



**UNIVERSIDADE ESTÁCIO DE SÁ**

**THAYANA GOMES DE SOUZA VIEIRA**

**SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING: ESTUDO COMPARATIVO COM ESTRUTURA DE  
CONCRETO ARMADO**

**Orientador (a): Esp. Fernando de Oliveira Miranda**

**RIO DE JANEIRO**

**2020**

**THAYANA GOMES DE SOUZA VIEIRA**

**SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING: ESTUDO COMPARATIVO COM  
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho apresentado por Thayana Gomes de Souza Vieira como Projeto de TCC do período acadêmico 2020.2 do curso de Engenharia Civil da **Universidade Estácio de Sá**, campus Tom Jobim sob a orientação do professor e presidente da banca **Esp. Fernando de Oliveira Miranda**.

RIO DE JANEIRO

2020

**THAYANA GOMES DE SOUZA VIEIRA**

**SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING: ESTUDO COMPARATIVO COM  
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estácio de Sá, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em 11 de outubro de 2020.

Banca Examinadora:

---

Prof. Fernando de Oliveira Miranda, Eng.  
Faculdade de Engenharia – UNESA

---

Prof<sup>a</sup>. Gaspar Francisco Carnevale, MSc  
Faculdade de Engenharia – UNESA

---

Prof<sup>a</sup>.  
Faculdade de Engenharia – UNESA

RIO DE JANEIRO

2020

## AGRADECIMENTOS

A Deus por sua honra e glória em me dar saúde e forças para seguir minha trajetória;

A minha instituição de ensino, que passou a ser a minha segunda casa, incluindo, seu corpo docente, meus diretores, coordenadores e a administração, por me proporcionarem todo aprendizado e condições satisfatórias para que eu alcançasse a minha formação;

Ao professor de TCC2, Gaspar, por sua motivação, simpatia e preocupação;

A professora e coordenadora Luciana, por sua ajuda, carinho e dedicação;

Ao meu orientador, professor Fernando, que foi um dos poucos professores que se dedicaram a ajudar.

A minha adorada avó, em memória, e meu avô, que sempre me incentivaram e se preocuparam com os meus estudos, agradecê-los por todo seu afeto, atenção, educação, força, proteção e apoio, para que eu nunca desistisse dos meus sonhos;

Em especial, quero agradecer a minha amada mãe Ana Paula, que mesmo em face das maiores dificuldades, sem a presença de meu genitor, contribuiu para que eu me tornasse uma pessoa mais forte e determinada;

Enfim, a todos os meus amigos e familiares, que diretamente ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho, que se registre aqui, com muita emoção, o meu muito obrigada.

“O insucesso é apenas uma oportunidade para recomeçar com mais inteligência.”

Henry Ford

## RESUMO

Por muito tempo o desenvolvimento e a preservação ambiental eram vistos como contraditórios no setor da construção civil, contudo observou-se a necessidade de gerenciamento combinado a proteção dos recursos naturais, assim como a sustentabilidade integra o desenvolvimento e melhorias na qualidade de vida. Com isso, a necessidade de novos métodos construtivos, como abordado no trabalho, o sistema de construção do tipo *Light Steel Framing* (LSF), formado por perfis formados a frio. O presente estudo tem como objetivo geral, propor e apresentar uma necessidade de modernização e racionalização com escolhas alternativas que um engenheiro pode fazer antes de optar por métodos convencionais, e como isso influencia no ambiente da construção, no ambiente industrial e ambiental. O trabalho justifica-se, pois trata-se de um método que permite eficiência com maior produtividade, industrializando o processo, aumento da demanda por edificações, visto a necessidade advinda do déficit habitacional brasileiro; diminuição da geração de resíduos e qualidade, tornando-se uma solução viável para o país. O estudo em questão aborda sua viabilidade perante uma análise aprofundada de projeto, visando seu uso em casas residenciais, seu estudo como um sistema sustentável e seu impacto no setor construtivo.

**Palavras-chave:** construção modular, steel frame, construção sustentável.

## ABSTRACT

For a long time, development and environmental preservation were seen as contradictory in the civil construction sector, but there was a need for management and protection of natural resources and how sustainability integrates development and improvements in quality of life. Thus, the need for new construction methods, as discussed in the work, the modular construction system of the type Light Steel Framing (LSF), formed by cold formed profiles. Method that allows efficiency with greater productivity, industrializing the process; increased demand for buildings, given the need arising from the Brazilian housing deficit; decreased waste generation and quality, making it a viable solution for the country. Its economic viability before an in-depth analysis of the project, aiming at its use in residential houses and its study as a sustainable system, this work seeks to show the need for modernization and rationalization with alternative choices that an engineer can make before opting for conventional methods, and how that influences the construction environment, industrial and environmental.

**Keywords:** modular construction, steel frame, sustainable construction.

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 BOBINA DE AÇO GALVANIZADO.....	22
FIGURA 2 PERFIS TÍPICOS PARA USO EM STEEL FRAMING.....	24
FIGURA 3 APLICAÇÃO DA CHAPA OSB EM UMA ESTRUTURA DE AÇO LEVE .....	29
FIGURA 4 APLICAÇÃO DA LÃ DE VIDRO NA ESTRUTURA.....	31
FIGURA 5 DETALHE DE ENCONTRO DO PISO E PAREDE EM ÁREAS MOLHÁVEIS.....	33
FIGURA 6 ESQUEMA TÍPICO DE UMA RESIDÊNCIA EM STEEL FRAMING... ..	36
FIGURA 7 COMPONENTES DE UM PAINEL ESTRUTURAL COM ABERTURA DE JANELA.....	37
FIGURA 8 TRANSMISSÃO DA CARGA VERTICAL À FUNDAÇÃO.....	38
FIGURA 9 ESTRUTURA TÍPICA DE UM PAINEL EM LIGHT STEEL FRAME ...	39
FIGURA 10 ABERTURAS NOS PERFIS PARA PASSAGEM DE TUBULAÇÕES.	40
FIGURA 11 ESQUEMA APRESENTANDO GUIA, MONTANTE E VIGA.....	41
FIGURA 12 VIGAS DE ENTREPISO .....	42
FIGURA 13 ESTRUTURA DE PISO EM LIGHT STEEL FRAMING .....	43
FIGURA 14 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS ATRAVÉS DA VERGA PARA OMBREIRAS.....	44
FIGURA 15 TIPOS DE VERGAS.....	44
FIGURA 16 PAINEL COM ABERTURA E VERGA.....	45
FIGURA 17 DEFORMAÇÃO DE UM PAINEL EM LSF SEM TRAVAMENTO.....	46
FIGURA 18 BLOQUEADORES INSTALADOS ENTRE MONTANTES .....	47
FIGURA 19 TRAVAMENTO LATERAL DE VIGAS POR BLOQUEADORES E FITAS DE AÇO GALVANIZADO .....	47
FIGURA 20 SOLICITAÇÃO DAS DIAGONAIS DE CONTRAVENTAMENTO .....	48
FIGURA 21 FITA METÁLICA PARA TRAVAMENTO DO PAINEL .....	49
FIGURA 22 CONSTRUÇÃO PELO MÉTODO STICK.....	50
FIGURA 23 PRÉ-FABRICAÇÃO DE PAINÉIS E MONTAGEM NO LOCAL (MÉTODO POR PAINÉIS).....	51
FIGURA 24 UNIDADE MODULAR SENDO APLICADA SOBRE OUTRA.....	51
FIGURA 25 UNIDADE MODULAR PRONTA.....	52

FIGURA 26 DESEMPENHO ACÚSTICO E DE RESISTÊNCIA AO FOGO PARA DOIS TIPOS DE PAREDES EM LSF .....	55
FIGURA 27 TIPOS DE AUTO-ATARRAXANTES PARAFUSOS NO SISTEMA LSF .....	56
FIGURA 28 EXEMPLO DE CONEXÃO PISO FUNDAÇÃO.....	59
FIGURA 29 DETALHE ESQUEMÁTICO DE ANCORAGEM DO PAINEL A UMA LAJE RADIER.....	60
FIGURA 30 DETALHE ESQUEMÁTICO DA EXECUÇÃO DE UM PAINEL SOBRE UMA SAPATA CORRIDA.....	61
FIGURA 31 EFEITOS DE VENTO NA ESTRUTURA: A) TRANSLAÇÃO; B) TOMBAMENTO.....	61
FIGURA 32 ANCORAGEM DEFINITIVA EM BARRA ROSCA E FITA METÁLICA.....	62
FIGURA 33 ANCORAGEM POR EXPANSÃO DO TIPO PARABOLT.....	62
FIGURA 34 PLANTA DE ESTRUTURA DE PISO EM LIGHT STEEL FRAMING.....	64
FIGURA 35 ILUSTRAÇÃO DOS TIPOS DE LAJES.....	65
FIGURA 36 DETALHAMENTO DA LAJE ÚMIDA PARA CONSTRUÇÕES DE STEEL FRAME.....	66
FIGURA 37 LAJE SECA.....	67
FIGURA 38 COLOCAÇÃO DE CHAPAS SOBRE A COBERTURA PLANA EM LSF.....	69
FIGURA 39 COBERTURA EM TELHAS CERÂMICAS OU OUTRO MATERIAL.....	69
FIGURA 40 ELEMENTOS PRINCIPAIS DE UMA TESOURA DO TIPO HOWE... ..	70
FIGURA 41 CONSTRUÇÃO PLATFORM FRAMING .....	71
FIGURA 42 ALGUNS TIPOS DE SEÇÕES TRANSVERSAIS.....	72
FIGURA 43 EXEMPLIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS DE FÔRMAS DE UM PILAR .....	76
FIGURA 44 EXEMPLO 3D DA ARMAÇÃO DE UMA VIGA.....	77
FIGURA 45 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DA LAJE ATÉ O SOLO.....	79
FIGURA 46 EXEMPLO DE FUNDAÇÕES .....	80
FIGURA 47 PLANTA BAIXA DO PROJETO ARQUITETÔNICO (SEM ESCALA) – REVIT 2017 .....	87
FIGURA 48 VISTA EM PERSPECTIVA 3D DO PROJETO ARQUITETÔNICO ANALISADO – REVIT 2017 .....	88

FIGURA 49 CONSIDERAÇÕES PRIMÁRIAS DE PROJETO .....	89
FIGURA 50 PERFIS ESTRUTURAIS ADOTADOS PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	90
FIGURA 51 CONTRAVENTAMENTO LATERAL DO BANZO SUPERIOR EM UMA TESOURA TIPO HOWE.....	91
FIGURA 52 SOMATÓRIO DOS VALORES DE "CARGAS PADRÃO" ATUANTES NA ESTRUTURA .....	94
FIGURA 53 MAPA DE ISOPLETAS DO BRASIL E VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO PARA UBERLÂNDIA .....	95
FIGURA 54 DIMENSIONAMENTO EFETIVO DA EDIFICAÇÃO .....	97
FIGURA 55 DADOS GERAIS DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO .....	99
FIGURA 56 DESENHO DA SOBRECARGA DA CAIXA D'ÁGUA NA PLANTA DE COBERTURA .....	102
TABELA 57 DESCRIÇÃO DA VIGA 107 .....	103
FIGURA 58 VISUALIZAÇÃO EM 3D DA DEFORMADA DA EDIFICAÇÃO ATRAVÉS DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES .....	106
FIGURA 59 DETALHAMENTO DO POSICIONAMENTO DOS PERFIS.....	108

### LISTA DE TABELAS

TABELA 1 REVESTIMENTO MÍNIMO DAS BOBINAS DE AÇO. ....	23
TABELA 2 DESIGNAÇÃO DOS PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO PARA USO EM LSF. ....	25
TABELA 3 DIMENSÕES NOMINAIS USUAIS DOS PERFIS DE AÇO PARA LIGHT STEEL FRAMING. ....	26
TABELA 4 PESO PRÓPRIO COMPARATIVO DE SISTEMA DE FECHAMENTO. ....	27
TABELA 5 EXEMPLO DE TIPOS DE CHAPAS OSB E APLICAÇÃO. ....	30
TABELA 6 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE PLACAS CIMENTÍCIAS IMPERMEABILIZADAS DA BRASILIT. ....	32
TABELA 7 TIPOS DE PLACAS COMERCIALIZADAS NO BRASIL. ....	33
TABELA 8 EXEMPLO DE MATERIAL COM RESISTÊNCIA TÉRMICA E CONDUTIVIDADE TÉRMICA: LÃ DE VIDRO. ....	53
TABELA 9 CLASSE DE TRANSMISSÃO DE SOM AÉREO PARA ELEMENTOS CONSTRUTIVOS. ....	54
TABELA 10 CARACTERÍSTICAS DOS PARAFUSOS RECOMENDADAS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO. ....	57
TABELA 11 DIMENSÕES MÁXIMAS DE FUROS (MM). ....	58
TABELA 12 ENCONTROS DE PERFIS E PAINÉIS. ....	58
TABELA 13 CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS MASTERBOARD. ....	68
TABELA 14 VALORES DO COEFICIENTE ADICIONAL $\Gamma_N$ PARA PILARES E PILARES-PAREDE. ....	78
TABELA 15 VALORES DOS COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES	83
TABELA 16 FATORES DE COMBINAÇÃO $\Psi_0$ E DE REDUÇÃO $\Psi_1$ E $\Psi_2$ PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS. ....	84
TABELA 17 - PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS USADOS NESTE PROJETO. ....	90
TABELA 18 MONTANTES PARA PÉ-DIREITO DE 2450MM, SUPORTANDO SOMENTE TELHADO E FORRO. ....	92
TABELA 19 CARREGAMENTO NO SISTEMA LSF. ....	93

TABELA 20 VÃOS MÚLTIPLOS SEM ENRIJECEDORES DE ALMA NOS APOIOS (PESO PRÓPRIO DO PISO = 0,48 KN/M <sup>2</sup> ).....	96
TABELA 21 DESLOCAMENTOS LIMITES PARA CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS EM GERAL .....	98
TABELA 22 ALVENARIA (TABELA 2).....	100
TABELA 23 TELHADOS (TABELA 4).....	101
TABELA 24 RESUMO DAS VERIFICAÇÕES DA VIGA .....	103
TABELA 25 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS NA VIGA.....	103
TABELA 26 FLECHA TOTAL INSTANTÂNEA PARA O CONJUNTO DAS CARGAS DE TIPO "SOBRECARGA" PARA A COMBINAÇÃO "CARACTERÍSTICA" DE AÇÕES .....	104
TABELA 27 DETALHAMENTO DOS PILARES .....	105
TABELA 28 LISTA DE VERIFICAÇÕES PARA TODAS AS COMBINAÇÕES ...	105
TABELA 29 QUADRO DE QUANTITATIVOS DE PERFIS .....	107
TABELA 30 QUADRO DE QUANTITATIVOS DE PARAFUSOS .....	107
TABELA 31 QUADROS QUANTITATIVOS DA ARMADURA TRANSVERSAL DA LAJE.....	109
TABELA 32 QUADROS QUANTITATIVOS DA ARMADURA LONGITUDINAL DA LAJE .....	109
TABELA 33 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DE AÇO DAS VIGAS (TÉRREO E TELHADO).....	110
TABELA 34 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DOS PILARES .....	110
TABELA 35 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DE AÇO DA FUNDAÇÃO .....	111

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço

DATEC - Documento Técnico de Avaliação.

EIFS - Exterior Insulation and Finish System

EUROCODE - European Committee for Standardisation

ISO - International Organization For Standardization

LSF - Light Steel Frame

OSB - Oriented Strand Board

PFF - Perfis formados a frio

SINAT - Sistema Nacional de Avaliações Técnicas

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	14
1.2 SISTEMA <i>LIGHT STEEL FRAMING</i> - PERFIS FORMADOS A FRIO.....	14
1.3 JUSTIFICATIVAS .....	16
1.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	17
1.5 OBJETIVOS.....	18
1.5.1 OBJETIVO GERAL .....	18
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
<b>2 SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING .....</b>	<b>19</b>
2.1 INTRODUÇÃO.....	19
2.2 CONCEITOS.....	20
2.2.1 MATERIAIS .....	21
2.3 NORMAS TÉCNICAS E MANUAIS .....	34
2.4 NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS .....	34
2.4.1 PAINÉIS .....	37
2.4.2 GUIAS.....	40
2.4.3 MONTANTES .....	41
2.4.4 VIGAS.....	41
2.4.5 VERGAS.....	43
2.4.6 CONTRAVENTAMENTOS .....	45
2.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS .....	50
2.6 DESEMPENHO .....	52
2.6.1 TÉRMICO.....	52
2.6.2 ACÚSTICO.....	53
2.6.3 RESISTÊNCIA AO FOGO.....	55
2.7 LIGAÇÕES.....	56
2.8 FUNDAÇÕES.....	58
2.8.1 RADIER.....	59
2.8.2 SAPATAS CORRIDAS OU VIGA BALDRAME .....	60
2.8.3 ANCORAGEM DOS PAINÉIS NA FUNDAÇÃO.....	61
2.9 LAJE.....	62
2.9.1 LAJE ÚMIDA .....	65
2.9.2 LAJE SECA .....	66
2.10 COBERTURAS.....	68
2.11 CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO.....	70
<b>3 SISTEMA DE CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO .....</b>	<b>72</b>
3.1 INTRODUÇÃO.....	72
3.2 CONCEITOS.....	73
3.2.1 CONCRETO .....	73
3.2.2 AÇOS PARA CONCRETO ARMADO .....	74
3.3 NORMAS TÉCNICAS .....	74
3.4 FÔRMAS.....	75
3.5 LAJE.....	76
3.6 VIGA.....	77
3.7 PILAR .....	77

3.8 FUNDAÇÃO .....	78
3.9 VANTAGENS E DESVANTAGENS.....	80
<b>4 ESTUDO DE CASOS .....</b>	<b>81</b>
4.1 INTRODUÇÃO.....	81
4.2 AÇÕES .....	82
4.2.1 PERMANENTES.....	83
4.2.2 VARIÁVEIS .....	83
4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	84
4.3.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU).....	84
4.3.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS).....	85
4.4 PROJETO ARQUITETÔNICO .....	86
4.5 PROJETO E MODELAGEM DA ESTRUTURA METÁLICA .....	89
4.5.1 CARGAS.....	92
4.5.2 VENTO .....	94
4.5.3 DIMENSIONAMENTO .....	95
4.5.4 DESLOCAMENTOS .....	97
4.6 ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO .....	98
4.6.1 CARREGAMENTO .....	99
4.6.2 DIMENSIONAMENTO .....	102
4.7 QUADROS DE QUANTITATIVOS.....	106
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>111</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>113</b>
<b>ANEXO A –DIMENSIONAMENTO DA VIGA 107: P5 - P6.....</b>	<b>114</b>
<b>ANEXO B –RELATÓRIO DE VICTOR (2017) DO DIMENSIONAMENTO DE UM PERFIL (U 92X40X0,95).....</b>	<b>114</b>

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O avanço tecnológico e a modernização influenciam constantemente na vida da população, tanto os aspectos da vida cotidiana quanto profissional, apesar dessas novas tecnologias estarem presentes principalmente no setor industrial, na área da construção civil prevalece um processo mais artesanal, ou seja, depende excessivamente de habilidades manuais humanas, tornando-se responsável por grande parte da geração de resíduos no Brasil e ocasionando um ciclo de atraso tecnológico (BENITE, 2019)

A área da construção civil é muito mais ampla e apresentam métodos alternativos que presam mais pela sustentabilidade, custos e prazos, sendo amplamente utilizados a anos em outros países. No Brasil devido à resistência cultural, falta de informações técnicas e custos, predomina o método convencional de alvenaria. Um desses métodos construtivos é conhecido como Sistema *Light Steel Framing* (estrutura de aço leve) que, apesar de no Brasil ser considerado uma inovação, começou a ser utilizado no país na década de 90, tendo seus primeiros projetos voltados para edificações de alto e médio padrão. (SILVA, 2003).

O setor da construção civil ao longo dos anos foi o maior responsável pela agressão ao meio ambiente e diante do crescimento populacional e inovações tecnológicas, a indústria da construção civil no mundo tem buscado novas formas de diminuir esses impactos, com construções sustentáveis que visam restaurar e manter a harmonia entre o ambiente natural e o construído, observando a necessidade de um sistema mais racionalizado, otimizado e industrializado, como o sistema de LSF.

### 1.2 SISTEMA *LIGHT STEEL FRAMING* - PERFIS FORMADOS A FRIO

Esse sistema originou-se nos Estados Unidos a mais de 150 anos pós segunda guerra mundial, devido a necessidade de utilização do aço, substituindo o sistema *wood frame* (estrutura de madeira) que já era utilizado no país; tornou-se o mais utilizado devido à grande resistência a terremotos e furacões. Com isso, outros países passaram a adotá-lo também, segundo Cristina (2005), como o Chile, Reino Unido, Japão (mais utilizado), entre outros.

No Brasil, a primeira construção feita com esse sistema foi nos anos 90, mas devido a necessidade de importação e o grande custo, percebeu-se sua ineficiência no país. Com o passar dos anos e com o desenvolvimento da produção em aço no Brasil, tal sistema construtivo começou a apresentar crescimento, apesar de lento, no país. Iniciativa de grandes empresas, como a LP Brasil, subsidiária da LP *SouthAmerica*, empresa americana que chegou ao país em 2008, mostram a expectativa de expansão desse sistema. Apresentando como pontos principais sua produtividade, rentabilidade, qualidade e sustentabilidade.

De acordo com Pinho (2008), a maior produtividade do sistema se dá a sua produção representar grande parte industrializada, eliminando atividades e tempos de espera que ocorre no sistema convencional, minimizando o uso de máquinas e funcionários necessários no local, precisão construtiva e prazos. O método exige um treinamento da equipe, tornando a mão de obra qualificada e confiável, oferecendo mais segurança aos profissionais, visto que o processo é mais industrial.

O conceito desse sistema com a rentabilidade se dá devido a uma fidelidade orçamentaria maior, versatilidade do projeto, prazo mais assertivo e a velocidade da obra, podendo a estrutura de uma casa padrão simples ser construída em apenas trinta dias, com isso o investidor consegue construir e vender mais rápido tendo uma taxa de retorno vertiginosa e maior. Método esse, atualmente, muito utilizado para fins comerciais e residenciais (CBCA 2019).<sup>1</sup>

A estrutura possui perfis leves de aço galvanizado formados a frio com espessuras variáveis, onde os do tipo U enrijecido são utilizados como montantes (pilares), espaçados de 400mm a 600mm para composição dos painéis verticais (paredes estruturais ou não), as treliças ou vigas de entrepiso formando a laje, e o painel ou tesoura formando a estrutura do telhado, são ligados entre si, formando uma estrutura interligada autoportante de carregamento linear, possibilitando uma estrutura mais leve. Para fechamento e acabamento podem ter materiais específicos termo acústicos, apresentando um isolamento maior que a alvenaria, dando mais qualidade, durabilidade, economia e flexibilidade, visto a facilidade de manutenção ou reforma.

---

<sup>1</sup> BRASIL, CBCA, Rio de Janeiro, 2019, Cenário dos Fabricantes de lsf e drywall. Disponível em: <https://www.cbcaocobrasil.org.br/site/biblioteca.php?codProdCategoria=21&exibeLoginBibliotecas=S&et=0&emsg=E0010&ecmp=&bsc=&e=1>. Acesso em: 11 de jun. 2020.

Considerando a necessidade de reduzir o consumo de matérias-primas, torna-se necessário a maximização da vida útil dos produtos, pois reduz os impactos ambientais de extração, produção e destinação. Com isso, o sistema utiliza o aço galvanizado (revestido em zinco), um material 100% reciclável, com grande resistência a danos e corrosão. Material esse que, aumenta a durabilidade da construção, evita o desperdício e a perda de material, reduz o consumo de água e energia, e permite maior organização e limpeza no canteiro de obra.

### 1.3 JUSTIFICATIVAS

Devido ao déficit habitacional crescente que perdura a séculos no Brasil é notório a necessidade de meios alternativos de construção, sendo imprescindível, dada a grande quantidade de construções de alvenaria convencional apresentarem algum tipo de problema durante a fase de obra e pós-obra, seja orçamentário, funcional ou patológico. Com isso, os devidos incrementos tecnológicos se tornam necessários, podendo entender a construção em *light steel frame* como uma alternativa muito mais atraente, seja em custo, sustentabilidade, qualidade e produtividade (SILVA, 2003).

O Sistema LSF enfrentou alguns obstáculos no Brasil, devido ao grande custo, comparado com a estrutura de concreto e a necessidade de mão de obra qualificada. Porém, diferente do que muitos acreditam, atualmente esse sistema pode apresentar mais benefícios do que malefícios, podendo seu custo ser menor ao do método tradicional. Além de ser um método sustentável e eficiente, pode se observar um grande potencial a ser explorado, mostrando o futuro da construção modular no país.

No Brasil, de acordo com os dados do Aço Brasil (2019), existe uma infraestrutura instalada para a produção de aço e inevitavelmente, as empresas que têm buscado implementar mais racionalidade em suas decisões consideram os conceitos fundamentais desse sistema construtivo, todavia por ser um método com uma evolução muito significativa no modo de construção e projeto, existe uma resistência cultural no processo. Esse trabalho visa mostrar esses grandes benefícios e o passo para o futuro da construção que está crescendo no país, a ideia de ser um método caro e inviável já não é mais uma realidade.

#### 1.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Rodrigues (2006) nota que, o que difere o sistema LSF de outros sistemas construtivos convencionais é sua composição, formado por elementos (estruturais, de isolamentos, de acabamentos exteriores e interiores, de instalações e fechamentos) funcionando em conjunto. apresentando assim uma série de vantagens, como:

- Redução no prazo de execução da obra: A industrialização e racionalização do sistema permite uma redução de até 50% do tempo de execução.
- Material mais leve: além sua leveza que contribuindo para a montagem, manuseio e transporte;
- Durabilidade: o revestimento em zinco no processo de fabricação evita a oxidação do aço, aumentando a vida útil do material.
- Desperdício e perda de material reduzidos: devido ao controle de qualidade, aliando a maior precisão dimensional ao elevado desempenho da estrutura;
- Qualidade do aço garantida pelas siderúrgicas nacionais: Diferente da cerâmica para alvenaria, facilmente desperdiçada, o aço possui garantia do produto e não ocorre desperdício do material.
- Material 100% reciclável e incombustível: Devido a propriedade magnética, que facilita a utilização de maquinários com imãs e permitem separá-lo de outros materiais. Além de reduzir o consumo de matérias-primas virgens, poupando energia e água nos processos produtivos, diminuindo as emissões e o volume de resíduos destinados para aterros

Os paradigmas das estruturas e a importância de informar e incentivar alternativas que possam ser mais viáveis para uma adoção de inovação tecnológica, a apresentação do estudo estrutural, sustentável e orçamentário de uma casa em *steel frame* comparado a alvenaria, avaliando o potencial do uso como investimento (VIEIRA,2017).

Em contrapartida às vantagens, apesar desse sistema necessitar de menos profissionais que um método convencional, a escassez de mão de obra especializada, desde o projetista estrutural aos responsáveis pela execução, acaba contribuindo com um aumento de custo, além da existência de poucos fornecedores de materiais presentes no Brasil, exigindo tempo e custo de deslocamento.

Assim sendo, observa-se que um outro fator responsável pela tímida aceitação do método, está ligado a obstáculos de cunho cultural, pois existe, convencionalmente, o uso prioritário de estruturas em concreto armado em prejuízo do conhecimento e da usualidade de novas técnicas.

## 1.5 OBJETIVOS

### 1.5.1 OBJETIVO GERAL

O presente artigo científico tem por objetivo apresentar a admissibilidade alternativa no que tange a construção civil no Brasil, em que pese seu custo benefício, por ser um meio mais sustentável e econômico, que será apresentado. Na finalidade de avultar as vantagens e a impraticabilidade no desenvolvimento da construção civil, por meios onde pode ser usado e comparando com métodos de construção mais tradicionais, cuja intenção seja a melhoria econômica e a preservação do meio ambiente, na diminuição dos seus impactos.

### 1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Expor o sistema construtivo denominado por “Light Steel Frame” na realização de moradias;
- Análise aprofundada do projeto, com o objetivo de determinar a melhor logística aplicável à obra;
- Evidenciar as vantagens e desvantagens desse sistema quando comparada à edificação executada pelo método tradicional em alvenaria;
- Características quanto ao método na sua utilização em construções residenciais sustentáveis, em observância as características do projeto, desempenho e execução;
- Apontar dados que comprovem a relevância e eficiência da construção no setor da construção civil.

## 2 SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING

### 2.1 INTRODUÇÃO

Nos Estados Unidos, quando colonizadores a fim de atender o crescimento da população, tornou-se necessário o emprego de método construtivos mais produtivos e rápidos na construção de habitações, utilizou-se os materiais mais abundantes na região, a madeira, dando início ao sistema *Woodframe* (Estrutura de madeira), tornando-se a tipologia residencial mais comum no país. Segundo Meyer (1998), no início do século XIX, em 1933, com o grande desenvolvimento da indústria do aço no país, o primeiro protótipo de uma residência em *Steel Framing* (Estrutura de aço) foi apresentado, substituindo futuramente grande parte das construções em madeira.

O grande crescimento desse método nos Estados Unidos deu-se pelas práticas de manipulação de metais como o aço, abundância de material para a concepção de elementos estruturais, o baixo custo para construção da edificação, maior velocidade e , principalmente, pela grande resistência da estrutura a fenômenos meteorológicos que se manifestam com frequência na região .

Advindo do inglês, o termo Light Steel Framing traduz-se: “light steel = aço leve” e framing de origem “frame = esqueleto, que dá forma, estrutura”, cujo significado se dá a formação de estruturas em aço leve. Amplamente aprofundado em estudos nos Estados Unidos e Canadá, esse processo sistêmico delineado pela vinculação e conexão de elementos, cuja finalidade é sintetizar forma e sustentação estrutural, dinamizando a aceleração da construção, como resultado, haja vista sua praticidade para o pré-dimensionamento de dezesseis residências em dois pavimentos, sendo tal publicado pela North American Steel Framing Alliance (NASFA, 2000).

Embora sejam muitos os propósitos, a organização industrial vinculada ao Light Steel Framing, o primordial é a substituição do método convencional usado na construção de habitações de médio e pequeno porte, em que pese como resultado a objetividade do processo, conforme a empregada e já disseminada nos Estados Unidos, Canadá, Inglaterra, Austrália, Japão e China.

O Brasil, historicamente dominado pela prática de sistemas construtivos convencionais, emprega significativamente mais o concreto armado como principal sistema estrutural, tornando o sistema LSF ainda um método inovador. Entretanto, com a maior preocupação com o meio ambiente, busca por métodos mais sustentáveis para a construção, desenvolvimento das indústrias e devida qualificação dos profissionais, as construções em aço estão cada vez mais ganhando notoriedade por meio da sua estrutura mais leve, capaz de atender aos variados desafios construtivos de modelação arquitetônica, sustentável e rapidez.

A proposta do sistema de estruturas leves em aço, aplicado na construção industrializada, torna-se destaque, pois é o marco inicial de mudanças no cenário econômico da Construção Civil brasileira.

O grande investimento em políticas públicas habitacionais voltadas estrategicamente para o desenvolvimento do país, trouxe consigo o surgimento de diversas empresas no setor, resultando em aumento de concorrência e necessidade de adaptação ao mercado com produtos cada vez mais exigidos em qualidade e menores custos (SILVA, 2003).

Como características de sistemas industrializados, temos a mão de obra qualificada, a organização da produção e cronogramas executados conforme o que foi planejado, obtendo como vantagem na adoção da inovação tecnológica o meio mais eficaz no desenvolvimento empresarial, no que tange a sua concorrência.

O sistema Light Steel Framing, além de poder ser usado na construção de edificações residenciais de variações métricas multifamiliar ou unifamiliar e comerciais de médio e pequeno porte. Também, pode ser aplicado em sistemas de cobertura, ainda, aos sistemas construtivos tradicionais, assim como, em estruturas modulares únicas (banheiros, varandas, cozinhas etc.), mezaninos e revestimento de fachadas.

## 2.2 CONCEITOS

Conforme Cristina (2005), a estrutura em LSF é basicamente composta de pisos paredes e coberturas, funcionando em conjunto para resistir aos esforços que solicitam a estrutura.

A resistência mecânica e a forma da edificação, se caracterizam pela associação de subsistemas estruturais, de instalações, isolamento e acabamento. No qual, o princípio de funcionamento do sistema se baseia na divisão estrutural em uma grande quantidade de elementos, de modo que cada elemento resista a uma pequena parcela da carga total aplicada, dando forma à edificação.

A estrutura é composta por grande quantidade de perfis galvanizados muito leves, formados a frio (PFF), e pré-fabricados. A modulação otimiza custos e mão-de-obra na medida que se padronizam os componentes estruturais, os de fechamento e de revestimento.

### 2.2.1 MATERIAIS

O sistema LSF adota materiais com diferentes propriedades físicas, os quais são classificados, primordialmente, entre materiais com função estrutural e não estrutural. A seguir, serão apresentados os elementos básicos dos materiais.

#### 2.2.1.1 Estruturais

O aço é constantemente utilizado por proporcionar resistência a intemperes e organismos vivos, maior ductibilidade, durabilidade, alta qualidade devido ao seu processamento industrial e, apesar de não ser de origem renovável, pode ser reutilizado, remanufaturado e reciclado sem perder suas propriedades.

A indústria brasileira destacou-se mundialmente pelo seu comprometimento e ações que visam a redução do impacto ambiental no processo de produção de aço, segundo o manual da sustentabilidade de construção do aço. O Brasil possui, atualmente, o parque produtor de aço composto por 32 usinas e administradas por 12 grupos empresariais, com capacidade produtiva de 35,4milhões de t/ano de aço bruto (AÇO BRASIL, 2020).

Atualmente, em virtude da modernização em conjunto com a sustentabilidade, e proposição de formas arquitetônicas mais arrojadas, a construção metálica, composta por perfis em aço leve, é escolhida para estruturar edificações de pequeno a médio porte. No LSF, o aço é utilizado como sistema estrutural por meio de perfis formados a frio ligados entre si.

O processo de fabricação é mecânico, em que o metal é moldado à temperatura ambiente a partir de bobinas de aço Zincado de Alta Resistência (ZAR) com resistência ao escoamento ( $f_y$ ) maior do que 230 MPa para perfis com função estrutural, segundo recomendações da ABNT NBR 15253:2014.

FIGURA 1 BOBINA DE AÇO GALVANIZADO.



FONTE: COMPRACO (2020)

O processo de fabricação é controlado para que haja um revestimento mínimo nas bobinas, as bobinas que constituem a matéria-prima para a fabricação dos perfis devem ter a espessura nominal ( $t_n$ ) mínima de 0,80 mm, exceto as ripas, respeitando os requisitos mínimos de qualidade e segurança. Para espessura nominal máxima é estabelecido o valor de 3,0 mm. As bobinas devem ser revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente, conforme normas técnicas ABNT NBR 7008-1:2012, ABNT NBR 7008-3:2012 e ABNT NBR 15578:2008. As massas mínimas, segundo essas normas, são apresentadas na Tabela 1.

TABELA 1 REVESTIMENTO MÍNIMO DAS BOBINAS DE AÇO.

Tipo de revestimento	Perfis Estruturais	
	Massa mínima do revestimento <sup>a</sup> g/m <sup>2</sup>	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	275	Z275 (ABNT NBR 7008)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (ABNT NBR 15578)
<sup>a</sup> A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo) e sua determinação deve ser conforme a ABNT NBR 7008 e ABNT NBR 15578		

FONTE: ABNT NBR 15253:2014

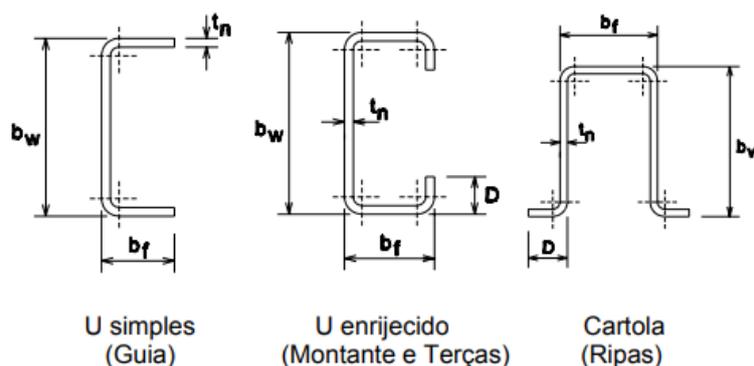
Para efeitos de cálculo devem ser adotados os valores de propriedades mecânicas, segundo a NBR 14762:2010, como:

- Módulo de elasticidade:  $E= 200.000\text{Mpa}$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu=0,3$ ;
- Módulo de elasticidade transversal:  $G= 77.000\text{Mpa}$
- Coeficiente de dilatação térmica:  $\beta= 1,2 \times 10^{-5}\text{C}^{-1}$ ;
- Massa específica:  $\rho= 7.850 \text{Kg/m}^3$

Com isso, nota-se que algumas vantagens dos perfis formados a frio se dá a elevada elasticidade do material e sua relação resistência-peso, possibilitando o fácil manuseio do material e seu processo industrial. A simplicidade do processo de fabricação de um perfil formado a frio possibilita sua capacidade de integração construtiva à arquitetura.

Os dimensionamentos centrais dos perfis Ue sofrem uma variação de 90 a 300 mm (medidas externas), entretanto os perfis U apresentam a largura da alma maior que a do perfil Ue, com a finalidade de consentir o seu encaixe no perfil guia U. Essas seções transversais de séries comerciais acompanham o padrão de medidas sugerido pela ABNT NBR 15253:2014, aqui no Brasil, onde as dimensões comercializadas são 90,140 e 200 mm, dependendo do fabricante e do tipo de perfil podem variar de 35 a 40 mm.

FIGURA 2 PERFIS TÍPICOS PARA USO EM STEEL FRAMING.



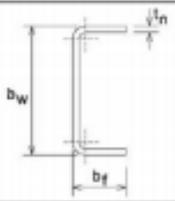
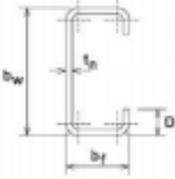
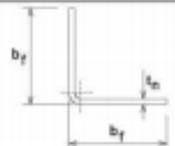
FONTES: MANUAIS CAIXA (2013)

Conforme o exemplo, a seção transversal de um perfil U enrijecido, demonstrado na Figura 2-2, pode ser classificado como Ue 90x40x12x0,95 e utilizado como montante, tendo largura nominal da alma ( $b_w$ ) de 90 mm, largura nominal da mesa ( $b_f$ ) com valor de 40mm, largura nominal do enrijecedor de borda ( $D$ ) equivalente a 12 mm e 0,95 mm de espessura nominal ( $t_n$ ) da chapa (adicionado nesse tamanho o revestimento metálico  $t_r = 0,036$  mm).

Outros perfis que podem ser necessários para estruturas de LSF são tiras planas, cantoneiras e cartolas. Cantoneiras são geralmente usadas em conexões de elementos onde um perfil Ue não é adequado, e o cartola é usualmente disposto como ripas de telhado. Além da espessura ( $t_n$ ), a resistência de um perfil de aço depende da dimensão, forma e limite de elasticidade do aço.

A Tabela 4 e 5, disponível também na ABNT NBR 15253:2014, traz as aplicações e dimensões mais usuais para cada um dos tipos de perfis usados em LSF.

TABELA 2 DESIGNAÇÃO DOS PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO PARA USO EM LSF.

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

FONTE: ABNT NBR 15253:2014

TABELA 3 DIMENSÕES NOMINAIS USUAIS DOS PERFIS DE AÇO PARA LIGHT STEEL FRAMING.

DIMENSÕES (mm)	DESIGNAÇÃO (mm)	LARGURA DA ALMA bw (mm)	LARGURA DA MESA bf (mm)	LARGURA DO ENRIJECEDOR DE BORDA - D(mm)
Ue 90x40	Montante	90	40	12
Ue 140x40	Montante	140	40	12
Ue 200x40	Montante	200	40	12
Ue 250x40	Montante	250	40	12
Ue 300x40	Montante	300	40	12
U 90x40	Guia	92	38	-
U 140x40	Guia	142	38	-
U 200x40	Guia	202	38	-
U 250x40	Guia	252	38	-
U 300x40	Guia	302	38	-
L 150x40	Cantoneiras de abas desiguais	150	40	-
L 200x40	Cantoneiras de abas desiguais	200	40	-
L 250x40	Cantoneiras de abas desiguais	250	40	-
Cr 20x30	Cartola	30	20	12

FONTE: MANUAL DA ENGENHARIA: ARQUITETURA (2012)

### 2.2.1.2 Sustentabilidade na Construção do Aço

“O conceito de sustentabilidade é amplo e não se restringe ao gerenciamento e proteção dos recursos naturais, mas integra desenvolvimento e melhorias na qualidade de vida do ser humano.” (BENITE; TANIGURI e GONZALEZ,2019).

Segundo Benite (2019), a construção de aço possui 10 aspectos sustentáveis principais e essenciais, como durabilidade; reciclabilidade e minimização de resíduos; reutilização e desconstrução; precisão construtiva e o projeto integrado; flexibilidade no layout e liberdade de formas redução dos incômodos no entorno da obra; prazos de obra; produtividade; segurança e qualificação profissional; desempenho ambiental do canteiro de obra.

Os dez aspectos sustentáveis e sua influência em diversas etapas de uma obra, trazem soluções para problemas comuns na fase de obra, como prazos, mão-de-obra não qualificada, incômodos, desperdícios e pouca produtividade. Além da sustentabilidade no ciclo de vida do aço na construção e em sua produção, um produto capaz de ter sua vida útil maximizada, sendo um material 100% reciclável (BENITE; TANIGURI e GONZALEZ,2019).

As certificações de desempenho ambiental estão presentes em diversas construções no Brasil, destacando seus benefícios que além de agregar mais valor à construção, uma edificação certificada pode diminuir custos energéticos e necessidade de manutenção, além da redução do impacto ambiental e urbano (BENITE; TANIGURI e GONZALEZ,2019).

### 2.2.1.3 Fechamento Vertical

O sistema é também composto por materiais compatíveis com o conceito da estrutura, com funções não estruturais, constituídos por elementos leves e flexíveis, tais como, preenchimento, vedações internas e externas, e até mesmo para complemento de isolamento termoacústico, seguindo os critérios e requisitos da norma ISO 6241:1984. Como mostrado na tabela um comparativo do fechamento para LSF e o convencional.

TABELA 4 PESO PRÓPRIO COMPARATIVO DE SISTEMA DE FECHAMENTO.

<b>Material de fechamento</b>	<b>Peso próprio (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Tijolo maciço (60mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,55
Tijolo cerâmico furado (90mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,55
Tijolo cerâmico furado (150mm) com reboco (15mm) nas duas faces	2,50
Bloco de concreto celular (110mm) com reboco (15mm) nas duas faces	1,30
Bloco de concreto (110mm) com reboco (15mm) nas duas faces	2,40
LSF com uma placa de gesso (12,5mm) e uma placa cimentícia (10mm)	0,33
LSF com uma placa de gesso (12,5mm) em cada face	0,28
LSF com duas placas de gesso (12,5mm) em cada face	0,52
LSF com uma placa cimentícia (10mm) em cada face	0,38
LSF com uma placa cimentícia (10mm) em cada face	0,72

FONTE: MANUAL LSF: ARQUITETURA (2016).

Também são empregados em divisórias, isto é, painéis internos construídos empregando o sistema “Drywall”, que também é constituído de perfis U e Ue de aço galvanizado, porém de menores dimensões e apenas suportam o peso dos fechamentos, revestimentos, e de peças suspensas fixadas em sua estrutura como armários, bancadas, quadros, etc. Neste trabalho, os principais exemplos são abordados nos tópicos a seguir.

#### 2.2.1.3.1 Oriented Strand Board (OSB)

As chapas de madeira orientadas, conhecidas como OSB - Oriented Strand Board (Painel de Tiras de Madeira Orientada, em tradução livre), são concebidas a partir de tiras e fibras de madeira, geralmente provenientes de reflorestamento, prensadas em, no mínimo, três camadas perpendiculares entre si, sendo unidas com resinas em altas temperaturas e pressão, aumentando sua resistência mecânica e rigidez.

Sua aplicação na estrutura de aço leve é através de parafusos ou pregos anelados, espaçados a 150 mm em todo o perímetro da placa, e 300 mm nos montantes intermediários. Sempre que possível, o encontro dos painéis não deve coincidir com o encontro das placas e deve ser protegida da umidade e da água através de uma manta ou membrana de polietileno de alta densidade. Devido a flexibilidade e suas propriedades, são empregadas em forros, lajes, paredes, telhados, mobiliários e plataformas, auxiliando no isolamento termoacústico e diafragma rígido. Atualmente, fabricadas em 1,2 metros de largura e 2,4 e 3,0 metros de comprimento, são encontradas no mercado com espessuras de 6 mm, 9 mm, 12 mm, 15 mm e 18 mm.

FIGURA 3 APLICAÇÃO DA CHAPA OSB EM UMA ESTRUTURA DE AÇO LEVE



FONTE: AÇOBRASIL (2019).

Apesar de, por hora, não sejam normatizadas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), no Brasil os fabricantes seguem os padrões internacionais a exemplo da NP-EM 300/2002, da norma de Portugal European Standard, o qual classifica em quatro tipos de OSB consoante suas propriedades de resistência mecânica e física, ou até o presente, o documento SINAT Diretriz número 003 Rev.:

- OSB/1 – Placas para usos gerais, incluindo decoração interior e mobiliário, em ambiente seco;
- OSB/2 – Placas para fins estruturais em ambiente seco;
- OSB/3 – Placas para fins estruturais em ambiente úmido;
- OSB/4 – Placas para fins estruturais especiais em ambiente úmido

TABELA 5 EXEMPLO DE TIPOS DE CHAPAS OSB E APLICAÇÃO

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

FONTE: LP BRASIL (2017)

Com isso, mesmo sem servir para efeitos de cálculo estrutural de resistência, torna-se uma segurança a mais na estrutura, além de sua capacidade de acabamento.

#### 2.2.1.3.2 Lã de Vidro

Um dos exemplos que possui grande desempenho térmico com fácil aplicação é a lã de vidro, sendo um dos mais utilizados no mundo, composta com milhões de filamentos de vidro com um aglutinante, formadas a partir de uma resina sintética e possuindo como matéria-prima a areia, serve como um isolante termoacústico ao ser colocada entre os perfis, seguido de um fechamento vertical (gesso acartonado, placas cimentícias ou chapas OSB).

FIGURA 4 APLICAÇÃO DA LÃ DE VIDRO NA ESTRUTURA.



FONTE: MASTERWALL SISTEMAS CONSTRUTIVOS (2020).

#### 2.2.1.3.3 Placa cimentícia

Segundo Loturco (2003), é possível definir como placa cimentícia toda chapa delgada que contém cimento em sua composição (geralmente compostas por Cimento Portland, fibras de celulose ou sintéticas e agregados). O primeiro tipo existente no mercado brasileiro é com fibras dispersas na matriz, fabricadas com fibras de vidro, plásticas ou celulósicas, e o segundo com malha de fibra de vidro em ambas as superfícies.

Suas principais características são: resistência à umidade, durabilidade, material incombustível, resistência a impactos, compatibilidade com diversos tipos de acabamentos e revestimentos, facilidade no manuseio (baixo peso) e corte, e rapidez de execução. Além de sua disponibilidade em várias texturas, formatos e cores.

No Brasil, as placas são produzidas simplificando o encaixe e respeitando o espaçamento entre os perfis da estrutura (400 mm ou 600 mm). Elas podem ser utilizadas como fechamento externo ou interno dos painéis, principalmente em áreas úmidas, substituindo o gesso acartonado e em áreas expostas a intempéries. Na Tabela 5, são indicadas características de placas e possibilidades de aplicações conforme um dos fabricantes.

TABELA 6 CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE PLACAS CIMENTÍCIAS IMPERMEABILIZADAS DA BRASILIT.

Espessura	Comprimento (mm)				Largura (mm)				Peso da Placa por m <sup>2</sup> (kg)		Aplicações
	Nominal/Comercial	Mínimo	Teórico	Máximo	Nominal/Comercial	Mínimo	Teórico	Máximo			
6 mm	2000	1994	1995	1996	1200	1194	1195	1196	24,4	10,2	Divisórias leves, forros e dutos de ar-condicionado.
	2400	2394	2395	2396	1200	1194	1195	1196	29,4	10,2	
	3000	2994	2995	2996	1200	1194	1195	1196	36,7	10,2	
8 mm*	2000	1994	1995	1996	1200	1194	1195	1196	32,6	13,6	Paredes internas em áreas secas e úmidas, revestimentos de paredes comuns ou em subsolos.
	2400	2394	2395	2396	1200	1194	1195	1196	39,2	13,6	
	3000	2994	2995	2996	1200	1194	1195	1196	49,0	13,6	
10 mm*	2000	1994	1995	1996	1200	1194	1195	1196	40,8	17,0	Utilizadas para áreas secas e úmidas, internas e externas. Ideais no fechamento externo em sistemas steel ou wood framing e isolamentos termoacústicos.
	2400	2394	2395	2396	1200	1194	1195	1196	49,0	17,0	
	3000	2994	2995	2996	1200	1194	1195	1196	61,2	17,0	
12 mm*	2400	2394	2395	2396	1200	1194	1195	1196	58,8	20,4	Para uso interno na compatibilização com o drywall ou em fechamentos internos ou externos que necessitem de maior espessura por questões estéticas ou físicas específicas.
	3000	2994	2995	2996	1200	1194	1195	1196	73,5	20,4	

FONTE: BRASILIT 2020.

#### 2.2.1.3.4 Gesso acartonado

O gesso acartonado é constituído por uma placa de gesso, formada a partir da gipsita, composta por água e aditivos, revestidas em ambos os lados com lâminas de cartão, dando resistência a tração e à flexão, constituem o fechamento vertical da face interna dos painéis e das divisórias internas (Cristina, 2012).

A montagem e fixação das placas, tanto nos painéis em LSF como no “Drywall” segue os mesmos princípios, exceto pelo tratamento das juntas e tipos de parafusos. O sistema permite derivações e composições de acordo com as necessidades de resistência à umidade e fogo, isolamento acústico ou fixação em grandes vãos (Krüger, 2000).

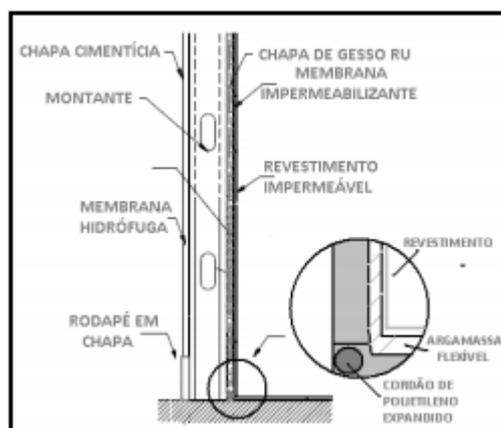
Conforme o tipo de utilização das placas são incorporados diferentes aditivos, podendo apresentar excelentes propriedades termoacústicas, resistência ao fogo, instalação em locais úmidos e incombustível, contribuindo para a proteção da estrutura. Conforme apresentado na tabela 5.

TABELA 7 TIPOS DE PLACAS COMERCIALIZADAS NO BRASIL.

Nomeclatura	Aplicação
<b>A placa Standard (ST)</b>	paredes destinadas a áreas secas
<b>placa Resistente à Umidade (RU)</b>	também conhecida como placa verde, para paredes destinadas a ambientes sujeitos à ação da umidade, por tempo limitado de forma intermitente;
<b>Placa Resistente ao Fogo (RF)</b>	conhecida como placa rosa, para aplicação em áreas secas, em paredes com exigências especiais de resistência ao fogo.

FONTE: MANUAL DE ARQUITETURA: LSF (2016).

FIGURA 5 DETALHE DE ENCONTRO DO PISO E PAREDE EM ÁREAS MOLHÁVEIS.



FONTE: FRANCISCO (2013)

A composição do sistema em Drywall é habitualmente confundido com o sistema Light Steel Framing, contudo o sistema Light Steel Framing em sua forma estrutural é composto por vários subsistemas, no qual inclui o próprio Drywall, já este, é usado em divisórias internas e não em estruturas.

As dimensões nominais e tolerâncias fabricadas no país são especificadas por normas, comercializadas com largura de 1,20 m e comprimentos que variam de 1,80 m a 3,60 m de acordo com o fabricante, e espessuras de 9,5 mm, 12,5 mm e 15 mm. A correlação dimensional aos outros materiais, flexibilizam a consideração de sobreposição dos distintos tipos de placa e as da obra.

### 2.3 NORMAS TÉCNICAS E MANUAIS

1. ABNT - NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
2. ABNT - NBR 8800:2008 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.
3. ABNT - NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
4. ABNT – NBR 6355:2012 – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. Rio de Janeiro, 2012.
5. ABNT - NBR 15253:2014 – Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações – Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2014.
6. ABNT – NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais – desempenho – Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
7. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço, Série: Manual de Construção em Aço, Steel Framing: Arquitetura (2012)
8. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço, Série: Manual de Construção em Aço, Steel Framing: Engenharia (2016)
9. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço, Detalhes Construtivos para Construções em Steel Framing (Agosto, 2003)
10. Detalhes Construtivos para Construções em Steel Framing – NAHB / CBCA - Abril / 2003;
11. Dimensionamento estrutural para Edificações de até 2 pavimentos com o Sistema Construtivo em Steel Framing - CBCA / UFMG - Abril / 2003;
12. Sistema Construtivo Utilizando Perfis Estruturais Formados a Frio De Aços Revestidos ( Steel Framing ), Requisitos e Condições Mínimos para Financiamento pela Caixa (2003).

### 2.4 NOMENCLATURA DOS ELEMENTOS

Os diversos subsistemas que integram a construção e sua composição, além da estrutura, consubstanciando uma aparência final semelhante a uma obra construída por métodos tradicionais, o sistema LSF é formado por união de diversos perfis conectados

que, agrupados, suportam todas as cargas da edificação. O Manual Steel Framing; Arquitetura (FREITAS et al., 2012), do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), aponta um esquema estrutural (figura 6) de característica do LSF, cuja definição se dá aos seus principais componentes e aplicabilidade em:

a) Bloqueador: Perfil utilizado como travamento lateral (horizontal) de montantes e vigas;

b) Caibro: Perfil utilizado que recebe as ripas sob ação das telhas;

c) Fita metálica: Fita em aço galvanizado usada nas diagonais para contraventamento de painéis, pisos e cobertura. Pode ser empregado juntamente com os bloqueadores a fim de diminuir os comprimentos efetivos de flambagem dos montantes, além do travamento lateral das vigas de piso;

d) Guia: Perfil aplicado como base e topo de painéis de paredes, aberturas e encabeçamento de vigas de entrepiso e telhados;

e) Montante: Perfil utilizado verticalmente na composição de painéis de parede;

f) Montante auxiliar: Montante preso à ombreira nos limites laterais das aberturas dos painéis;

g) Ombreira: Perfil usado para apoio de vergas;

h) Perfil enrijecedor de alma: Perfil utilizado verticalmente no apoio de vigas;

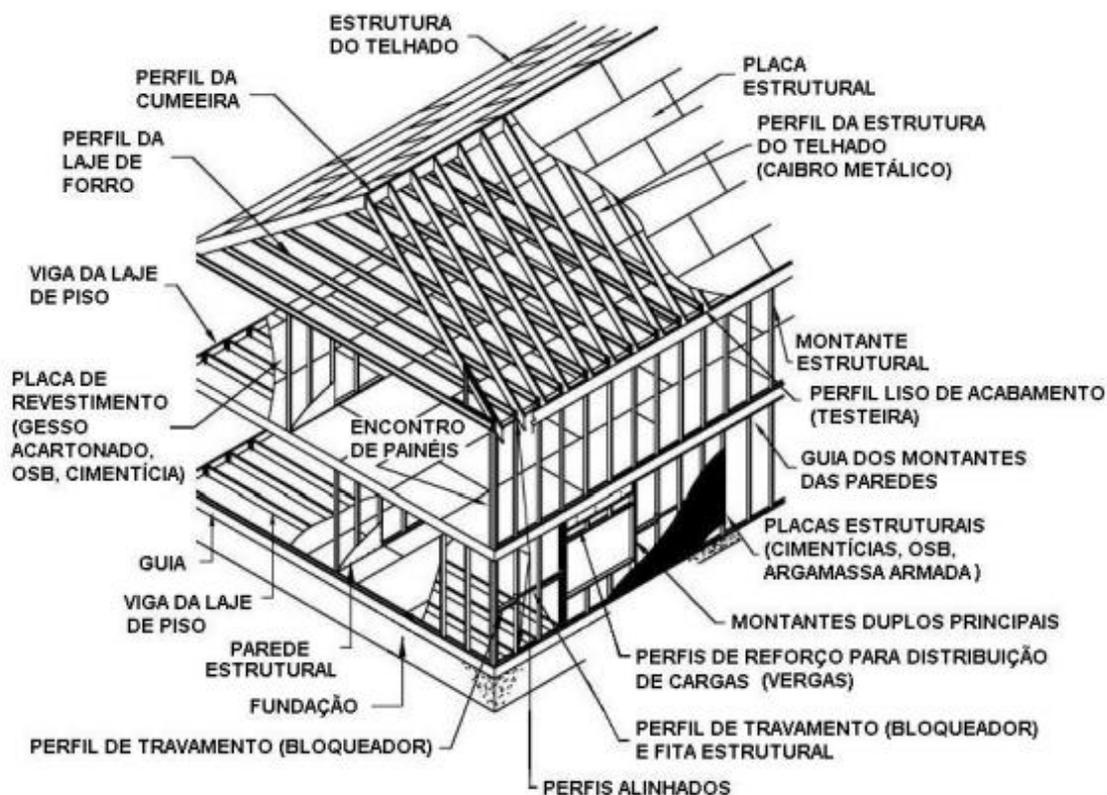
i) Sanefa: Perfil de encabeçamento de painéis de pisos;

j) Terça: Perfil que recebe ações provenientes dos caibros e as transmite para as tesouras, sendo colocado na sua direção perpendicular;

k) Viga: Perfil ou conjunto de perfis usados horizontalmente para transmissão de esforços;

l) Verga: Perfil utilizado horizontalmente no limite das aberturas.

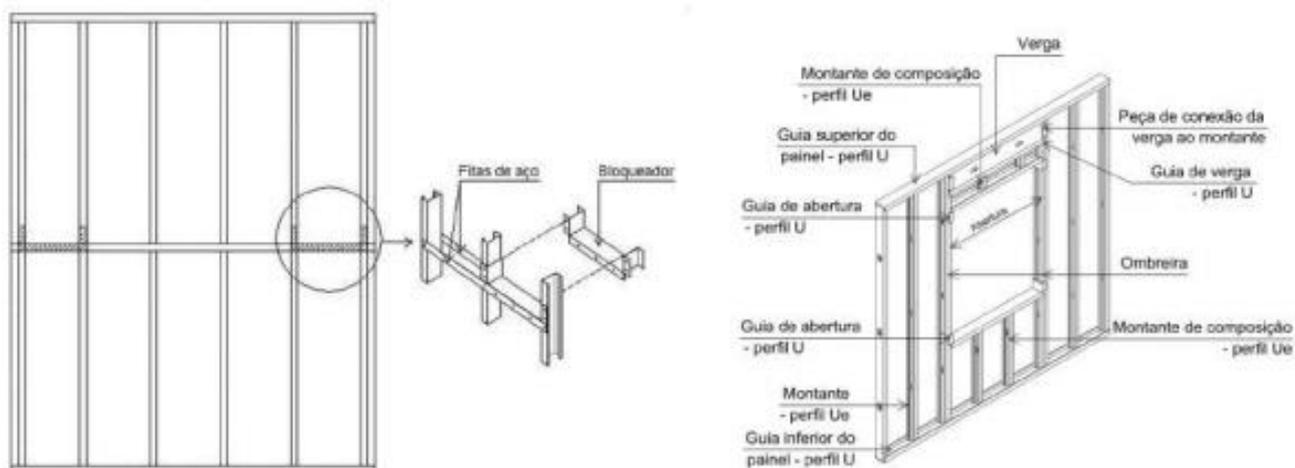
FIGURA 6 ESQUEMA TÍPICO DE UMA RESIDÊNCIA EM STEEL FRAMING.



FONTE: MANUAL STEEL FRAMING: ARQUITETURA (2012)

Em detalhe, na Figura 7, um painel estrutural sem abertura e com abertura, respectivamente, e seus principais componentes.

FIGURA 7 COMPONENTES DE UM PAINEL ESTRUTURAL COM ABERTURA DE JANELA.



FONTE: MANUAL STEEL FRAMING: ENGENHARIA (2012)

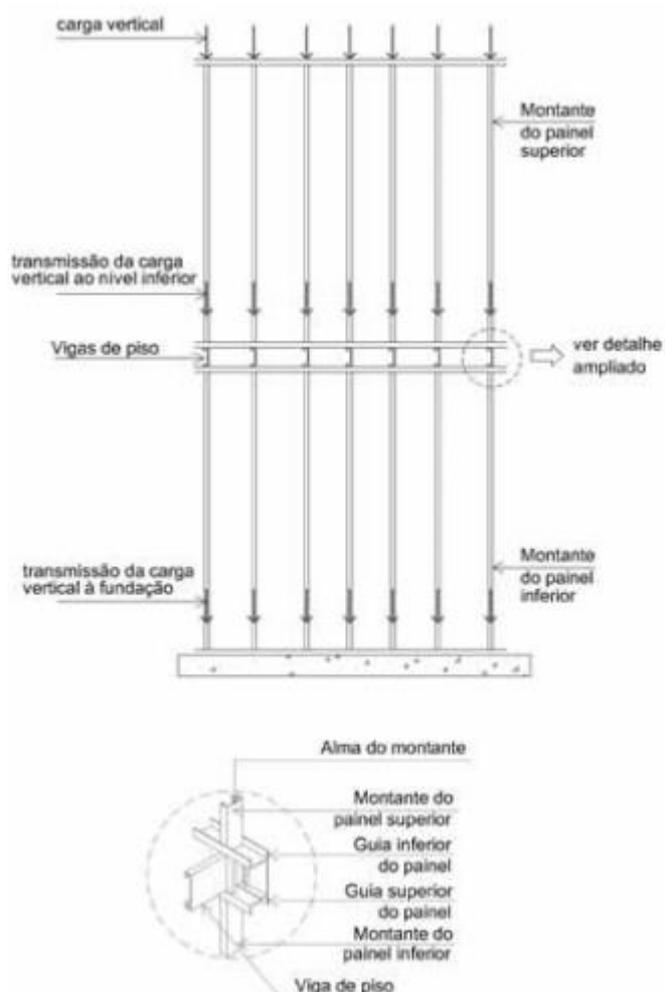
#### 2.4.1 PAINÉIS

As paredes que constituem a estrutura são denominadas de painéis, podem ter função estrutural, quando compõem a estrutura, ou não-estrutural quando funcionam apenas como fechamento ou divisória (CRASTO, 2012).

Os estruturais ou auto-portantes são compostos, geralmente, por perfis denominados montantes (perfil Ue) e guias (perfil U), são responsáveis por suportar as cargas de vento ou de abalos sísmicos, cargas verticais praticadas por pisos, telhados e outros painéis, isto é, cargas de peso próprio, elementos construtivos fixos, sobrecargas. Tendo a função de absorver esses esforços e transmiti-los à fundação.

O conceito de estrutura alinhada se origina dos montantes que compõem os painéis e estes são os responsáveis pela transferência das cargas verticais por contato direto das suas almas, ficando suas seções em correspondência de um lado ao outro. Esse alinhamento também ocorre entre outros elementos que compõem o painel, vigas de piso, tesouras de telhado ou treliças, quando isso não é possível há a necessidade de uma viga colocada sob o painel capaz de distribuir uniformemente as cargas excêntricas.

FIGURA 8 TRANSMISSÃO DA CARGA VERTICAL À FUNDAÇÃO.

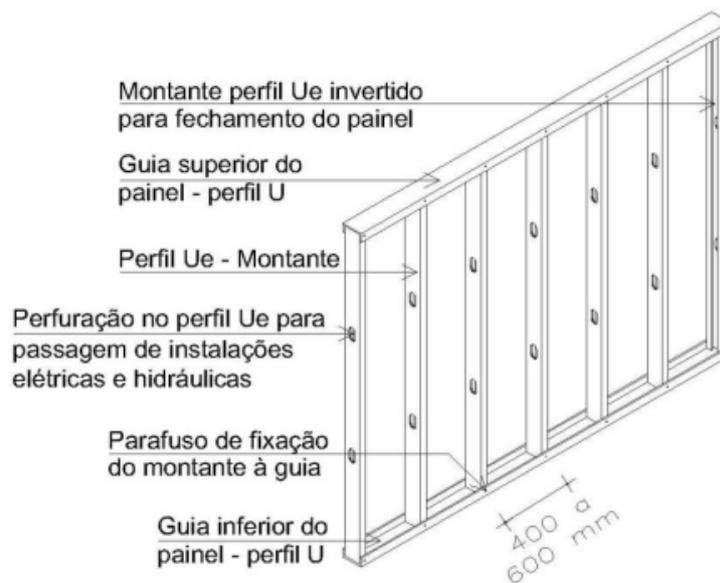


FONTE: MANUAL DO LSF: ARQUITETURA (2012)

A formação do painel ocorre pela união dos montantes, espaçados a cada 400 ou 600mm, com as guias em seus extremos inferiores e superiores, o comprimento das guias define a largura do painel, o comprimento dos montantes e altura. A ligação é por meio de parafusos galvanizados do tipo auto-perfurantes ou auto-atarrachantes. (Figura 9)

“Apesar da existência de uma ligação entre guias e montantes, não há qualquer garantia de engastamento entre ambos os dispositivos, sendo essa união considerada de forma rotulada durante o dimensionamento” (Rego, 2012).

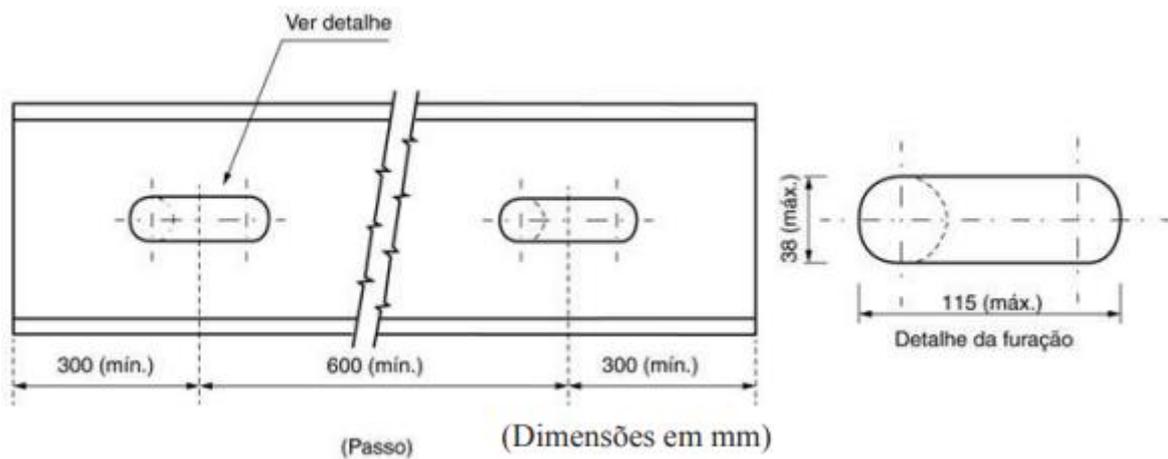
FIGURA 9 ESTRUTURA TÍPICA DE UM PAINEL EM LIGHT STEEL FRAME



FONTE: CRASTO (2005)

As aberturas de furos para a passagem de tubulação deve ter a distância mínima entre os centros de furos sucessivos de 600 mm; a medida de distanciamento entre a extremidade do perfil e o centro do primeiro furo deve ser no mínimo de 300 mm; a distância entre a extremidade de uma abertura e a face lateral do apoio da viga deve ser de no mínimo 250 mm. Podem ser utilizadas aberturas com formas diferentes e dimensões maiores que as recomendadas na figura 1.6, desde que sejam postos reforços nestas aberturas.

FIGURA 10 ABERTURAS NOS PERFIS PARA PASSAGEM DE TUBULAÇÕES

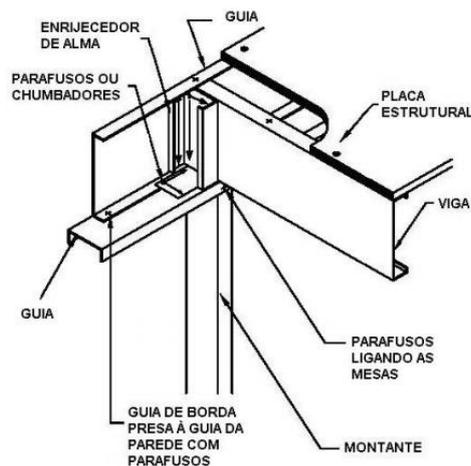


FONTE: STEEL FRAMING: ENGENHARIA (2006).

#### 2.4.2 GUIAS

As guias, elementos horizontais de um painel, formam a base e o topo dos painéis de parede e de entrepiso, possuem seção transversal do tipo U simples, formando a base para encaixe dos outros perfis, sua função é fixar os montantes a fim de constituir um quadro estrutural, não transmitindo ou absorvendo os esforços. São também utilizadas combinadas ou não com as fitas para o travamento lateral de vigas e de montantes, e montagem das vergas.

FIGURA 11 ESQUEMA APRESENTANDO GUIA, MONTANTE E VIGA.



FONTE: MANUAL CAIXA (2003).

As guias das paredes internas e externas devem ser dimensionadas para solicitações de compressão. Para ligações de painéis (entrepiso), deve-se considerar o dimensionamento da seção transversal constituída por dois perfis U simples ligados pela alma, formando um perfil I não enrijecido. Para a ligação do painel à fundação, considera-se o dimensionamento da seção transversal constituída por um perfil U simples

#### 2.4.3 MONTANTES

Os montantes, por sua vez, são elementos verticais que compõem os painéis e estruturas de cobertura, como treliças, podendo ser simples ou composto, constituídos por perfis do tipo Ue com espaçamento máximo entre si, para as paredes, de 400 mm ou 600 mm.

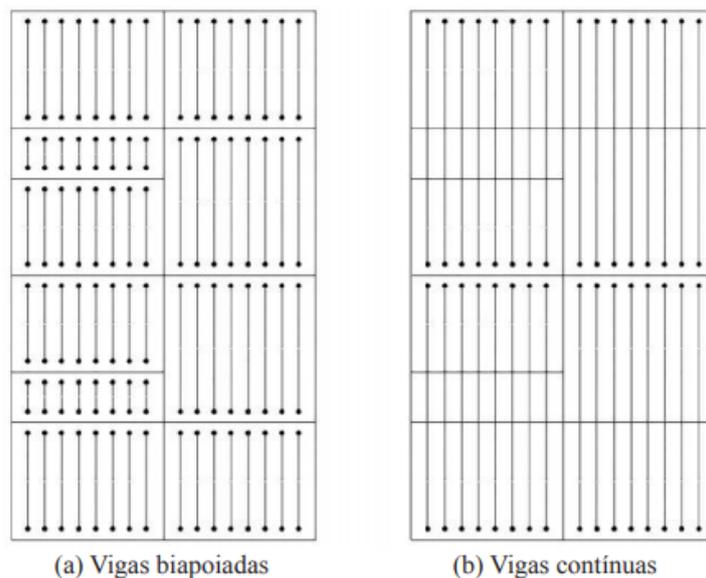
Para análise estrutural, Caldas e Rodrigues (2016) recomendam considerar as extremidades como rotuladas e o dimensionamento dos montantes das paredes internas deve ser avaliado à flexo-compressão e à tração atuando isoladamente. E para montantes de paredes externas, dimensiona-se à flexão composta, variando entre flexo-tração e flexo-compressão, dependendo do sentido do vento e à flexão composta para forças axiais solicitantes de tração ou compressão, levando em conta a direção e o sentido do vento.

#### 2.4.4 VIGAS

As vigas de piso, que formam o entrepiso do sistema LSF, tem potencial comparativo a como biapoiadas ou como contínuas. O espaçamento entre elas segue essa

mesma fixação dos montantes e recebem carregamentos como peso próprio, ocupação de pessoas, móveis, equipamentos etc. transmitindo-os aos painéis, podendo também servir de apoio para contrapiso.

FIGURA 12 VIGAS DE ENTREPISO

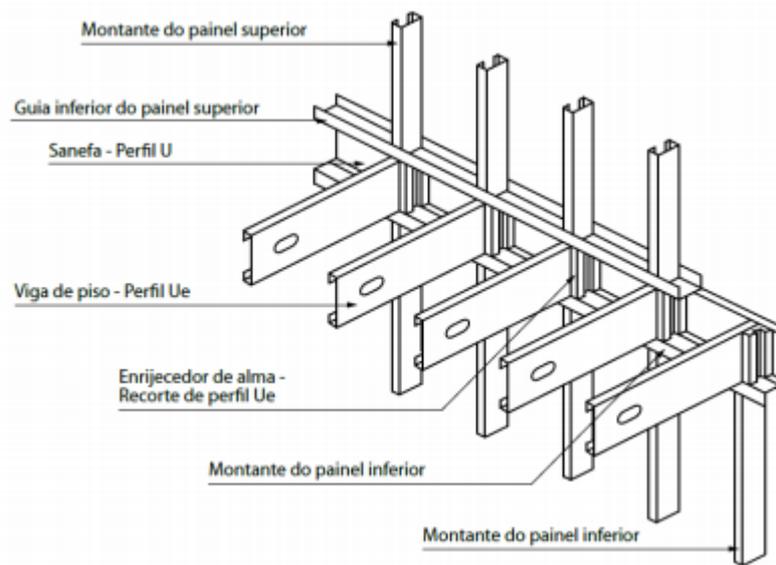


FONTE: STEEL FRAMING: ENGENHARIA (2006)

Os entrepisos com vigamento contínuo apresentam momentos fletores solicitantes positivos bem inferiores aos observados nos subsistemas com vigamento biapoiado, sendo possível reduzir substancialmente o consumo de aço (Caldas e Rodrigues, 2016).

Para o dimensionamento das vigas de piso e de alguns tipos de coberturas, considera-se a flexão, cortante e à combinação cortante-momento fletor (para as vigas contínuas). Ainda podem atuar forças axiais de compressão ou tração provenientes da ação do vento e forças concentradas sobre os eixos longitudinais das barras, provocando compressão e esmagamento da alma. Para impedir a flambagem lateral com torção, as vigas devem ser lateralmente travadas duas a duas por meio de perfis Ue colocados em cada terço do vão.

FIGURA 13 ESTRUTURA DE PISO EM LIGHT STEEL FRAMING



FONTE: CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, BRASILIT (2014)

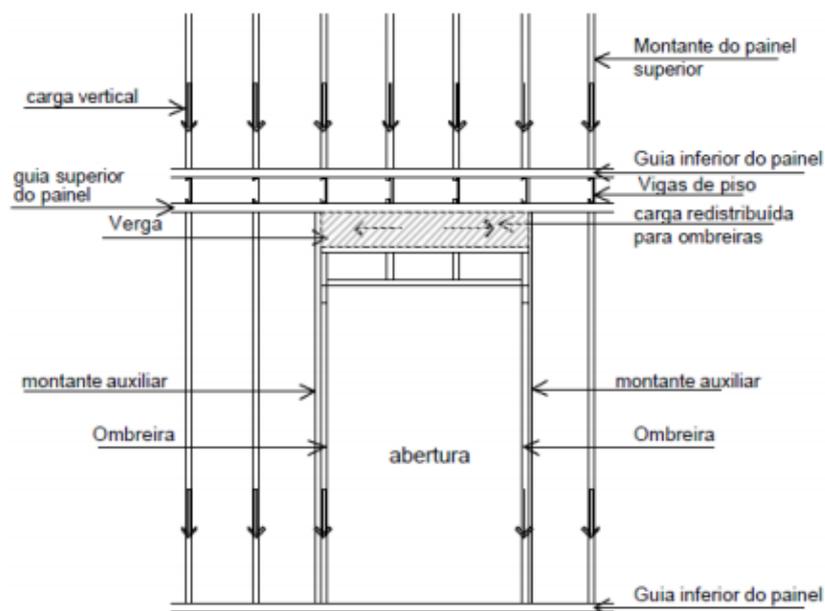
#### 2.4.5 VERGAS

As aberturas para portas e janelas em um painel portante necessitam de elementos estruturais como vergas, constituída por dois perfis Ue conectados pela alma por meio de parafusos auto-atarraxantes com espaçamento máximo de 600 mm, e o mínimo de 2 parafusos autobrocantes por seção, a fim de redistribuir os esforços para a base dos painéis (Figura 14).

A guia da verga é conectada às ombreiras, a fim de evitar a rotação da verga, e permite a fixação dos montantes de composição (cripples), que não têm função estrutural e estão localizados entre a verga e a abertura, a fim de permitir a fixação das placas de fechamento.

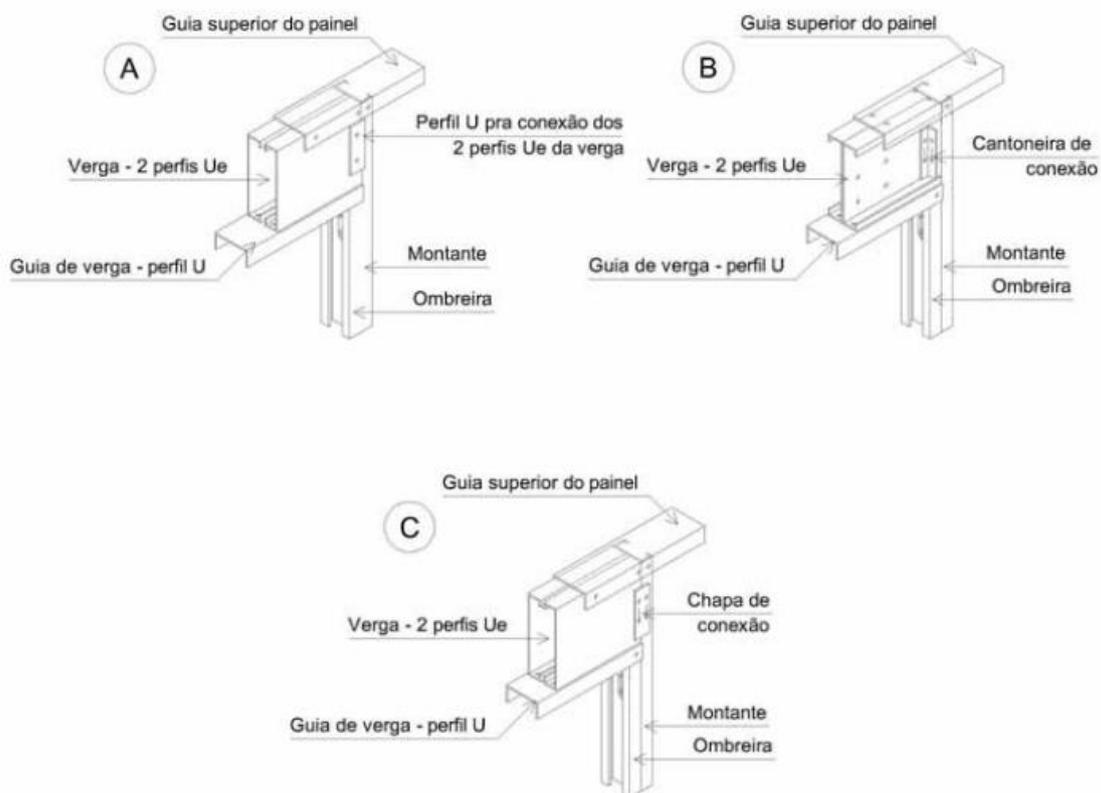
O dimensionamento das vergas deve ser calculado à flexão; ao cortante; ao enrugamento da alma; à combinação cortante-momento fletor e ao enrugamento da alma-momento fletor (Caldas e Rodrigues, 2016).

FIGURA 14 DISTRIBUIÇÃO DOS ESFORÇOS ATRAVÉS DA VERGA PARA OMBREIRAS.



FONTE: CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, BRASILIT (2014)

FIGURA 15 TIPOS DE VERGAS.



FONTE: STEEL FRAMING: ARQUITETURA (2012).

FIGURA 16 PAINEL COM ABERTURA E VERGA.

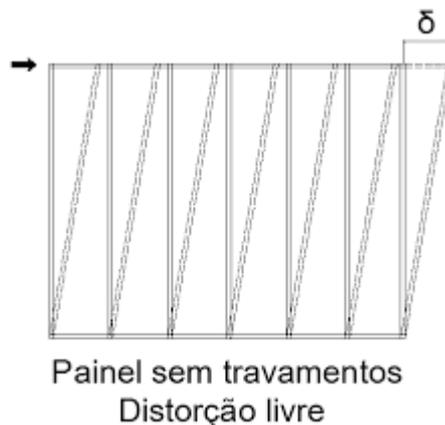


FONTE: MANUAL STEEL FRAMING: ENGENHARIA (2016)

#### 2.4.6 CONTRAVENTAMENTOS

Isoladamente, os montantes são incapazes de resistir aos esforços horizontais que atuam na edificação, como vento e ação sísmica. Deve se prover a estrutura de ligações rígidas ou de elementos capazes de transferir esses esforços para as fundações. Com isso, adotam-se elementos capazes de reagir a essas forças e evitar a deformação, como os contraventamentos nos painéis, combinado ao diafragma rígido horizontal e fechamento da estrutura com placas que funcionem como diafragmas rígidos nos painéis (Caldas e Rodrigues, 2016).

FIGURA 17 DEFORMAÇÃO DE UM PAINEL EM LSF SEM TRAVAMENTO.



FONTE: MANUAL MCALCLSF (2019)

Essa deformação induz a edificação ao colapso, torna-se necessário o contraventamento dos painéis para estabilidade global da estrutura, como a utilização de diagonais (fitas) metálicas (formato em X ou em K) e da estrutura do piso e das paredes como efeito diafragma. O contraventamento também pode ser efetuado por meio de diagonais em perfis Ue montados segundo o sistema de encaixes estampados, formando painéis treliçados.

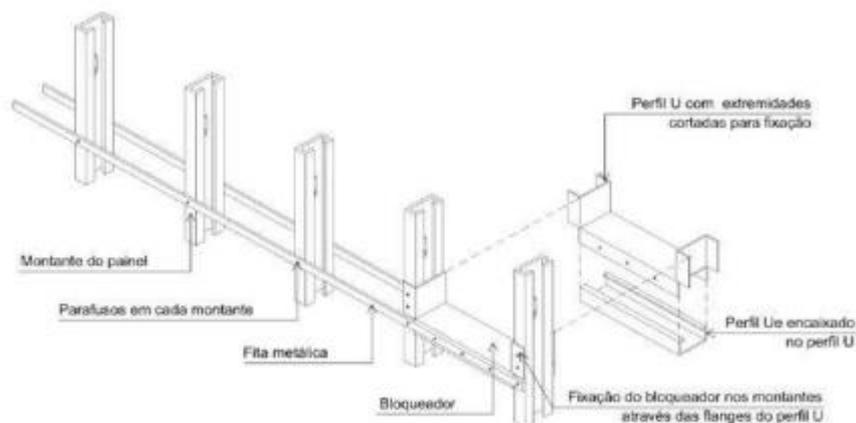
#### 2.4.6.1 Bloqueadores, fitas e diagonais metálicas

A fim de diminuir o comprimento efetivo de flambagem global por torção, há a necessidade de travamento lateral dos montantes no plano do painel por meio de bloqueadores em perfis Ue (ou U simples) e fitas horizontais de aço galvanizado (figura 20), fixados geralmente nos montantes das extremidades dos painéis, perpendicularmente à seção central do perfil em painéis com até 2500 mm de altura, ou no primeiro terço e no segundo terço ao longo da altura de painéis com 2750 mm a 3000 mm de altura (NASFA, 2000).

O bloqueador deve ter as mesmas dimensões nominais  $b_w$  e  $b_f$  do perfil dos montantes do painel, funcionam como enrijecedores do painel, conectados por meio de cantoneiras ou de um corte no próprio perfil de forma a possibilitar a ligação deste nos montantes. Localizam-se nas extremidades do painel e possuem espaçamento máximo de 3600mm, coincidindo suas mesas com as fitas de aço sendo ligadas por meio de parafusos (Figura 18).

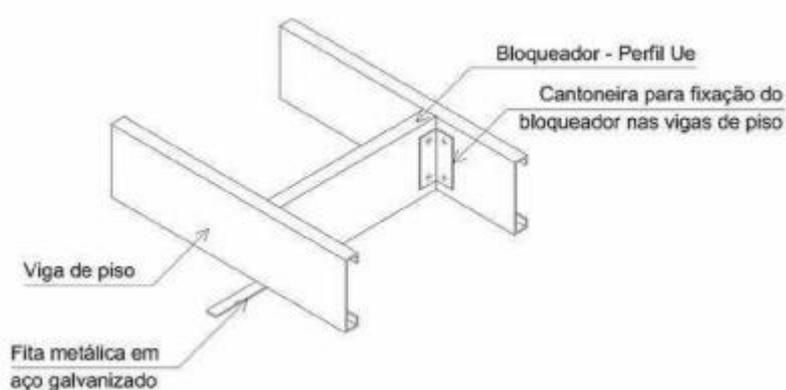
As fitas horizontais devem ter largura mínima de 38 mm e espessura nominal de 0,80 mm. Fixação com parafusos de diâmetro não inferior a 4,2 mm, utilizando em cada lado do painel e no mínimo um parafuso em cada montante e dois parafusos em cada mesa do bloqueador, a fim de impedir a flambagem lateral com torção para esses elementos (Figura 19).

FIGURA 18 BLOQUEADORES INSTALADOS ENTRE MONTANTES



FONTE: MANUAL DE ENGENHARIA (2016)

FIGURA 19 TRAVAMENTO LATERAL DE VIGAS POR BLOQUEADORES E FITAS DE AÇO GALVANIZADO

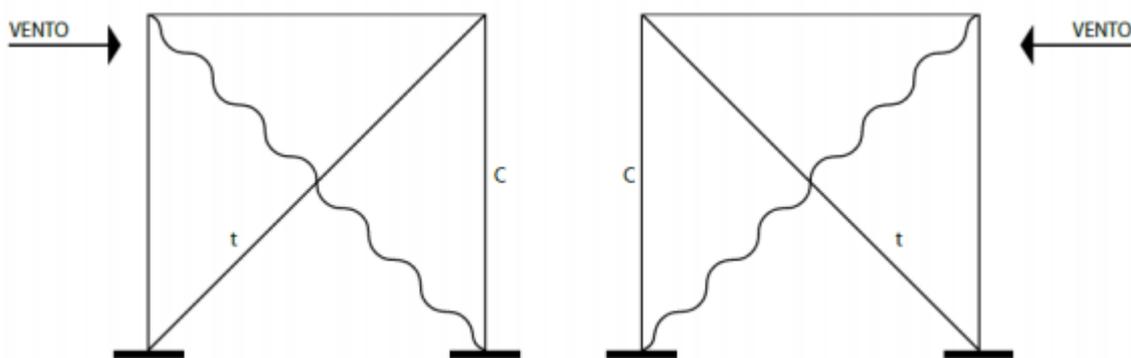


FONTE: MANUAL DE ENGENHARIA (2016)

Em ambos os casos, painéis e vigas, os bloqueadores são usados para diminuir o comprimento efetivo de flambagem global por torção e o comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo  $y$  do montante dos painéis de parede, em virtude da excentricidade do centroide da seção  $Ue$  com seu centro de torção.

As fitas metálicas diagonais também agem como contraventamento, estabilizando a estrutura, e seu ângulo de instalação influencia na capacidade, diminuindo a tensão sobre elas quando há uma diminuição do ângulo formado entre a base do painel e as diagonais.

FIGURA 20 SOLICITAÇÃO DAS DIAGONAIS DE CONTRAVENTAMENTO

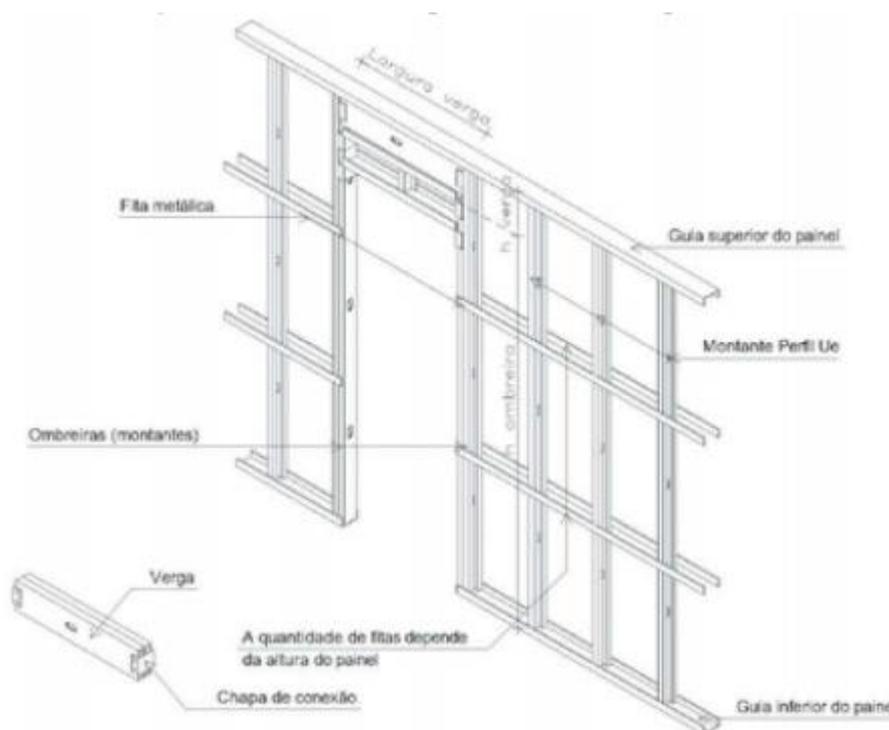


FONTE: DIAS (1997)

Entretanto, de acordo com Consul Steel (2002), ângulos de fixação menores do que  $30^\circ$  acabam por tornar ineficaz o contraventamento, não evitando as deformações horizontais. Assim, ainda pelo mesmo autor, recomenda-se que, para o melhor desempenho desse tipo de elemento, deve-se adotar inclinações entre  $30^\circ$  e  $60^\circ$ .

As fitas de aço galvanizado, quando instaladas nas bases externas e internas dos montantes, impedem a rotação desses elementos e atuam em conjunto com os bloqueadores para diminuição do comprimento de flambagem dos perfis verticais (PEREIRA JR., 2004). Segundo Elhajj e Bielat (2000, apud Caldas e Rodrigues, 2016), as fitas metálicas devem ter dimensões mínimas de 38 mm de largura por 0,84 mm de espessura, devendo ser fixadas ao longo de todo painel e em ambos os lados (Figura 23).

FIGURA 21 FITA METÁLICA PARA TRAVAMENTO DO PAINEL



FONTE: CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, BRASILIT (2014)

Em vigas de piso e cobertura, as fitas são usadas para travamento lateral nas mesas inferiores quando as superiores forem estabilizadas por placas OSB. Em todos os casos, são elementos dimensionados somente à tração e devem receber protensão durante o processo de execução.

#### 2.4.6.2 Diafragmas

Devido a capacidade de restringir os deslocamentos relativos, tanto dos pisos secos quanto dos pisos úmidos Segundo Bevilaqua (2005), os diafragmas rígidos são soluções de estabilização empregadas por programas de análise numérica para simulação do movimento de corpo-rígido devido à restrição de lajes (pisos secos) às vigas, inibindo deslocamentos relativos entre elas.

Em geral, os diafragmas horizontais restringem esses deslocamentos tornando o conjunto de fôrmas de aço e concreto, para pisos úmidos, e placas OSB, em caso de pisos secos, em um sistema com efeito de diafragma rígido para o sistema LSF. Embora não seja normatizado pela ABNT, os painéis de parede também podem gerar um subsistema de diafragma por meio do contraventamento em fitas e diagonais metálicas, fixados por placas estruturais de revestimento.

## 2.5 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

O Sistema de construção em LSF pode ser dividido em três métodos de construção, para edificações de pequeno e médio porte, em categorias:

### a) Método stick

Tanto os cortes dos perfis, painéis, lajes, colunas, contraventamentos e tesouras de telhados, quanto a montagem da estrutura ocorrem no canteiro da obra (Figura 22). É usualmente utilizado em locais onde a pré-fabricação não é inteiramente viável, porém os perfis podem vir perfurados para instalações de outros subsistemas, passagem das instalações elétricas e hidráulicas.

FIGURA 22 CONSTRUÇÃO PELO MÉTODO STICK.



FONTE: UCEFF (2020)

As principais vantagens desse método se dão pela facilidade de deslocamento, visto o pouco tamanho e leveza das peças; fácil execução das ligações dos elementos; e o local para cortes dos perfis é no próprio local da obra.

### b) Método por painéis

Os painéis estruturais ou não estruturais, contraventamentos, lajes e tesouras de telhado podem ser pré-fabricados fora do canteiro e montados no local. (Figura 23). Além dos materiais de fechamento que também podem ser aplicados na fábrica e as aberturas de furos e instalações, diminuindo o tempo da construção.

Dentre as vantagens dessa técnica, destacam-se a maior velocidade na montagem da estrutura, precisão dimensional, maior controle da qualidade e diminuição do trabalho na obra.

FIGURA 23 PRÉ-FABRICAÇÃO DE PAINÉIS E MONTAGEM NO LOCAL (MÉTODO POR PAINÉIS).



FONTE: MDC. ARQUITETURA E URBANISMO (2020)

c) Método de construção modular

O método construtivo mais completo e inovador, são unidades completamente pré-fabricadas, podendo ser entregues no local da obra com todos os acabamentos internos como revestimentos, louças sanitárias, bancadas, mobiliários fixos metais, instalações elétricas e hidráulicas etc. Destaca-se nesse método a possibilidade de interação dos módulos, isto é, as unidades podem ser estocadas lado a lado, ou uma sobre as outras já na forma da construção final (Figura 24).

FIGURA 24 UNIDADE MODULAR SENDO APLICADA SOBRE OUTRA.



FONTE: CONSTRUTORA WORTSMAN (2020).

FIGURA 25 UNIDADE MODULAR PRONTA.



FONTE: CONSTRUTORA SAN LUCAS (2020).

## 2.6 DESEMPENHO

### 2.6.1 TÉRMICO

As paredes externas e a cobertura estabelecem uma barreira física capaz de manter, no interior da edificação, condições térmicas de conforto dentro dos padrões normativos estabelecidos pela ABNT NBR 15575:2013. Mateus (2004, apud Rego, 2012), traz a necessidade de um estudo cuidadoso sobre o comportamento térmico das soluções construtivas, a fim de que se possa tornar a habitação mais sustentável e eco eficiente.

Neste intuito, baseando-se no conceito de isolamento em forma de camadas, o sistema LSF permite associar placas leves deixando, entre elas, combinações de materiais capazes de melhorar o processo de troca de calor entre ambientes externos e internos. Assim, em diferentes situações do ano (inverno e verão, por exemplo), as paredes conseguem controlar as perdas e ganhos de temperatura, trazendo conforto para os usuários e eficiência energética para a edificação.

TABELA 8 EXEMPLO DE MATERIAL COM RESISTÊNCIA TÉRMICA E CONDUTIVIDADE TÉRMICA: LÃ DE VIDRO.

Espessura da lâ de vidro	Condutividade Térmica (W/m °C)	Resistência Térmica (m <sup>2</sup> °C/W)
50 mm	0,042	1,19
75 mm	0,042	1,78
100 mm	0,042	2,38

FONTE: ISOVER - SAINT GOBAIN, 2005

## 2.6.2 ACÚSTICO

Um dos principais pontos do conforto de uma edificação é a vibração sonora, principalmente em uma construção em LSF. É imprescindível que o desempenho acústico seja satisfatório, por meio de materiais isolantes, como a lâ de pet, para os parâmetros de avaliação descritos pela norma brasileira de desempenho ABNT NBR 15574:2013. A tabela 9 mostra um comparativo e efetividade de alguns materiais para fechamentos da construção convencional e LSF.

TABELA 9 CLASSE DE TRANSMISSÃO DE SOM AÉREO PARA ELEMENTOS CONSTRUTIVOS.

Componente da Construção	CTSA
Parede de tijolo com 25 cm	52
Placa de vidro de 6 mm	26
Bloco de concreto celular autoclavado	45
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 400 mm com placas de gesso de 12,5 mm em ambos os lados sem isolamento com lã mineral	33
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 400 mm com placas de gesso de 15 mm em ambos os lados sem isolamento com lã mineral	34
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 400mm com placas de gesso de 12,5 mm em ambos os lados com isolamento de lã mineral de 50 mm de espessura	36
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 400 mm com placas de gesso de 15 mm em ambos os lados com isolamento de lã mineral de 50 mm de espessura	38
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 600mm com placas de gesso de 15 mm em ambos os lados com isolamento de lã mineral de 75 mm de espessura	45-49
Painel de gesso acartonado com montantes 90x40 a cada 600mm com 2 placas de gesso de 15 mm em ambos os lados com isolamento de lã mineral de 75mm de espessura	50-54

FONTE: CRASTO (2005)

### 2.6.2.1 Lã de Pet

Material de isolamento termoacústico, composta 100% de fibras de poliéster (material proveniente da reciclagem de garrafa PET), não possui adição de resinas, tornando-se um material de qualidade e sustentável. Essa manta possui formatos, dimensões e densidades variadas, podendo ser encontradas como painéis ou rolos, e adequa-se aos critérios da certificação ambiental LED (Leadership in Energy and Environmental Design).

Esse desempenho acústico é estimado mediante a avaliação da Classe de Transmissão de Som Aéreo (CTSA), sendo, segundo Baring (2000), um indicador global (em decibels – dB) da capacidade de um material em reduzir a propagação do som entre dois ambientes. A Tabela 9, adaptada por Crasto (2005) e baseada em Kinsler et al. (1982) e Elhajj (2002), demonstra valores de CTSA para elementos construtivos convencionais e em LSF.

### 2.6.3 RESISTÊNCIA AO FOGO

Considerando a diminuição da resistência do aço perante a altas temperaturas quando não protegidas, há a necessidade de placas de revestimento externas e internas que possuem maior resistência a ação do fogo, protegendo a estrutura da construção por mais tempo, como o gesso acartonado, placa cimentícia e sistema EIFS.

Para um estudo de cálculo as estruturas são classificadas em diferentes grupos de tempo de resistências ao fogo, tais como R-15, R-30, etc. O uso de placas para revestimento pode aumentar esse tempo de resistência, podendo ser levados em consideração para efeito de cálculo.

Conforme a Gypsum Association (2009), o gesso acartonado é capaz de dobrar o tempo de resistência ao fogo quando aplicado em ambas as faces das paredes internas e em uma das externas. Se associadas duas placas de gesso por face ou, ainda, de dupla placa alicerçada, esse valor, de 60 minutos, pode ser ainda maior, tornando a estrutura ainda mais resistente ao fogo conforme a Figura 26.

FIGURA 26 DESEMPENHO ACÚSTICO E DE RESISTÊNCIA AO FOGO PARA DOIS TIPOS DE PAREDES EM LSF

Nomenclatura*	Corte	Especificação	Isolamento acústico $R_w^{**}$	Resistência ao fogo (minutos)***
Parede 110/90/400/10-10		Placa Cimentícia 10 mm Estrutura 90 mm Placa Cimentícia 10 mm	45 dB	CF 30
Parede 130/90/400/2 x 10 - 2 x 10/ LM 50		Placa Cimentícia 2 x 10 mm Estrutura 90 mm Lã mineral 50 mm Placa Cimentícia 2 x 10 mm	57 dB	CF 120

\* Nomenclatura das paredes:

— Espessura total da parede em mm.  
 — Espessura da estrutura em mm.  
 — Espaçamento entre montantes em mm.  
 — Quantidade e espessura de placa em mm em um lado.  
 — Quantidade e espessura de placa em mm do outro lado.  
 — LM (lã mineral - isolante) 50 - espessura em mm.

Parede: 130 90 400 2x10 2x10 LM 50

\*\*  $R_w$  = Índice de redução sonora ponderado, medido em decibéis (dB)      \*\*\* CF = corta fogo

FONTE: CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA, BRASILIT (2014)

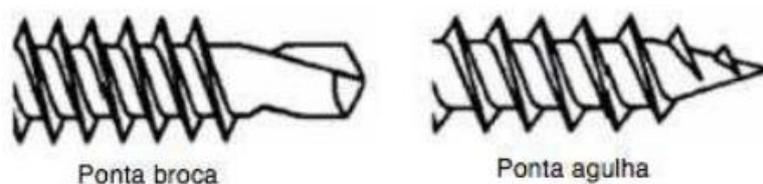
## 2.7 LIGAÇÕES

Elhajj (2004) apresenta os fatores determinantes para a escolha do tipo de ligação ou fixação, como, condições de carregamento; tipo e espessura dos materiais ligados; resistência necessária da conexão; configuração do material; disponibilidade de ferramentas e fixações; local de montagem; custo e experiência de mão de obra; e normalização.

Existe uma ampla variedade de conexões e ligações para estruturas de aço e seus componentes, embora nem todas sejam tão utilizadas. Em virtude dos elementos estruturais do sistema LSF serem, necessariamente, conectados entre si, o dimensionamento adequado do tipo adequado das ligações é fundamental para o real funcionamento do método, tendo sua resistência e estabilidades preservadas. Embora os perfis formados a frio possam ser ligados por soldas de ponto ou contínua, isso requer mão de obra mais especializada, aumentando o custo, assim, utiliza-se a conexão por parafusos.

Os tipos de conexão mais utilizados no Brasil, para construção LSF, são os parafusos auto-atarraxantes e autoperfurantes, feitos em aço carbono com tratamento cementado e temperado, e recobertos com uma proteção zinco-eletrolítica, evitando a corrosão e mantendo características similares à estrutura galvanizada. O diâmetro, comprimento e tipo de ponta variam dependendo da fixação dos elementos, quanto maior o diâmetro, maior sua resistência ao cisalhamento. Parafusos com ponta broca são os mais recomendados nas ligações de perfis estruturais (Figura 27).

FIGURA 27 TIPOS DE AUTO-ATARRAXANTES PARAFUSOS NO SISTEMA LSF



FONTE: RODRIGUES (2006, APUD REGO, 2012)

TABELA 10 CARACTERÍSTICAS DOS PARAFUSOS RECOMENDADAS EM FUNÇÃO DA APLICAÇÃO.

<b>Materiais</b>	<b>Aplicação</b>	<b>Diâmetro mínimo</b>	<b>Tipo de ponta</b>	<b>Tipo de cabeça</b>
Aço	Guia – montante; montante – fita metálica;	Estrutural: #8 Não Estrutural: #6	Agulha ou Broca <sup>1</sup>	Plana
	Montante – montante; cantoneira – montante; cantoneira – verga; verga – montante; travamento da viga;			Hex
Gesso	Fechamento vertical ou horizontal	#6	Agulha ou Broca <sup>1</sup>	Plana ou Oval
OSB	Fechamento vertical ou horizontal	#8	Agulha ou Broca <sup>1</sup>	Plana ou Oval
<sup>1</sup> Dependendo da espessura do perfil ao qual vai ser fixado				

FONTE: RODRIGUES (2006)

A ABNT NBR 14762:2010 aplica-se às ligações parafusadas, onde a espessura da parte mais fina não ultrapassa 4,75mm e recomenda o uso de parafusos de aço com qualificação estrutural, comuns ou de alta resistência, sendo o emprego dos parafusos comuns limitados aos sistemas de vedação e fechamento. Caso contrário, devem ser atendidas as exigências da ABNT NBR 8800:2008, onde estabelece o uso de parafusos com alta resistência em qualquer ligação especificada nos desenhos da estrutura.

A norma estabelece dimensões máximas de furos (tabela 11), onde o espaçamento mínimo da distância da borda de um furo à extremidade do elemento conectado deve ser maior que  $d$  e a distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes não deve ser inferior a  $2d$ , sendo  $d$  é o diâmetro nominal do parafuso. Em ligações constituídas por cobrejuntas sujeitas à compressão, entre os centros de dois parafusos adjacentes ou entre o centro do parafuso à borda da cobrejunta, na direção da solicitação, o espaçamento máximo deve ser inferior a  $1,37t(E/f_y)^{0,5}$  ( $t$  a espessura da cobrejunta e  $f_y$  a resistência ao escoamento do aço da cobrejunta).

TABELA 11 DIMENSÕES MÁXIMAS DE FUROS (MM).

Diâmetro nominal do parafuso (d)	Diâmetro do Furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
< 12,5	d+0,8	d+1,5	(d+0,8)x(d+6)	(d+0,8)x(2,5d)
≥ 12,5	d+1,5	d+5	(d+1,5)x(d+6)	(d+1,5)x(2,5d)

FONTE: NBR 14762 (2010)

A tabela 12 apresenta possíveis formas de ligações entre os perfis e painéis, ligados pela alma ou pela mesa.

TABELA 12 ENCONTROS DE PERFIS E PAINÉIS.

Vista em planta						
Montante duplo (back to back)	Montante triplo	Montante quádruplo	Encontro de 02 painéis perpendiculares	Encontro de 03 painéis perpendiculares	Encontro de 04 painéis perpendiculares.	Encontro de 02 painéis oblíquos.
Perspectiva			Vão de janela			

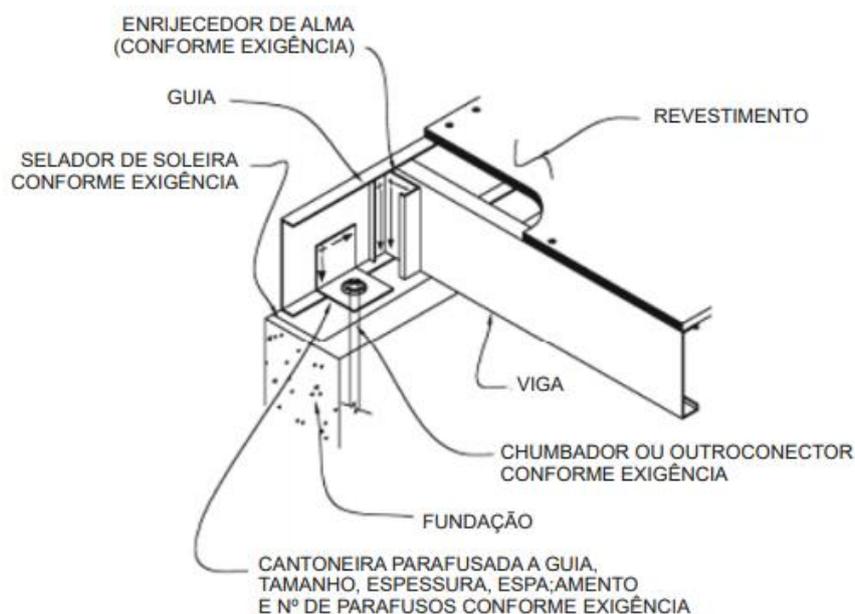
FONTE: ADAPTADO DE CONSULSTEEL (2006)

## 2.8 FUNDAÇÕES

Para a escolha da fundação diversos fatores influenciam, como o levantamento topográfico local, o tipo de solo do terreno, profundidade de solo firme, nível do lençol freático e estimativa de custos. A obtenção dessas informações torna imprescindível a realização de ensaios de sondagem e a execução da fundação é efetuada segundo o processo da construção convencional.

Pelo fato da estrutura LSF ser mais leve, o alicerce estrutural tem menores solicitações em comparação a outras soluções estruturais, possibilitando fundações com menor espessura e complexidade, porém, devido a distribuição uniforme das cargas ao longo dos painéis estruturais, torna-se necessário uma fundação contínua para suportar os painéis por toda sua extensão. Sendo as fundações diretas o tipo mais comumente utilizado, destacando-se o uso do radier.

FIGURA 28 EXEMPLO DE CONEXÃO PISO FUNDAÇÃO.



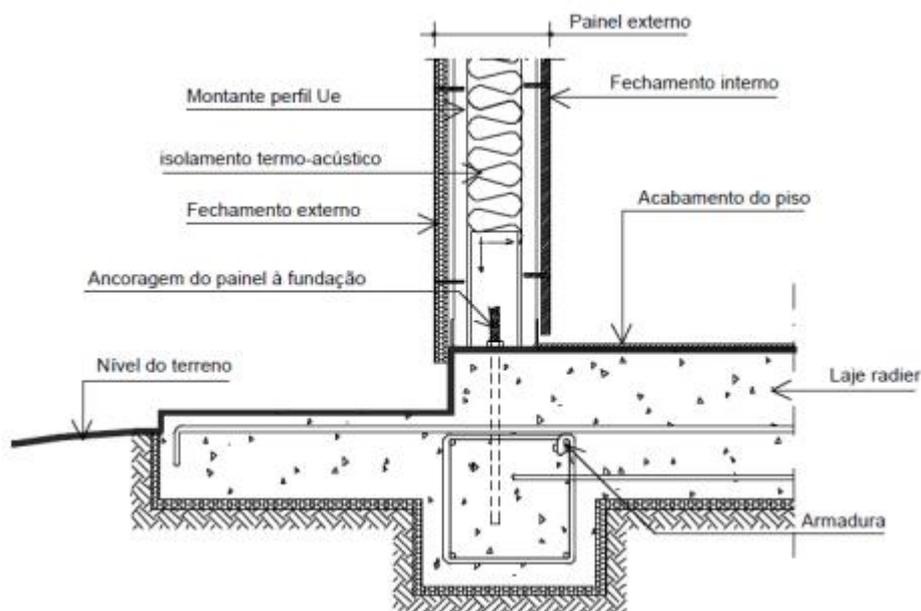
FONTE: DETALHES CONSTRUTIVOS PARA CONSTRUÇÕES EM STEEL FRAMING (2013)

### 2.8.1 RADIER

O radier, ou “laje” radier, é um tipo de fundação rasa, em contato direto com o solo, que transmite as cargas da estrutura para o terreno, geralmente recomendado para solos com baixa resistência. Com a finalidade de possibilitar a diminuição dos custos de mão de obra e armações, exige-se menores movimentações no solo, a fundação é feita de modo mais simples e rápida. Os componentes estruturais fundamentais do radier são a laje contínua de concreto e as vigas no perímetro da laje, e sob as paredes estruturais ou colunas, assim, aonde mais for necessário para propiciar rigidez no plano da fundação (CRASTO, 2012).

Na execução da fundação deve-se tomar o cuidado de seguir o projeto de instalações elétricas e hidráulicas conforme determinado, para que não haja incompatibilidade ou necessidade de retrabalho. E por tratar-se de uma fundação de laje, não há necessidade de um piso em estrutura LSF, contribuindo para maior redução nos custos da obra. Contudo, como os painéis estão em contato direto com a fundação, deve-se observar o isolamento contra a umidade e o contato com os perfis (Figura 29).

FIGURA 29 DETALHE ESQUEMÁTICO DE ANCORAGEM DO PAINEL A UMA LAJE RADIER.



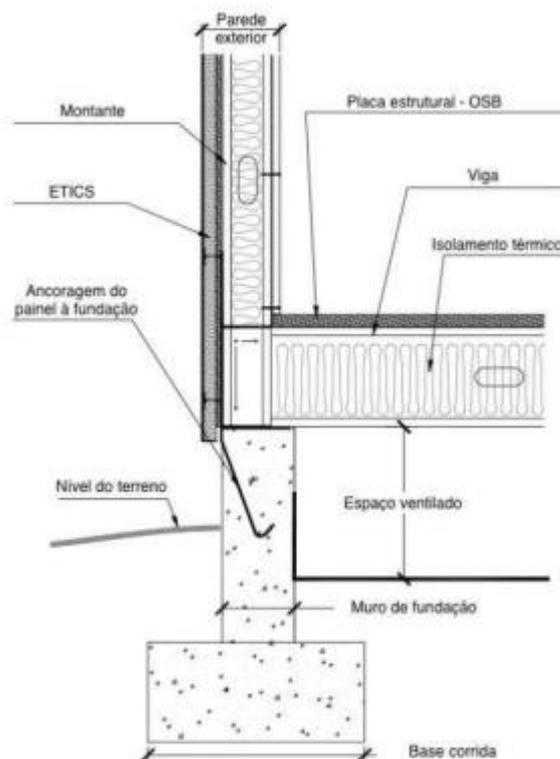
FONTE ADAPTADO DE CONSUL STEEL (2002)

## 2.8.2 SAPATAS CORRIDAS OU VIGA BALDRAME

Indicado para construções com paredes portantes, onde a distribuição da carga é contínua ao longo das paredes, caso da estrutura em LSF, podendo ser de concreto armado, blocos de concreto ou alvenaria dispostos sob cada um dos painéis estruturais.

Esse tipo de fundação é capaz de absorver os esforços sobre as paredes que são distribuídos continuamente até o elemento e, em seguida, ao solo. Para este caso, o contrapiso do térreo pode ser em concreto, ou construído com perfis galvanizados que apoiados sobre a fundação constituem uma estrutura de suporte aos materiais que formam a superfície do contrapiso. Permite maior conforto térmico à edificação ao permitir fluxo de ar e evitar contato direto com o solo (Figura 30).

FIGURA 30 DETALHE ESQUEMÁTICO DA EXECUÇÃO DE UM PAINEL SOBRE UMA SAPATA CORRIDA.

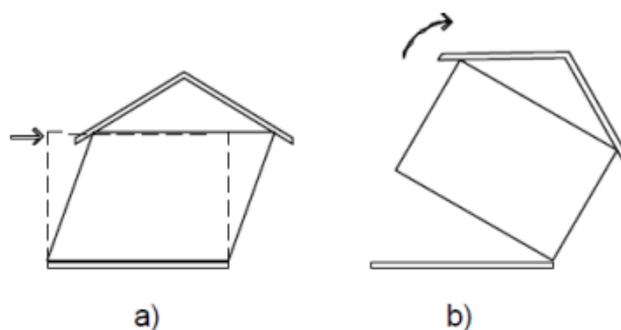


FONTE: ADAPTADO DE CONSUL STEEL (2002)

### 2.8.3 ANCORAGEM DOS PAINÉIS NA FUNDAÇÃO

Na ancoragem, devido as ações variáveis de vento, é necessário a fixação da superestrutura na fundação, evitando movimentos de translação, ação em que o edifício se desloca lateralmente, ou tombamento com rotação da edificação, elevação da estrutura causada por assimetria. (Figura 31).

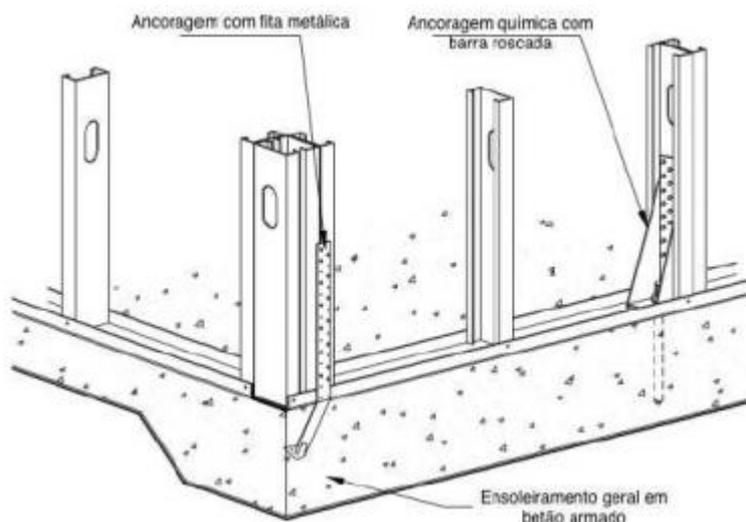
FIGURA 31 EFEITOS DE VENTO NA ESTRUTURA: A) TRANSLAÇÃO; B) TOMBAMENTO.



FONTE: FREITAS ET AL. (2012)

A escolha da ancoragem mais eficiente depende do tipo de fundação e das solicitações que ocorrem na estrutura. Através do cálculo estrutural é definido o tipo, dimensões e espaçamentos das ancoragens, sendo os tipos mais comuns as químicas, com barra rosca, ou fita metálica, conforme detalhado na Figura 32, e a expansível com parabolt (Figura 33), instalados por chumbadores mecânicos (CRASTO, 2012).

FIGURA 32 ANCORAGEM DEFINITIVA EM BARRA ROSCA E FITA METÁLICA.



FONTE: MANUAL DE ENGENHARIA: ARQUITETURA (2012)

FIGURA 33 ANCORAGEM POR EXPANSÃO DO TIPO PARABOLT.



FONTE: MANUAL DE ENGENHARIA: ARQUITETURA (2012)

## 2.9 LAJE

A estruturação das lajes, como maioria, é utilizada sob a mesma modulação estrutural em painéis e telhados, assim como a estrutura do piso em Light Steel Framming, a qual igualmente usa os princípios dos painéis, em outras palavras, a determinação se faz pelas cargas ao qual cada perfil galvanizado se sujeita, cuja separação está paralela aos elementos estruturais ou modulação.

Os perfis, também chamados de vigas de pisos, utilizam perfis de Seção Ue, alinhados na horizontal, em que as mesas, usualmente, possuem as mesmas dimensões das mesas dos montantes. Todavia, vários são os fatores que determinam a altura da alma, entre eles, a modulação da estrutura e o vão consistente entre os apoios. Esta disposição das vigas de piso tem por função gerar uma maior distância entre os apoios, obtendo perfis com altura inferior.

Perfurações executadas nas almas das vigas para passagem de tubulações, quando excederem as dimensões dos furos já existentes nos perfis (conhecidos por “punch”), devem ser previstos pelo projeto estrutural.

NBR 15253:2005 prevê que: “Aberturas sem reforços podem ser executadas nos perfis, desde que devidamente consideradas no dimensionamento e que o maior eixo da furação coincida com o eixo longitudinal central da alma do perfil.

A distância entre centros de furos sucessivos deve ser no mínimo igual a 600 mm; a distância entre a extremidade do perfil e o centro do primeiro furo deve ser no mínimo de 300 mm; a distância entre a extremidade de uma abertura e a face lateral do apoio da viga deve ser de no mínimo 250 mm”

Para aberturas com formas diferentes e dimensões maiores que as recomendadas, os furos devem ser reforçados por uma chapa de aço galvanizado de espessura no mínimo igual ao do elemento perfurado e deve se estender 25 mm além das bordas do furo. Essas perfurações não devem exceder em largura, 75% da altura da alma do membro estrutural ou exceder 152 mm de comprimento medidas ao longo da alma.

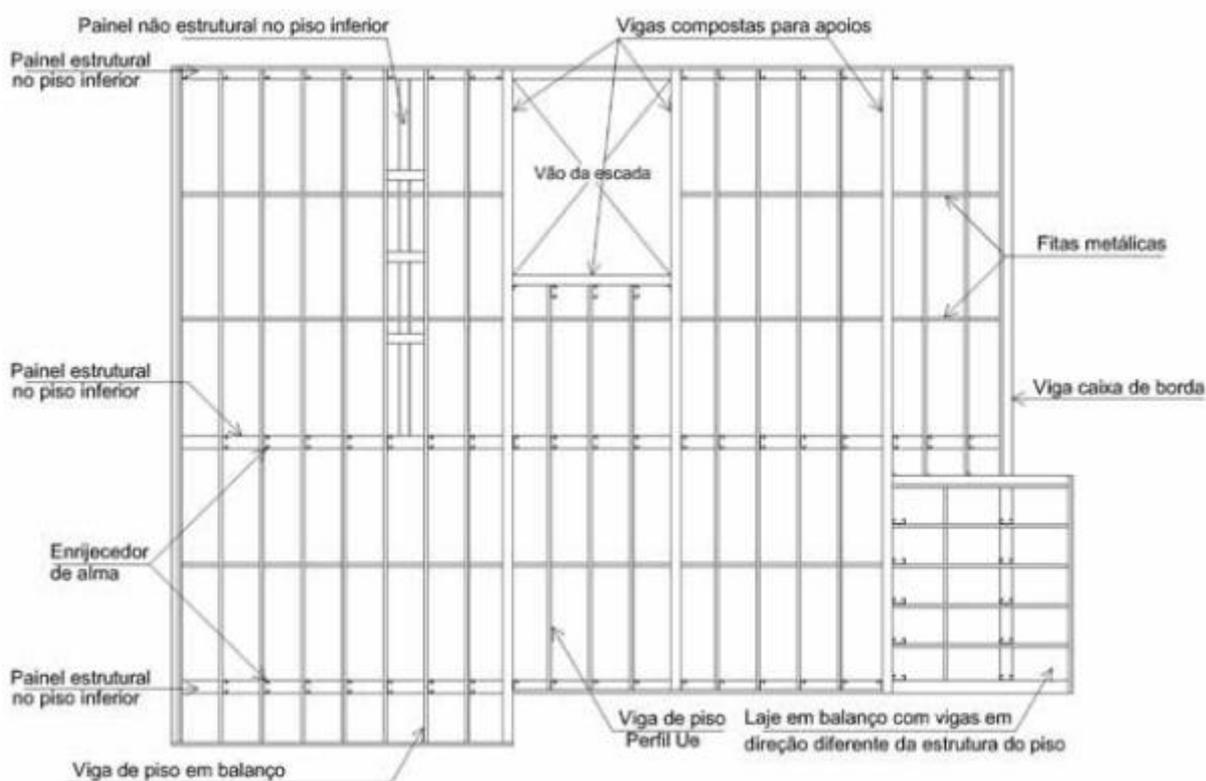
As vigas de piso são responsáveis pela transmissão das cargas a que estão sujeitas (peso próprio da laje, pessoas, mobiliário, equipamentos etc.) para os painéis; e servem de estrutura de apoio do contrapiso.

Sanefa ou guia: perfil U que fixa as extremidades das vigas para dar forma à estrutura;

- Enrijecedor de alma: recorte de perfil Ue, geralmente montante, que fixado através de sua alma a alma da viga no apoio da mesma, aumenta a resistência no local evitando o esmagamento da alma da viga. Também pode ser chamado de enrijecedor de apoio;

- Viga caixa de borda: formada pela união de perfis U e Ue encaixados possibilita a borda da laje paralela às vigas, principalmente quando ocorre de servir de apoio a um painel.
- Viga composta: combinação de perfis U e Ue a fim de aumentar a resistência da viga. Pode ser utilizada no perímetro de uma abertura na laje, como por exemplo, para permitir o acesso através de uma escada, servindo de apoio para as vigas interrompidas.

FIGURA 34 PLANTA DE ESTRUTURA DE PISO EM LIGHT STEEL FRAMING.



FONTE: MANUAL DE LSF: ARQUITETURA (2012)

De maneira geral, as vigas de piso que formam a laje se apoiam nos montantes onde suas almas estando em coincidência, dão origem ao conceito de estrutura alinhada. Porém, existem situações em que outros elementos estruturais funcionam como apoio. Uma laje em Light Steel Framing pode se apoiar em uma estrutura tradicional (alvenaria ou concreto) já existente, ou em construções onde as fundações sejam do tipo sapata corrida em que a laje do térreo se apoia diretamente na fundação.

Vigas da laje em balanço têm a mesma direção das vigas de piso, o segmento em balanço deve ter no máximo metade do comprimento do segmento das vigas que estão entre os apoios.

FIGURA 35 ILUSTRAÇÃO DOS TIPOS DE LAJES.



FONTE: MUNDO STEEL FRAME (2020)

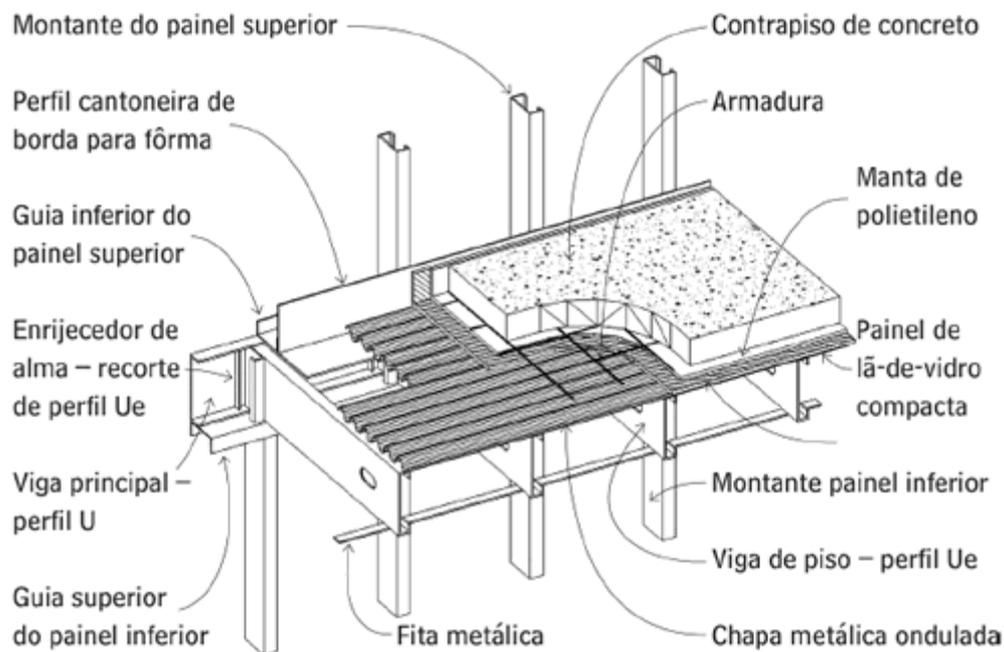
### 2.9.1 LAJE ÚMIDA

Composta basicamente por uma chapa ondulada de aço (Figura 36) que serve de fôrma para o concreto e é aparafusada às vigas de piso, e uma camada de 4 a 6 cm de concreto simples que formará a superfície do contrapiso. O contrapiso de concreto serve como base para a colocação do acabamento de piso que pode ser cerâmico, de madeira, pedras, laminados etc.

Para obter um conforto acústico adequado, deve-se empregar um material de isolamento entre a forma de aço e o concreto. A forma mais comum é a colocação de painéis de lã de vidro compacta sobre a chapa de aço protegido por um filme de polietileno para evitar a umidificação da lã de vidro durante a concretagem.

Antes da colocação da chapa de aço, deve-se fixar em toda a borda do piso, um perfil galvanizado tipo cantoneira a fim de servir de forma lateral para o concreto

FIGURA 36 DETALHAMENTO DA LAJE ÚMIDA PARA CONSTRUÇÕES DE STEEL FRAME.



FONTE: FRANCISCO (2013)

### 2.9.2 LAJE SECA

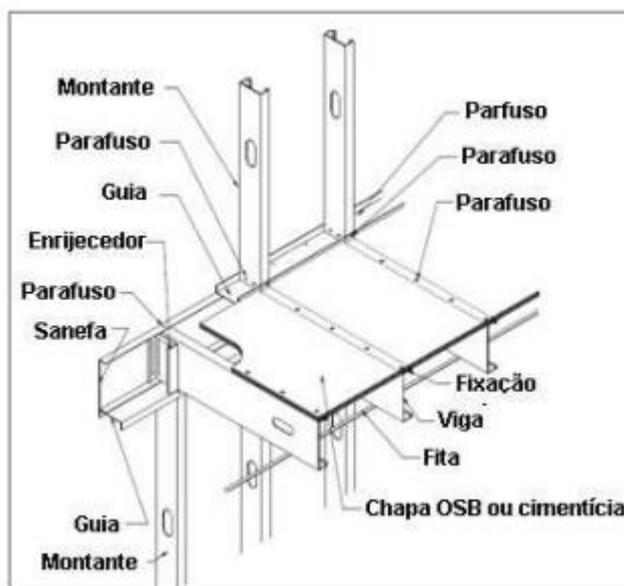
Consiste no uso de placas rígidas, aparafusadas às vigas de piso, e servem como contrapiso, a escolha do tipo e da espessura da placa está relacionada com a deformação requerida pelas próprias características dela, e fundamentalmente com o tipo de revestimento a utilizar. A placa mais utilizada é o OSB com 18 mm de espessura.

Para áreas molhadas como banheiros, cozinhas, áreas de serviço e outras, o uso da placa cimentícia é mais recomendado já que tem maior resistência à umidade, porém é necessário o uso de uma base contínua de apoio para as chapas cimentícias, geralmente sobre placas de madeira transformada, devido às solicitações à flexão. Para se reduzir o nível de ruído entre um pavimento e outro que pode ser gerado na utilização normal do piso, é recomendado a colocação de lâ de vidro entre as vigas e o uso de uma manta de polietileno expandido entre o contrapiso e a estrutura

As principais vantagens do uso da laje seca seriam a menor carga por peso próprio, e uma construção a seco sem a necessidade do uso de água na obra e maior velocidade de execução. A bibliografia recomenda que os painéis portantes sejam montados diretamente sobre a estrutura do piso, onde os montantes do painel superior façam contato direto

com as vigas de piso como forma de garantir a correta transmissão axial dos esforços entre os componentes da estrutura e evitar deformações relativas à falta de nivelamento ou precisão dimensional dos elementos que formam o contrapiso

FIGURA 37 LAJE SECA.



FONTE: FRANCISCO (2013)

### 2.9.2.1 Painel Masterboard

Os Painéis Masterboard são compostos de miolo de madeira, revestidos com Placas Cimentícias coladas e prensadas. Eles recebem ainda um tratamento adicional nas bordas, que confere mais resistência e durabilidade. A madeira utilizada, além de muito resistente, recebe um agente cupinícida durante o processo de colagem do painel, o que ajuda a proteger contra ataques de cupins e outros micro-organismos.

TABELA 13 CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS MASTERBOARD.

<b>Espessura</b>	<b>Comprimento</b>	<b>Largura</b>	<b>Peso</b>
23 mm	2400 mm	1200 mm	23 kg/m <sup>2</sup>
40 mm	2000 mm	1200 mm	32 kg/m <sup>2</sup>
	2500 mm		
	2750 mm		
	3050 mm		
<b>Aplicações dos Painéis Masterboard</b>			
23 mm		40 mm	
Mezaninos		Áreas de maior exigência de carga	
Fechamentos verticais internos			
<b>Cargas máximas de utilização distribuídas por painel (kg/m<sup>2</sup>)</b>			
Espessura	Largura	Número de apoios	Carga máxima
23 mm	2400 mm	4	300 kg/m <sup>2</sup>
40 mm	2000 mm	3	500 kg/m <sup>2</sup> *
	2500 mm		
40 mm	2750 mm	4	500 kg/m <sup>2</sup> *
	3050 mm		

FONTE: BRASILIT 2020

## 2.10 COBERTURAS

A escolha do tipo de cobertura depende do projeto arquitetônico, o qual influencia na dimensão, custos, carregamentos atuantes, vãos, entre outros. Destacam-se os tipos e subsistemas mais utilizados (coberturas planas e inclinadas), coberturas estruturadas com caibros e vigas, e coberturas estruturadas com tesouras e treliças.

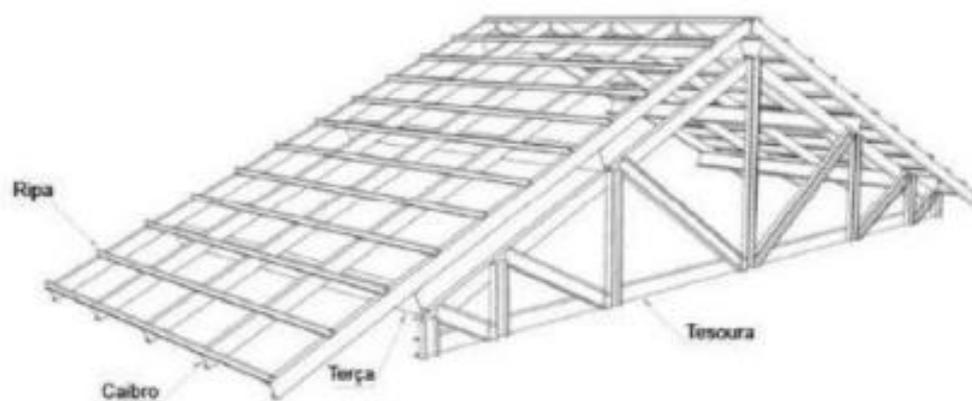
Predomina o uso de perfis Ue para a maioria das barras estruturais e da composição da estrutura do telhado em LSF. Os perfis U simples são usados como guias de encabeçamentos dos painéis do telhado e, também, como barras do subsistema de contraventamento.

FIGURA 38 COLOCAÇÃO DE CHAPAS SOBRE A COBERTURA PLANA EM LSF.



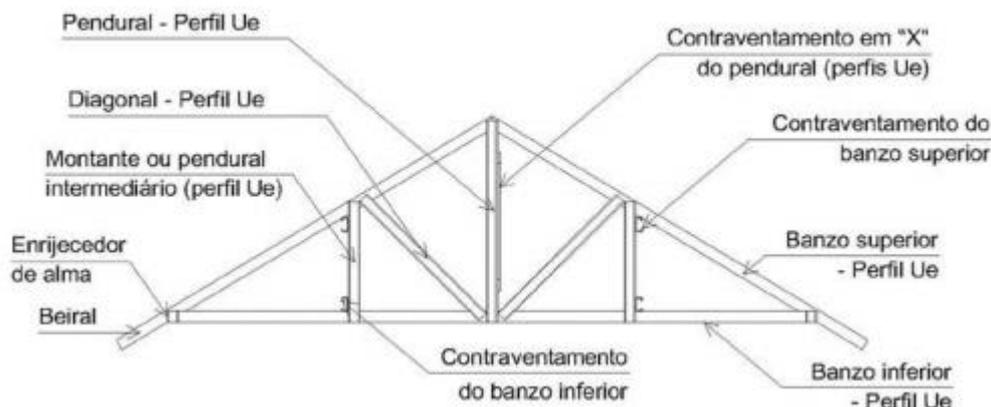
FONTE: MUNDO STEEL (2019)

FIGURA 39 COBERTURA EM TELHAS CERÂMICAS OU OUTRO MATERIAL.



FONTE: ABNT NBR 15253:2014

FIGURA 40 ELEMENTOS PRINCIPAIS DE UMA TESOURA DO TIPO HOWE.



FONTE: MANUAL DE ARQUITETURA DO CBCA (2012)

Segundo Caldas e Rodrigues (2016), o dimensionamento das vigas de coberturas planas e dos caibros em estruturas inclinadas é feito para resistir a esforços de momento fletor, esforço cortante e à combinação destes.

Contudo, no tocante as barras da treliça (terças) e tesouras, este dimensionamento é disposto pelas forças axiais de tração ou compressão realizado de forma isolada. Cumpre ressaltar que, deve-se observar se a ligação entre as barras é rígida ou se tem carregamento utilizado entre os nós de uma barra, cuja finalidade, especificamente, há de se considerar a flexão composta sobre o perfil.

Nessa linha, apesar do tipo de solução da estrutura adotada para a cobertura, existe uma necessidade na garantia do funcionamento adequado do efeito do diafragma, atuando de forma colaborativa para o equilíbrio estrutural mediante o contraventamento em diagonais na forma de V, X ou K, ou, ainda com placas estruturais de revestimentos OSB.

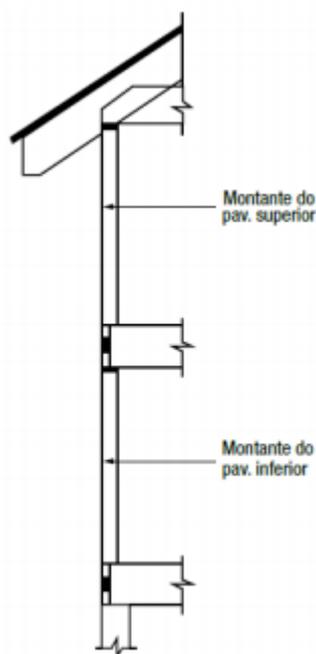
## 2.11 CONCEPÇÃO E DIMENSIONAMENTO

O sistema estrutural em sua totalidade, num edifício pode ser separado em dois grupos de subsistemas, são estes, os verticais e os horizontais. Os subsistemas horizontais recebem as cargas primárias por flexão (piso e cobertura) e esforços horizontais por ações de diafragmas rígidos, e devem ser suportados pelos subsistemas verticais. São compostos pelas guias de entepiso, vigas de piso, perfis enrijecedores da alma nos apoios das vigas e os elementos de ligação com os painéis de parede (Caldas e Rodrigues, 2016).

Os subsistemas verticais, por sua vez são geralmente esbeltos no tocante a uma ou ambas as dimensões da seção transversal (em relação à altura total do edifício), e não são muito estáveis por si próprios. Eles precisam ser mantidos em posição pelos subsistemas horizontais. Compostos por painéis, descarregam todo o carregamento da edificação sobre a fundação, assemelhando-se à concepção estrutural de diversos outros sistemas.

Dado ao alinhamento da estrutura (“in-line framing”), as vigas de entrepiso são organizadas uniformemente sobre os montantes, cuja finalidade é de coincidir os eixos de suas almas, transmitindo então, esforços axiais e caracterizando o tipo de montagem denominado “platform framing” (Figura 41). Quanto maior a separação entre montantes, maior será a força que cada um deles deverá resistir.

FIGURA 41 CONSTRUÇÃO PLATFORM FRAMING



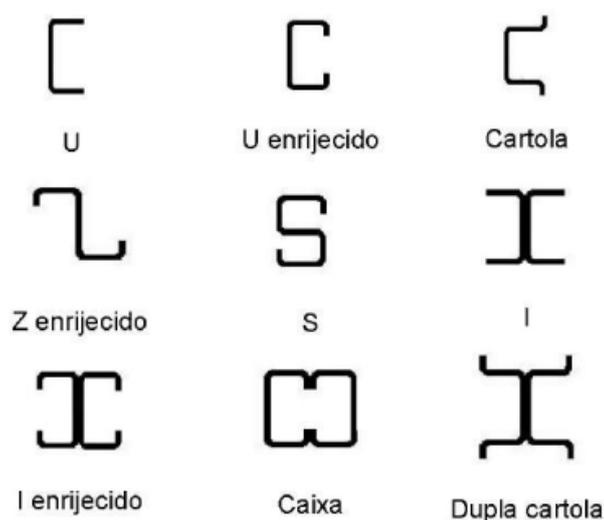
FONTE: STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (2004)

De acordo com Freitas et al. (2012), a coordenação modular é essencial para a concepção estrutural da edificação, sendo fator importante a consideração acerca do processo de instalação, isto é, condicionamentos estruturais.

Os perfis assim obtidos têm seus elementos com maior susceptibilidade à flambagem local, não representando tal fenômeno um colapso estrutural do elemento, mas uma redução gradativa principalmente de sua rigidez axial e de flexão. Sabe-se que as chapas esbeltas apresentam comportamento pós-crítico estável, com força resistente pós-crítica que pode ser levada em conta no cálculo estrutural (Caldas e Rodrigues, 2016).

Uma previsão teórica do comportamento pós-crítico pode ser encontrada com base no método das larguras efetivas (MLE) e do método da seção efetiva (MSE), em vez de se utilizar as soluções obtidas por métodos numéricos, tais como o método dos elementos finitos (MEF) e o método das faixas finitas (MFF). No entanto, devem ser consideradas as limitações quanto à utilização dos métodos das larguras efetivas e da seção efetiva (Caldas e Rodrigues, 2016).

FIGURA 42 ALGUNS TIPOS DE SEÇÕES TRANSVERSAIS.



FONTE: MANUAL LSF ENGENHARIA (2016)

Assim, no intuito de otimizar e compatibilizar o projeto arquitetônico com o estrutural, é desejável a concepção modular horizontal e vertical em acordo com os componentes de fechamento disponíveis no mercado, bem como tipos de esquadrias e posicionamentos empregados.

### 3 SISTEMA DE CONSTRUÇÃO EM CONCRETO ARMADO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

O cimento foi descoberto na Inglaterra por volta do ano de 1824, quando o francês J. Aspadin inventou o cimento Portland. Em 1873, foi construída a primeira casa em concreto armado na cidade de New York, pelo americano W.E. Wrad. E em 1900, Koenen deu início ao desenvolvimento das teorias do concreto armado, que desencadeou em 1902 pelo E. Morsch na Alemanha os primeiros estudos teóricos e normas técnicas para cálculo e execução válidos até hoje (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2004).

No Brasil, Segundo Clímaco (2008), o uso do concreto armado iniciou-se no século XX, onde foi construída uma ponte de 9 metros de comprimento em 1908. Em 1931 criou-se a primeira norma brasileira, entre os anos de 1955 e 1960 desenvolve-se a estrutura mais esbelta e complexa, construída em Brasília pelo engenheiro Joaquim Cardoso e os arquitetos Oscar Niemeyer e Lúcio Costa, o qual teve importância mundial para o desenvolvimento do concreto armado.

## 3.2 CONCEITOS

O concreto armado é o material mais utilizado em sistemas estruturais, sua eficácia se dá pela união do concreto com o aço. O concreto possui resistência a compressão, mas baixa resistência à tração e fragilidade, sendo necessário o incremento do aço, que resiste aos esforços de tração, devido a seu alto módulo de elasticidade. Essa união é possível devido ambos possuírem coeficientes de dilatação semelhantes. (CLÍMACO, 2008).

### 3.2.1 CONCRETO

A definição do concreto consiste em uma mistura em doses pré-determinadas (traços) de aglomerantes, agregados, água e aditivos. Aditivos esses que são responsáveis por reforçar ou introduzir características ao concreto, através de ação química, física ou ambas juntas, podendo fornecer consistência, homogeneidade, elasticidade, durabilidade e impermeabilidade.

O aglomerante mais comum é o cimento Portland, responsável por unir os outros materiais presentes no concreto, através de reação com a água e endurecimento com o tempo. Existem tipos diferentes de cimento e caracterizam-se pela resistência mecânica, os mais utilizados possuem resistência entre 20 a 35Mpa. Os agregados servem apenas para aumento do volume da mistura, diminuindo assim o custo da quantidade de cimento, classificam-se em miúdos (areia) ou graúdos (britas).

De acordo com Helene e Andrade (2007) a principal característica do concreto de cimento Portland é sua durabilidade que é determinada como sendo a capacidade de resistir a intempéries, ataques químicos, abrasão ou outros processos de deterioração. O concreto tende a conservar sua forma, qualidade e capacidade de uso original quando exposto ao ambiente ao qual foi projetado, contudo, ele não está isento a desgastes, sua

resistência a intempéries é limitada e sua microestrutura se modifica, transformando as suas propriedades e determinando assim sua vida útil.

O concreto apresenta algumas restrições que devem ser levadas em considerações para seu uso, como baixa resistência à tração, fragilidade, fissuração, peso próprio elevado, custo de formas para moldagem, corrosão das armaduras e tempo de cura. A fim de tomar providências adequadas que atenuam suas consequências (FIGUEIREDO, 2005).

França (2004), classifica as variações mais usadas possíveis para o concreto, dentre elas, destaca-se o concreto magro, que não possui função estrutural; concreto convencional, feito através de lançamento manual; o concreto bombeável, lançamento mecanizado; o concreto auto-adensável, possui alta plasticidade; e o concreto projetado, que possui pega ultra-rápida, endurecendo em poucos segundos após a reação.

### 3.2.2 AÇOS PARA CONCRETO ARMADO

Os aços para concreto armado são denominados: CA 25, CA 50, CA 60, onde o prefixo “CA” indica aço para concreto armado e o número indica a tensão de escoamento do aço em kN/cm<sup>2</sup>. Podem ser classificados como barras diâmetro nominal igual ou superior a 5mm, laminados a quente (CA 25 e CA 50), ou fios, diâmetro nominal 10 mm ou inferior, obtidos por trefilação ou processo equivalente (CA 60), geralmente fornecidos em rolos.

### 3.3 NORMAS TÉCNICAS

A principal norma para o projeto de estruturas de concreto armado é a NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Outras normas que regulamentam o projeto residencial e a execução de obras de concreto são:

- NBR 6120/2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações – 2ª Edição;
- NBR 6122/96 - Projeto e execução de fundações – Procedimento;
- NBR 6123/88 - Forças devido ao vento em edificações - Procedimento;
- NBR 7191/82 - Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado;

- NBR 7477/82 - Determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado - Método de ensaio;
- NBR 7480/96 - Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado
- NBR 7481/90 - Tela de aço soldada – Armadura para concreto – Especificação;
- NBR 8522/84 - Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama –
- NBR 8548/84 - Barras de aço destinadas a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda - Determinação da resistência à tração - Método de ensaio;
- NBR 8681/84 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento;
- NBR 9062/85 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – 40
- NBR 11919/78 - Verificação de emendas metálicas de barras de concreto armado – Método de ensaio;
- NBR 12142/92 - Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos - Método de ensaio;
- NBR 14432/00 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações

### 3.4 FÔRMAS

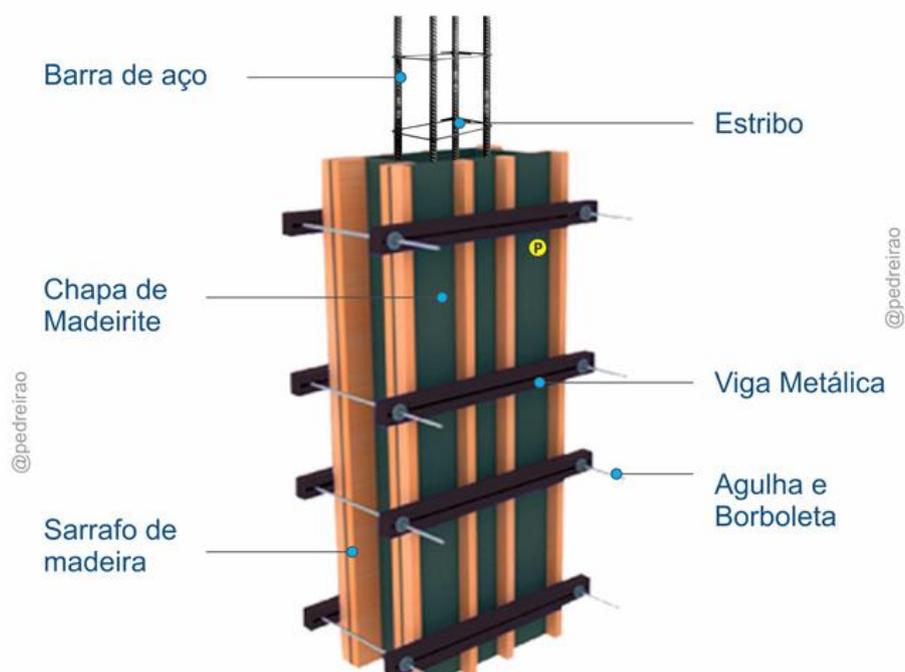
As fôrmas são os moldes de toda a estrutura da obra, como o concreto é um elemento que adere diferentes formas, devido ao seu tempo prolongado de cura, são as fôrmas que tornarão possível a estética da estrutura. Para isso devem ser utilizados materiais que garantem uma boa qualidade, planejamento e controle, além de profissionais qualificados e padrões definidos pela ABNT NBR 14931, pois um projeto de forma ruim pode ocasionar danos permanentes na estrutura.

Podem ser usados diferentes tipos de materiais como, papelão, aço, alumínio e madeira, a escolha irá depender do custo e disponibilidade do material na região. Trata-se de uma das primeiras etapas mais importante para dar início a estrutura, sua execução irá definir a uniformidade; serve de suporte de trabalho para própria concretagem dos elementos estruturais e aberturas para instalações; proteção do concreto fresco na sua fase

frágil, de cura, contra impactos, variações de temperatura e, principalmente, de limitar a perda de água por evaporação.

Chama-se de sistema de fôrma ao conjunto completo dos elementos que o compõem, incluindo-se: a própria fôrma, elementos de cimbramento, de escoramento remanescente, equipamentos de transporte, de apoio e de manutenção, como mostrado na figura abaixo.

FIGURA 43 EXEMPLIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS DE FÔRMAS DE UM PILAR



FONTE: PEDREIRÃO (2020)

### 3.5 LAJE

A laje pode ser definida como um elemento plano apoiado em vigas que constituem o piso do pavimento, são responsáveis por receberem as cargas sobre ela, resistindo a esforços de flexão e transferindo para as vigas. Possui suas dimensões maiores que sua espessura e são divididas em vários tipos, como maciças, nervuradas, treliçadas, mistas, alveolares, protendidas e bubble deck.

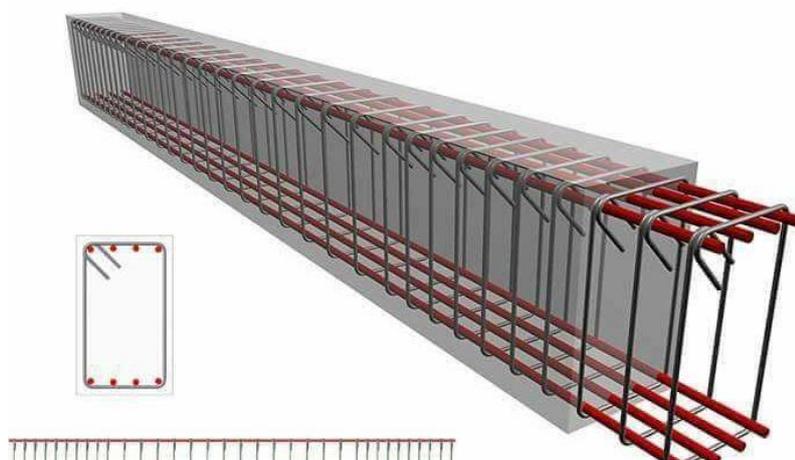
O dimensionamento é efetuado pelo método elástico e dependendo do tipo de laje deve ser respeitada as dimensões limites descrita pela NBR 6118:2014, que também categorizam as lajes conforme o tipo de armação, uma direção (unidirecional) ou em duas direções (bidirecional).

### 3.6 VIGA

As vigas são elementos lineares que possuem comprimento longitudinal maior ou igual a três vezes a maior dimensão da seção transversal. A viga está sujeita à flexão e é responsável por receber o peso da parede apoiada sobre ela, das cargas da laje e transferir para os pilares. São classificadas em vigas, largura deve ser maior que 12cm, e vigas paredes, largura superior a 15cm (NBR 6118:2014).

Seu dimensionamento é efetuado no Estado Limite Último e de Serviço, onde irá definir a quantidade necessária de armadura, que são classificadas como armaduras transversais (estribos); armaduras longitudinais, responsáveis por resistir a tração e a compressão; armadura de pele, para altura da seção transversal da viga maior que 60cm;

FIGURA 44 EXEMPLO 3D DA ARMAÇÃO DE UMA VIGA



FONTE: VIVADECORA (2020)

### 3.7 PILAR

Os pilares maciços são elementos estruturais responsáveis por resistir e transferir as cargas oriundas das lajes e vigas para a fundação, podem ter a seção transversal circular, retangular ou quadrada. Sua principal limitação é devido a sua área da seção transversal não poder ser inferior a  $360\text{cm}^2$  e a menor dimensão ser 19cm, exceto em casos especiais que admite a menor dimensão de até 14cm, sendo acrescentado um coeficiente de majoração para cálculo, seguindo os critérios da NBR 6118:2014.

TABELA 14 VALORES DO COEFICIENTE ADICIONAL  $\gamma_n$  PARA PILARES E PILARES-PAREDE

$b$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
<p>onde</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$ <p><math>b</math> é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente <math>\gamma_n</math> deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.</p>						

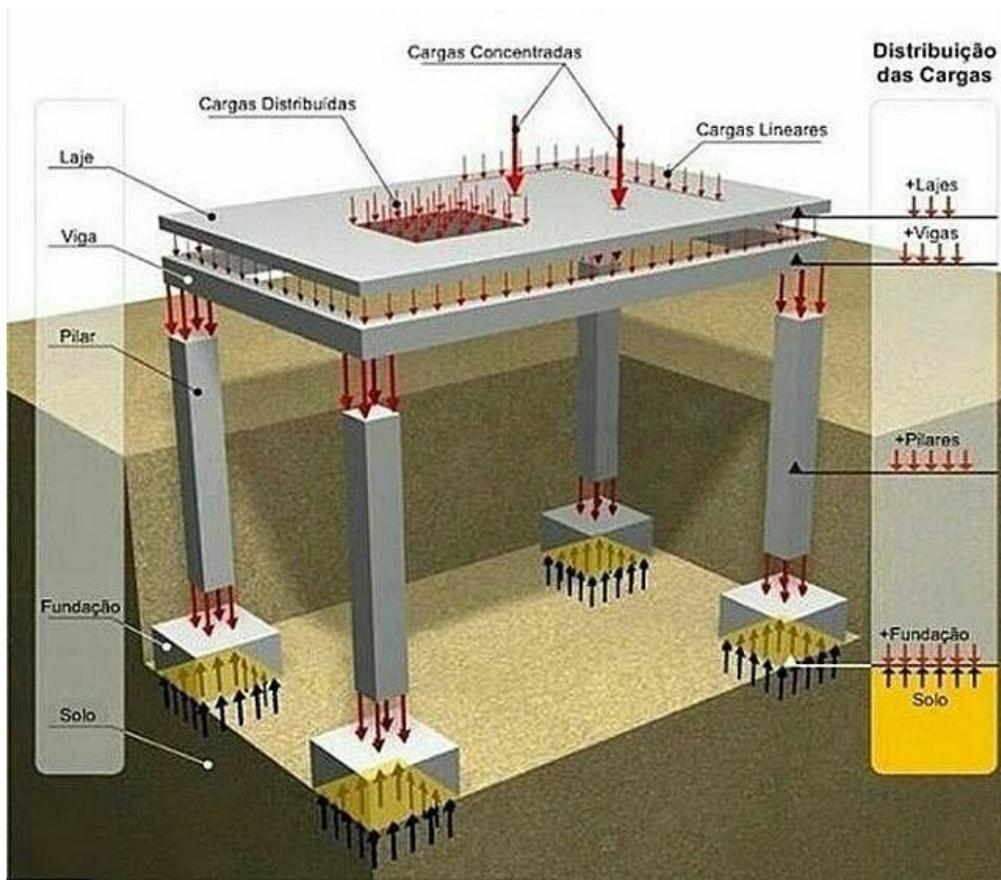
FONTE: NBR 6118:2014

Para o dimensionamento dos pilares de concreto armado são analisados os efeitos de 2º ordem, o índice de esbeltez, o raio de giração, o comprimento da flambagem, a excentricidade e a classificação dos pilares para definição das armaduras. E sua classificação é de acordo com sua localização no projeto, chamados de pilares centrais ou intermediários, laterais e de canto.

### 3.8 FUNDAÇÃO

A estrutura de concreto armado possibilita diversos tipos de fundações, que são classificadas como superficiais e profundas, sua escolha é definida após o resultado de ensaio de sondagem que determinam a tipologia do solo do terreno, sendo possível calcular a tensão admissível do terreno para a construção. A fundação é responsável por resistir as cargas da edificação e transmiti-las para o solo sem que haja deformidade.

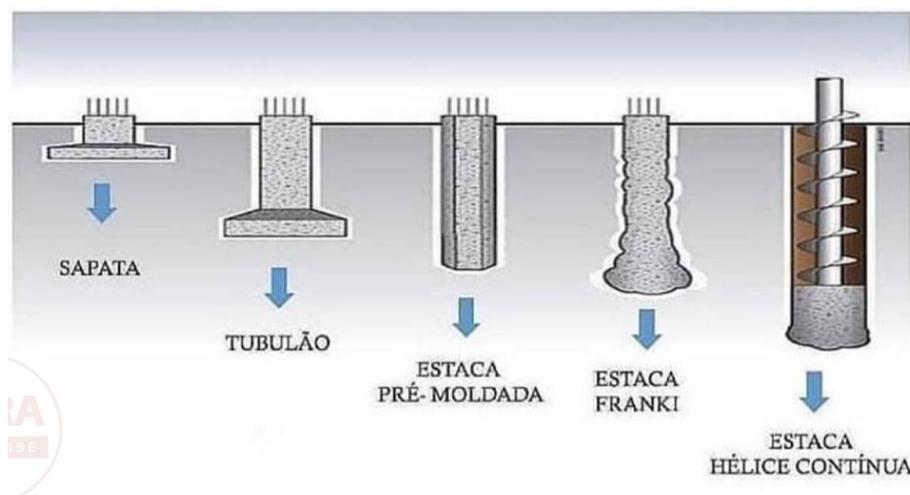
FIGURA 45 DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DA LAJE ATÉ O SOLO



FONTE: VIVADecora (2020)

Nas superficiais a carga é transmitida ao terreno predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, alguns tipos são as sapatas, blocos e radier. Já as profundas, transmitem as cargas ao terreno pela base, pela superfície lateral ou por uma combinação das duas, são usadas quando a tensão admissível do solo é muito pequena, os principais tipos são as estacas, tubulões e caixões. (EDDY, 2012)

FIGURA 46 EXEMPLO DE FUNDAÇÕES



FONTE: VIVADECORA (2020)

### 3.9 VANTAGENS E DESVANTAGENS

Como qualquer outro sistema construtivo a estrutura em concreto armado apresenta possui vantagens e desvantagens quanto ao seu emprego. De acordo com Botelho e Marchetti (2010), as características positivas são:

- Boa resistência à maioria dos esforços;
  - Adaptável a vários tipos de formas;
  - Obtenção de estruturas monolíticas;
  - Possui grande vida útil;
  - Possui boa resistência ao fogo;
  - Possibilita a obtenção de pré-moldagem de peças estruturais;
  - Resistência a choques, vibrações, efeitos térmicos e desgastes mecânicos;
- Botelho e Marchetti (2010), ainda citam as características negativas do sistema estrutural.
- Peso específico elevado ( $25 \text{ kN/m}^3$ ), limitando seu uso em algumas situações;
  - Em alguns casos, reparos e adaptações são de difícil execução;
  - Necessário o uso de escoramento das peças, quando não forem pré-fabricadas, até o momento em que o concreto atingir resistência adequada para retirada das escoras;

## 4 ESTUDO DE CASOS

### 4.1 INTRODUÇÃO

Diversos fatores influenciam para a escolha do uso de um sistema, eles que definem quando um método escolhido torna-se viável, o principal é a análise das características da obra, como tipo de fundação, tempo de construção, tipo de ocupação, disponibilidade e custo dos materiais, recursos da construtora, local da obra e acessos, manutenção e reparos, vãos livres, espaço livre para a estrutura, altura da edificação, estética, desperdício de materiais e mão de obra, segurança do trabalhado e incômodo de áreas próximas.

Após uma análise cuidadosa e um conhecimento de cada sistema a escolha correta das alternativas configurará um melhor desempenho. Verificado que o tipo do sistema escolhido atende as necessidades da construção, o uso de ferramentas computacionais para cálculo de estruturas possibilita otimização no processo do projeto estrutural.

Assim, objetivando avaliar um comparativo e o comportamento estrutural do sistema LSF e Convencional em concreto armado, utilizou-se ferramentas computacionais em três dimensões (3D), através do método dos estados-limites que utiliza um processo de verificação, no qual a estrutura é analisada em várias situações extremas, subdivididas nos estados-limites últimos e estados-limites de utilização, de acordo com a ABNT NBR 14762:2010.

Para o estudo de casos foi utilizado o projeto arquitetônico de Victor (2017), em que a estrutura foi analisada e dimensionada para uma construção em LSF, detalhando o quantitativo de aço necessário. Baseando-se nesse mesmo projeto e utilizando suas dimensões e detalhamento foi adaptado para uma construção em concreto armado, onde foi analisado e comparado os resultados.

Para o dimensionamento da estrutura foi utilizado o programa CypeCad (2016), o programa calcula respeitando as principais normas, presentes também no dimensionamento do sistema LSF, NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762:2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9, através do método dos elementos finitos.

## 4.2 AÇÕES

Para uma análise estrutural as ações que atuam na edificação são consideradas levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço. De acordo com a ABNT NBR 8681, são classificadas em permanente, variável e excepcionais.

Rego (2012) afirma que o peso próprio da estrutura em LSF é substancialmente menor quando comparado ao concreto armado, havendo a necessidade de se considerar a ação do vento como importante carregamento na edificação. Com isso, a norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 apresenta coeficientes de ponderação das ações características que devem ser estabelecidos para fins de cálculo (Tabela 15).

TABELA 15 VALORES DOS COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES

Combinações	Ações permanentes ( $\gamma_d$ ) <sup>1)3)</sup>					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições "in loco"	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis ( $\gamma_v$ ) <sup>1)4)</sup>					
	Efeito da temperatura <sup>2)</sup>		Ação do vento		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
	Normais	1,20	1,40	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,30			
Excepcionais	1,00	1,00	1,00			

NOTAS:

<sup>1)</sup> Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

<sup>2)</sup> O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado como ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

<sup>3)</sup> As ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, ou 1,40 quando isso não ocorrer.

<sup>4)</sup> Se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,40 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m<sup>2</sup>, ou 1,50 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação).

FONTE: ABNT NBR 14762:2010

#### 4.2.1 PERMANENTES

As ações permanentes atuam durante toda a vida útil da estrutura projetada, podendo seus valores permanecerem praticamente constantes ou crescerem com o tempo, dividindo-se em ações permanentes diretas ou indiretas. A direta considera o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos fixos, empuxos e solicitações. A indireta é constituída pela retração e fluência do concreto, deslocamento do apoio e imperfeições, indicado pela ABNT NBR 6120:1980.

#### 4.2.2 VARIÁVEIS

As ações variáveis, ao contrário da permanente, possuem variação significativa de valores conforme a vida útil da construção, segundo a NBR 14762:2010, são

caracterizadas pelo uso e ocupação, sobrecargas em pisos e coberturas, equipamentos, divisórias móveis, ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

### 4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações são feitas a fim de determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura, combinando a probabilidade simultânea da ocorrência de ações. Com isso, devem ser estabelecidas a verificação das combinações referentes a cada um dos estados limites, classificadas como combinações últimas e combinações de serviço. Os valores para a combinação devem ser majorados, exigido pela ABNT NBR 8800:2008, os coeficientes de combinação e redução para ações variáveis são apresentados na tabela 15 e 16.

TABELA 16 FATORES DE COMBINAÇÃO  $\Psi_0$  E DE REDUÇÃO  $\Psi_1$  E  $\Psi_2$  PARA AS AÇÕES VARIÁVEIS

Ações		$\gamma_{f2}$ <sup>a</sup>		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$ <sup>c</sup>	$\Psi_2$ <sup>e</sup>
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
<sup>a</sup> Ver alínea c) de 4.7.5.3. <sup>b</sup> Edificações residenciais de acesso restrito. <sup>c</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. <sup>d</sup> Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar $\Psi_1$ igual a 1,0. <sup>e</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\Psi_2$ o valor zero.				

FONTE: ABNT NBR 8800:2008

#### 4.3.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

“Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional.” (ABNT NBR 8800:2008, p.14). Visto isso, para cada combinação, aplica-se a expressão:

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

Sendo,

$F_d$  - valor de cálculo do efeito das ações;

$\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  – coeficientes de segurança relativos às ações permanentes e variáveis, respectivamente;

$F_{Gi,k}$  – valor característico da ação permanente;

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

$\Psi_0$  – fatores de redução para ação variável secundária.

Victor (2017) através do programa mCalcLSF, adotou 8 diferentes combinações para a avaliação do ELU, sendo elas:

- 4 combinações últimas normais tendo, em cada, a sobrecarga atuando como ação variável principal e o vento (0°, 90°, 180° e 270°) como secundária, sendo apenas uma direção de atuação para cada combinação;

- 4 combinações últimas normais tendo a variação do vento (0°, 90°, 180° e 270°) como ação variável principal e a sobrecarga, em cada uma delas, como ação secundária.

#### 4.3.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

“Os estados limites de serviço têm relação com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização, podendo prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.” (ABNT NBR 8800:2008, p.99).

A NBR 14762:2010 recomenda para sistema LSF a análise por combinação rara tendo a ação variável principal tomada com seu valor característico e as demais ações com seus valores frequentes, conforme a Equação 2:

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

Em que:

$F_{ser}$  - valor de cálculo do efeito das ações no ELS;

$F_{Gi,k}$  – valor característico das ações permanentes;

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

$F_{Qj,k}$  – valor característico das demais ações;

$\Psi_1$  – fator de redução para ação variável secundária.

Para cálculo dos deslocamentos, usando as recomendações do item 6.7.3.4 da ABNT NBR 14762:2010, o qual estabelece o uso de combinações raras de serviço para o cálculo das deformações e deslocamentos. Esta análise conservadora deve-se ao fato de que essas combinações são adotadas quando prejuízos aos fechamentos e a formação de fissuras causam danos ao funcionamento adequado da estrutura, caracterizando os estados limites irreversíveis.

#### 4.4 PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico adotado foi criado baseando-se nas habitações sociais criada pelo Programa Minha Casa Minha Vida (PMCMV), considerado um programa de incentivo pela Caixa Econômica Federal (CEF) que criou um manual (Datec nº014) de requisitos e condições para um financiamento de uma construção em LSF. Este trabalho, visa o estudo estrutural comparativo desse sistema construtivo com o sistema convencional em concreto armado.

Assim, o projeto arquitetônico, mostrado na Figura 47, apresenta atributos comuns a estes tipos de construções de um pavimento, tal como a lógica de racionalização dos ambientes em um menor espaço possível para conforto, mas respeitando as áreas mínimas estabelecidas pelo PMCMV. Na Figura 48, é possível visualizar, em perspectiva 3D, a modelação do projeto arquitetônico após a concepção estrutural em LSF (VICTOR, 2017).

FIGURA 47 PLANTA BAIXA DO PROJETO ARQUITETÔNICO (SEM ESCALA) – REVIT 2017



FONTE: VICTOR (2017)

FIGURA 48 VISTA EM PERSPECTIVA 3D DO PROJETO ARQUITETÔNICO ANALISADO – REVIT 2017



FONTE: VICTOR (2017)

Para o dimensionamento do projeto no sistema LSF, Victor (2017) utilizou o programa MCalcLSF, específico para esse tipo de construção a seco. O programa realiza a análise elástica linear baseada no Método da Rigidez Direta, sendo uma sistematização do Método dos Deslocamentos em que três conjuntos de equações devem ser satisfeitos, a equações de equilíbrio, de compatibilidade e constitutivas.

O mCalc3D divide o desenvolvimento da análise em seis etapas básicas:

1ª Etapa: Identificação estrutural dos elementos (módulo próprio mCalcLSF);

2ª Etapa: Cálculo da matriz de rigidez do elemento e do vetor das ações nodais equivalentes;

3ª Etapa: Montagem da matriz de rigidez da estrutura e do vetor de ações da estrutura (matriz global e vetor de ações global);

4ª Etapa: Introdução das condições de contorno (vinculação);

5ª Etapa: Solução do sistema de equações;

6ª Etapa: Cálculo das solicitações nos extremos das barras e das reações nodais.

Para a elaboração do projeto em concreto armado, foi necessário modificações para estar de acordo com a norma, a espessura da parede teve que ser altera para 14cm, visto que, é o mínimo permitido para a largura do pilar. Outras modificações foram referentes aos materiais, como a parede de alvenaria e a desconsideração do vento.

#### 4.5 PROJETO E MODELAGEM DA ESTRUTURA METÁLICA

Utilizando o programa mCalcLSF para dimensionamento estrutural do sistema LSF, considerou-se inicialmente uma estimativa da velocidade característica do vento de 34m/s e dimensões horizontais da edificação, com isso é possível pré-dimensionar os montantes e vãos máximos para vigas de piso conforme as Tabelas de Dimensionamento do Sistema LSF (Rodrigues, 2006), adotando um espaçamento entre os montantes de 400mm, altura entre o piso e a laje de cobertura de 2,5 metros, estrutura de telhados e dimensões da malha 2x2m, como apresentado na Figura 44.

FIGURA 49 CONSIDERAÇÕES PRIMÁRIAS DE PROJETO

FONTE: VICTOR (2017)

Também foi definido os materiais que compõem o projeto e suas propriedades físicas (Tabela 17), e os perfis utilizados, onde o aço ASTM A36 deve ser interpretado como correspondente ao ZAR250, visto que, as propriedades físicas do aço ASTM A36, relativas aos seus limites de escoamento e ruptura (250 MPa e 400Mpa, respectivamente) possuem correspondência com o aço estrutural ZAR250 (Figura 50).

TABELA 17 - PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS USADOS NESTE PROJETO

Material	Espessura (mm)	Densidade (kN/m <sup>3</sup> )
Aço ASTM A36	0,95   1,25   1,55	78,5
Gesso acartonado	12,0	10,0
Lã de vidro	50,0	0,12
Placa cimentícia	12,0	17,0
Placa OSB	15,0	6,4
Vermiculita expandida	50,0	1,6

FONTE: VICTOR (2017)

FIGURA 50 PERFIS ESTRUTURAIS ADOTADOS PARA O PRÉ-DIMENSIONAMENTO

The screenshot shows a software interface with a menu bar at the top: Estrutura | Cargas Padrão | Ação do Vento | Interface | Projeto | Placas. The main window is divided into two panes. The left pane contains a table of structural profiles:

Elemento	Nome do Perfil
Montante	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95
Guia	[ 92 x 40 x 0.95
Viga	CA 120 x 40 x 12 x 0.95
Contravento	RET 38 x 0.95
Bloqueador	[ 90 x 40 x 0.95
Espigão/Rincão	CA 120 x 40 x 12 x 0.95
Banzos Treliças	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95
Diagonais Treliças	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95
Espelho do Beiral	[ 90 x 40 x 0.95
Cumeeira	[ 90 x 40 x 0.95
Oitão	[ 92 x 30 x 0.85
Terça/Longarina	CART 30 x 40 x 12 x 0.8

The right pane contains configuration options:

- Travamentos**
  - Placas restringindo a distorção dos painéis:
    - Painéis Externos
    - Painéis Internos
  - Placas reduzindo comprimento de flambagem:
    - Painéis Externos
    - Painéis Internos
  - Comprimento Flambagem: 500 mm
- Edição de painéis**
  - Duplicar montante de apoio do contraventamento
- Ligação entre painéis**
  - Parafusos sextavados a cada: 300 mm
  - Bitola: 4.2 (nº8) x 13(1/2)
- Ligação entre montante e guia**
  - Parafusos flangeados a cada: 300 mm
  - Bitola: 4.2 (nº8) x 13(1/2)

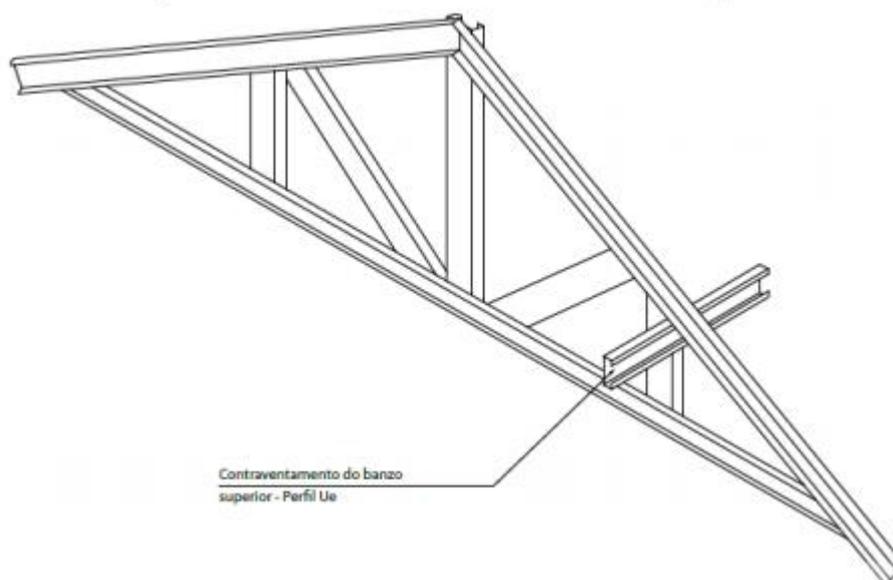
At the bottom, there are buttons for "Salvar como Padrão", "Ok", and "Cancelar".

FONTE: VICTOR (2017)

Para o telhado, Victor (2017) adota, primariamente, em cobertura inclinada composta por tesouras do tipo Howe (Figura 51), ripas e terças, telhas em fibrocimento com espessura de 8mm e inclinação de 30%.

Para a estabilização da cobertura foi necessário um contraventamento que pode ser feito de forma lateral e composto por perfis do tipo U e Ue fixados perpendicularmente às tesouras. Segundo Rodrigues (2006), o contraventamento lateral reduz o comprimento de flambagem dos banzos superiores (Figura 51) e inferiores, possibilitando a transferência dos esforços causados pela ação do vento para as tesouras e contraventamentos verticais.

FIGURA 51 CONTRAVENTAMENTO LATERAL DO BANZO SUPERIOR EM UMA TESOURA TIPO HOWE



FONTE: RODRIGUES (2006)

TABELA 18 MONTANTES PARA PÉ-DIREITO DE 2450MM, SUPORTANDO SOMENTE TELHADO E FORRO.

AÇO 230 MPA

Velocidade básica do Vento $V_0$ (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
35	30	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
40	35	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,55
			600	2,25	2,25	2,25	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
45	40	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	2,25	2,25	2,25	2,25
			600	2,46	-	-	-
		Ue 140 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	2,25
	50	Ue 90 x 40	400	2,25	2,46	2,46	2,46
			600	-	-	-	-
		Ue 140 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	2,25	2,25	2,25	2,25

FONTE: MANUAL LSF: ENGENHARIA (2016)

#### 4.5.1 CARGAS

A edificação projetada leva em consideração as ações mínimas de sobrecarga em coberturas conforme a NBR 8800:2008 de sobrecarga, definidas em  $0,25 \text{ kN/m}^2$  e para inserção no mCalcLSF com valor de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  e  $0,75 \text{ kgf/m}^2$  representando acesso de pessoas para manutenção. No caso deste projeto, foi adotado apenas o forro como sistema de vedação da cobertura, não havendo, portanto, laje de entrepiso além da empregada sobre o banheiro para suporte da caixa d'água. Assim, de acordo com a NBR 6120:1980, deve-se considerar uma sobrecarga de  $0,50 \text{ kN/m}^2$ .

Após determinação dos valores de ações para cada material usado na edificação, estima-se os carregamentos permanente e sobrecargas, referente ao peso próprio da parede (PP Parede), entrepiso (considerada como a laje sob a caixa d'água) e telhado, e seu somatório conforme:

TABELA 19 CARREGAMENTO NO SISTEMA LSF

	<b>Cargas Permanentes (CP)</b>	<b>Sobrecargas (SC)</b>
<b>Laje de Piso</b>	<p>- placa OSB de 15 mm de espessura, placa cimentícia de 12 mm de espessura, lâ de vidro com 50 mm de espessura:  <math>0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,012 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} * 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,306 \text{ kN/m}^2 = 30,6 \text{ kgf/m}^2</math></p> <p>- Placa OSB mais 0,10 kN/m<sup>2</sup> para impermeabilização: <math>0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,080 \text{ kN/m}^2 = 0,176 \text{ kN/m}^2 = 17,6 \text{ kgf/m}^2</math></p>	<p>- Área de Serviço: 2,0KN/m<sup>2</sup></p> <p>- Demais cômodos: 1,5KN/m<sup>2</sup></p>
<b>Laje de Cobertura</b>	<p>- Telhas metálicas de 7,5 kgf/m<sup>2</sup> de acordo com fabricante</p> <p>- Lã de vidro com espessura de 50 mm, manta asfáltica e vermiculita expandida com espessura de 50 mm:  <math>0,05\text{m} * 0,12 \text{ kN/m}^3 + 0,04+0,05\text{m} * 1,6 \text{ kN/m}^3 = 0,126 \text{ kN/m}^2 = 12,6 \text{ kgf/m}^2</math></p> <p>- Placa de OSB com espessura de 15 mm e placa de gesso com espessura de 12 mm: <math>0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^2 + 0,012\text{m} * 10 \text{ kN/m}^2 = 0,216 \text{ kN/m}^2 = 21,6 \text{ kgf/m}^2</math></p>	<p>Caixa d'água → estimativa de 500 litros (120 litros/dia/pessoa 4 pessoas) sobre uma laje de 1,10 × 1,90 metros: <math>500\text{kgf} / (1,10 \text{ m} * 1,90 \text{ m}) = 239,33 \text{ kgf/m}^2</math></p>
<b>Vedações (paredes) externas</b>	<p>- placa de OSB de 15 mm de espessura e uma camada única de lâ de vidro de 50 mm:  <math>0,015\text{m} . 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} . 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,102 \text{ kN/m}^2</math></p>	
<b>Vedações internas ou externas com revestimento em uma das faces (paredes da cozinha e banheiro)</b>	<p>- Placa OSB de 15mm de espessura e uma camada única de lâ de vidro de 50 mm: <math>0,015\text{m} . 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} . 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,102 \text{ kN/m}^2</math></p> <p>- Duas placas de gesso de 12 mm em cada face da parede: <math>2 * 0,012 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 0,24 \text{ kN/m}^2</math></p> <p>- Uma placa cimentícia e uma placa de gesso, ambas de 12 mm de espessura e faces opostas: <math>0,012 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 + 0,012 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 0,324 \text{ kN/m}^2</math></p>	

Fonte: Tabela elaborada pelo autor com base nos dados de Victor (2017)

FIGURA 52 SOMATÓRIO DOS VALORES DE "CARGAS PADRÃO" ATUANTES NA ESTRUTURA

Componente	Valor (kgf/m²)
Placas internas	8
Placa externa	12
Revest. interno	24
Extra	5
Revest. externo	33
Laje	250
Piso	18
Forro	22
Sobrecarga	50
Extra	10
Telhas	7.5
Isolamento	5
Forro	22
Utilidades	10
Sobrecarga	75

FONTE: VICTOR (2017)

#### 4.5.2 VENTO

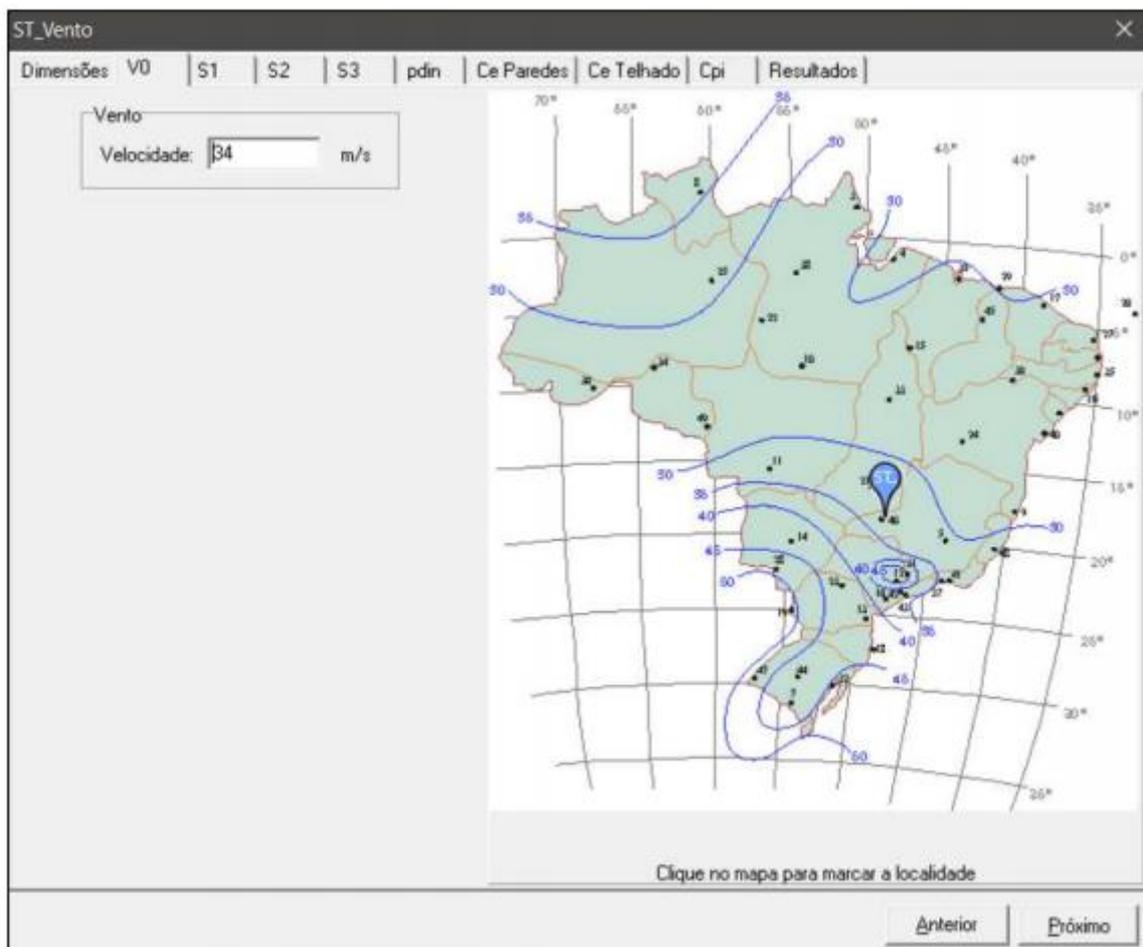
A ação devido às forças de vento, apesar de não ter sido considerada neste trabalho para o sistema em concreto armado, devido à altura da edificação, é de extrema importância sua consideração em uma estrutura LSF. Sua forma de cálculo e carregamentos atuantes são apresentados pela NBR 6123:1988, possibilitando conhecer os esforços gerados nos elementos estruturais.

Para premissa de cálculo, considerou-se uma edificação localizada em Uberlândia, Minas Gerais, com a velocidade básica do vento de 34 m/s, terreno plano, cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaços em zona urbanizada, e um fator estatístico no grupo 2 para edificações residenciais, conforme especificado na NBR 6123:1988.

- Fator topográfico  $S_1 = 1,00$
- Fator que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno  $S_2 = 0,79$
- Rugosidade do terreno: categoria IV

- Dimensões da edificação: classe A
- $Z = 3,43$  m (Altura acima do terreno)
- Fator estatístico  $S_3 = 1,00$  (Edificação Grupo 2)
- $V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 26,91$  m/s (Velocidade característica do vento)
- Pressão dinâmica:  $q = 0,613 * V_k^2 = 45,25$  kgf/m<sup>2</sup>

FIGURA 53 MAPA DE ISOPLETAS DO BRASIL E VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO PARA UBERLÂNDIA



FONTE: VICTOR (2017)

#### 4.5.3 DIMENSIONAMENTO

A verificação do dimensionamento é feita para cada um dos perfis e, para os esforços máximos entre as combinações, estabelece-se uma padronização de perfis que atendam aos requisitos exigidos, exemplo de dimensionamento no anexo A (CRASTOS, 2012).

TABELA 20 VÃOS MÚLTIPLOS SEM ENRIJECEDORES DE ALMA NOS APOIOS (PESO PRÓPRIO DO PISO = 0,48 KN/M<sup>2</sup>)

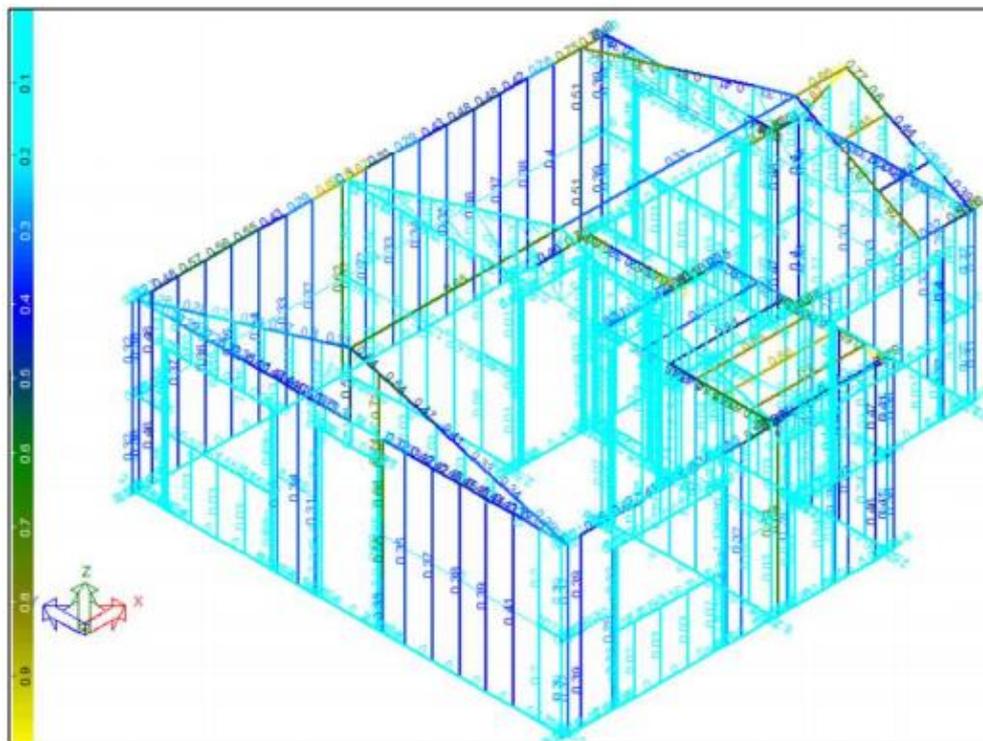
Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m <sup>2</sup>				Sobrecarga de 2,0 kN/m <sup>2</sup>			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	2514	2006	1727	1422	2108	1676	1422	1168
Ue 140 x 40 x 1,25	3556	2870	2489	2082	3022	2413	2082	1752
Ue 140 x 40 x 1,55	4470	3657	3225	2743	3835	3124	2743	2311
Ue 140 x 40 x 2,25	5588	48234	4114	3530	4826	3987	3530	3022
Ue 140 x 40 x 2,46	6629	6019	5664	4953	6019	5461	4953	4292
Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 200 x 40 x 1,25	3759	2997	2565	2133	3149	2489	2133	1752
Ue 200 x 40 x 1,55	5105	4114	3556	2997	4318	3454	2997	2489
Ue 200 x 40 x 2,25	6578	5384	4724	4013	5638	4597	4013	3403
Ue 200 x 40 x 2,46	8991	7747	6883	6578	8051	6705	5969	5130
Ue 250 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 250 x 40 x 1,55	5156	4114	3556	2946	4343	3429	2946	2438
Ue 250 x 40 x 2,25	7137	5791	5029	4241	6070	4876	4241	3556
Ue 250 x 40 x 2,46	10414	8636	7670	6578	9017	7467	6578	5638
Ue 300 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 1,55	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 2,25	7239	5816	5054	4241	6121	4902	4241	3530
Ue 300 x 40 x 2,46	11379	9398	8280	7086	9804	7747	7086	6019

FONTE: MANUAL LSF: ENGENHARIA (2016)

Segundo a norma NP EN 1993-1-1 [12], as características mecânicas admissíveis para os perfis metálicos são:

- Tensão de cedência varia entre 220 e 500 kPa;
- Tensão última varia entre 300 e 720 kPa;
- Relação entre as tensões últimas e as tensões de cedência variam entre 1,1 e 1,9;
- Extensão correspondente à tensão última varia entre 10 e 25%;
- Módulo de elasticidade longitudinal de 210 GPa;
- Módulo de elasticidade transversal de 81 GPa;
- Coeficiente de Poisson de 0,3;
- Coeficiente de dilatação térmica de  $12 \times 10^{-6}$  /K;
- Massa volúmica varia entre 77 e 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

FIGURA 54 DIMENSIONAMENTO EFETIVO DA EDIFICAÇÃO



FONTE: VICTOR (2017)

#### 4.5.4 DESLOCAMENTOS

O Anexo A da NBR 14762:2010 aborda os deslocamentos máximos permitidos por disposições normativas para verificação do estado limite de serviço, o estabelecido pela NBR 14762:2010, a Parte 2, da norma de desempenho ABNT NBR 15575:2013, também define os mesmos deslocamentos limites para cargas permanentes e acidentais em geral, que devem ser limitados em função do destacamento e das fissuras em vedações, tendo como valor máximo o equivalente a  $L/400$  ou  $H/400$ , em que  $L$  é o vão teórico do elemento estrutural e  $H$  é a altura do elemento estrutural, conforme a Tabela 21 abaixo.

TABELA 21 DESLOCAMENTOS LIMITES PARA CARGAS PERMANENTES E ACIDENTAIS EM GERAL

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite	Tipo de deslocamento
Visual/insegurança psicológica	Pilares, paredes, vigas, lajes (componentes visíveis)	$L/250$ ou $H/300^{(1)}$	Deslocamento final incluindo fluência (carga total)
Destacamentos, fissuras em vedações ou acabamentos, falhas na operação de caixilhos e instalações	Caixilhos, instalações, vedações e acabamentos rígidos (pisos, forros etc.)	$L/800$	Parcela da flecha ocorrida após a instalação da carga correspondente ao elemento em análise (parede, piso etc.)
	Divisórias leves, acabamentos flexíveis (pisos, forros etc.)	$L/600$	
Destacamentos e fissuras em vedações	Paredes e/ou acabamentos rígidos	$L/500$ ou $H/500^{(1)}$	Distorção horizontal ou vertical provocada por variações de temperatura ou ação do vento, distorção angular devida ao recalque de fundações (deslocamentos totais)
	Paredes e acabamentos flexíveis	$L/400$ ou $H/400^{(1)}$	
<p><math>H</math> é a altura do elemento estrutural</p> <p><math>L</math> é o vão teórico do elemento estrutural</p> <p><sup>(1)</sup> Para qualquer tipo de solicitação, o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício deve ser limitado a <math>H_{total} / 500</math> ou 3 cm, respeitando-se o menor dos dois limites.</p> <p>NOTA Não podem ser aceitas falhas, a menos daquelas que estejam dentro dos limites previstos nas normas prescritivas específicas.</p>			

FONTE: ABNT NBR 15575-2:2013

Com isso, adotando-se a altura das paredes do projeto de 2500 mm, admite-se um deslocamento horizontal máximo de 5 mm para o pior dos casos, e a análise primária, seguindo as combinações de ações pré-estabelecidas anteriormente, permite quantificar os deslocamentos máximos de cada elemento da estrutura, possibilitando ao engenheiro uma visão geral da estrutura deformada antes da implementação dos contraventamentos.

#### 4.6 ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

As normas desempenho para cálculo da estrutura em concreto armado assemelham-se com o utilizado no McalcLSF. Contudo, as considerações iniciais para o dimensionamento da estrutura foram, ação do vento desprezada, visto que trata-se de uma edificação com um pavimento, para a fundação foi considerada uma tensão admissível do solo de 0,200Mpa e combinações sísmicas e acidentais de 0,300Mpa; concreto utilizado C20 e aço A36 (Figura; altura da edificação de 2,90m, sendo possível manter o pé-direito de 2,5cm; e todos os pilares possuindo a mesma dimensão de 14x30cm.

FIGURA 55 DADOS GERAIS DA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

FONTE: O AUTOR

Assim como, o dimensionamento dos perfis é feito separadamente, neste sistema são calculados para cada elemento estrutural, isto é, cálculo da viga, pilar, laje e fundação. Através do programa Cypecad é possível obter de forma automatizada as dimensões necessárias para resistir as cargas, exceto pelo cálculo do carregamento que deve ser feito pelo projetista, parecido com o cálculo do primeiro sistema, como apresentado no próximo tópico.

#### 4.6.1 CARREGAMENTO

Para o carregamento linear sobre as vigas foi adotado, através do cálculo manual e seguindo a norma, o valor de 4kN/m<sup>2</sup>. Visto que, considerou-se uma parede para vedação de blocos cerâmicos com peso de 1,6kN/m<sup>2</sup> (NBR 6120:2019).

- Altura da parede: 2,90- 0,40 (da viga) = 2,50m
- Tabela Bloco cerâmico= 1,6kN/m<sup>2</sup> → 2,50\*1,60= 4kN/m<sup>2</sup>

TABELA 22 ALVENARIA (TABELA 2)

<b>ALVENARIA DE VEDAÇÃO</b>				
Bloco de concreto vazado (Classe C – ABNT NBR 6136)	6,5	1,0	1,4	1,8
	9	1,1	1,5	1,9
	11,5	1,3	1,7	2,1
	14	1,4	1,8	2,2
	19	1,8	2,2	2,6
Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	9	0,7	1,1	1,6
	11,5	0,9	1,3	1,7
	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3
Bloco de concreto celular autoclavado (Classe C25 – ABNT NBR 13438)	7,5	0,5	0,9	1,3
	10	0,6	1,0	1,4
	12,5	0,8	1,2	1,6
	15	0,9	1,3	1,7
	17,5	1,1	1,5	1,9
	20	1,2	1,6	2,0
Bloco de vidro (decorativo, sem resistência ao fogo)	8	0,8	–	–
<p>NOTA Na composição de pesos de alvenarias desta Tabela foi considerado o seguinte:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>— argamassa de assentamento vertical e horizontal de cal, cimento e areia com 1 cm de espessura e peso específico de 19 kN/m<sup>3</sup>;</li> <li>— revestimento com peso específico médio de 19 kN/m<sup>3</sup>;</li> <li>— proporção de um meio bloco para cada três blocos inteiros;</li> <li>— sem preenchimento de vazios (com graute etc.).</li> </ul>				

FONTE: NBR 6120:2019

Para o carregamento superficial em laje, seguindo a NBR 6120:2019, foi considerado um carregamento distribuído de 1KN/m<sup>2</sup> para o telhado e 1,5KN/m<sup>2</sup> para a laje do térreo, visto que, foi considerado telhas cerâmicas (tipos germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação < 40%.

TABELA 23 TELHADOS (TABELA 4)

Composição	Peso na superfície horizontal kN/m <sup>2</sup>
Com telhas cerâmicas em geral (exceto tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação ≤ 40 %	0,7
Com telhas cerâmicas (tipo germânica e colonial) e estrutura de madeira com inclinação ≤ 40 %.	0,85
Com telhas de fibrocimento onduladas (com espessura até 5 mm) e estrutura de madeira	0,4
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de aço	0,3
Com telhas de alumínio (com espessura até 0,8 mm) e estrutura metálica de alumínio	0,2
Com telhas de fibrocimento tipo canaleta (com espessura 8 mm) e estrutura de madeira	0,35
NOTA Peso por metro quadrado de telhado, na superfície horizontal, incluindo a estrutura de suporte (tesouras, terças, caibros e ripas).	

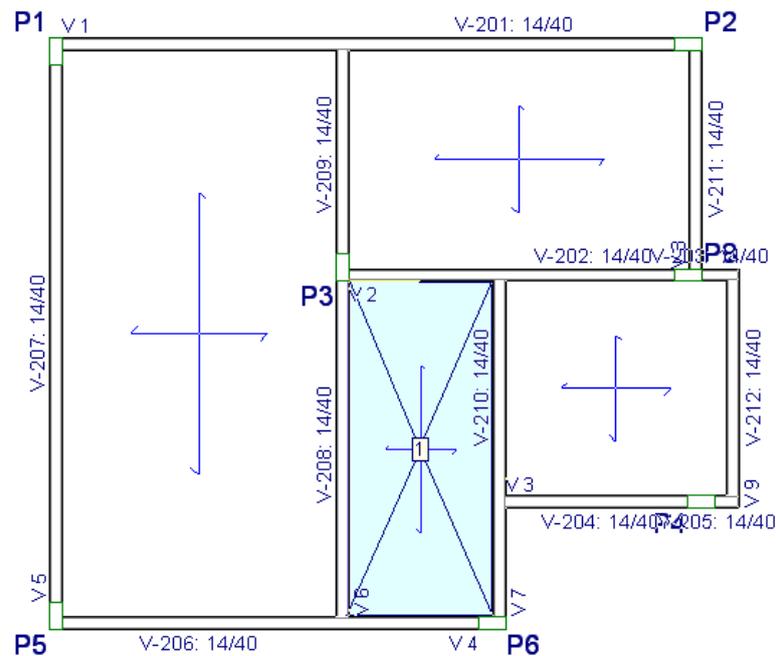
FONTE: NBR 6120:2019

Para o carregamento da Caixa d'água utilizou-se o mesmo modelo apresentado no cálculo do projeto e uma área de 5,76m<sup>2</sup> para uma caixa d'água de 500 litros, conforme mostrados no cálculo abaixo:

- 500L → 500Kg x 10m/s → 5.000N – 5kN
- ÁREA = 3,67 x 1,57 = 5,76m<sup>2</sup> → 5kN / 5,76 = 0,87 kN/m<sup>2</sup>

Adotou-se um carregamento de 1kN/m<sup>2</sup> na área da caixa d'água.

FIGURA 56 DESENHO DA SOBRECARGA DA CAIXA D'ÁGUA NA PLANTA DE COBERTURA



FONTE: O AUTOR

#### 4.6.2 DIMENSIONAMENTO

Seguindo os critérios da NBR 14762:2010, foram calculados flechas imediatas e final das vigas, ou seja, deslocamentos máximos da viga com o passar do tempo, sendo imediatas que ocorrem a deformação imediatamente após a retirada do escoramento e a flecha final ao longo dos anos. Calculadas em combinações “quase permanentes” de ações e permanentes, em caráter de exemplo, dentre os vários cálculos de todas as vigas, a tabela 24 apresenta o cálculo da flecha da viga 107.

TABELA 57 DESCRIÇÃO DA VIGA 107

Dados da viga	
	<b>Geometria</b>
	Dimensões : 14x40
	Vão livre : 4.5 m
	Cobrimento geométrico superior : 2.5 cm Cobrimento geométrico inferior : 2.5 cm Cobrimento geométrico lateral : 2.5 cm
<b>Materiais</b>	
Concreto : C20, em geral	
Armadura longitudinal : CA-50 e CA-60	
Armadura transversal : CA-50 e CA-60	

FONTE: O AUTOR

TABELA 24 RESUMO DAS VERIFICAÇÕES DA VIGA

Vão	VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA (ABNT NBR 6118:2014)															Estado	
	Disp.	Arm.	Q	N,M	T <sub>c</sub>	T <sub>st</sub>	T <sub>sl</sub>	TNM <sub>x</sub>	TV <sub>x</sub>	TV <sub>y</sub>	TV <sub>xst</sub>	TV <sub>ySt</sub>	T,Disp <sub>sl</sub>	T,Geom <sub>st</sub>	T,Arm <sub>st</sub>		
V-107: P5 - P6	Passa	Passa	4.330 m' η = 37.1	4.265 m' η = 85.1	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(1)	<b>PASSA</b> η = 85.1
<p>Notação:</p> <p>Disp.: Disposições relativas às armaduras</p> <p>Arm.: Armadura mínima e máxima</p> <p>Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (combinações não sísmicas)</p> <p>N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais (combinações não sísmicas)</p> <p>T<sub>c</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Compressão oblíqua.</p> <p>T<sub>st</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Tração na alma.</p> <p>T<sub>sl</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Tração nas armaduras longitudinais.</p> <p>TNM<sub>x</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforços normais. Flexão em torno do eixo X.</p> <p>TV<sub>x</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Compressão oblíqua</p> <p>TV<sub>y</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Compressão oblíqua</p> <p>TV<sub>xst</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo X. Tração na alma.</p> <p>TV<sub>ySt</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Interação entre torção e esforço cortante no eixo Y. Tração na alma.</p> <p>T,Disp<sub>sl</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Espaçamento entre as barras da armadura longitudinal.</p> <p>T,Geom<sub>st</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Diâmetro mínimo da armadura transversal.</p> <p>T,Arm<sub>st</sub>: Estado limite de ruptura por torção. Quantidade mínima de estribos fechados.</p> <p>x: Distância à origem da barra</p> <p>η: Coeficiente de aproveitamento (%)</p> <p>N.P.: Não procede</p> <p>Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.P.):</p> <p>(1) A verificação do estado limite de ruptura por torção não é necessária, já que não há momento de torção.</p> <p>(2) A verificação não é necessária, já que não há interação entre torção e esforços normais.</p>																	

FONTE: O AUTOR.

TABELA 25 VERIFICAÇÃO DAS FLECHAS NA VIGA

Viga	Sobrecarga (Característica) $f_{i,Q} \leq f_{i,Q,lim}$ $f_{i,Q,lim} = L/350$	No tempo infinito (Quase permanente) $f_{T,max} \leq f_{T,lim}$ $f_{T,lim} = L/250$	Ativa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = \text{Mín.}(10.00, L/500)$	Estado
V-107: P5 - P6	$f_{i,Q}$ : 0.03 mm $f_{i,Q,lim}$ : 12.89 mm	$f_{T,max}$ : 1.95 mm $f_{T,lim}$ : 18.04 mm	$f_{A,max}$ : 1.65 mm $f_{A,lim}$ : 9.02 mm	<b>PASSA</b>

Fonte: O autor

TABELA 26 FLECHA TOTAL INSTANTÂNEA PARA O CONJUNTO DAS CARGAS DE TIPO "SOBRECARGA" PARA A COMBINAÇÃO "CARACTERÍSTICA" DE AÇÕES

$t_i$	$q(t_i)$	Combinação de ações	$E_c$ (MPa)	$I_e$ (cm <sup>4</sup> )	$f_i$ (mm)	$\Delta f_i$ (mm)	$f_{i,Q,max}$ (mm)
28 dias	Peso próprio	Peso próprio	21287.66	145833.33	0.00	0.00	0.00
90 dias	Cargas permanentes - Parede interna	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna	23582.86	145374.31	0.00	0.00	0.00
120 dias	Cargas permanentes - Pavimento	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	24004.13	105631.47	0.00	0.00	0.00
12 meses	Sobrecarga	Peso próprio+Cargas permanentes - Parede interna+Cargas permanentes - Pavimento	25094.15	103867.18	0.00	0.00	0.00

FONTE: O AUTOR

Onde:

$t_i$ : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$ : carga aplicada no instante inicial 't<sub>i</sub>'

$f_i$ : flecha instantânea total devida ao conjunto de cargas que atuam no instante  $t_i$

$\Delta f_i$ : incremento de flecha instantânea devido à carga aplicada no instante  $t_i$ , calculado como a diferença das flechas instantâneas totais dos instantes  $t_i$  e  $t_{i-1}$ .

$f_{i,Q,max}$ : valor máximo da flecha instantânea devida às sobrecargas de uso produzida até ao instante  $t_i$

$E_c$ : módulo de deformação do concreto

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\frac{13,26 \cdot t_i \cdot (t_i + 42)}{(9 \cdot t_i + 40)(t_i + 61)}}$$

$E_c$ : módulo de deformação secante aos 28 dias

$I_e$ : momento de inércia equivalente da viga para cada parcela de carga

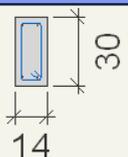
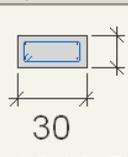
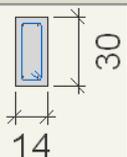
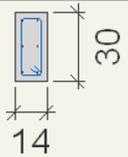
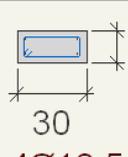
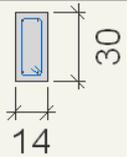
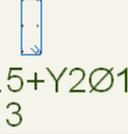
Obtém-se como a mínima inércia das calculadas para todas as possíveis combinações características das cargas aplicadas na referida parcela. Considera-se sempre o valor mais desfavorável calculado até esse instante.

#### 4.6.2.1 Pilares

Para o dimensionamento dos pilares considerou-se uma largura mínima de 14cm, possuindo a mesma espessura da parede afim de, não interferir na arquitetura do edifício.

Todos os pilares possuem a mesma dimensão 30x14cm, o que tornou possível as mesmas dimensões das armaduras.

TABELA 27 DETALHAMENTO DOS PILARES

		P1	P2, P4, P6 e P8	P3 e P5
Telhado	2.9 m	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3
Térreo	0 m	 L: 4Ø12.5+Y2Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3
Fundação	-1.5 m	 L: 4Ø12.5+Y2Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3	 L: 4Ø12.5 T: 1eØ6.3
	-1.64 m			

FONTE: O AUTOR

TABELA 28 LISTA DE VERIFICAÇÕES PARA TODAS AS COMBINAÇÕES

Posição	Comb.	Esforços desfavoráveis					Referência	
		N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)	Qy (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)
1. Ext. Inferior	PP+CP	24.5	7.3	-4.5	-1.8	-4.5	5.9	-2.9
2. Ext. Inferior	1.4 PP...	34.2	10.3	-6.4	-2.5	-6.3	8.2	-4.1
3. Ext. Inferior	PP+CP+...	30.6	9.0	-5.4	-2.1	-5.6	7.2	-3.4
4. Ext. Inferior	1.4 PP...	40.4	11.9	-7.2	-2.9	-7.4	9.5	-4.5
5. Ext. Superior	PP+CP	21.9	-6.6	2.8	-1.8	-4.5	-5.3	1.6
6. Ext. Superior	1.4 PP...	30.6	-9.3	3.9	-2.5	-6.3	-7.4	2.2
7. Ext. Superior	PP+CP+...	28.1	-8.7	3.5	-2.1	-5.6	-6.9	1.9
8. Ext. Superior	1.4 PP...	36.8	-11.3	4.6	-2.9	-7.4	-9.1	2.6

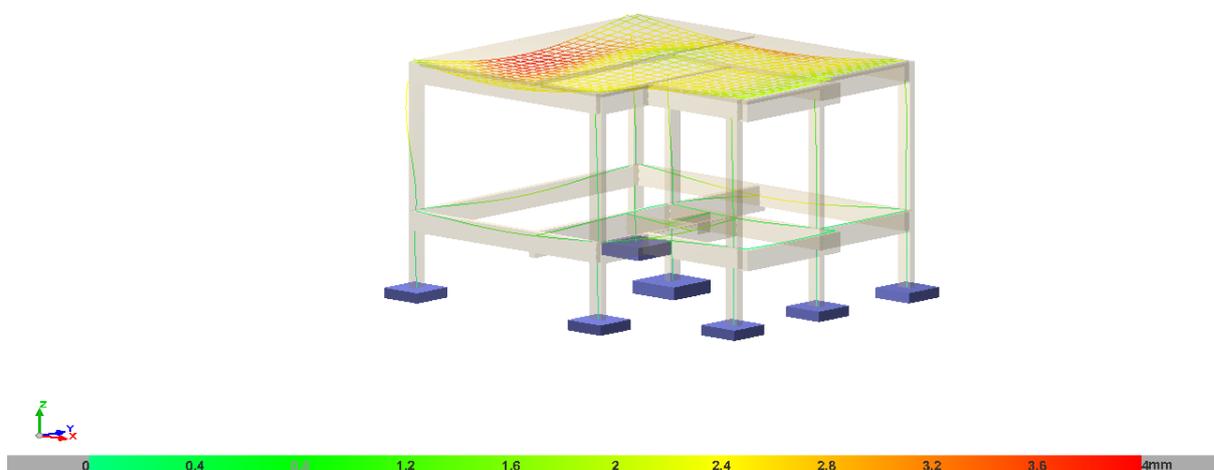
FONTE: O AUTOR

#### 4.6.2.2 Lajes

Para a verificação das lajes, adotou-se laje maciça com uma espessura de 10cm no pavimento do telhado, devido a planicidade e tensão do terreno do pavimento do Térreo não há laje, as cargas das paredes foram distribuídas sobre as vigas do térreo. Com

isso, apenas a laje estudada é no telhado, resistindo aos esforços da estrutura de telhado conforme a NBR 6120:2019.

FIGURA 58 VISUALIZAÇÃO EM 3D DA DEFORMADA DA EDIFICAÇÃO ATRAVÉS DA COMBINAÇÃO DE AÇÕES



FONTE: O AUTOR

#### 4.7 QUADROS DE QUANTITATIVOS

O dimensionamento estrutural feito em programas computacionais tornou possível o agrupamento das informações dos perfis utilizados e do quantitativo de barras utilizadas, podendo-se resumi-las para que se possa facilitar a visualização. Assim, por meio de quadros de quantitativos, foi possível comparar os resultados obtidos nos dois tipos de sistema.

TABELA 29 QUADRO DE QUANTITATIVOS DE PERFIS

<b>Grupo</b>	<b>Perfil</b>	<b>Aço</b>	<b>L total (m)</b>	<b>Peso (kgf)</b>
1	U 92 × 40 × 0.95	ASTM A36	47.95	60.15
2	U 92 × 40 × 1.25	ASTM A36	36.29	59.47
3	UENR 90 × 40 × 12 × 0.95	ASTM A36	404.14	561.79
4	U 90 × 40 × 0.95	ASTM A36	7.71	9.56
5	UUE 120 × 26 × 12 × 0.95 × 40	ASTM A36	11.22	31.53
6	RET 38 × 0.95	ASTM A36	49,45	14,01
7	Ue Alma Oposta 92 × 40 × 1.25 × 0	ASTM A36	8.92	29.23
8	CA 120 × 40 × 12 × 0.95	ASTM A36	12.11	39.09
9	CA 90 × 40 × 12 × 1,55	ASTM A36	7.39	32,66
10	CART 30 × 40 × 12 × 0.8	ASTM A36	1.52	1.12
11	UENR 140 × 40 × 12 × 0.95	ASTM A36	39.9	70.34
12	UENR 200 × 45 × 30 × 3.75	ASTM A36	6.71	63.19
13	IENR 90 × 40 × 12 × 0.95 × 0	ASTM A36	0.36	1
<b>Peso Total: 972,14 kgf</b>				

FONTE: VICTOR (2017)

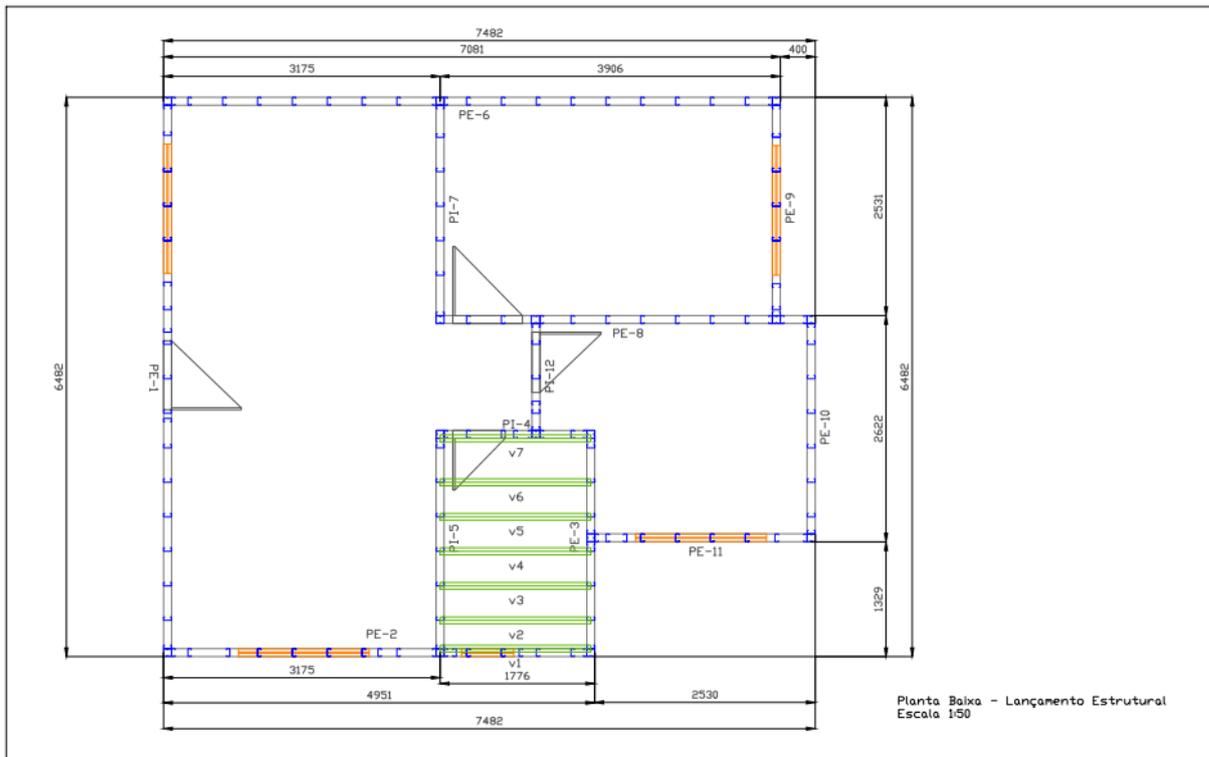
TABELA 30 QUADRO DE QUANTITATIVOS DE PARAFUSOS

<b>Parafusos</b>		
<b>Tipo</b>	<b>QTD</b>	<b>Dimensões</b>
<b>Cabeça Flangeada</b>	<b>274</b>	<b>4.2(nº8) × 13(1/2")</b>
<b>Sextavado</b>	<b>1096</b>	<b>4.2(nº8) × 13(1/2")</b>

FONTE: VICTOR (2017)

Destaca-se, do dimensionamento, a leveza da estrutura (0,25 kN/m<sup>2</sup>), sendo essa uma das principais características deste tipo de sistema construtivo e relevante para o estudo como método de inovação tecnológica a ser aplicado no Brasil.

FIGURA 59 DETALHAMENTO DO POSICIONAMENTO DOS PERFIS



FONTE: VICTOR (2017)

Para o quantitativo de aço estimado na construção em concreto armado, o programa Cypacad gera um percentual de 10% em cima do necessário para caso de perdas.

TABELA 31 QUADROS QUANTITATIVOS DA ARMADURA TRANSVERSAL DA LAJE

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
Armadura transversal superior	1	Ø4.2	12	5	644	5	654	7848		8.6	
	2	Ø5	15	6	106	8	120	1800		2.8	
	3	Ø5	15	8	403	9	420	6300		9.9	
	4	Ø5	13	7	85	8	100	1300		2.0	
	5	Ø4.2	16	8	347	5	360	5760		6.3	
	6	Ø5	2	8	152		160	320		0.5	
	7	Ø5	2	8	95	27	130	260		0.4	
Total+10%:										33.6	
									Ø4.2:	0.0	16.4
									Ø5:	0.0	17.2
									Total:	0.0	33.6

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
Armadura transversal inferior	1	Ø5	12	6	384		390	4680		7.3	
	2	Ø5	18	6	264		270	4860		7.6	
	3	Ø5	24	6	644	6	656	15744		24.7	
	4	Ø5	20	6	254		260	5200		8.2	
Total+ 10%:										52.6	
									Ø5:	0.0	52.6
									Total:	0.0	52.6

FONTE: O AUTOR

TABELA 32 QUADROS QUANTITATIVOS DA ARMADURA LONGITUDINAL DA LAJE

Resumo Aço Telhado		Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Armadura longitudinal superior				
CA-50	Ø6.3	133.4	36	36
CA-60	Ø5	67.0	12	12
Total				48

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
Armadura longitudinal inferior	1	Ø5	49	6	314		320	15680		24.6	
	2	Ø5	13		190		190	2470		3.9	
	3	Ø5	20	6	274		280	5600		8.8	
	4	Ø5	20	6	394		400	8000		12.6	
	5	Ø5	7	6	174		180	1260		2.0	
Total+10%:										57.1	
									Ø5:	0.0	57.1
									Total:	0.0	57.1

FONTE: O AUTOR

TABELA 33 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DE AÇO DAS VIGAS (TÉRREO E TELHADO)

Resumo Aço Desenho de vigas	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total	Resumo Aço Desenho de vigas	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
CA-50 Ø6.3	23.7	6	87	CA-50 Ø6.3	53.5	14	69
Ø8	143.8	62		Ø8	89.2	39	
Ø10	13.0	9		Ø10	16.1	11	
Ø12.5	9.2	10		Ø16	2.8	5	
CA-60 Ø5	248.1	43	43	CA-60 Ø5	231.1	40	40
<b>Total</b>			<b>130</b>	<b>Total</b>			<b>109</b>

FONTE: O AUTOR

TABELA 34 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DOS PILARES

Resumo Aço Quadro de pilares	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
CA-50 Ø6.3	201.0	54	245
Ø12.5	180.7	191	

FONTE: O AUTOR

TABELA 35 QUADRO QUANTITATIVO DO PESO TOTAL DE AÇO DA FUNDAÇÃO

Elemento	Pos.	Diam.	Q.	Dob. (cm)	Reta (cm)	Dob. (cm)	Comp. (cm)	Total (cm)	CA-50 (kg)	CA-60 (kg)	
P1	1	Ø10	4	11	86	11	108	432	2.7		
	2	Ø10	4	11	86	11	108	432	2.7		
	3	Ø12.5	6	30	73		103	618	6.0		
	4	Ø6.3	3		78		78	234	0.6		
Total+10%:									13.2		
P2=P6=P8	5	Ø10	3	2	98	2	102	306	1.9		
	6	Ø10	3	2	94	2	98	294	1.8		
	7	Ø12.5	4	30	68		98	392	3.8		
	8	Ø6.3	3		78		78	234	0.6		
Total+10%:									8.9		
(x3):									26.7		
P3	9	Ø10	5	11	96	11	118	590	3.6		
	10	Ø10	5	11	96	11	118	590	3.6		
	11	Ø12.5	4	30	73		103	412	4.0		
	12	Ø6.3	3		78		78	234	0.6		
Total+10%:									13.0		
P4	13	Ø10	3	2	98	2	102	306	1.9		
	14	Ø10	3	2	94	2	98	294	1.8		
	15	Ø12.5	4	30	68		98	392	3.8		
	16	Ø6.3	3		78		78	234	0.6		
Total+10%:									8.9		
P5	17	Ø10	3	11	76	11	98	294	1.8		
	18	Ø10	3	3	96	3	102	306	1.9		
	19	Ø12.5	4	30	68		98	392	3.8		
	20	Ø6.3	3		78		78	234	0.6		
Total+10%:									8.9		
									Ø6.3:	4.4	0.0
									Ø10:	34.3	0.0
									Ø12.5:	32.0	0.0
									Total:	70.7	0.0

FONTE: O AUTOR

Com isso, foi possível totalizar um peso de 746Kg de aço necessários na estrutura, levando em conta o peso do aço usado na fundação também, desconsiderando somente a fundação daria uma estimativa de 675,3Kg no total.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo visou a relação entre dos tipos diferentes de sistemas, sendo um considerado um método inovador e outro um dos mais utilizados no Brasil, para a concepção de edificações residenciais. Buscou-se comparar uma edificação em estudo de ambos os sistemas construtivos, utilizando a mesma concepção arquitetônica, porém com algumas variações necessárias para adaptação em cada método.

A partir das análises elaboradas foram obtidos resultados os quais é possível uma comparação quantitativa e de dimensionamento de aço usada em cada estrutura. Com isso, notou-se que a quantidade de aço usada no sistema LSF é maior, contudo, relevante, visto que, seu total de aço refere-se a uma estrutura completa.

Todavia, é necessário salientar que outros fatores acabam por ser importantes no momento da escolha da técnica construtiva a ser empregada. Conforme citado deve-se visar o método mais efetivo para cada tipo de projeto. Outra característica observada é a diferença de carga na fundação de cada estrutura.

A comparação desse trabalho é apenas uma das inúmeras vantagens de um método inovador, com ele foi possível observar que quase 50% do aço utilizado em uma estrutura de concreto armado pode possivelmente construir uma casa em *light steel framing*, não levando em consideração o tipo de aço e seu custo. Também se tornou possível mostrar a disponibilidade e modernidade de programas para ambos os sistemas, e as normas disponíveis para o dimensionamento.

Por fim, sugere-se como tema de trabalhos futuros a comparação utilizando diferentes formas arquitetônicas, podendo também ser alterado a composição. Além do comparativo de dimensionamento com uma estrutura metálica com perfis de aço ou estruturas mistas.

## REFERÊNCIAS

\_\_\_\_\_NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto, 2014. 170p.

\_\_\_\_\_NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, 1980. 5p.

\_\_\_\_\_NBR-6123 - Forças devidas ao vento em edificações, 1988. 66p.

\_\_\_\_\_NBR 14715-1:2010 - Placas de gesso para dry wall – Requisitos. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_NBR 15220:2005 – Desempenho térmico de edificações. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA - ABEF. **Manual de execução de fundações e geotecnia: práticas recomendadas**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2012. 499 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7008:2012** – Chapas revestidas com zinco ou com liga zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente. Rio de Janeiro, 2008.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355:2012** – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. Rio de Janeiro, 2012.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15253:2014** – Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações – Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575:2013** – Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.

AÇO BRASIL. **Parque Siderúrgico**, Instituto Aço Brasil, 2020. Disponível em: <<https://institutoacobrasil.net.br/site/indice-de-confianca-da-industria-do-aco/>>. Acesso em: 2020

BENITE, Anderson; TANIGURI, Elianas; GONZALEZ, Pedro. **Manual da Sustentabilidade da Construção em Aço**. – 1Ed. – Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil: CBCA, 2019.

BRASIL AO CUBO. **Hospital Modular**. Brasil ao Cubo, 2020. Disponível em: <<https://brasilaocubo.com/coronavirus-hospital-em-tempo-recorde/>>. Acesso em: 2020

BRASILIT. **Construção Industrializada**. Saint-Gobain. Rio de Janeiro, p. 88. 2014. CALDAS, R. B.; RODRIGUES, F. C. Steel Framing: Engenharia. Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, p. 224. 2016. (ISBN 978-85-89819-39-8).

BRASILIT. **Placa Cimentícia**, Produtos, 2020. Disponível em: <<https://www.brasilit.com.br/produtos/placa-cimenticia> >. Acesso em: 2020

CBCA, **Cenário dos Fabricantes de lsf e drywall**. 2019 Disponível em: <https://www.cbcaacobrasil.org.br/site/biblioteca.php?codProdCategoria=21&exibeLogInBiblioteca=S&et=0&emsg=E0010&ecmp=&bsc=&e=1>. Acesso em: 11 de jun. 2020

CBCA. **Sistema construtivo a seco Saint-Gobain: Light Steel Frame**, 2013. Disponível em: <<https://www.cbca-acobrasil.org.br/upfiles/downloads/Datec-14-LSF.pdf>>. Acesso em: 2020.

CONSULSTEEL. **Manual de procedimiento** - construcción con steel framing. Argentina, 2006. Disponível em <http://consulsteel.com/>, acessado em 09/04/2012, as 8:45:00.

COMPRACO. **Sistema construtivo a seco: Light Steel Frame**, 2016. Disponível em: <<https://www.compraco.com.br/upfiles/>>. Acesso em: 2020.

Francisco Carlos Rodrigues. **Steel Framing: Engenharia**. Série: Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2006.

CRASTO, R. C. M. **Arquitetura e tecnologia em sistemas construtivos industrializados: Light Steel Framing**. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 226. 2005.

CRISTINA, Renata. **Arquitetura e Tecnologia em Sistemas Construtivos Industrializados: Light Steem Framing**. 2005. 229 - UFOP. Ouro Preto, 2005.

Dr. Francisco Carlos Rodrigues. **Tabelas de Dimensionamento Estrutural para Edificações com o Sistema Construtivo em Steel Framing**, Escola de Engenharia/UFMG. Belo Horizonte, MG

DRYWALL. **Associação Brasileira dos Fabricantes de chapas para drywall**. Manual de projeto de sistemas drywall. 86p. Ed. PINI, São Paulo, 2006.

FREITAS, Arlene M. S; CRASTO, Renata C. Moraes de. **Steel Framing: Arquitetura**. Ed. Instituto Brasileiro de Siderurgia – Centro Brasileiro da Construção em Aço (IBS-CBCA). Rio de Janeiro, 2006.

FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M.; SANTIAGO, A. K. **Steel Framing: Arquitetura**. Instituto Aço Brasil. Rio de Janeiro, p. 151. 2012. (ISBN 978-85-89819-32-9).

GYPSUM ASSOCIAION. Fire Resistance **Design Manual**. Michigan: Gypsum Association, 2009.

PINHO, Fernando Ottoboni. **Viabilidade Econômica**, Série: Manual de Construção em Aço. IBS/CBCA. Rio de Janeiro, 2008;

LP BRASIL. **Catálogo Técnico LP OSB**, 2017. Disponível em: <[https://www.lpbrasil.com.br/wp-content/uploads/2017/06/Catalogo\\_Tecnico\\_LP-OSB-APA.pdf](https://www.lpbrasil.com.br/wp-content/uploads/2017/06/Catalogo_Tecnico_LP-OSB-APA.pdf)>. Acesso em: 2020.

MARTHA, L. F. **Análise de Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

MASTERWALL. **Isolamento Revestimento Acústico Lã de Vidro**, 2020. Disponível em: <<https://www.pdfpremium.com.br/produto/isolamento-revestimento-acustico-la-de-vidro/>>. Acesso em: 2020.

MULTIPLUS. **Cypecad** - Software para cálculo estrutural e projeto estrutural em concreto armado, pré-moldado, protendido e misto de concreto-aço. Rio de Janeiro. 2020.

MUNDO STEEL. **Cobertura plana**, 2019. Disponível em: <<https://www.mundosteel.com.br/conheca-a-mundo-steel/>> Acesso em: 2020.

PEDREIRAO. **Esquema de montagem de pilar**, 2020. Disponível em: <<https://pedreirao.com.br/esquema-montagem-de-pilar-passo-a-passo/>> Acesso em: 2020.

REGO, D. J. M. **Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing**. Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, p. 154. 2012

**RONDINELY**, Francisco de Lima. Técnicas, métodos e processos de projeto e construção do sistema construtivo light steel frame, Dissertação de mestrado do programa de pós graduação em engenharia de estruturas - UFMG, 2013, 157p.

RODRIGUES, F. C. **Steel Framing: Engenharia**. Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA). Rio de Janeiro. 2006

SABBATINI, F.H. Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos - formulação e aplicação de uma metodologia. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989. 336p.

STABILE ENGENHARIA. **Manual o software mCalcPerfis. Stabile Engenharia** LTDA. Rio de Janeiro. 2020.

**VITOR**, Rodrigo Oliveira. Modelagem Numérica de Diagonais Equivalentes Para Painéis Shear Wall do sistema Light Steel Framing. Dissertação de mestrado do programa de pós graduação em engenharia de estruturas – UFMG, 2012, 113p.

VIVADECORA. **Concreto armado**, 2020. Disponível em: <<https://www.vivadecora.com.br/pro/estudante/concreto-armado/>> Acesso em: 2020.

**ANEXO A –DIMENSIONAMENTO DA VIGA 107: P5 - P6**

## VERIFICAÇÕES DE RESISTÊNCIA

V-107: P5 - P6 (P5 - 0.911 m, Negativos)

**Disposições relativas às armaduras** (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.2 e 18.3.2.2)

### Dimensões mínimas

A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 100.00 mm (Artigo 13.2.2):

$$b \geq 100 \text{ mm}$$

$$140.00 \text{ mm} \geq 100.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

**b**: Largura do elemento

$$b : \underline{140.00} \text{ mm}$$

### Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais  $s_b$ , medido no plano da seção transversal, na direção horizontal, deve ser igual ou superior a  $s_{min}$  (Artigo 18.3.2.2):

$$s_b \geq s_{min}$$

$$64 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

**$s_{min}$** : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_{min} : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$s_2 = \varnothing_{max}$$

$$s_2 : \underline{8.0} \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

$$s_3 : \underline{18} \text{ mm}$$

Sendo:

**$\varnothing_{max}$** : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{max} : \underline{8.0} \text{ mm}$$

**$d_g$** : Tamanho máximo agregado.

$$d_g : \underline{15} \text{ mm}$$

### Estribos

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5.00 mm (Artigo 18.3.3.2):

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$

$$5.00 \text{ mm} \geq 5.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

### **Armadura mínima e máxima** (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A soma das armaduras de tração e de compressão não deve ter valor maior que  $A_{s,max}$ , calculada na região fora da zona de emendas (Artigo 17.3.5.2.4):

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$2.01 \text{ cm}^2 \leq 22.40 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{2.01} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{22.40} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{560.00} \text{ cm}^2$$

Flexão negativa em torno do eixo X:  
A armadura mínima de tração, em elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima absoluta de 0,15% (Artigo 17.3.5.2.1):

$$M_{kd} \geq M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup}$$

$$14.40 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 8.58 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

Onde:

$W_0$ : Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada.

$$W_0 : \underline{3733.33} \text{ cm}^3$$

$f_{ctk,sup}$ : Resistência característica superior do concreto à tração (ver 8.2.5).

$$f_{ctk,sup} : \underline{2.87} \text{ MPa}$$

### **Controle da fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras: Face inferior** (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$W_k \leq W_{max}$$

$$0.079 \text{ mm} \leq 0.400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

A máxima abertura de fissura é produzida em um ponto situado a uma distância de 2.428 m do nó P5, para a combinação de ações PP+CP+0.4·Qa. O ponto desfavorável da seção transversal encontra-se nas coordenadas X = 36.00 mm, Y = -166.00 mm.

Onde:

**W<sub>max</sub>**: Abertura máxima de fissura, definida na tabela 13.3 em função da classe de agressividade ambiental.

$$W_{max} : \underline{0.400} \text{ mm}$$

**Classe de agressividade ambiental**: CAA I

**W<sub>k</sub>**: Abertura característica de fissura. Obtém-se do menor dos seguintes valores:

$$W_k : \underline{0.079} \text{ mm}$$

$$W_{k1} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$W_{k1} : \underline{0.079} \text{ mm}$$

$$W_{k2} = \frac{\phi_i}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$W_{k2} : \underline{0.097} \text{ mm}$$

Sendo:

**φ<sub>i</sub>**: Diâmetro da barra considerada.

$$\phi_i : \underline{8.00} \text{ mm}$$

**σ<sub>si</sub>**: Tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no Estádio II.

$$\sigma_{si} : \underline{206.93} \text{ MPa}$$

**E<sub>si</sub>**: Módulo de elasticidade do aço da barra considerada.

$$E_{si} : \underline{210000.00} \text{ MPa}$$

**ρ<sub>ri</sub>**: Quantidade de armadura passiva na área envolvente A<sub>cri</sub>.

$$\rho_{ri} : \underline{0.0132}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}$$

Onde:

**A<sub>si</sub>**: Área da barra considerada.

$$A_{si} : \underline{50.30} \text{ mm}^2$$

**A<sub>cri</sub>**: Área do concreto envolvente da barra considerada.

$$A_{cri} : \underline{3796.38} \text{ mm}^2$$

**η<sub>1</sub>**: Coeficiente de conformação superficial da armadura considerada.

$$\eta_1 : \underline{2.25}$$

**f<sub>ctm</sub>**: Resistência média à tração.

$$f_{ctm} : \underline{2.21} \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Sendo:

**f<sub>ck</sub>**: [MPa] Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{20.00} \text{ MPa}$$

**Equilíbrio da seção para os esforços atuantes sem considerar a resistência à tração do concreto:**

$N_{ed}, M_{Ed}$  Esforços atuantes.

**$N_{ed}$** : Esforço axial atuante (valores positivos indicam compressão).

**$M_{ed,x}$** : Momento fletor atuante em torno do eixo 'X'.

**$M_{ed,y}$** : Momento fletor atuante em torno do eixo 'Y'.

$$\mathbf{N}_{ed} : \frac{0.00}{\quad} \text{ kN}$$

$$\mathbf{M}_{ed,x} : \frac{0.00}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\mathbf{M}_{ed,y} : \frac{10.55}{\quad} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

**ANEXO B –RELATÓRIO DE VICTOR (2017) DO  
DIMENSIONAMENTO DE UM PERFIL (U 92X40X0,95)**

Esforços solicitantes (Figura 44)

Conforme NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010

### Perfil U (Formado a frio)

Perfil: [ 92 x 40 x 0,95  
Aço: ASTM A36  $f_y = 250$  MPa  $f_u = 400$  MPa

#### COMPRIIMENTOS DA BARRA

$K_x L_x = 0,4$  m  $K_z L_z = 0,4$  m  
 $K_y L_y = 0,4$  m  $L_b = 0,4$  m

#### SOLICITAÇÕES MÁXIMAS

$N_{t,Sd} = 0,26$  kN  $V_{y,Sd} = -0,15$  kN  $M_{y,Sd} = 0,26$  kN.m  $C_b = 1,07$   
 $N_{c,Sd} = 0$   $V_{z,Sd} = 0,83$  kN  $M_{z,Sd} = -0,37$  kN.m  $C_{m_y} = 0,62$   
 $C_{m_z} = 0,49$

## 1. Cálculo da Tração

$C_T = 1,00$  Coeficiente de redução da área líquida

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = \frac{36,32 \text{ kN}}{1,10} \quad \text{Resistência de escoamento}$$

$$N_{tRd2} = \frac{C_T \cdot A_n \cdot f_u}{1,65} = \frac{38,74 \text{ kN}}{1,65} \quad \text{Resistência à ruptura}$$

$$N_{tRd} = 36,32 \text{ kN} \quad \text{Resistência à tração}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = \frac{0,26}{36,32} = 0,00 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 2. Cálculo da Compressão

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{2611,52 \text{ kN}}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = \frac{312,53 \text{ kN}}{(K_z \cdot L_z)^2}$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = \frac{227,04 \text{ kN}}{r_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2}{r_o^2} = 0,73$$

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = \frac{221,48 \text{ kN}}{2 \cdot H}$$

$$N_e = 221,48 \text{ kN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 0,42$$

$$\lambda_o \leq 1,5 \text{ então } \chi = 0,658 (\lambda_o)^2 = 0,93$$

Elemento A.A. com  $b/t > 60$ .

a) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem global

$$A_{ef}^{FG} = 0,00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva devido à flambagem global}$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1,20} = \frac{14,88 \text{ kN}}{1,20} \quad \text{Resistência à compressão devido à flambagem global}$$

Elemento A.A. com  $b/t > 60$ .

b) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem local

$$A_{ef}^{FL} = 0,00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva devido à flambagem local}$$

$$N_{cRd}^{FL} = \frac{A_{ef}^{FL} \cdot f_y}{1,20} = 15,56 \text{ kN} \quad \text{Resistência à compressão devido à flambagem local}$$

$$N_{cRd} = 14,88 \text{ kN} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à compressão}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0,02 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

### 3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

#### 3.1. Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo

$$A_{ef} = 0,00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva da seção}$$

$$I_{xef} = 0,00 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y}$$

$$d = 0,01 \text{ m} \quad \text{Rebaixamento total do eixo baricêntrico}$$

$$y_{G \text{ final}} = y_G + d = 0,05 \text{ m} \quad \text{Posição final do eixo baricêntrico}$$

$$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 0,00 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico}$$

$$W_{ef} = \frac{I_G}{y_{G \text{ final}}} = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo elástico efetivo}$$

$$M_{Rdx}^{FL} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 0,68 \text{ kN.m} \quad \text{Resistência de cálculo à flexão para o início do escoamento}$$

#### 3.2. Cálculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Torção

$$M_e = C_b \cdot r_o \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{et}} = 12,85 \text{ kN.m} \quad \text{Momento fletor de flambagem lateral com torção}$$

$$W_c = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0,30 \quad \lambda_o \leq 0,6 \quad \text{então} \quad \chi_{FLT} = 1,0$$

$$\chi_{FLT} = 1,00 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção}$$

$$\text{Cálculo de } W_{cef} \text{ na tensão} \quad \sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 250000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$A_{ef} = 0,00 \text{ m}^2 \quad \text{Área efetiva da seção}$$

$$I_{xef} = 0,00 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y}$$

$$d = 0,01 \text{ m} \quad \text{Rebaixamento total do eixo baricêntrico}$$

$$y_{G \text{ final}} = y_G + d = 0,05 \text{ m} \quad \text{Posição final do eixo baricêntrico}$$

$$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 0,00 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico}$$

$$W_{cef} = \frac{I_G}{y_{G \text{ final}}} = 0,00 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo elástico efetivo}$$

$$M_{Rdx}^{FLT} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1,10} = 0,68 \text{ kN.m} \quad \text{Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT}$$

$$M_{Rdx} = 0,68 \text{ kN.m} \quad \text{Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0,38 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

### 4.1. Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo

$$\begin{aligned} A_{ef} &= 0,00 \text{ m}^2 && \text{Área efetiva da seção} \\ I_{yef} &= 0,00 \text{ m}^4 && \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Z} \\ d &= 0,00 \text{ m} && \text{Rebaixamento total do eixo baricêntrico} \\ X_{G \text{ final}} &= X_G + d = 0,03 \text{ m} && \text{Posição final do eixo baricêntrico} \\ I_G &= I_{yef} - A_{ef} \cdot d^2 = 0,00 \text{ m}^4 && \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico} \\ W_{ef} &= \frac{I_G}{X_{G \text{ final}}} = 0,00 \text{ m}^3 && \text{Módulo elástico efetivo} \\ M_{Rdy} &= \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 0,18 \text{ kN.m} && \text{Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Z} \end{aligned}$$

### 4.2. Cálculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Torção

$$\begin{aligned} C_s &= -1,00 \\ C_m &= 1,00 \\ j &= 0,05 \text{ m} && \text{Parâmetro da seção transversal conforme Anexo E - NBR 14762:2010} \\ M_e &= \frac{C_s \cdot N_{ey}}{C_m} \cdot \left[ j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot \left( \frac{N_{et}}{N_{ey}} \right)} \right] = 4,40 \text{ kN.m} && \text{Momento fletor de flambagem lateral com torção} \\ W_c &= 0,00 \text{ m}^3 && \text{Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida} \\ \lambda_o &= \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0,22 && \lambda_o \leq 0,6 \quad \text{então} \quad \chi_{FLT} = 1,0 \end{aligned}$$

$$\chi_{FLT} = 1,00 \quad \text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção}$$

$$\text{Cálculo de } W_{cef} \text{ na tensão} \quad \sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 250000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} A_{ef} &= 0,00 \text{ m}^2 && \text{Área efetiva da seção} \\ I_{yef} &= 0,00 \text{ m}^4 && \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Z} \\ d &= 0,00 \text{ m} && \text{Rebaixamento total do eixo baricêntrico} \\ X_{G \text{ final}} &= X_G + d = 0,03 \text{ m} && \text{Posição final do eixo baricêntrico} \\ I_G &= I_{yef} - A_{ef} \cdot d^2 = 0,00 \text{ m}^4 && \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico} \\ W_{ef} &= \frac{I_G}{X_{G \text{ final}}} = 0,00 \text{ m}^3 && \text{Módulo elástico efetivo} \\ M_{Rdy}^{FLT} &= \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1,10} = 0,18 \text{ kN.m} && \text{Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT} \\ M_{yRd} &= 0,18 \text{ kN.m} && \text{Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Y} \\ \frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} &= \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 2,06 > 1,00 && \text{ERRO!} \end{aligned}$$

## 5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 40,11 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 88,54 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para para início de escoamento} \quad \lambda \leq \lambda_p \text{ então}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10}$$

$$V_{Rdy} = 9,87 \text{ kN} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{ySd}}{V_{yRd}} = 0,02 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

## 6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Z

$$\lambda = \frac{h}{t} = 92,84 \quad \text{Parâmetro de esbeltez}$$

$$k_v = 5,00 \quad \text{Coeficiente de flambagem local por cisalhamento}$$

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 88,54 \quad \text{Parâmetro de esbeltez limite para para início de escoamento} \quad \lambda > \lambda_r \text{ então}$$

$$V_{Rd} = \frac{(0,905 \cdot t^3 \cdot k_v \cdot E) / h}{1,10}$$

$$V_{Rdz} = 8,00 \text{ kN} \quad \text{Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z}$$

$$\frac{\text{SOLIC.}}{\text{RESIST.}} = \frac{V_{zSd}}{V_{zRd}} = 0,10 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

O perfil não passa. Não aplicável.

## 7. Equações de Interação

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 2,46 \quad \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} + \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 2,44 \quad \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} - \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 2,44$$

