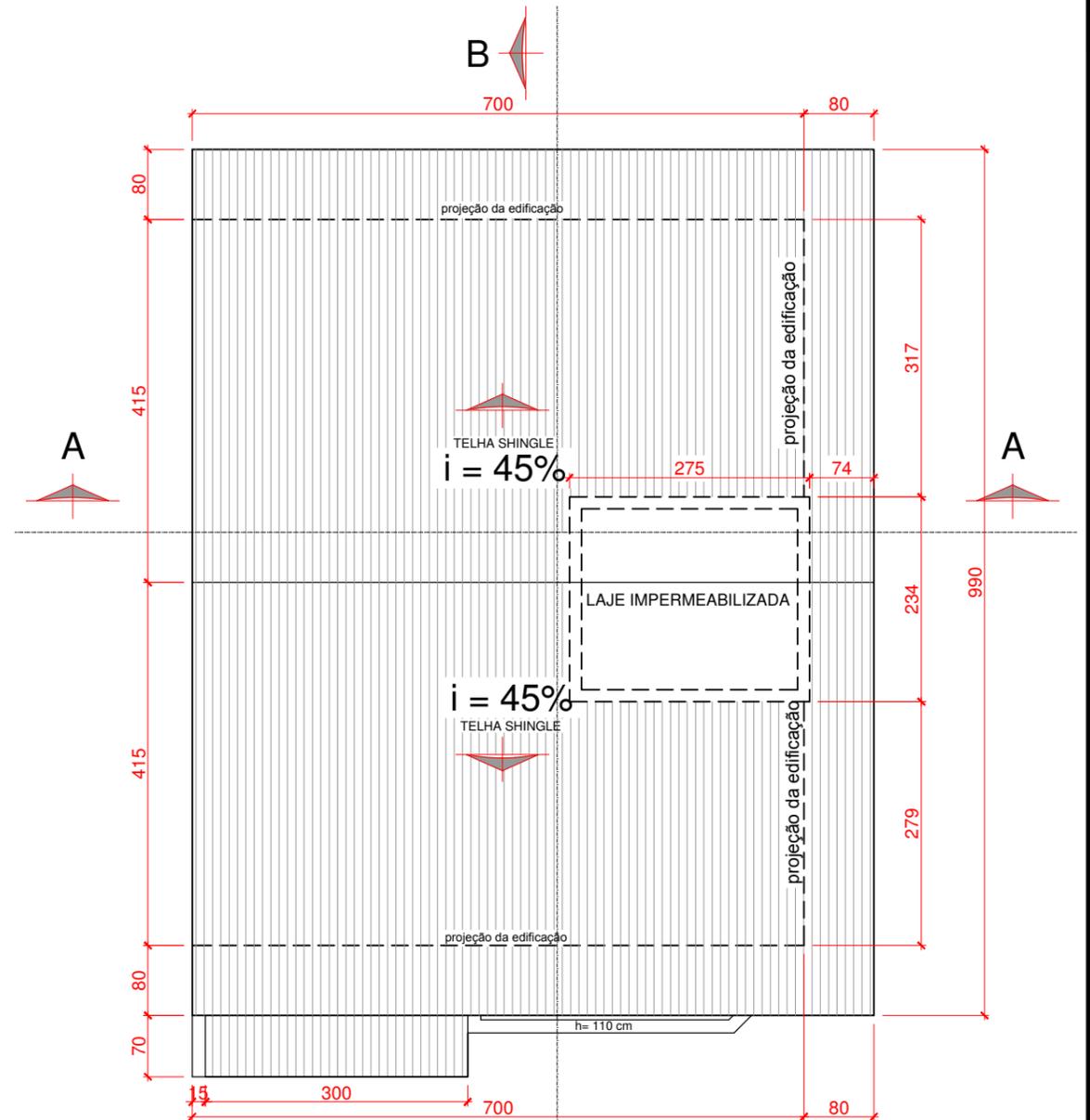


PLANTA BAIXA
Pavimento Superior

ESC.: 1/50

ÁREA CONSTRUÍDA DO PAVIMENTO: 66,35 m²

ÁREA ÚTIL DO PAVIMENTO: 48,22 m²



COBERTURA

ESC.: 1/75

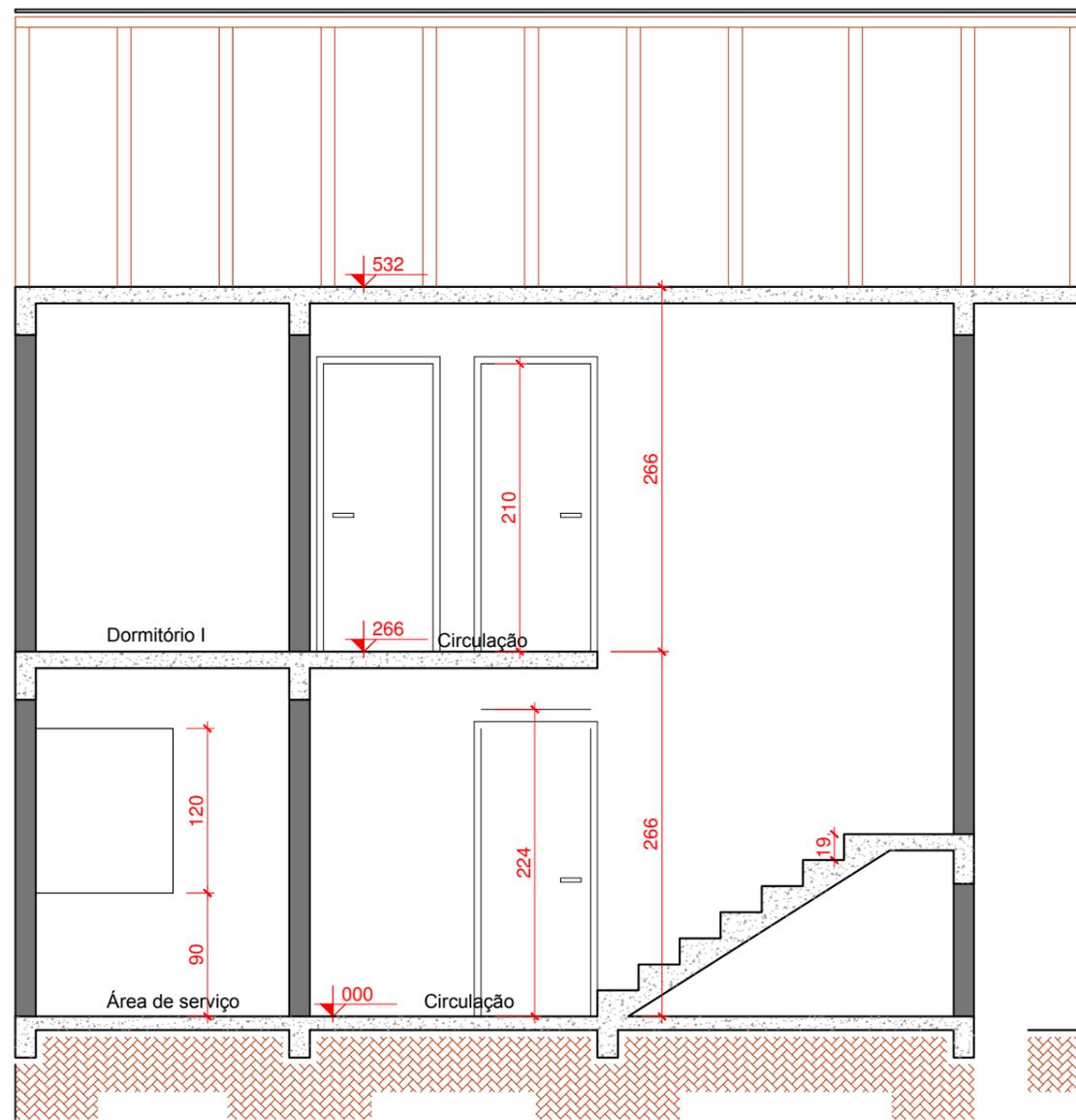
Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso
PROJETO ARQUITETÔNICO

escada:
indicada

Conteúdo: PLANTA BAIXA - Pavimento superior
COBERTURA

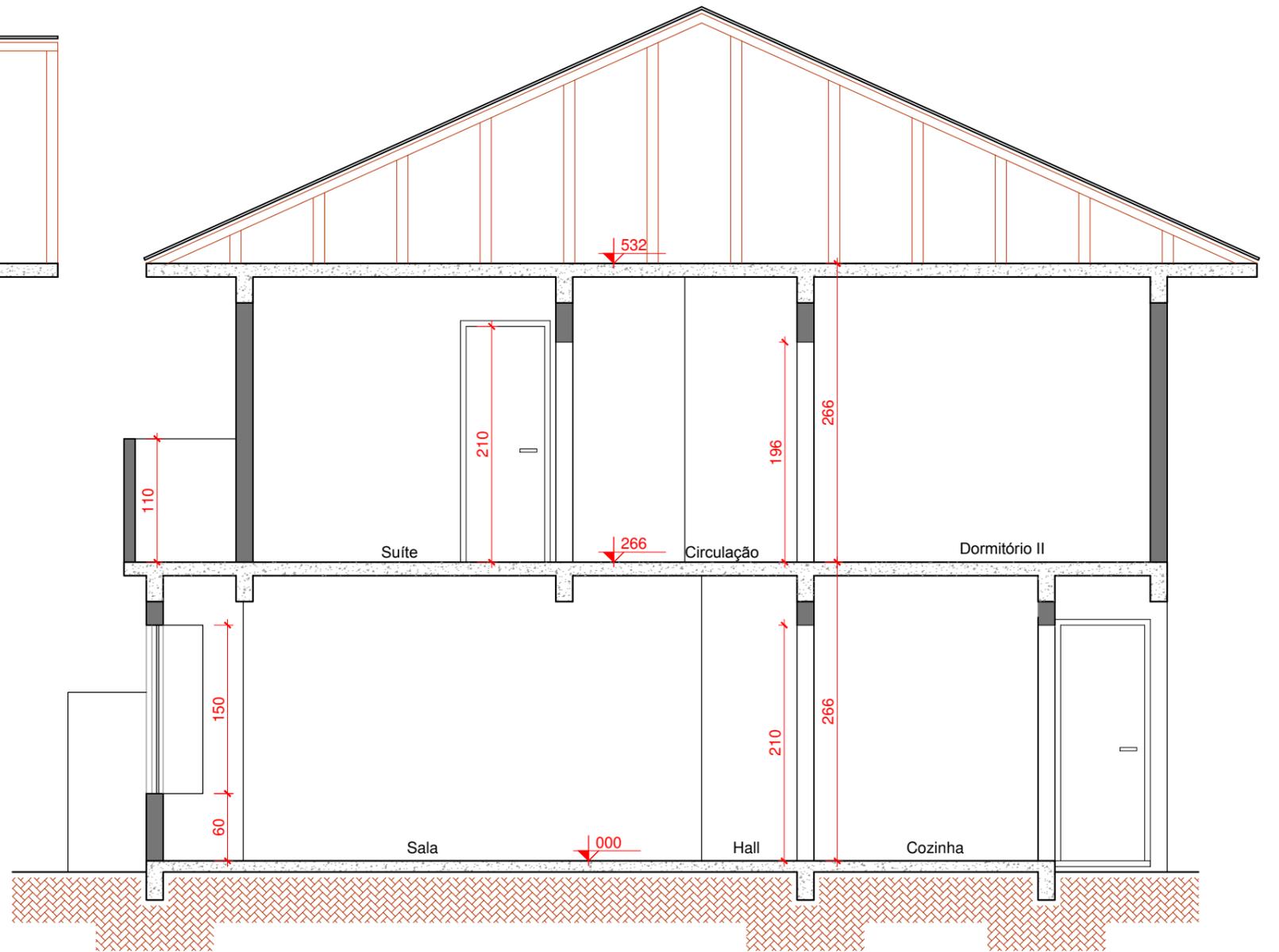
prancha:
02/04

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes



CORTE A-A

ESC.: 1/50



CORTE B-B

ESC.: 1/50

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso
PROJETO ARQUITETÔNICO

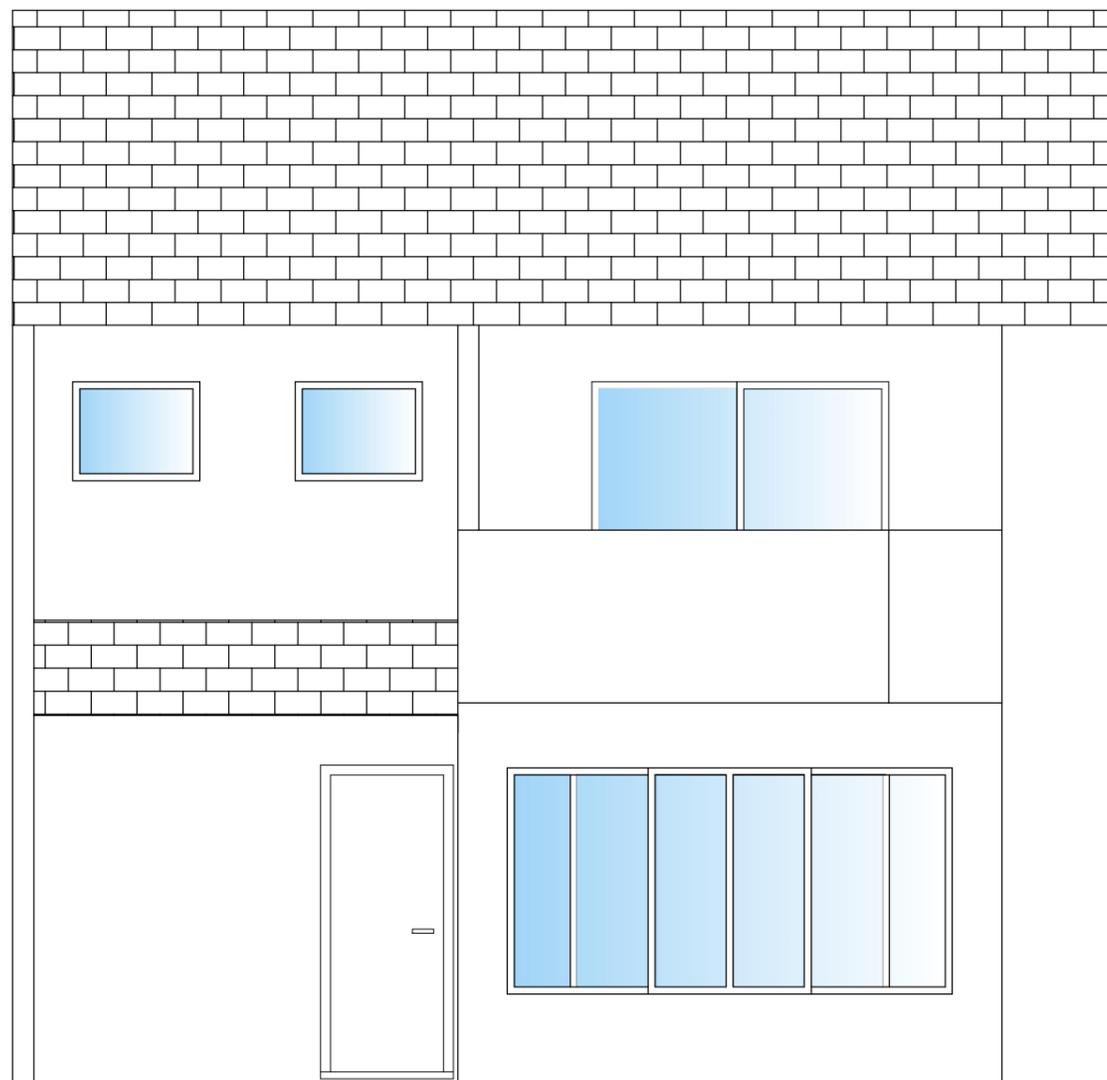
escada:
indicada

Conteúdo:
CORTE A-A e CORTE B-B

prancha:
03

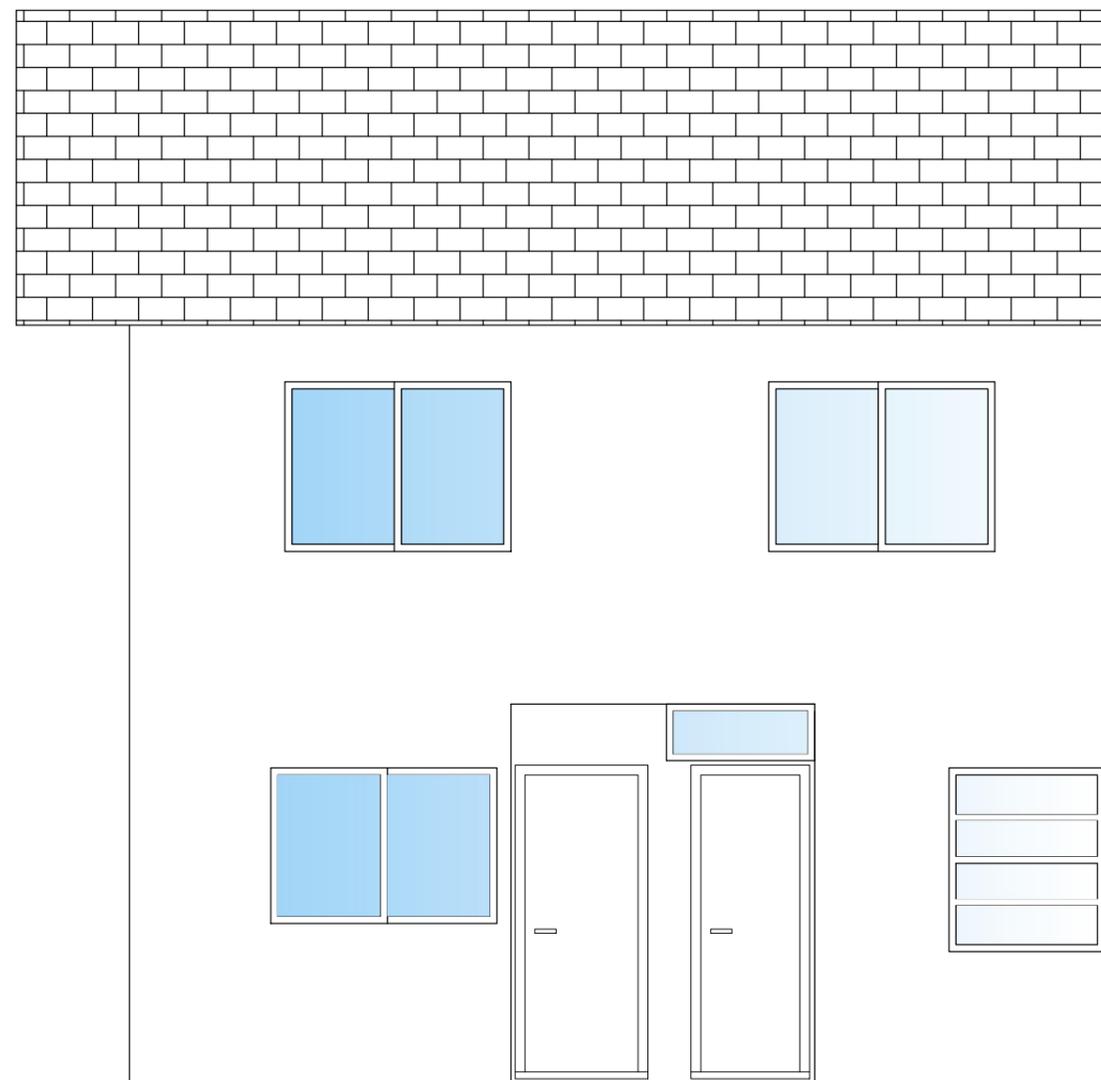
Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes

04



ELEVAÇÃO FRONTAL

ESC.: 1/50



ELEVAÇÃO DOS FUNDOS

ESC.: 1/50

Universidade Estadual de Ponta Grossa
Trabalho de Conclusão de Curso
PROJETO ARQUITETÔNICO

escada:
indicada

Conteúdo:
ELEVAÇÃO FRONTAL
ELEVAÇÃO FUNDOS

prancha:
04
04

Alunas: Aline Ramos Esperidião
Paola Sandri Antunes