

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE
GOIÁS CAMPUS GOIÂNIA
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

CARLOS EDUARDO PIRES DA SILVA

**PROJETO DO PÓRTICO TRANSVERSAL PRINCIPAL DE UM GALPÃO
ESTRUTURADO EM AÇO**

Goiânia, GO

2023



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor: Carlos Eduardo Pires da Silva

Matrícula: 20191011050127

Título do Trabalho: Projeto do Pórtico Transversal Principal de um Galpão Estruturado em Aço

Autorização - Marque uma das opções

1. (X) Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso aberto);
2. () Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____ (Embargo);
3. () Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG (acesso restrito).

Ao indicar a opção **2 ou 3**, marque a justificativa:

- () O documento está sujeito a registro de patente.
() O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
() Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Goiânia, 02 / janeiro / 2024.

Documento assinado digitalmente
gov.br CARLOS EDUARDO PIRES DA SILVA
Data: 02/01/2024 14:58:22-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

CARLOS EDUARDO PIRES DA SILVA

**PROJETO DO PÓRTICO TRANSVERSAL PRINCIPAL DE UM GALPÃO
ESTRUTURADO EM AÇO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Goiás – Campus Goiânia/IFG,
como requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Cláudio Marra Alves

Goiânia, GO

2023

S586p Silva, Carlos Eduardo Pires da.

Projeto do pórtico transversal principal de um galpão estruturado em aço / Carlos Eduardo Pires da Silva. – Goiânia : Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, 2023.
164f.

Orientação: Prof. Me. Cláudio Marra Alves.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Áreas Acadêmicas III, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.
Inclui anexo e apêndice.

1. Estruturas em aço. 2. Projeto de Engenharia. 3. Construção metálica. I. Alves, Cláudio Marra (orientação). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. III. Título.

CDD 624.182

Ficha catalográfica elaborada pela bibliotecária Lana Cristina Dias Oliveira CRB1/ 2.631
Biblioteca Professor Jorge Félix de Souza,
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Câmpus Goiânia.



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CÂMPUS GOIÂNIA

Carlos Eduardo Pires da Silva

PROJETO DO PÓRTICO TRANSVERSAL PRINCIPAL DE UM GALPÃO ESTRUTURADO EM AÇO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, Campus Goiânia, como parte dos quesitos necessários para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Membros da banca: Me Cláudio Marra Alves (orientador), Dra. Liana de Lucca Jardim Borges e Dr. Elias Calixto Carrijo.

Aprovado em 14 de Dezembro de 2023.

Documento assinado eletronicamente por:

- Elias Calixto Carrijo, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 21/12/2023 15:49:44.
- Liana de Lucca Jardim Borges, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 21/12/2023 15:25:50.
- Claudio Marra Alves, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO, em 18/12/2023 11:06:43.
- Matilde Batista Melo, COORDENADOR(A) DE CURSO - FUC1 - GYN-CCBEC, em 16/12/2023 17:04:13.

Este documento foi emitido pelo SUAP em 16/12/2023. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifg.edu.br/autenticar-documento/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 491608
Código de Autenticação: 2275ff0075



Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Rua 75, nº 46, Centro, GOIÂNIA / GO, CEP 74055-110
(62) 3227-2736 (ramal: 2736)

*À minha avó Fátima (in memoriam) pelos
exemplos dados e ao meu avô Sebastião
(in memoriam) pelo seu esforço e
dedicação à profissão de pedreiro.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus por minha vida, família e amigos.

Aos meus pais Carlos e Angelita, que sempre estiveram ao meu lado guiando os meus passos e me apoiando ao longo de toda a minha trajetória.

À toda minha família, irmão, avó, tios, tias, primos e primas, por todo apoio, amor e compreensão pelos momentos de ausência.

A todos os meus amigos, em especial aos que trilharam comigo essa jornada, meus sinceros agradecimentos por terem sido um suporte emocional e psicológico nessa etapa da minha vida.

Ao Prof. Cláudio Marra Alves, por toda dedicação e colaboração enquanto meu orientador .

Aos Professores Liana de Lucca Jardim Borges e Elias Calixto Carrijo pela disposição e colaboração enquanto membros da minha banca examinadora.

Ao Instituto Federal de Goiás, pelas oportunidades e formação ofertada.

Ao corpo docente do Curso de Engenharia Civil do IFG Campus Goiânia, pelo acompanhamento ao longo do curso e por se dedicarem a nobre missão de ensinar.

À Empresa Ferroarte Estruturas Metálicas pelo fornecimento de dados fundamentais ao trabalho.

Ao Engenheiro Joaquim Amazay Gomes Júnior pelo empréstimo de material didático e técnico.

RESUMO

A utilização generalizada de estruturas em aço na construção de galpões, devido às vantagens inerentes a esse material, motiva uma investigação sobre o processo de projeto de galpões estruturados em aço e a busca pelo objetivo de conceber, analisar e dimensionar o pórtico transversal principal de um galpão comercial, empregando perfis em aço de alma cheia. Nesse contexto, realiza-se um estudo abrangente sobre o processo de projeto de estruturas em aço, com a definição de parâmetros de projeto e a análise do pórtico, partindo do projeto básico de arquitetura. De maneira detalhada, são apresentados os procedimentos de dimensionamento aplicados em estruturas de aço, visando a demonstração dos resultados embasados em estudos e Normas Técnicas. Isso ocorre por meio da elaboração do projeto de engenharia, complementado por uma comparação dos índices de consumo de aço da solução adotada com a alternativa de elementos treliçados, executada por uma fabricante de estruturas metálicas. No desenvolvimento do projeto de engenharia do pórtico, parte-se da análise do projeto básico de arquitetura e das premissas de cálculo da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), apresentando dados, fórmulas e o processo de dimensionamento, além de resultados gráficos. Nesse contexto, torna-se evidente que o dimensionamento e a elaboração de projetos de estruturas em aço constituem um processo complexo, composto por análises, verificações, adequações e considerações de projeto que exercem influência direta no produto. Destaca-se a eficiência da adoção de mísulas na ligação entre as vigas de cobertura e colunas, que se mostraram eficazes na redução dos deslocamentos verticais do pórtico, desempenhando um papel determinante na escolha dos perfis utilizados. Na comparação com a taxa de aço de 10,5 kg/m², referente a alternativa de pórtico de elementos treliçados, a taxa de 18,3 kg/m² obtida para o pórtico dimensionado, mostrou-se consideravelmente elevada, sendo um indício de que quanto ao consumo de material a solução adotada não seja a mais econômica. Esses resultados ressaltam a importância do conhecimento e domínio das práticas e parâmetros de projeto, que aliados ao constante avanço tecnológico, conferem aos profissionais da área maior eficiência e produtividade.

Palavras-chave: Estruturas em aço. Galpões. Processo de Projeto.

ABSTRACT

The widespread use of steel structures in the construction of warehouses, due to the inherent advantages of this material, motivates an investigation into the design process of steel-framed warehouses and the pursuit of the goal of conceiving, analyzing, and dimensioning the main transverse frame of a commercial warehouse, using full-depth steel profiles. In this context, a comprehensive study is conducted on the design process of steel structures, with the definition of design parameters and the analysis of the frame, starting from the basic architectural design. In detail, the sizing procedures applied to steel structures are presented, aiming to demonstrate results based on studies and Technical Standards. This is done through the development of the engineering project, complemented by a comparison of the steel consumption rates of the adopted solution with the alternative of truss elements, carried out by a metal structure manufacturer. In the development of the frame engineering project, it starts with the analysis of the basic architectural design and the calculation assumptions of ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), presenting data, formulas, and the sizing process, as well as graphical results. In this context, it becomes evident that the sizing and design of steel structures constitute a complex process, composed of analyses, verifications, adjustments, and design considerations that have a direct influence on the product. The efficiency of adopting corbels in the connection between the roof beams and columns is highlighted, as they have proven effective in reducing vertical displacements of the frame, playing a decisive role in the choice of profiles used. In comparison with the steel rate of 10.5 kg/m², referring to the truss frame alternative, the rate of 18.3 kg/m² obtained for the sized frame proved to be considerably high, indicating that in terms of material consumption, the adopted solution may not be the most economical. These results emphasize the importance of knowledge and mastery of design practices and parameters, which, combined with constant technological advancements, provide professionals in the field with greater efficiency and productivity.

Keywords: Steel structures. Sheds. Design process.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - O avanço do empreendimento em relação à chance de reduzir o custo do edifício	26
Figura 2 - Partes componentes de um galpão.....	28
Figura 3 - Viga de cobertura em alma cheia.....	32
Figura 4 - Viga de cobertura treliçada	33
Figura 5 - Combinação de vigas e pilares metálicos	34
Figura 6 - Isotelha trapezoidal PIR AP	37
Figura 7 - Perfis formados a frio utilizados em terças	38
Figura 8 – Detalhe em perspectiva do transpasse por luva em terça de perfil Z.....	39
Figura 9 – Detalhe em perspectiva de terça de perfil Z.....	39
Figura 10 – Perspectiva de um conjunto de correntes e terças.....	40
Figura 11 - Gráfico das terças em perfil formado a frio	40
Figura 12 - Detalhe de estrutura para fechamento frontal	42
Figura 13 - Estrutura de fechamento lateral	42
Figura 14 - PAINEL FRIGO.....	43
Figura 15 - Aplicação de painel FRIGO.....	43
Figura 16 - Contraventamento horizontal	45
Figura 17 - Contraventamento em X de tubo redondo	46
Figura 18 – Detalhe de uma base rotulada ou flexível	47
Figura 19 - Base rotulada.....	48
Figura 20 - Detalhe base engastada	48
Figura 21 - Base rígida ou engastada	49
Figura 22 – Gabarito de chumbadores.....	49
Figura 23 - Detalhe base com chumbadores.....	50
Figura 24 - Símbolos básicos de soldagem	51
Figura 25 - Detalhe ligação parafusada	52
Figura 26 - Representação do processo de produção de edifícios metálicos	54
Figura 27 - Desenvolvimento do projeto: considerações iniciais	58
Figura 28 - Treliça 1 unifilar	61
Figura 29 - Modelagem Treliça 1.....	65
Figura 30 – Projeto de fabricação Treliça 1.....	65
Figura 31 - Projeto de montagem.....	66

Figura 32 - Montagem de galpão estruturado em aço.....	68
Figura 33 - Planta baixa do galpão.....	71
Figura 34 - Fachada lateral do galpão.....	72
Figura 35 - Fachada frontal do galpão	73
Figura 36 - Corte AA do galpão.....	73
Figura 37 - Isopletas da velocidade básica V_o (m/s).....	76
Figura 38 - Pressão dinâmica.....	78
Figura 39 - Coeficiente de pressão externa das paredes.....	80
Figura 40 - Coeficientes de pressão externa do telhado	81
Figura 41 - Faixas de aplicação das ações localizadas	81
Figura 42 - C_{pe} médio.....	82
Figura 43 - Seções com vento à 90°	82
Figura 44 – Diagrama genérico da ação do vento no pórtico	84
Figura 45 – Diagrama final a ação do vento à 0°	85
Figura 46 – Diagrama final da ação do vento à 90°	85
Figura 47 - Indicação de posições no pórtico	88
Figura 48 - Carregamento permanente	90
Figura 49 - Carregamento variável.....	91
Figura 50 - Força nocional.....	92
Figura 51 - Deslocamento vertical (unidades em mm)	97
Figura 52 - Gráfico 1	98
Figura 53 - Gráfico 2	100
Figura 54 - Nó do pórtico (mísulas)	101
Figura 55 - Corte A-A mísulas	102
Figura 56 - Perfil hipotético mísulas	102
Figura 57 - Deslocamento horizontal (unidades em mm)	105
Figura 58 - Carregamento permanente definitivo	106
Figura 59 - Pórtico do galpão	107
Figura 60 – Momento fletor atuante na coluna (kN.cm)	116
Figura 61 - Detalhe viga	122
Figura 62 – Modelo tridimensional do pórtico de perfis laminados.....	127
Figura 63 - Lista de material dos pórticos de perfil laminado	128
Figura 64 – Modelo tridimensional do pórtico de elementos treliçados	129
Figura 65 - Lista de material dos pórticos de elementos treliçados.....	130

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Principais entidades normativas.....	22
Quadro 2 - Entidades ligadas ao aço	22
Quadro 3 - Principais normas relacionadas a projeto de estruturas de aço	23
Quadro 4 – Normas complementares relacionadas a estruturas de aço.....	24
Quadro 5 - Espaçamento conveniente para diferentes vãos.....	35
Quadro 6 - Dados gerais do projeto	74
Quadro 7 - Normas utilizadas.....	74
Quadro 8 - Deslocamentos máximos	75
Quadro 9 - Coeficientes de pressão externos	82
Quadro 10 - Cenário mais crítico de combinação dos coeficientes de pressão	83
Quadro 11 - Cenário mais crítico da ação do vento	83
Quadro 12 - Peso (kN) por m ² pelo tipo de estrutura	86
Quadro 13 - Classificação de galpões em kN/m ²	87
Quadro 14 - Peso da estrutura por m ²	87
Quadro 15 - Peso próprio das estruturas metálicas	87
Quadro 16 - Pré-dimensionamento conforme D'Alambert (2012)	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades Mecânicas Gerais do Aço	29
Tabela 2 - Aços estruturais normatizados pela ABNT	30
Tabela 3 - Aços estruturais de especificação ASTM comumente usados no Brasil ..	30
Tabela 4 - Aços estruturais produzidos por Usiminas e CSN para chapas	31
Tabela 5 - Detalhes técnicos ISOTELHA	37
Tabela 6 - Detalhes técnicos Painei FRIGO.....	44
Tabela 7 - Resistência à ruptura na tração de parafusos de aço com qualificação estrutural	52
Tabela 8 - Especificações dos aços	75
Tabela 9 - Especificação do eletrodo	75
Tabela 10 - Especificações dos parafusos	75
Tabela 11 – Parâmetros fator de rugosidade	77
Tabela 12 - Fator de rugosidade	77
Tabela 13 - Coeficientes de pressão e de forma externos para paredes laterais.....	79
Tabela 14 - Coeficiente de pressão e de forma externos para o telhado	80
Tabela 15 - Ação do vento no pórtico.....	85
Tabela 16 - Decomposição das ações devido ao vento	86
Tabela 17 - Ações permanentes	89
Tabela 18 - Combinações últimas normais	93
Tabela 19 - Deslocamentos verticais	99
Tabela 20 - Inércia do perfil hipotético da mísula	103
Tabela 21 - Deslocamento verticais com uso de mísulas	104
Tabela 22 - Ações permanentes definitivas	106
Tabela 23 - Esforços solicitantes de cálculo	107
Tabela 24 - Verificação para a combinação de esforços solicitantes de cálculo (colunas).....	121
Tabela 25 - Verificação para a combinação de esforços solicitantes de cálculo (vigas)	126

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State and Highway Transportation Official
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABS	American Bureau Shipping
AFNOR	Association Française de Normalisation
AISC	American Institute of Steel Construction
AISE	Association of Iron and Steel Engineers
ISI	American Iron and Steel Institute
ANSI	American National Standards Institute
API	American Petroleum Institute
AREA	American Railway Engineering
ASA	American Standards Association
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
AWS	American Welding Society
CEN	Comité Européen de Normalização
DIN	Deutsch Industrie Normen
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FLA	Flambagem Local de Alma
FLM	Flambagem Local de Mesa
FLT	Flambagem Lateral com Torção
IABr	Instituto Aço Brasil
ISO	Organização Internacional para Padronização
SAE	Society of Automotive Engineers
SSPC	Steel Structures Painting Council
USBPR	United States Bureau of Public Roads Uniform Building Code

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	JUSTIFICATIVA.....	18
1.2	OBJETIVOS.....	19
1.2.1	Objetivo Geral.....	19
1.2.2	Objetivos específicos	19
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	NORMATIZAÇÃO.....	21
2.2	GALPÕES ESTRUTURADOS EM AÇO	26
2.2.1	O Aço.....	29
2.2.2	Estrutura Principal	31
2.2.3	Cobertura.....	35
2.2.4	Fechamento.....	41
2.2.5	Contraventamentos	44
2.2.6	Placas de base e chumbadores.....	46
2.2.7	Ligações	51
2.3	O PROCESSO DE PROJETO	53
2.3.1	Considerações do Projeto Arquitetônico.....	56
2.3.2	Projeto de Engenharia	59
2.3.3	Projeto de Fabricação.....	62
2.3.4	Projeto de Montagem.....	66
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	69
4	PROJETO DE ENGENHARIA.....	70
4.1	DADOS GERAIS DO PROJETO	73
4.2	NORMAS UTILIZADAS	74
4.3	PARÂMETROS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL	74
4.3.1	Especificações.....	74
4.3.2	Deslocamentos máximos.....	75
4.4	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	75
4.4.1	Ação devido ao vento	76
4.4.2	Ações permanentes ($F_{G i,k}$).....	86
4.4.3	Ações variáveis ($F_{Q i,k}$)	90
4.4.4	Força Horizontal equivalente	91

4.5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	92
4.5.1	Combinações últimas normais.....	92
4.5.2	Combinações quase permanentes de serviço	94
4.5.3	Combinações frequentes de serviço.....	94
4.6	ANÁLISE DE DESLOCABILIDADE	95
4.7	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO.....	95
4.7.1	Considerações gerais	96
4.7.2	Verificação do deslocamento.....	96
4.7.3	Solicitações de cálculo.....	106
4.7.4	Dimensionamento e verificações para a coluna	108
4.7.5	Dimensionamento e verificações para as vigas.....	122
4.8	ÍNDICES DE PROJETO	126
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	131
5.1	CONCLUSÕES.....	131
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	133
	REFERÊNCIAS	134
	APÊNDICE A – AÇÃO DO VENTO.....	137
	APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL	143
	APÊNDICE C – PROJETOS BÁSICOS DE ENGENHARIA	151
	ANEXO A – DESENHO DAS ESTRUTURAS CONSIDERADAS NOS ESTUDOS DE CONSUMO DE AÇO (SILVA, 2017)	156
	ANEXO B – QUADROS E ÁBACOS (D’ALAMABERT, 2012).....	160

1 INTRODUÇÃO

A evolução e o estudo das estruturas revelam que construir vai além de satisfazer as necessidades humanas. Através das construções é possível expressar-se cultural, social, política e economicamente. O avanço tecnológico na construção civil está diretamente relacionado ao avanço da sociedade. Ao atender às necessidades construtivas dos principais setores da economia com as tecnologias disponíveis, é possível obter e aplicar soluções inteligentes, sustentáveis e econômicas.

O emprego de novos materiais, tecnologias e sistemas estruturais é fundamental para a evolução contínua das estruturas. A escolha das técnicas e materiais aplicados, baseia-se em fatores que envolvem aspectos econômicos, construtivos, estéticos e as vantagens que o método ou material oferecem. Considerar essas variáveis é tarefa indispensável ao projetista.

Conforme destacam Pinho e Penna (2008), a escolha do sistema construtivo não deve se tratar de uma competição entre os diferentes tipos de estrutura, mas uma decisão com base nas necessidades da obra e nas características de cada sistema.

Pinheiro (2005) expõe que no cenário urbano brasileiro é possível observar o destaque existente das estruturas em aço. Aliado a outros materiais, o aço permite ampliar as possibilidades durante a concepção de projeto. No meio rural, as estruturas em aço acompanham o destaque do agronegócio no cenário econômico. O setor exige diversas estruturas com finalidades e funcionalidades diferentes.

Nesse cenário, as estruturas em aço são uma das principais escolhas para a construção de galpões, devido às suas numerosas vantagens. Além de ser uma solução versátil e econômica, o aço estrutural oferece uma série de benefícios em comparação com outros materiais. Entre as vantagens mais relevantes estão sua alta resistência e durabilidade, rapidez na construção, flexibilidade de projeto, redução de custos e sustentabilidade.

A versatilidade do aço permite explorar diferentes modelos estruturais na concepção de um projeto, considerando fatores como custos, resistência aos esforços e solicitações externas. Além disso, as estruturas em aço exigem execução prévia em fábricas e o transporte até o local de montagem. Com a lógica dos pré-fabricados se incorporando cada vez mais no mercado da construção, essa característica é uma

vantagem para este tipo de estrutura. Necessitando, entretanto, de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem.

O processo de projeto de uma estrutura em aço exige dos profissionais envolvidos o conhecimento técnico, mas também o entendimento das fases relacionadas ao processo construtivo da edificação. A associação da teoria com a experiência de mercado, contribuem para que resultados eficientes sejam alcançados por projetistas e fabricantes de estruturas em aço.

1.1 JUSTIFICATIVA

As estruturas metálicas, têm indicadores de sua utilização em escala industrial a partir de 1750. No Brasil o início de sua fabricação foi no ano de 1812, sendo que o grande avanço na fabricação de perfis em larga escala ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas (Pinheiro, 2005).

A indústria da construção civil passou por uma grande transformação desde a revolução industrial, acompanhando o desenvolvimento do aço. O desenvolvimento de novas técnicas e padronização de processos contribuíram para mudanças significativas na construção civil.

No Brasil, estudos das décadas de 1980 e 1990 começavam a apontar para um crescimento da utilização do aço estrutural. Isso se deve, em parte, às vantagens que o aço oferece em termos de resistência, durabilidade, versatilidade e eficiência. Embora seja difícil precisar o número exato de estruturas de aço construídas por ano no Brasil, é possível observar que o mercado está em expansão e oferece muitas oportunidades para empresas e profissionais da área.

A pesquisa “Cenário Fabricantes de Estruturas de Aço 2022”, desenvolvida pelo Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA, 2022), e que possui 2021 como ano base, apontou um crescimento de 1,7% na produção de estruturas de aço em relação à 2020. O valor de 1,04 milhões de toneladas, referente à 2021, é 1,6 vezes superior à produção de 2018, por exemplo.

Esse montante produzido anualmente, divide-se na ampla gama dos segmentos consumidores do aço, como os segmentos de energia, industrial, comercial, infraestrutura, residencial, dentre outros. Conforme a pesquisa apresentada, o segmento industrial, composto pelas fábricas, centros de distribuição e galpões, foi responsável por consumir 1/3 da produção no ano de 2021.

O crescimento observado alinha-se aos avanços tecnológicos e a expansão das técnicas construtivas. Visando garantir que o projeto esteja em conformidade com as práticas, técnicas e exigências atuais, é fundamental compreender os processos de desenvolvimento e concepção de um projeto estrutural de aço em todas as suas fases, desde o projeto de engenharia aos projetos de fabricação e de montagem.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Conceber, analisar e dimensionar o pórtico principal (transversal) de um galpão comercial estruturado em aço, utilizando perfis de alma cheia.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- a) Realizar um estudo abrangente sobre o processo de projeto de estruturas em aço;
- b) Definir parâmetros de projeto e conduzir uma análise do pórtico principal de um galpão comercial em aço, partindo do projeto básico de arquitetura;
- c) Apresentar de forma detalhadas os procedimentos de dimensionamento aplicados em estruturas de aço;
- d) Demonstrar os resultados práticos embasados em estudos e Normas Técnicas, por meio da elaboração do projeto de engenharia;
- e) Comparar os índices de consumo de aço da solução adotada com a alternativa de elementos treliçados, executada por uma fabricante de estruturas metálicas.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Para facilitar a compreensão e assegurar uma abordagem organizada, este trabalho foi dividido em cinco capítulos. No primeiro capítulo, de natureza introdutória, são apresentados a temática central, a contextualização do trabalho e a justificativa que orienta a escolha do tema. Adicionalmente, delineiam-se os objetivos do estudo, proporcionando uma visão clara das metas a serem atingidas, além de fornecer uma descrição concisa da estrutura geral do trabalho.

O segundo capítulo concentra-se na revisão bibliográfica, iniciando com a contextualização das principais normas que regem as estruturas em aço. Prossegue com um estudo abrangente sobre galpões estruturados em aço, explorando seus componentes fundamentais e o processo de projeto das estruturas. Essas abordagens são conduzidas de maneira sucinta, buscando proporcionar uma compreensão global e evidenciar as considerações que serão abordadas no decorrer do trabalho.

No terceiro capítulo, são detalhados os materiais e métodos empregados no desenvolvimento do trabalho, destacando a obtenção do projeto básico de arquitetura em parceria com uma empresa pioneira na fabricação de Estruturas Metálicas em Goiás. Este capítulo também delineia o método de apresentação dos resultados esperados, proporcionando uma visão antecipada das contribuições que este estudo busca oferecer.

O quarto capítulo centra-se nos objetivos principais do trabalho: o projeto de engenharia do pórtico principal de um galpão destinado à armazenagem de sementes. Detalhes sobre a escolha do sistema estrutural, a análise arquitetônica e os métodos de dimensionamento são abordados. Este capítulo serve como uma exposição do processo de dimensionamento e verificações de um pórtico estrutural em aço, fornecendo uma base sólida para a compreensão das conclusões apresentadas no capítulo subsequente.

O último capítulo deste trabalho compreende as considerações finais, onde são apresentadas as conclusões e contribuições. Além disso, são oferecidas sugestões para trabalhos futuros, apontando possíveis direções para expansão e aprimoramento do estudo realizado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como foco contextualizar a normatização relacionada às estruturas de aço, abordar os galpões estruturados em aço e o processo de projeto, incorporando tópicos fundamentais sobre o aço, como propriedades, tipos e usos, apresentando discussões, detalhes e alternativas que contribuem para a análise, dimensionamento e detalhamento dessas estruturas.

Conforme divisão apresentada por Dias (2000), o projeto completo da estrutura de uma obra de aço envolve as atividades de Projeto de Engenharia, Projeto de Fabricação e Projeto de Montagem. Ao iniciar os projetos, ainda na fase da arquitetura, é importante que se tenha definido o sistema construtivo. O aço, como os outros tipos de materiais, apresenta propriedades e vantagens próprias, que só são bem aproveitadas se levadas em consideração no início do processo de projeto.

No decorrer desse processo, que abrange desde a escolha do material até o desenvolvimento efetivo dos projetos, é evidente o constante avanço das tecnologias, incluindo programas, materiais e equipamentos. Esses avanços não só acompanham a evolução da indústria, mas também desempenham um papel fundamental na melhoria das condições de trabalho dos profissionais da área, conferindo-lhes maior eficiência e produtividade. Este capítulo visa não apenas informar sobre normas e processos, mas também ressaltar a dinâmica evolutiva do setor, destacando a importância da adaptação contínua a novas tecnologias para o sucesso no campo da engenharia estrutural em aço.

2.1 NORMATIZAÇÃO

O desenvolvimento e avanço de determinadas técnicas, está relacionado a uma série de fatores, que incluem pesquisa, inovação, demanda por melhorias, competitividade do mercado e mudanças nas regulações. No âmbito dos projetos e obras em estrutura de aço, têm-se em normas as características químicas e mecânicas dos materiais, bem como os métodos de cálculo e detalhamento. A constante atualização dessas normas, são essenciais para garantir a segurança e a qualidade das construções.

No Quadro 1 estão apresentadas as principais entidades normativas para as atividades que envolvam estruturas metálicas:

Quadro 1 - Principais entidades normativas

País	Sigla	Entidade
Brasil	ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Estados Unidos	AISC	American Institute of Steel Construction
	ANSI	American National Standards Institute
	AWS	American Welding Society
	AASHTO	American Association of State and Highway Transportation Official
	API	American Petroleum Institute
	ASTM	American Society for Testing and Materials
	AISE	Association of Iron and Steel Engineers
	AISI	American Iron and Steel Institute
	ASCE	American Society of Civil Engineers
	AREA	American Railway Engineering
	ABS	American Bureau Shipping
	ASA	American Standards Association
	SAE	Society of Automotive Engineers
	SSPC	Steel Structures Painting Council
	USBPR	United States Bureau of Public Roads Uniform Building Code
Alemanha	DIN	Deutsch Industrie Normen
França	AFNOR	Association Française de Normalisation
Europa	CEN	Comité Européen de Normalização
Internacional	ISO	Organização Internacional para Padronização

Fonte: adaptado de Pinheiro (2005)

Além das entidades normativas, há uma série de instituições e associações que se dedicam a desenvolver materiais voltados para a área de estruturas em aço. Essas entidades são importantes fontes de informações atualizadas e especializadas, que orientam e contribuem para o desenvolvimento do conhecimento e das habilidades dos profissionais da área. No Quadro 2, estão apresentadas algumas instituições e associações brasileiras, que são reconhecidas por sua atuação em prol do aprimoramento da engenharia civil e das estruturas em aço.

Quadro 2 - Entidades ligadas ao aço

País	Sigla	Entidade
Brasil	ABCEM	Associação Brasileira da Construção Metálica
	ABS	Associação Brasileira de Soldagem
	CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
	INDA	Instituto Nacional dos Distribuidores de Aço
	IABr	Instituto Aço Brasil

Fonte: elaborado pelo autor.

No contexto brasileiro, as principais normas utilizadas são a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, e a ABNT NBR 14762 (ABNT, 2010) – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, que se baseiam no método dos estados-limites. Além dessas normas principais, são empregadas normas complementares que desempenham significativo papel para o dimensionamento estrutural. Essas normas estabelecem requisitos para o projeto, fabricação, montagem e inspeção de estruturas de aço, incluindo critérios de dimensionamento, análise estrutural, detalhamento, soldagem, inspeção e manutenção. O Quadro 3 oferece uma apresentação das normas mencionadas, e junto as duas principais, consolidam um conjunto abrangente de normativas que orientam o dimensionamento e elaboração de projetos de estruturas em aço no Brasil.

Quadro 3 - Principais normas relacionadas a projeto de estruturas de aço

Número / Ano	Nome
ABNT NBR 8800:2008	Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios
ABNT NBR 14762:2010	Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio
ABNT NBR 6120:2019	Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
ABNT NBR 6123:1988*	Forças devidas ao vento em edificações
ABNT NBR 6355:2012	Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização
ABNT NBR 8681:2003	Ações e segurança nas estruturas – Procedimento
ABNT NBR 14323:2013	Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio
NR 12	Segurança no Trabalho em Máquinas e Equipamentos
* Projeto de Revisão da ABNT NBR 6123 sujeito à consulta nacional	

Fonte: elaborado pelo autor.

Para além das que constam no Quadro 3, há uma variedade de outras normas que abordam temáticas e materiais específicos relacionados à área de estruturas em aço. Essas normas representam referências essenciais para a seleção, especificação e utilização apropriada de materiais, incluindo aquelas que se dedicam às especificidades das telhas e dos tipos de aço. Deste modo, o Quadro 4 visa apresentar algumas normas complementares, sendo uma compilação adicional de normas relacionadas às estruturas em aço.

Quadro 4 – Normas complementares relacionadas a estruturas de aço

Número / Ano	Nome
ABNT NBR 14513:2022	Telhas de aço de seção ondulada e trapezoidal - Requisitos
ABNT NBR 6648:2014	Bobinas e chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural — Especificação
ABNT NBR 6649:2014	Bobinas e chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural — Especificação
ABNT NBR 6650:2014	Bobinas e chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural — Especificação
ABNT NBR 7007:2022	Aços-carbono e aços microligados para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural - Requisitos
ABNT NBR 7008-1:2021	Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga de zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente - Parte 1: Requisitos
ABNT NBR 7008-2:2021	Chapas e bobinas de aço revestidas com zinco ou liga de zinco-ferro pelo processo contínuo de imersão a quente - Parte 2: Aços de qualidade comercial e para estampagem
ABNT NBR 7013:2013	Chapas e bobinas de aço revestidas pelo processo contínuo de imersão a quente — Requisitos gerais
ABNT NBR 14432:2001	Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento

Fonte: elaborado pelo autor.

Ao buscar o histórico das normas brasileiras, que tratam sobre o projeto e da execução de estruturas de aço de edifícios constituídas por perfis laminados e soldados à temperatura ambiente, Fakury (2006) apresenta que a NB-14 (1958) foi a pioneira, sofrendo uma revisão após 10 anos. A norma alemã DIN 4114 (1952) foi a principal base da norma brasileira, a qual utilizava-se do método de cálculo das tensões admissíveis, até então o mais difundido, que com o passar dos anos foi ficando ultrapassado, conduzindo, em certos casos, a estruturas inadequadas.

Diante desse contexto, a ausência de uma norma brasileira atualizada impactou negativamente a difusão e desenvolvimento das estruturas de aço no país. Evidenciou-se nesse período o uso de normas e especificações estrangeiras.

Fakury (2006), comenta que:

Tal fato prejudicava a difusão e o desenvolvimento das estruturas de aço no país, pois dificultava uma padronização do ensino oferecido nas escolas técnicas e superiores, impedia que profissionais de regiões distintas do Brasil, ou mesmo de empresas distintas, pudessem usar as mesmas referências e desestimulava a pesquisa científica e tecnológica e a produção de textos e artigos técnicos. Adicionalmente, não eram devidamente contempladas as particularidades da construção metálica nacional.

A edição da ABNT NBR 8800 de 1986, foi um marco fundamental para interromper o processo que vinha sendo observado. A norma trouxe um importante avanço no que se refere a segurança estrutural, substituindo o método das tensões admissíveis pelo método dos estados-limites. Como novidade, a norma incluiu prescrições para o projeto de vigas mistas de aço e concreto.

Atualmente em vigor, a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) teve seu processo de revisão iniciado em 2001. Essa revisão tornou-se necessária devido aos avanços nos processos e produtos disponíveis no mercado, ao surgimento de novos conhecimentos técnicos e científicos, inclusive produzidos por centros de pesquisas brasileiros, e à publicação de novas normas e especificações internacionalmente reconhecidas.

A revisão da norma entrou em vigor em agosto de 2008. A atualização da norma adotou como principais referências as normas europeias EM 1993-1-1:2007 e EM 1194-1-1:2007, a norma estadunidense ANSI/AISC 360-05 e a norma canadense CAN/CSA S16.1:2003, conforme expõe Fakury *et al.* (2010).

A ABNT NBR 14762 (ABNT, 2010) que trata sobre o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, foi elaborada a partir do trabalho realizado por um grupo de Engenheiros de diversas instituições brasileiras de ensino superior. Anteriormente a esta norma, a NB-143:1967 tratava do cálculo de estruturas de aço constituídas por perfis leves, porém, diante da obsolescência desta norma, projetistas, fabricantes e clientes passaram a empregar normas estrangeiras, o que culminou em incompatibilidades com outras normas brasileiras de caráter mais geral.

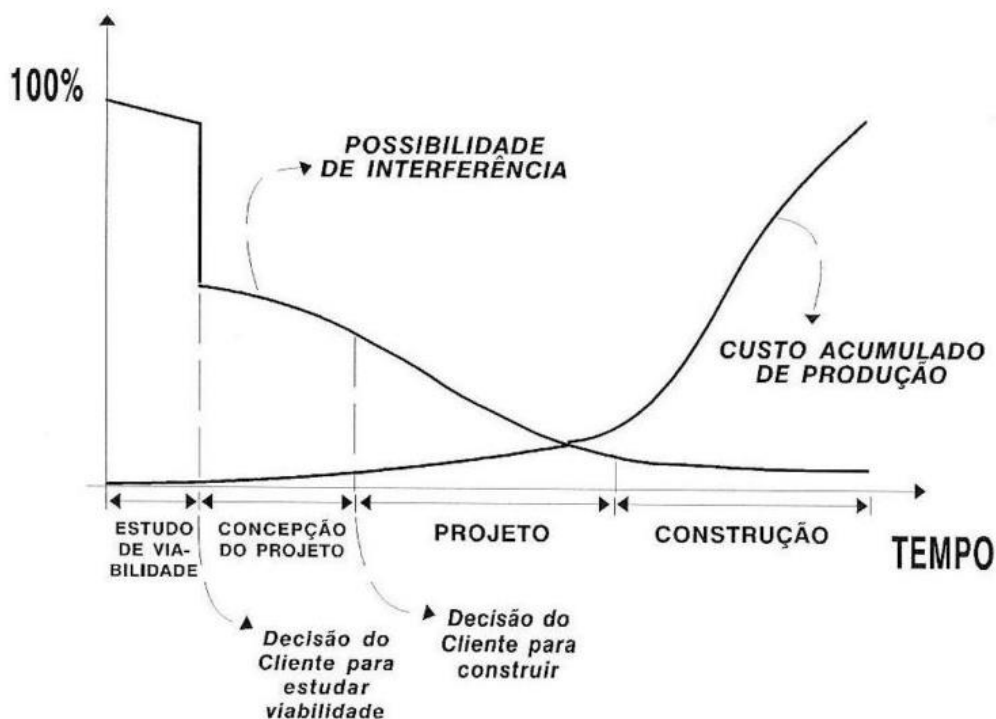
A primeira edição da ABNT NBR 14762, da Associação Brasileira de Normas Técnicas, publicada em 2001, baseava-se nas técnicas e requisitos constantes nas normas estrangeiras sobre o tema, incorporando-se necessidades do contexto brasileiro e a compatibilização com as normas já vigentes. Baseando-se no método dos estados limites, atualmente a norma “estabelece os requisitos básicos que devem ser obedecidos no dimensionamento, à temperatura ambiente, de perfis estruturais de aço formados a frio” (ABNT, 2010).

2.2 GALPÕES ESTRUTURADOS EM AÇO

Como dispõe Neto (2007), conceber ou lançar uma estrutura trata-se da escolha de um sistema estrutural que constitua a parte resistente de uma edificação. A identificação da alternativa mais adequada, no entanto, passa pelo conhecimento das características dos sistemas estruturais, bem como pela cultura e experiência da construtora e principalmente pelo tipo de obra.

Durante as fases do estudo de viabilidade e concepção de projeto, a Figura 1, de Hammarlund & Josephson (1992, *apud* Teixeira, 2007), aponta alta possibilidade de interferência e custo acumulado ainda baixo, momento ideal para a escolha do sistema estrutural (Pinho; Penna, 2008). Nota-se ainda, que no gráfico da Figura 1, a relação se inverte à medida que o projeto é desenvolvido, tendendo a se tornarem nulas as possibilidades de interferência na etapa de construção, enquanto os custos de produção se acumulam.

Figura 1 - O avanço do empreendimento em relação à chance de reduzir o custo do edifício



Fonte: (Hammarlund & Josephson, 1992 *apud* Teixeira, 2007)

Como apresentado por Bellei (2010), os edifícios industriais, como os galpões, por exemplo, são construções geralmente de um pavimento, que têm por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversos fins, como fábricas, oficinas, almoxarifados, depósitos, hangares etc.

Viabilizar a construção desse tipo de estrutura está associado ao conhecimento dos sistemas estruturais. Conforme destacado por Pinho e Penna (2008), esses sistemas oferecem múltiplas alternativas de resolução para seus diversos elementos, como materiais e perfis, assim como para seus componentes, que englobam vigas, pilares, e subsistemas como módulos, pórticos e contraventamentos. Além disso, também englobam sistemas complementares, como pisos, vedações e proteções.

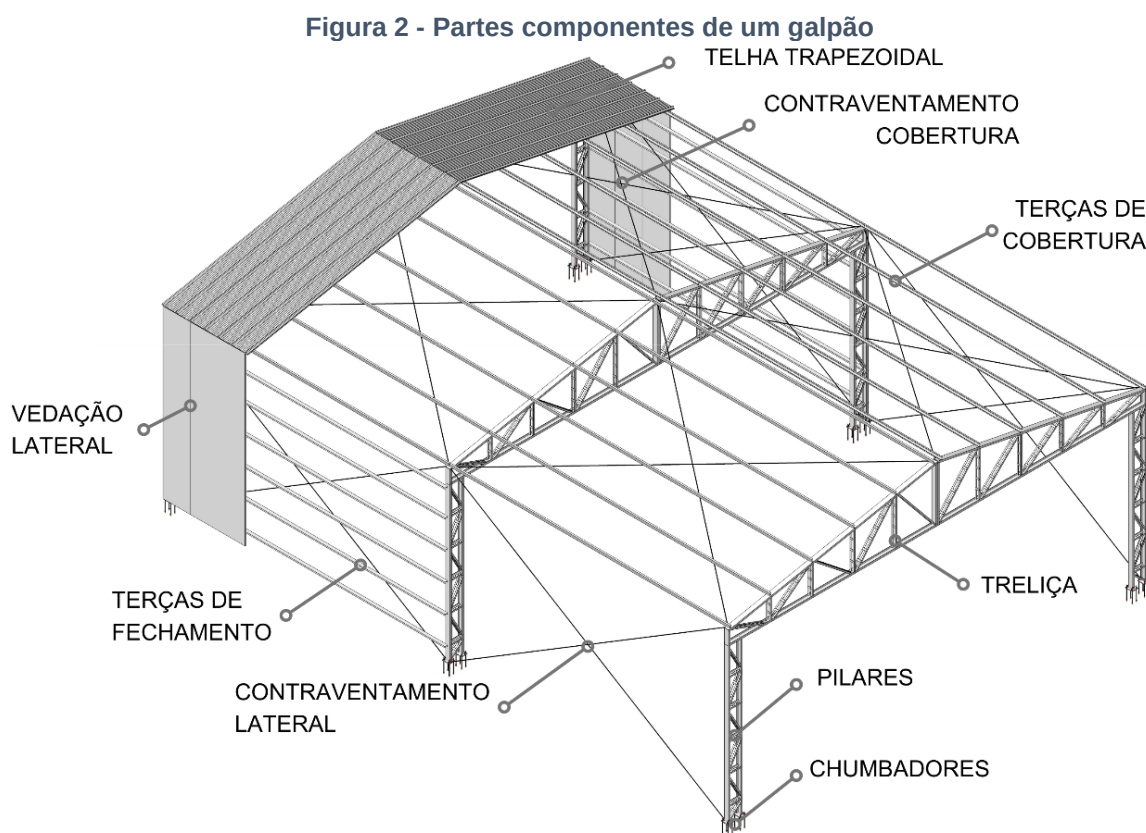
Para se obter um sistema otimizado, estruturado em aço, é necessário integrar todas as fases do projeto, desde a concepção até a manutenção, de modo a combinar de forma eficiente o projeto de arquitetura, o projeto de engenharia, a fabricação, o transporte e a montagem da estrutura. Segundo o Instituto Aço Brasil (2018), essa integração permite alcançar a solução mais econômica e eficiente para a estrutura. Uma vez definida a escolha pelo material aço, Pinho e Penna (2008) sugerem que o sistema seja configurado a partir das escolhas feitas para cada um dos seguintes itens:

- a) Tipo de aço;
- b) Tipo de perfil;
- c) Modulação e vãos livres;
- d) Tipo de laje;
- e) Tipo de vedação;
- f) Estabilidade horizontal;
- g) Tipo de ligação;
- h) Vigas e pilares mistos;
- i) Tipo de proteção contra a corrosão;
- j) Tipo de proteção contra incêndio;
- k) Durabilidade;
- l) Esquema de transporte e montagem;

Investir tempo e recursos na escolha dos itens listados, resulta em uma redução de custos e prazos no empreendimento. A ausência de um planejamento adequado pode levar a um projeto ineficiente, contribuindo para altos índices de falhas e problemas na construção. Conforme observado por Teixeira (2007), tais questões podem comprometer a qualidade do produto, afetar a eficiência do processo produtivo e elevar o custo final do empreendimento.

Rebello (2007), comenta que os galpões industriais são a aplicação mais frequente de estruturas em aço no Brasil. O que se deve ao fato de exigirem grandes vãos livres, momento em que as estruturas em aço representam vantagem econômica se comparadas às estruturas de concreto armado.

A depender das soluções adotadas pelo projetista, um galpão pode apresentar diferentes elementos, sendo os principais, e usuais, as vigas de cobertura, pilares, terças, contraventamento, chumbadores, dentre outros. Para galpões em aço, com vão único e cobertura em duas águas, algumas partes são destacadas na Figura 2.



Fonte: elaborado pelo autor.

Rebello (2007) realiza a divisão dos componentes principais de um galpão industrial em:

- a) Estrutura principal;
- b) Cobertura: terças e telhas;
- c) Fechamento: longarinas e elementos de vedação;
- d) Contraventamentos: horizontal e vertical.

Na sequência, apresenta-se os componentes listados, acrescentando à divisão: aço, placas de base e chumbadores, e ligações.

2.2.1 O Aço

O aço, juntamente com o ferro fundido e o ferro forjado, faz parte do grupo de metais ferrosos mais usuais. O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos: elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionados com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga (Pfeil; Pfeil, 2014).

Os aços estruturais podem ser classificados, a partir da sua composição química, em aços-carbono e aços de baixa liga. O tipo mais utilizado é o aço-carbono, cujo aumento de resistência é conferido pelo carbono, podendo ser dividido em baixo, médio e alto carbono, em função da taxa de carbono. E os aços de baixa liga distinguem-se por contarem com o acréscimo de elementos de liga, como o cobre e o manganês, por exemplo, que possuem a propriedade de melhorar algumas propriedades mecânicas.

As propriedades físicas do aço, como resistência, ductilidade, módulo de elasticidade, coeficiente de dilatação térmica, entre outras, influenciam diretamente no comportamento estrutural e no desempenho da estrutura como um todo. A ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), dispõe, no item 4.5.2.9, sobre as propriedades mecânicas gerais, especificando os valores que devem ser adotadas para efeito de cálculo. Os valores estão organizados, a seguir, na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades Mecânicas Gerais do Aço

Propriedades Mecânicas Gerais do Aço	
Módulo de Elasticidade (E)	200000 MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,3
Módulo de elasticidade transversal (G)	77000 MPa
Massa específica (ρ_a)	7850 kg/m ³
Coeficiente de dilatação térmica (β)	12x10 ⁻⁶ °C ⁻¹

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008).

De acordo com Bellei, Pinho e Pinho (2008), o projeto de estruturas de aço fundamenta-se em duas características mecânicas essenciais: o Limite de Escoamento e o Limite de Ruptura. Esses limites representam valores mínimos que os fabricantes de aço devem assegurar, e são estabelecidos com base na média estatística dos resultados obtidos em ensaios.

No Brasil, os aços utilizados em aplicações estruturais são normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. O Anexo A da norma ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), lista os aços especificados pelas normas brasileiras para uso estrutural. São destacados na Tabela 2, os aços previstos nas normas ABNT NBR 7007:2022, ABNT NBR 6649:2014 e ABNT NBR 6650:2014.

Tabela 2 - Aços estruturais normatizados pela ABNT

ABNT NBR 7007:2022			ABNT NBR 6649:2014 / 6650:2014		
Aços-carbono e microligados para uso estrutural e geral			Chapas finas (a frio/ a quente) de aço-carbono para uso estrutural		
Denominação	f_y MPa	f_u MPa	Denominação	f_y MPa	f_u MPa
MR 250	250	400 – 560	CF-26	260/260	400/410
AR 350	350	450	CF-28	280/280	440/440
AR 350 COR	350	485	CF-30	---/300	----/490
AR 415	415	520			

Fonte: ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008)

A ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) permite a utilização de aços estruturais de acordo com a especificação norte-americana ASTM, que são amplamente utilizados no Brasil, conforme destacado por Fakury (2016). Esses aços são empregados na fabricação de chapas, perfis de seção aberta e barras redondas lisas, sendo alguns deles apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Aços estruturais de especificação ASTM comumente usados no Brasil

Classificação	Denominação	Produto	Grau	f_y MPa	f_u MPa
Aços-carbono	A36	Perfis laminados	-	250	400 a 550
		Chapas e barras redondas			
Aços de baixa-liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis laminados	42	290	415
			50	345	450
			55	380	485
			60	415	520
			65	450	550
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A588	Perfis laminados	-	345	485

Fonte: Fakury (2016)

Como menciona Fakury (2016), com base nas condições estabelecidas pelas normas em relação às propriedades mecânicas, as usinas siderúrgicas brasileiras produzem aços estruturais de acordo com suas próprias especificações. Esses aços são amplamente empregados na indústria da construção. O autor também apresenta

alguns exemplos de aços produzidos pela Usiminas e CSN, fornecidos na forma de chapas, que estão listados na Tabela 4.

Tabela 4 - Aços estruturais produzidos por Usiminas e CSN para chapas

Especificação	Classificação ¹⁾	f_y MPa	f_u MPa	Fabricante
USI CIVIL 300	1	300	400	USIMINAS
USI CIVIL 350	2	350	500	
USI SAC 300	3	300	400	
USI SAC 350	4	350	500	
USI FIRE 350	5	350	490	
CSN COR 420	3	300	420	CSN
CSN COR 500	4	380	500	

Fonte: Fakury (2016)

As estruturas de aço são compostas por uma ampla variedade de componentes e elementos, sendo essencial selecionar para cada um o tipo de aço mais adequado. A escolha correta leva em consideração diversos fatores, como resistência, tenacidade, ductilidade, corrosão, entre outros. Como cada componente da estrutura tem requisitos específicos, é crucial considerar propriedades e características particulares ao escolher o material apropriado para cada aplicação.

2.2.2 Estrutura Principal

Para galpões estruturados em aço, entende-se como a estrutura principal os pórticos, que são definidos principalmente em função do vão. Em vão único, adota-se principalmente pórticos simples, formados por pilares e vigas de cobertura, e que conforme Rebello (2007), são relativamente econômicos para vãos até 40 metros.

Na estrutura, a função das vigas de cobertura, sejam elas treliçadas ou constituídas por perfis de alma cheia, é de receber os carregamentos das terças e demais elementos da cobertura, e transmiti-los aos pilares. Os pilares, por sua vez, são a parte da estrutura responsável pela transmissão das cargas para os elementos de fundação. Os pilares trabalham predominante à compressão e à flexocompressão. Ligam-se a fundação por meio de chumbadores afixados na placa de base.

No que se refere aos tipos de componentes de edifícios industriais em aço, como galpões, por exemplo, Bellei (2010) pontua que as vigas de cobertura de alma cheia podem ser empregadas com altura constante para vãos até 30 metros, e variáveis para vãos maiores. O autor apresenta que a altura da viga do pórtico varia dentro da relação:

- a) $H/L = 1/40$ a $1/60$ do vão para galpões com ponte rolante
- b) $H/L = 1/40$ a $1/70$ do vão para galpões sem ponte rolante

Na Figura 3 é apresentada uma edificação com aplicação desse tipo de viga de cobertura de alma cheia, que conta ainda, com cobertura em telha metálica e fechamento lateral em alvenaria.

Figura 3 - Viga de cobertura em alma cheia



Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2019)

Ao tratar das vigas de cobertura do tipo tesouras ou treliças, Bellei (2010) dispõe que esse tipo de viga passa a ser econômica para vãos acima de 25 a 30 metros. Tendo como principal característica, o fato desse tipo de estrutura ter suas barras trabalhando normalmente a tração ou compressão. A estrutura apresentada na Figura 4 representa uma boa aplicação desse tipo de viga de cobertura.

As treliças planas, apresentam boa resistência ao mesmo tempo que se apresentam como estruturas mais leves e econômicas. Os elementos treliçados oferecem ao projetista mais flexibilidade no projeto do galpão em termos de vãos livres e configurações estruturais. Podendo ser adaptadas facilmente para diferentes comprimentos, alturas e formas.

Figura 4 - Viga de cobertura treliçada

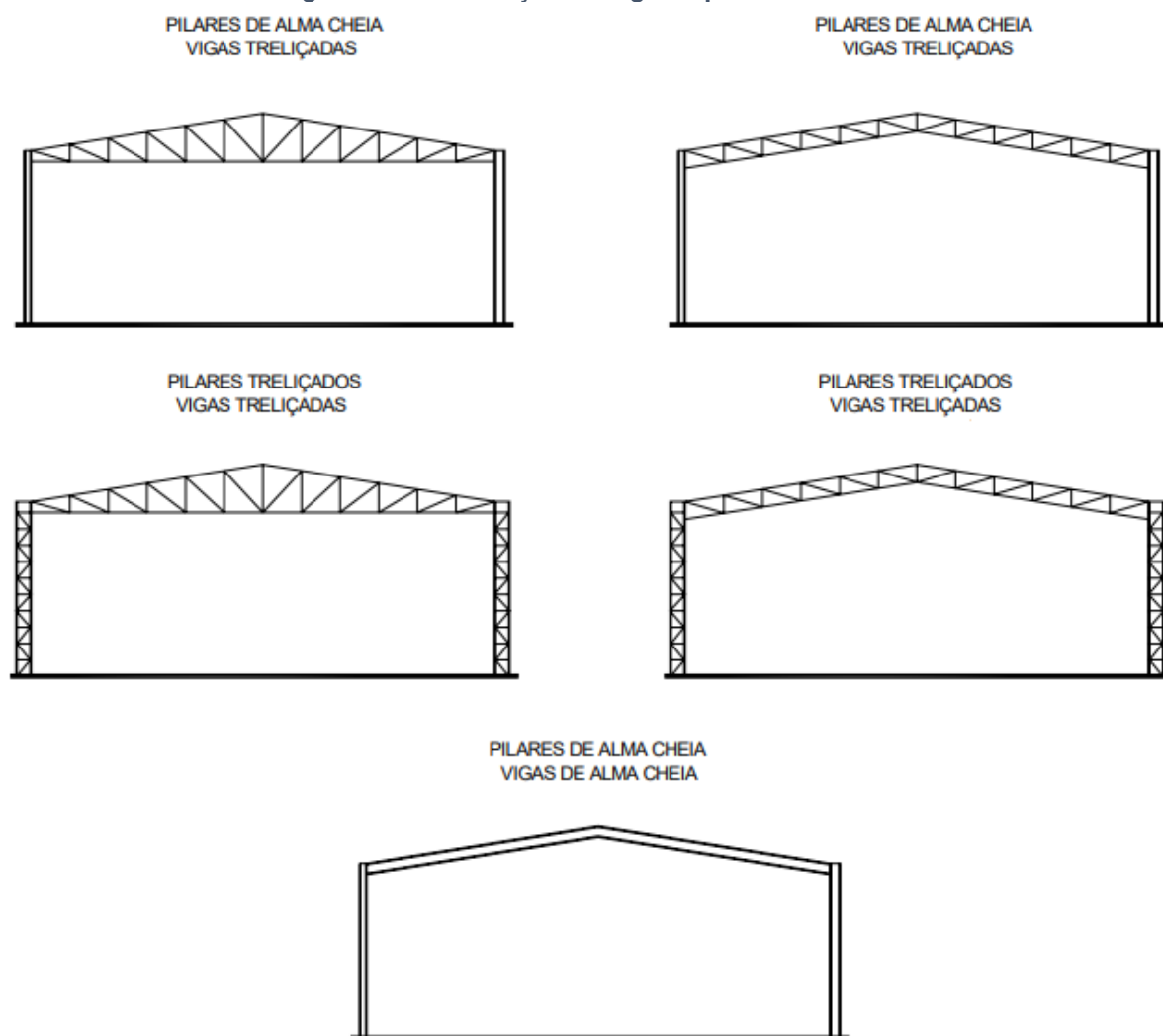


Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2018)

A Figura 4 também apresenta colunas treliçadas de altura constante, conforme a nomenclatura adotada por Bellei (2010). Essa estrutura oferece a vantagem de alcançar resistência equivalente às colunas de alma cheia, ao mesmo tempo em que reduz o peso da estrutura. No entanto, é importante ressaltar que sua fabricação demanda maior mão de obra.

As combinações de perfis de alma cheia e/ou treliçados são abordadas por Neto (2007), que relaciona diferentes configurações, tais como pilares de alma cheia com vigas de cobertura treliçadas, pilares treliçados com vigas treliçadas e pilares de alma cheia combinados com vigas de alma cheia. Essas combinações estão ilustradas na Figura 5.

Figura 5 - Combinação de vigas e pilares metálicos



Fonte: Adaptado de Neto (2007)

Apesar das possibilidades apresentadas, ressalta-se que os pilares e as vigas de cobertura são apenas dois dos vários elementos que compõem um galpão. Além desses elementos estruturais, existem outros componentes, subsistemas e sistemas complementares que aumentam significativamente as possibilidades de concepção para o galpão.

No entanto, é válido destacar que uma parcela significativa do consumo de aço na estrutura de um galpão está concentrada nos pórticos. Fator que motiva inúmeros estudos em busca de soluções otimizadas para essa área específica. A otimização dos pórticos se torna importante devido à sua influência no consumo de materiais, na eficiência estrutural e nos custos de construção.

Ao realizar um estudo comparativo, Silva (2017) quantificou o consumo de aço para duas alternativas de pórticos para galpões estruturados em aço. Observando

somente os pórticos, obteve-se um consumo de aço de 14,11 kg/m² para a alternativa 1, referente aos pórticos de perfis formados a frio, constituído por treliça e pilares de seção retangular (caixão) dupla, e um consumo de 18,82 kg/m² para a alternativa 2, referente aos pórticos de perfis laminados de alma cheia.

Os índices foram obtidos no dimensionamento de um galpão com 48 metros de comprimento, composto por pilares de 9 metros de altura, apresentando vão livre entre eixos de 20 metros, e os pórticos espaçados em 6 metros. O dimensionamento realizado é apresentado nas figuras do Anexo A.

O espaçamento entre os pórticos é um dos fatores destacados por Bellei (2010), que propõe uma análise criteriosa desse espaçamento, pois refletirá na economia da estrutura da cobertura e da estrutura principal.

Antes de propor algumas faixas de espaçamentos, o autor pontua que para edifícios com pórticos em alma cheia, os pórticos mais simples são compostos por vigas e colunas de mesma seção em perfis laminados, sendo essa solução apropriada para pequenos e médios vãos. Enquanto nos pórticos de médios e grandes vãos, é comum adotar perfis de diferentes dimensões para as vigas e colunas, que em vãos muito grandes podem ser compostos ou ter inércia variável para melhorar a eficiência estrutural.

Por fim, Bellei (2010) orienta, conforme apresente no Quadro 5, o espaçamento mais conveniente das estruturas para diferentes vãos.

Quadro 5 - Espaçamento conveniente para diferentes vãos

Vão (m)		Espaçamento entre pórticos (m)
Pequeno:	Até 15	3 a 5
Médio	16 a 25	4 a 7
	26 a 35	6 a 8
Longo:	36 a 45	8 a 10
Inércia variável:	46 a 60	9 a 12

Fonte: Bellei (2010)

2.2.3 Cobertura

Diferentes tipos de telhas podem ser previstos para cobrir um galpão metálico, sendo necessário considerar as características de cada tipo e necessidades específicas do galpão. As telhas cerâmicas, por exemplo, não são indicadas devido

seu elevado peso próprio, no entanto, pode resultar em soluções estética e ambientalmente agradáveis, como comenta Rebello (2007).

De modo geral, observa-se que as telhas mais comumente utilizadas na cobertura de galpões são as telhas de aço ou alumínio, podendo estas contar com enchimento de material com propriedades de isolamento térmica.

A ABNT NBR 14513 (ABNT, 2022) estabelece os requisitos para as telhas de aço conformadas a frio, de seção transversal ondulada e trapezoidal. A revisão recente se deu de acordo com as instruções da ABNT e por solicitação de empresas, unificando a versão anterior da ABNT NBR 14513 e a ABNT NBR 14514. Uma das principais vantagens da utilização desse tipo de telha está no peso, inferior às telhas cerâmicas e de fibrocimento, por exemplo.

Os manuais dos fabricantes fornecem, para além das informações de peso próprio, outras informações, como o vão máximo entre apoios, em função da espessura da telha e/ou do enchimento. Para telhas trapezoidais, do tipo TP40, por exemplo, o espaçamento costuma variar de 1800 mm até 2500 mm, dependendo da quantidade de apoios, forças devidas ao vento e da ação accidental considerada. Para telhas que contam com enchimento de material com propriedade de isolamento térmica, os catálogos especificam vãos limites maiores.

As telhas trapezoidais com enchimento de PIR AP (poliisocianurato), conferem isolamento térmico ao galpão. O catálogo da Kingspan Isoeste, apresenta as especificações referentes a este tipo de telha. Para a Isotelha Trapezoidal PIR AP (Figura 6), é apresentado para o revestimento as possibilidades de ser em aço galvalume, alumínio e filme de alumínio (este último apenas na face inferior). Destacando a alternativa em aço galvalume, são fornecidas em espessura que variam de #0,38 mm, #0,43 mm ou #0,50 mm (superior/inferior).

Figura 6 - Isotelha trapezoidal PIR AP



Fonte: Kingspan Isoeste (2023)

A Tabela 5 apresenta alguns detalhes técnicos referentes às Isotelhas Trapezoidais com no mínimo 3 apoios.

Tabela 5 - Detalhes técnicos ISOTELHA

Nº de apoios	Espessura isolante (mm)	Peso próprio (kN/m²)			Vão máximo entre apoios (mm)		
		Aço/Aço	Aço/Filme	Alumínio	Aço/Aço	Aço/Filme	Alumínio
3	20	0,091	0,055	-	2300	1600	-
	30	0,095	0,059	0,043	2600	1800	2200
	50	0,103	0,067	0,049	3300	1800	2500
	70	0,111	-	-	3700	-	-
	100	0,123	-	-	4500	-	-

Fonte: Kingspan Isoeste (2023)

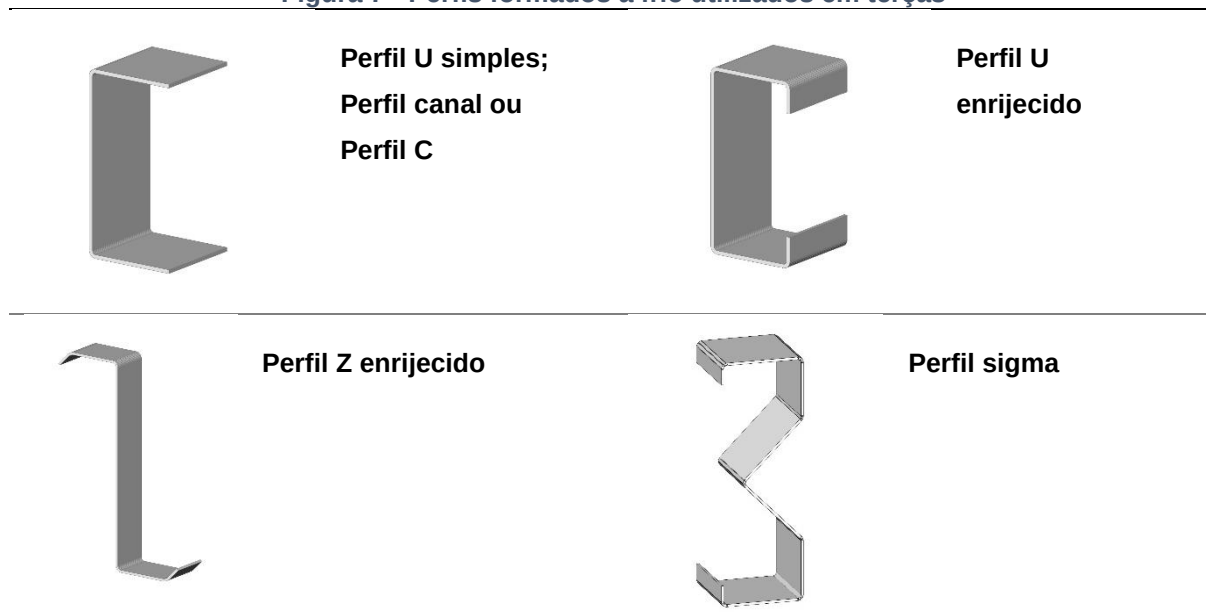
Destaca-se também as informações referentes ao comprimento máximo, que para revestimentos superior e inferior em aço, limita-se a 8 ou 12 metros, dependendo da espessura isolante. Para as outras combinações, como revestimento superior em aço e inferior em filme, ou ambos os revestimentos em alumínio, o comprimento máximo é 7 metros. Essas informações devem ser observadas ao longo do processo de projeto, sendo o peso próprio das telhas indispensável na análise estrutural.

Para apoiar as telhas e realizar a transmissão das cargas à estrutura principal, utiliza-se as terças, comumente constituídas de perfis dobrados a frio. Conforme

Fávero Neto (2013), os perfis utilizados variam, sendo que muitas empresas desenvolvem perfis próprios com geometrias especiais e vários enrijecedores para aumentar sua eficiência. De modo geral, utiliza-se bastante os perfis listados e apresentados na Figura 1:

- a) Perfil U, simples ou enrijecido;
- b) Perfil Z enrijecido;
- c) Perfil sigma.

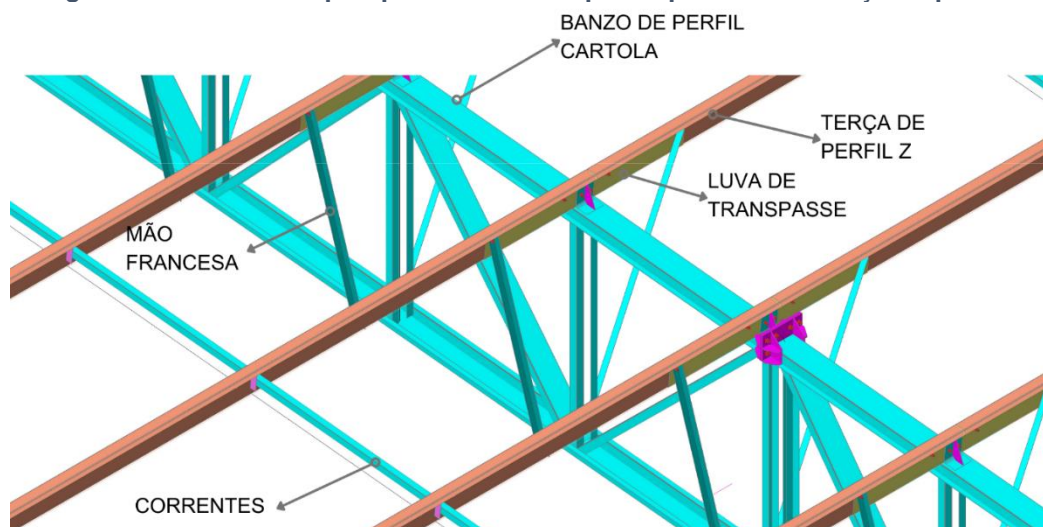
Figura 7 - Perfis formados a frio utilizados em terças



Fonte: elaborado pelo autor.

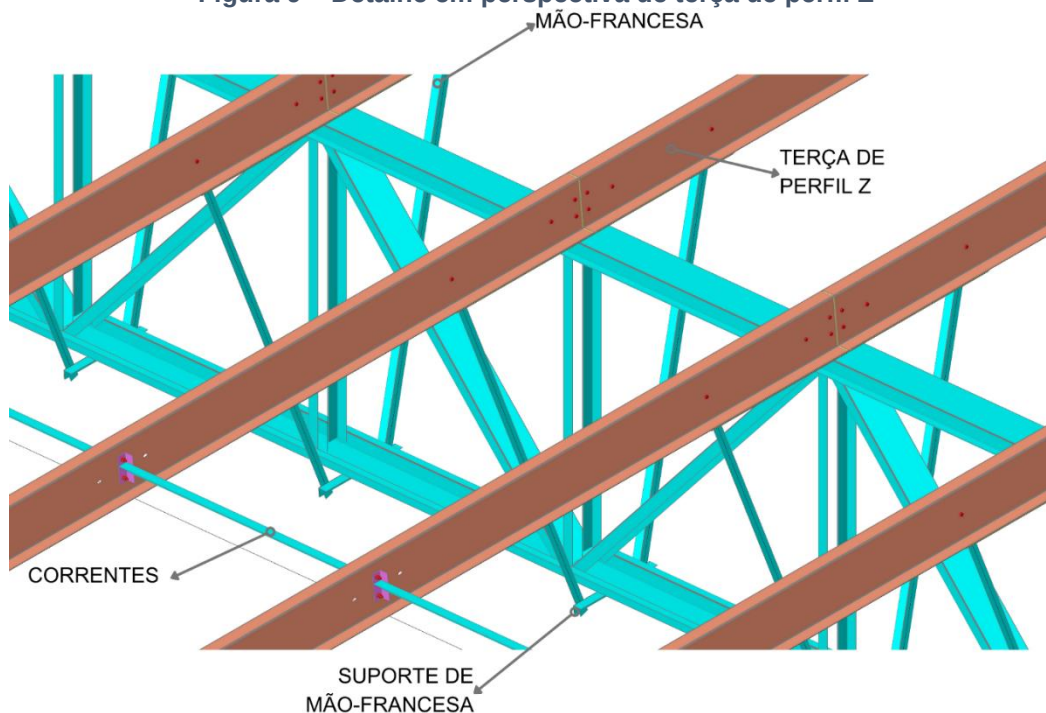
Além das excelentes qualidades estruturais, são facilmente fabricados em diversas espessuras de chapa, altura de alma, largura de mesas, enrijecedores e tipos de aço. A aplicação dos perfis do tipo sigma e U se dá em sistemas bi apoiados ou com dois vãos contínuos, enquanto a maior aplicação do perfil do tipo Z é em sistemas de múltiplos vãos, tanto com luva como por transpasse (Fávero Neto, 2013). A Figura 8 e a Figura 9 apresentam uma situação de projeto em que foi adotado luva de transpasse para terças de perfil Z.

Figura 8 – Detalhe em perspectiva do transpasse por luva em terça de perfil Z



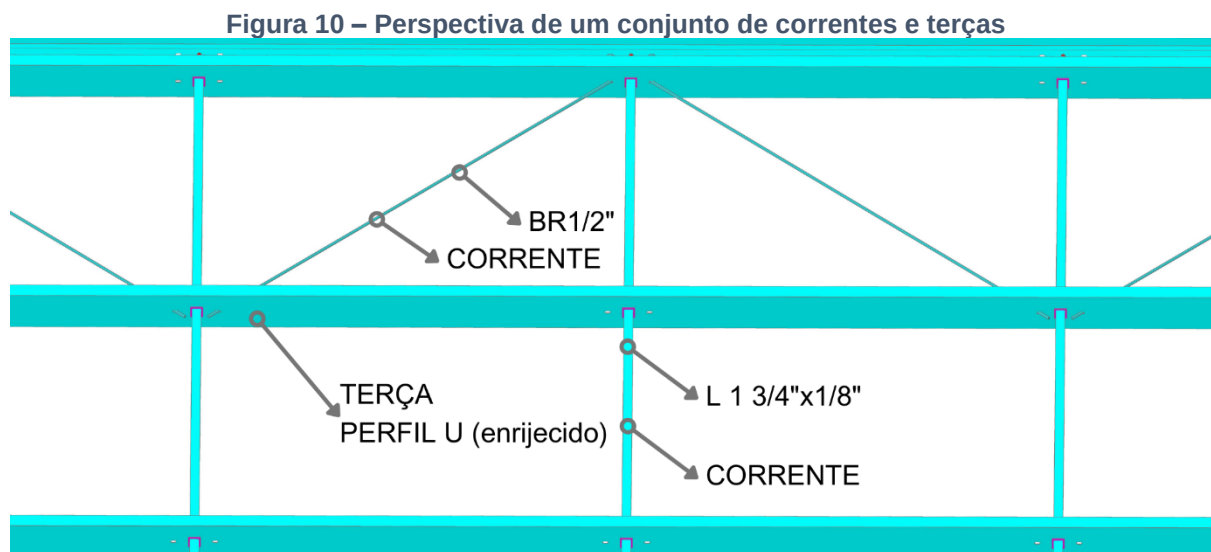
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 9 – Detalhe em perspectiva de terça de perfil Z



Fonte: elaborado pelo autor.

Dado o caimento necessário às telhas, as terças são montadas inclinadas, o que, conforme explica Rebello (2007), faz com que as cargas que as solicitam provoquem esforços de flexão também na direção de menor rigidez do perfil. O problema é contornado pela colocação de tirantes que recebem o nome de correntes, que diminuem o vão a ser vencido pelas terças nessa direção, conforme pode ser observado na Figura 10. Podem ser adotadas para as correntes barras redondas (normalmente de 1/2" de diâmetro) ou cantoneiras.

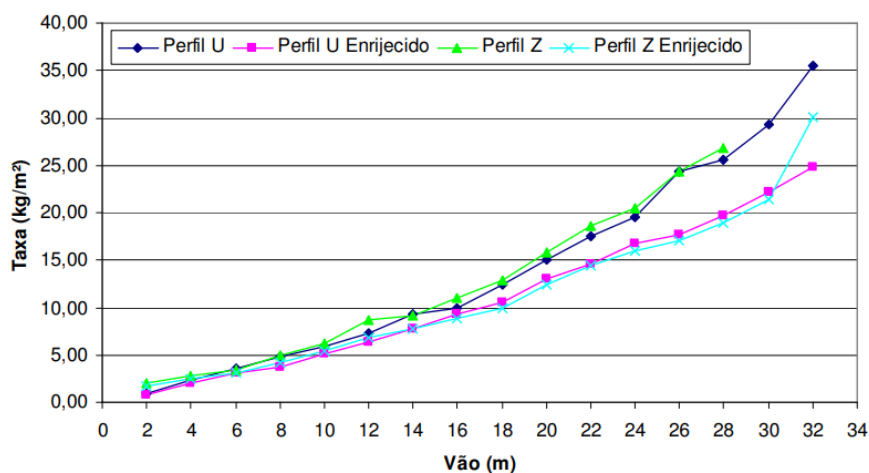


Fonte: elaborado pelo autor.

No estudo conduzido por Vieira (2009), foram analisadas diversas tipologias de terças. A análise das terças em perfil foi realizada utilizando o programa AutoTerças®. Foram considerados vãos variando a cada dois metros, com um limite máximo de 40 metros. O número de linhas de corrente em cada terça foi determinado de forma a obter o perfil mais leve possível, com um espaçamento entre as linhas de corrente entre 2,0 e 2,7 metros, que é o valor comumente adotado para o dimensionamento de terças.

Os resultados das terças em perfil U e Z, tanto simples quanto enrijecidos formados a frio, são apresentados graficamente na Figura 11. A massa das linhas de corrente foi somada à taxa das terças.

Figura 11 - Gráfico das terças em perfil formado a frio
Terças em Perfil Formado a Frio



Fonte: Vieira (2009)

Ao analisar a aplicação de perfis formados a frio, foi observado que os perfis U e Z simples apresentam um comportamento semelhante, com taxas muito próximas entre si. Da mesma forma, os perfis U e Z enrijecidos também exibem taxas semelhantes. Em ambos os casos, os perfis U apresentaram uma leve vantagem na maioria das situações. Além disso, é importante destacar que os perfis enrijecidos sempre resultaram em taxas inferiores aos perfis simples, o que evidencia a eficácia dos enrijecedores presentes nas bordas das mesas.

No que se refere ao pré-dimensionamento das terças, Bellei (2010) orienta à seguinte relação, a qual também é válida para o item seguinte (vigas de tapamento):

$$d \cong L/40 \text{ a } L/60$$

onde

L = vão livre

d = altura do perfil

2.2.4 Fechamento

Lateralmente, os galpões costumam contar com fechamentos, que conforme Rebello (2007), podem ser feitos com:

- a) Alvenaria de tijolos, blocos cerâmicos ou de concreto;
- b) Telhas metálicas;
- c) Painéis metálicos;
- d) Painéis pré-moldados de concreto armado;
- e) Painéis pré-moldados de argamassa armada.

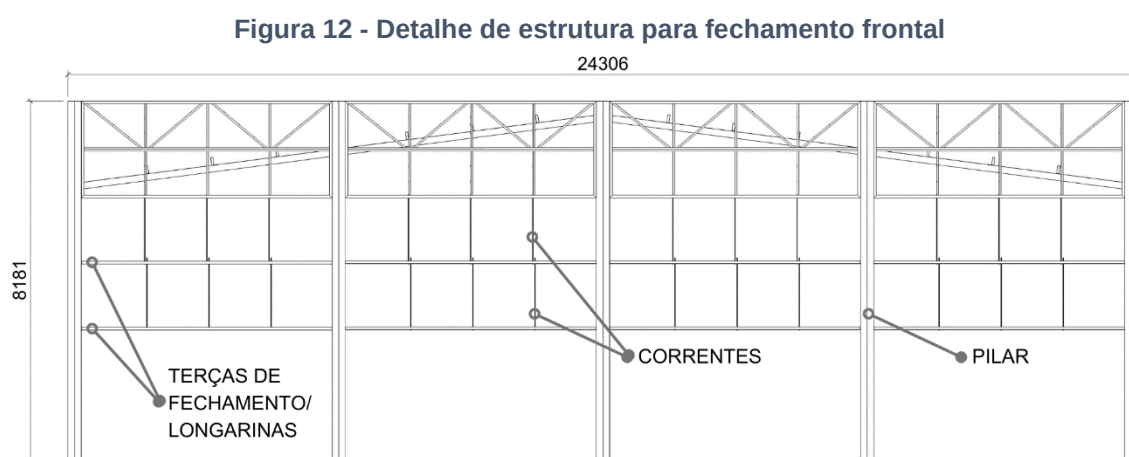
Usualmente, emprega-se a técnica de combinar alvenaria até uma certa altura do galpão e complementar o fechamento com telhas. No caso de optar por utilizar telhas metálicas para o fechamento lateral, é indispensável a criação de uma estrutura de apoio adequada para sustentá-las.

O elemento principal dessa estrutura são as vigas de tapamento (também denominadas terças de fechamento), às quais Bellei (2010) define como sendo “vigas situadas entre pórticos ou colunas com a finalidade de servir de apoio para as chapas de tapamento”.

Essa estrutura deve suportar as cargas verticais do peso próprio das telhas ou painéis e as cargas horizontais causadas pelo vento. Assim como nas terças de cobertura, para exercer essa função são dimensionadas vigas utilizando-se

principalmente os perfis U e Z formados a frio. O posicionamento das terças de fechamento na horizontal, ou seja, no sentido de maior inércia, lhes confere maior resistência aos efeitos da pressão e sucção do vento. Por outro lado, no sentido de menor inércia, as terças de fechamento estão sujeitas as solicitações oriundas do seu peso próprio e das telhas de fechamento.

Assim, nessa direção os vãos são diminuídos pelo uso de correntes (tirantes) verticais, conforme apresentado na Figura 12.



Fonte: elaborado pelo autor.

A Figura 13, de modo complementar, apresenta uma estrutura de fechamento de um galpão estruturado em aço sendo montada.

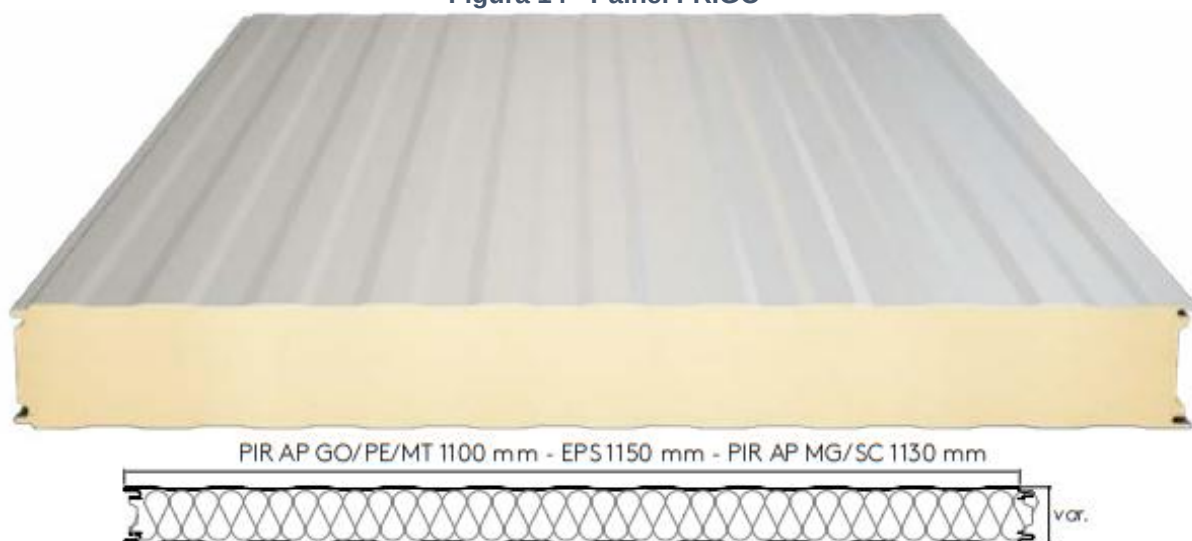


Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2020)

Para o fechamento lateral, destaca-se a utilização de painéis de aço com enchimento de PIR AP (poliisocianurato). Diferentemente das telhas metálicas convencionais, esse tipo de painel confere isolamento térmico ao interior da estrutura, sendo utilizado quando essa propriedade é indispensável à edificação, como é caso das câmaras frias.

O painel FRIGO, apresentado na Figura 14 e Figura 15, é fornecido pela Kingspan Isoeste. Conforme catálogo, o revestimento interno e externo do painel pode ser em aço galvalume ou aço inox AISI 304. Para a primeira opção, é fornecido nas espessuras de #0,43 mm e #0,50 mm. Apresenta comprimentos máximo de 8 ou 12 metros, a depender das demais especificações.

Figura 14 - Painel FRIGO



Fonte: Kingspan Isoeste (2023)

Figura 15 - Aplicação de painel FRIGO



Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2020)

Assim como para as telhas, os painéis apresentam limites de vão entre apoios e de comprimento. No catálogo essas informações são apresentadas conforme a especificação do enchimento. A Tabela 6 apresenta alguns dos detalhes técnicos mencionados, bem como o peso próprio do painel.

Tabela 6 - Detalhes técnicos Paineis FRIGO

Espessura isolante (mm)		Peso próprio (kN/m²)		Comprimento máximo (m)		Vão máximo entre apoios (mm)	
PIR AP	EPS	PIR AP	EPS	PIR AP	EPS	PIR AP	EPS
32	X	0,097	X	8	X	1800	X
40	X	0,100	X	8	X	2300	X
50	50	0,107	0,098	12,0	12,0	3150	2500
70	X	0,115	X	12,0	X	3700	X
100	100	0,127	0,108	12,0	12,0	4500	4000
120	X	0,135	X	12,0	X	4850	X
150	150	0,147	0,118	12,0	12,0	5300	4600
200	200	0,168	0,127	12,0	12,0	6000	5500
X	250	X	0,138	X	12,0	X	6000

Fonte: Kingspan Isoeste (2023)

2.2.5 Contraventamentos

Conforme Neto (2007), ao estarem sujeitas à esforços horizontais provenientes principalmente das cargas de vento, além de outras tais como pontes rolantes e efeitos de temperatura, as estruturas em aço têm a necessidade de ter elementos estruturais denominados contraventamentos.

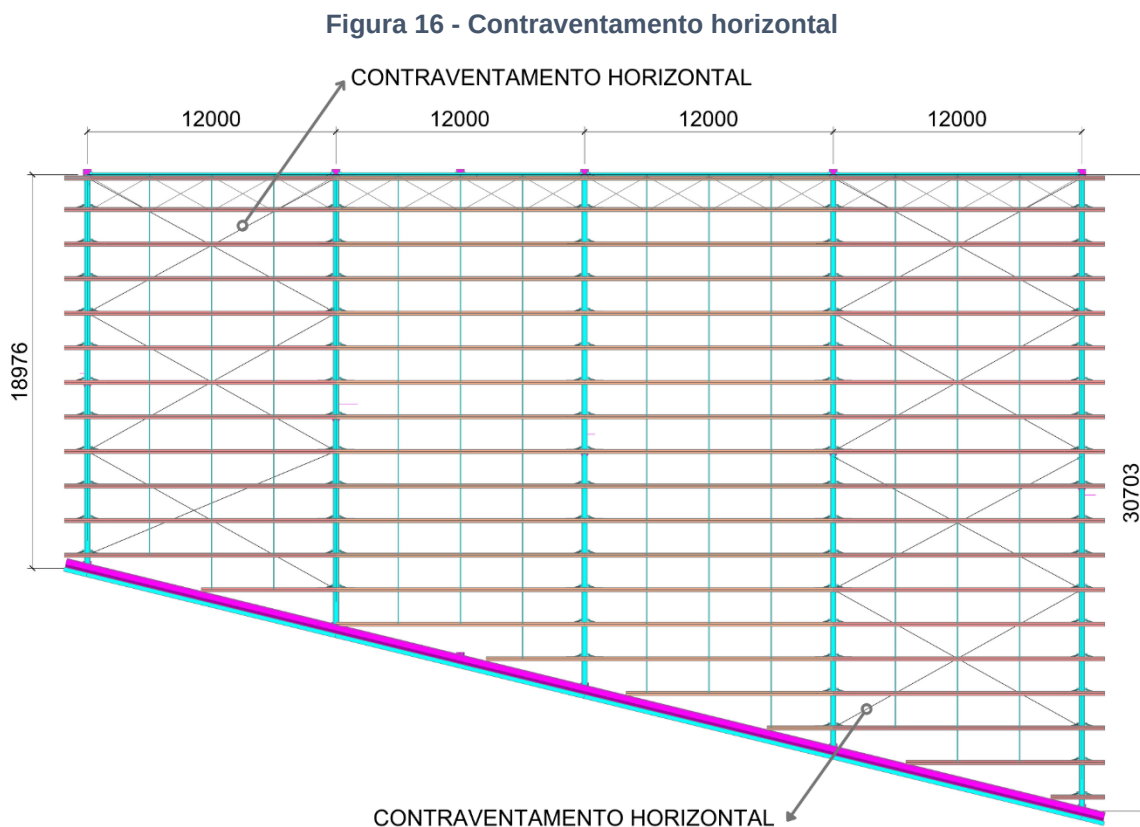
Assim, “contraventamentos são barras colocadas nas estruturas com a finalidade de garantir a estabilidade do conjunto durante sua vida útil e durante a fase de montagem, e para dar ao edifício uma rigidez espacial” (Bellei, 2010). Este elemento estrutural muitas vezes não é considerado, por exemplo, no projeto de arquitetura, podendo gerar surpresas futuras. Como as estruturas em aço são muito esbeltas, apresentam grande instabilidade, e conforme expõe Rebello (2007), mesmo quando não estão sujeitas aos esforços de vento, elas podem apresentar deformações indesejáveis fora dos planos dos esforços principais.

Em galpões industriais, Neto (2007) apresenta que os contraventamentos devem estar devidamente colocados entre as vigas de cobertura, sendo estes os contraventamentos horizontais. E entre os pilares, quando estes forem constituídos por estrutura em aço, formando os contraventamentos verticais. Rebello (2007),

ressalta que como não se sabe a direção que poderá ocorrer um possível deslocamento do conjunto estrutural, o contraventamento deve garantir a imobilidade em todas as direções. O autor recomenda, ainda, que os contraventamentos horizontais sejam dimensionados somente a esforços de tração, de modo que ele não se torne um elemento pesado, seja no aspecto físico ou visual.

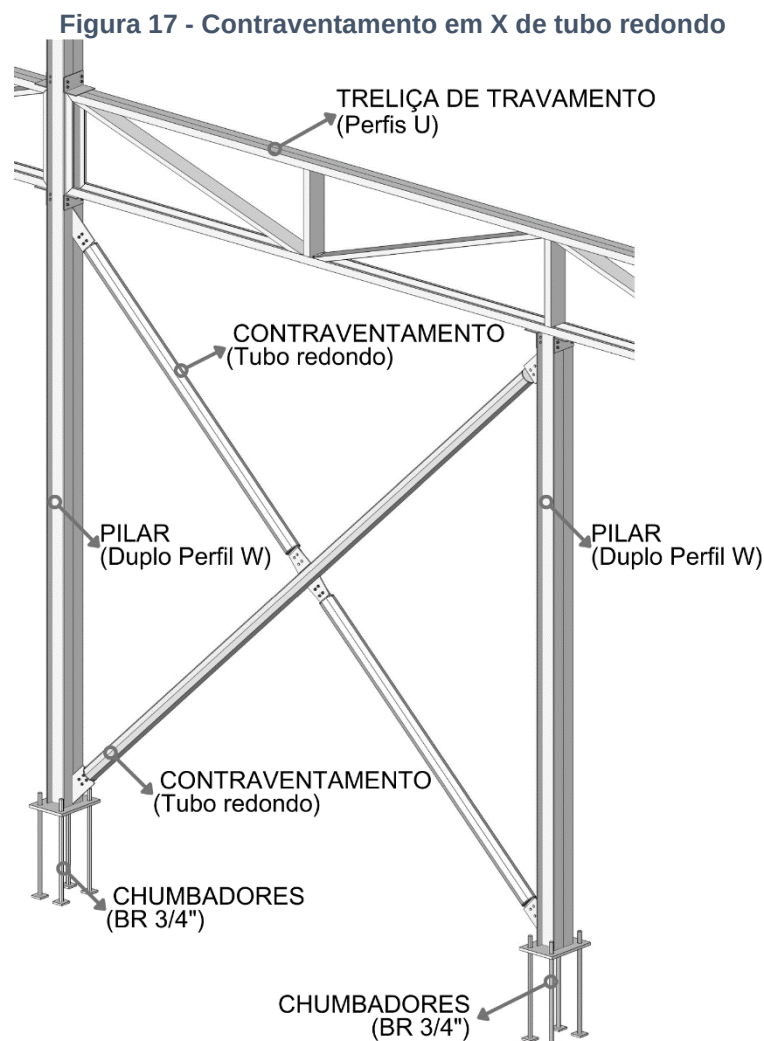
Quanto ao material, Neto (2007) dispõe que as barras constituintes desses contraventamentos são geralmente de barra redonda, com diâmetro mínimo recomendado para galpões de porte médio de 1/2". Conforme já abordado, a estabilização da estrutura deve ser garantida nos planos horizontal e vertical.

Conforme Bellei (2010), o contraventamento horizontal pode estar situado no plano das terças e/ou no plano das cordas. O comportamento dos contraventamentos associa-se ao de uma treliça de banzo paralelo que transmite qualquer força horizontal aos pilares. Na Figura 16 é possível observar que os contraventamentos da estrutura apresentada estão espaçados em 24 metros, correspondente a dois vãos de terças, e próximo do valor de 25 metros proposto por Rebello (2007), como sendo o afastamento máximo conveniente.



Fonte: elaborado pelo autor.

Conforme explica Rebello (2007), os contraventamentos horizontais não são suficientes, sendo necessário prever o contraventamento no plano vertical, de modo a garantir que as forças horizontais que chegam aos pilares sejam transmitidas às fundações. Podem ser adotados contraventamentos em X, executados em barras redondas ou outros componentes estruturais. Na Figura 17 é apresentado um exemplo de contraventamento executado no formato de X, constituído de tubo redondo.



Fonte: elaborado pelo autor.

2.2.6 Placas de base e chumbadores

Nas estruturas em aço, a ligação do pilar com a fundação geralmente se dá através de placas de base e chumbadores. Conforme apresenta Silva (2017), as placas de base e chumbadores correspondem às peças que se situam na base dos

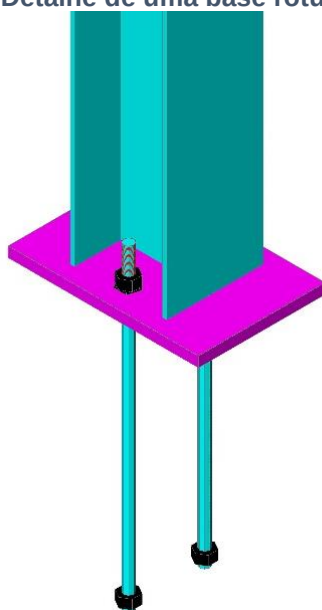
pilares, sendo responsáveis pela transmissão das forças horizontais, verticais e momento fletor para a fundação, dependendo se o vínculo é rotulado ou engastado.

De modo geral, com a colocação de placas de base nos pilares, conforme apresentado por Bellei (2010), tem-se os objetivos:

- a) Distribuir a pressão concentrada do fuste da coluna sobre uma determinada área da fundação;
- b) Garantir a fixação da extremidade inferior do fuste da coluna na fundação, de acordo com o esquema estrutural adotado.

Quanto aos tipos, existem dois tipos básicos de bases: rotulada ou engastada. Conforme Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 140), “as bases rotuladas são dimensionadas para resistir às cargas verticais e horizontais, sem levar nenhum momento às fundações”. Os autores apontam ainda, que a base rotulada mais simples e usual é composta por uma chapa soldada na base do pilar (placa de base) e pela colocação de dois chumbadores no centro (Figura 18). Recomendam para a placa de base chapa de espessura mínima de 16 mm, e chumbadores de no mínimo 19 mm de diâmetro.

Figura 18 – Detalhe de uma base rotulada ou flexível



Fonte: elaborado pelo autor.

Bellei (2010) dispõe ainda que “as bases rotuladas são mais econômicas para as fundações e podem ser usadas em qualquer tipo de terreno, especialmente em locais de solo ruim. Quando as colunas são largas e se quer rotular, um dos artifícios é reduzir a largura da coluna próximo à base”, solução utilizada também quando se adota pinos, como no caso da Figura 19.

Figura 19 - Base rotulada



Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2021)

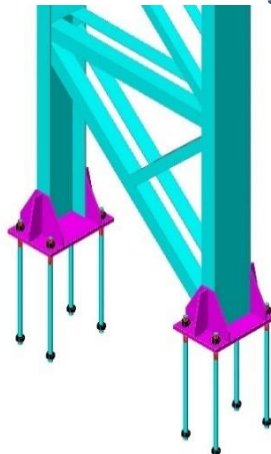
As bases engastadas (exemplificadas na Figura 20 e Figura 21) são empregadas para engastar os pilares às fundações, proporcionando uma maior rigidez à estrutura e reduzindo as deformações laterais. Destaca-se, no entanto, que esse tipo de base representa maiores custos para as fundações, em detrimento de oferecer economia na estrutura em si.

As bases são dimensionadas

para resistir às cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamentos. A base engastada mais simples e mais usada é aquela em que o pilar é soldado à placa de base, com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço de alavanca. Quando as cargas são elevadas e o cálculo indica chapas com grandes espessuras, usa-se o artifício de enrijecê-las com pequenas nervuras e com isso ter-se espessuras menores. (Bellei; Pinho; Pinho, 2008, p. 140-141).

Bellei (2010) recomenda para as placas de base engastadas uma espessura mínima de 19 mm e diâmetro mínimo de 22 mm para os chumbadores.

Figura 20 - Detalhe base engastada



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 21 - Base rígida ou egastada



Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2021)

Atuando em conjunto às placas de base, os chumbadores desempenham um papel fundamental na conexão dos pilares metálicos à fundação, que conforme explicam Bellei, Pinho e Pinho (2008), impedem que a placa de base se desprenda da superfície da fundação, sendo normalmente compostos por barras redondas, com uma extremidade rosqueada e um dispositivo de ancoragem na outra.

Conforme Martins (2006), os chumbadores com ancoragem pré-concretagem, exigem um cuidado maior durante a instalação e locação dos chumbadores nas fôrmas, sendo comum que os fabricantes de estruturas em aço forneçam à obra um conjunto de chumbadores espaçados de acordo com a furação da placa de base. A este conjunto dá-se o nome de gabarito (Figura 22), que devem ser “bem confeccionados e devidamente travados para evitar deslocamentos durante a concretagem, uma vez que, não será possível o ajuste no alinhamento vertical ou no espaçamento dos chumbadores após a concretagem” (Martins, 2006).

Figura 22 – Gabarito de chumbadores

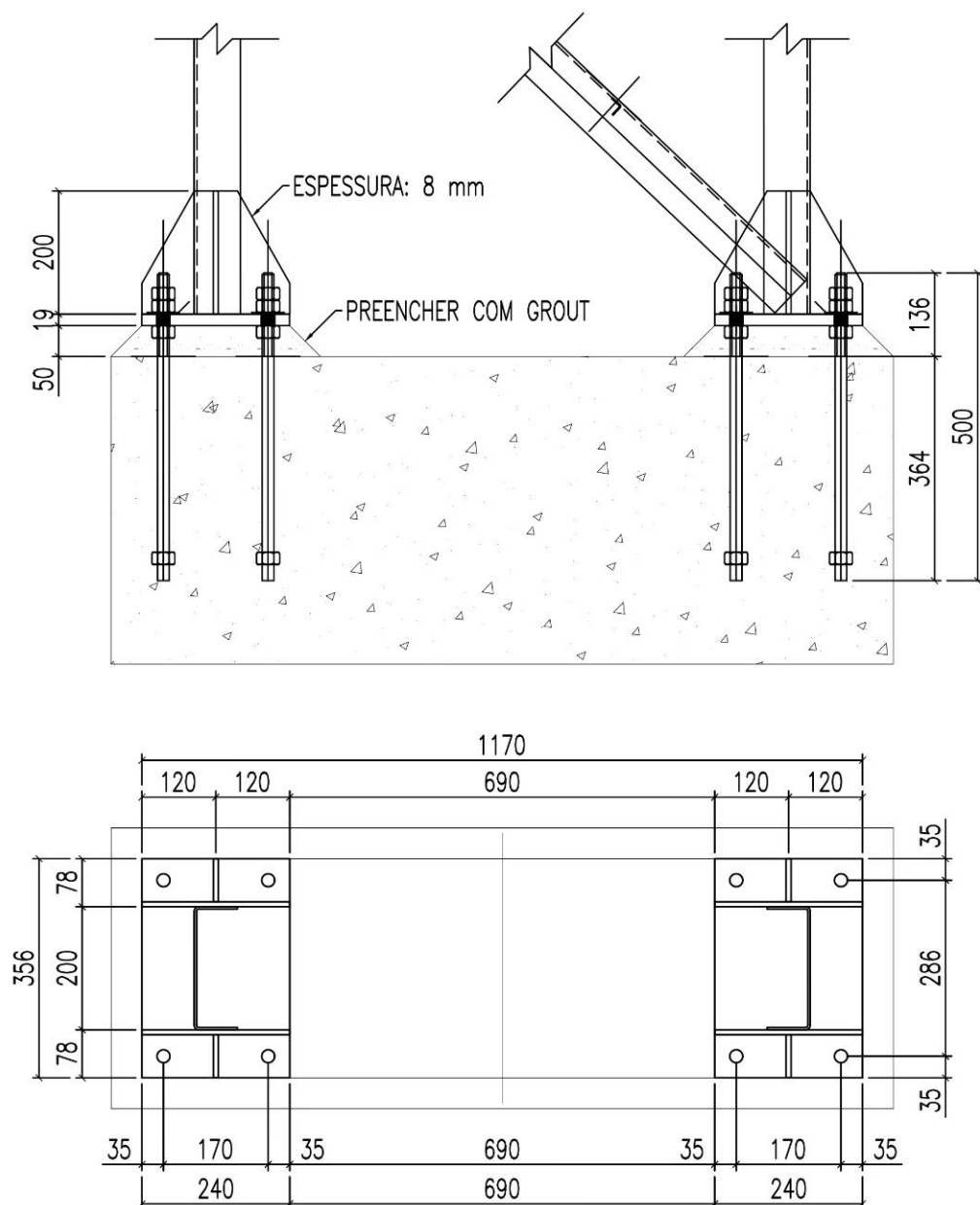


Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2023)

Na fabricação dos chumbadores, conforme apresenta Bellei (2010), geralmente utiliza-se barras redondas de aço SAE 1020 ($f_y = 24,0 \text{ kN/cm}^2$ e $f_u = 38,7 \text{ kN/cm}^2$) e o ASMT A 36 ($f_y = 25,0 \text{ kN/cm}^2$ e $f_u = 40,0 \text{ kN/cm}^2$). Os detalhes do projeto da placa de base, juntamente com os chumbadores, exemplificado na Figura 23, orientam a fabricação dos conjuntos e a fixação da estrutura durante a fase de montagem.

Figura 23 - Detalhe base com chumbadores

DIMENSÕES DA PLACA = 356X240X16 mm (A36)
 CHUMBADORES = 8 ϕ 5/8" SAE 1020
 ESCALA 1:10



Fonte: elaborado pelo autor.

2.2.7 Ligações

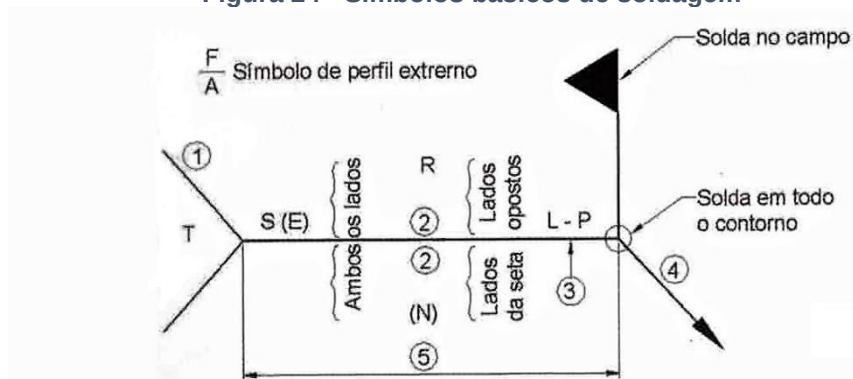
As ligações são de fundamental importância para garantir a segurança da construção. Santos (1977) comenta que tão importante quanto a escolha dos elementos e componentes estruturais, levando em consideração fatores econômicos, de segurança e estético, é dar a devida consideração à concepção das ligações pelas quais os componentes se incorporam ao conjunto. O autor reforça ainda que uma ligação concebida inadequadamente possibilita o surgimento de esforços inadequados, o que coloca em risco a estabilidade do conjunto.

Conforme Dias (2000), o tipo de ligação deve ser escolhido levando em consideração o comportamento da ligação, limitações construtivas, facilidade de fabricação e montagem, podendo ser executadas por meio de soldagem ou por parafusos.

A técnica de soldagem constitui-se em “unir duas ou mais partes constitutivas de um todo, assegurando entre elas a continuidade do material e em consequência suas características mecânicas e químicas, bem como os esforços a que ela está sujeita” (Bellei; Pinho; Pinho, 2008, p. 102).

Conforme observado por Dias (2000), uma das desvantagens da solda é a dificuldade do seu controle de qualidade na obra, assim sua aplicação é bastante utilizada nos processos de fábrica, por exemplo, no caso de galpões estruturados em aço, observa-se o uso de solda na fabricação das treliças, ligando montantes e diagonais aos banzos. Em projeto, deve se apresentar adequadamente o símbolo de soldagem, como apresentado na Figura 24, de modo que o soldador a execute corretamente. A correta indicação é tão importante quanto o próprio dimensionamento.

Figura 24 - Símbolos básicos de soldagem

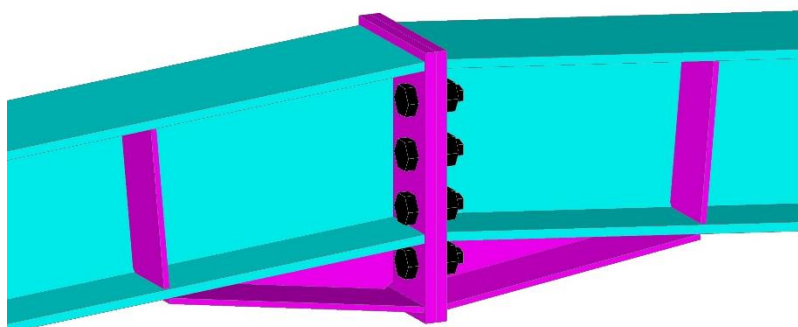


Fonte: Bellei (2010)

Conforme contextualiza Santos (1977), o advento da soldagem e das ligações parafusadas, foram um dos principais motivos do declínio dos rebites, de modo que se passou a empregar o uso vantajoso de uma combinação desses dois métodos de ligação. Assim, as ligações parafusadas, exemplificada na Figura 25, têm sua utilização bastante observadas nas ligações de partes das estruturas nas montagens finais de campo. Esse tipo de ligação, conforme relaciona Bellei (2010), apresenta as vantagens de serem executadas com rapidez e exigirem menor qualificação da mão-de-obra se comparada a qualificação dos soldadores.

Os parafusos, de modo geral, são divididos em comuns ou de alta resistência. Conforme a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), os parafusos do primeiro grupo, ou denominados parafusos de baixo teor de carbono, devem satisfazer a ASTM A307 ou a ISO 898-1 Classe 4.6, enquanto os parafusos de alta resistência devem satisfazer a ASMT A325 ou a ISO 4016 Classe 8.8.

Figura 25 - Detalhe ligação parafusada



Fonte: elaborado pelo autor.

Na Tabela 7 são apresentadas especificações de aços para parafusos.

Tabela 7 - Resistência à ruptura na tração de parafusos de aço com qualificação estrutural

Especificação	Classe	Diâmetro nominal d		f _{ub} MPa
		milímetros	polegadas	
ASTM A307-07b	Comum	-	1/4 ≤ d < 1/2	370
			1/2 ≤ d ≤ 4	415
ASTM A325M	Alta resistência	16 ≤ d ≤ 24	1/2 ≤ d ≤ 1	825
		24 < d ≤ 36	1 < d ≤ 1 1/2	725
ASTM A354 (grau BD)	Alta resistência	-	1/4 ≤ d < 1/2	930
ASTM A394 (tipo 0)	Comum	-	1/2 ≤ d ≤ 1	510
ASTM A394 (tipos 1, 2 e 3)	Alta resistência	-	1/2 ≤ d ≤ 1	825
ASTM A449	Alta resistência	-	1/4 ≤ d < 1/2	745
ASTM A490	Alta resistência	16 ≤ d ≤ 36	1/2 ≤ d ≤ 1 1/2	1035
ISO 898-1 classe 4.6	Comum	6 ≤ d ≤ 36	-	400
ISO 4016 – classe 8.8	Alta resistência	6 ≤ d ≤ 36	-	800
ISO 4016 – classe 10.9	Alta resistência	6 ≤ d ≤ 36	-	1000

Fonte: ABNT (2010)

2.3 O PROCESSO DE PROJETO

O item 4.1.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), apresenta que projeto é “o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos de projeto, de fabricação e de montagem dos elementos de aço e desenhos de fôrmas e armação, referentes às partes de concreto”. O nível de integração entre cada uma dessas etapas, influencia diretamente no resultado da estrutura enquanto produto. Conforme a divisão apresentada por Dias (2000), para estrutura em aço, adota-se que o projeto completo envolve o Projeto de Engenharia, Projeto de Fabricação e Projeto de Montagem.

Teixeira (2007), destaca as vantagens das construções metálicas em relação aos sistemas construtivos em concreto armado, das quais menciona-se:

- a) Velocidade de execução da estrutura, tornando a obra mais competitiva;
- b) Possibilidade de projetar grandes vãos;
- c) Possibilidade de peças mais esbeltas;
- d) Estrutura mais leve, reduzindo a carga sobre a fundação e facilitando o transporte e a montagem;
- e) Redução do número de pilares necessários;
- f) Vantagem mercadológica ao apresentar maior área líquida para comercialização;
- g) Flexibilidade no uso dos espaços construídos;
- h) Possibilidade de montagem e desmontagem da edificação em outro local, permitindo o reaproveitamento da estrutura em outras obras.

É possível notar que se o sistema construtivo não for definido claramente na fase inicial do projeto, algumas dessas vantagens podem não ser plenamente aproveitadas, especialmente em relação a concepção dos vãos e à quantidade de pilares necessários.

Nessa perspectiva, Raad Jr. (1999) analisa que:

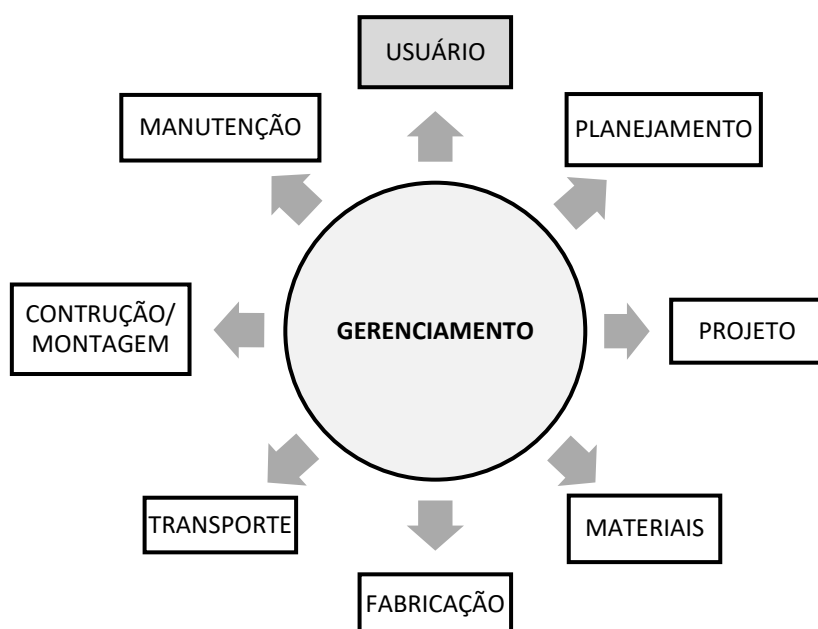
A estrutura metálica é realizada por processos industriais, que se caracterizam pela racionalização e mecanização, sendo que o bom desempenho da fabricação e montagem com consequentes ganhos de produtividade, prazos, custos e desperdício de material, depende de um projeto e de um detalhamento criteriosamente trabalhados, assim como da compatibilização de projetos e sistemas complementares, de tal sorte a obter o maior número de vantagens com a escolha do aço como elemento construtivo.

Reforçando a necessidade de se valorizar as etapas de concepção arquitetônica, de dimensionamento e detalhamento, durante o processo de projeto em

empreendimentos que utilizem sistemas construtivos metálicos, Teixeira (2007) parte do fato de que este sistema construtivo é menos sujeito a improvisações de obra. Assim, problemas de projeto comprometem a agilidade do processo construtivo, além da qualidade do produto.

De modo a orientar o processo de projeto, Meseguer (1991, *apud* Guarnier, 2009) descreve o processo de produção de edifícios metálicos a partir das etapas: planejamento, projeto, materiais, fabricação, transporte, montagem e manutenção. O processo de produção de edifícios metálicos proposto, está graficamente representado na Figura 26.

Figura 26 - Representação do processo de produção de edifícios metálicos



Fonte: adaptado de Meseguer (1991, *apud* Teixeira, 2007)

O planejamento, apesar de constituir uma etapa, está presente no processo de produção como um todo. A construção em aço, ao ser associada a uma filosofia industrial, garante níveis mínimos de perdas. Entretanto, planejar é a chave para uma obra sem desperdícios, otimizando cada material e suas interfaces, de forma a garantir o melhor resultado para o conjunto da obra (Pinho; Penna, 2008).

Na etapa de construção e montagem, um planejamento incorreto pode acarretar o risco de colapso da estrutura. Em relação a falta de planejamento durante a montagem da estrutura, Castro (1999) reforça que se a estrutura não estiver devidamente estabilizada, aumenta-se o risco de colapso devido à ação do vento.

Na fase de projetos, Jardim (2010), ao analisar a literatura sobre o tema, constatou o destaque que diversos autores dão ao projeto, no sentido de que este é fundamental para que o empreendedor obtenha a qualidade almejada. Garantir a qualidade do projeto, através de mecanismos de planejamento, sistematização, compatibilização e análises críticas, é fundamental para evitar a adoção de soluções não otimizadas durante o processo de produção. Caso contrário, tem-se como consequências o aumento de custos da obra e possíveis patologias.

Nesse contexto, Dias (2000) apresenta alguns cuidados que devem ser tomados durante a fase de projeto, de modo evitar soluções inadequadas, que por exemplo, são responsáveis por grandes problemas de corrosão:

- a) prever a estrutura com furos de drenagem, em quantidade e tamanhos suficientes, para assegurar a drenagem da água;
- b) projetadas as cantoneiras de modo permitir o livre fluxo de ar, facilitando a rápida secagem da superfície;
- c) cuidar para que os acessos sejam facilitados e os espaços, os mais amplos possíveis, para propiciar adequada manutenção;
- d) não deixar cavidades nas soldas;
- e) evitar que peças fiquem semi-enterradas ou semi-submersas.
- f) evitar juntas sobrepostas de materiais diferentes;

A etapa de materiais corresponde desde a especificação do material em projeto (tipo de aço, perfis utilizados etc.), passando pelo processo de aquisição e fornecimento, até o recebimento e preparo do material para fabricação. Essa etapa está diretamente associada à de fabricação, visto que “inclui o provisionamento de todos os materiais necessários para a confecção das peças e a fabricação das mesmas de acordo com os desenhos de detalhe, seguindo às recomendações do projeto e às observações contidas nos desenhos de detalhe” (Bellei; Pinho; Pinho, 2008, p. 24).

A etapa de fabricação das estruturas pode envolver diversos profissionais que visam garantir a qualidade do produto, de modo que “a velocidade e o cuidado com que cada uma dessas estruturas é fabricada e montada é mérito dos profissionais que detalham as peças e dos demais que a fabricam” conforme expõe Guarnier (2009). É nessa etapa, pós projeto de engenharia, que o detalhamento da estrutura é realizado e encaminhado à fábrica, através do projeto de fabricação. Um bom detalhamento e

uma consequente boa fabricação são essenciais, dado que esta etapa pode interferir na qualidade do produto, no prazo e na produtividade da obra, conforme Guarnier (2009).

No que diz respeito à etapa de transporte, é importante que se indique as dimensões das peças ainda na fase inicial de projeto e detalhamento, “procurando dentro do possível evitar o transporte especial. Esta fase inclui também a conferência dos materiais embarcados e o fornecimento dos meios de transporte até o local de montagem, com providências fiscais, licenças e seguros” (Bellei; Pinho; Pinho, 2008, p. 25).

Para garantir o sucesso da etapa de montagem, é essencial um planejamento sólido. Santos (1977) enfatiza que “o estudo fundamental intimamente ligado ao projeto é a definição do ciclo de montagem, o que implica na escolha do método, a determinação da sequência das operações e a estimativa dos tempos envolvidos”. Esse planejamento deve ser elaborado considerando que nesta fase estão envolvidos diversos elementos, tais como “os serviços de descarga, conferência e armazenamento das estruturas no canteiro de obras, a verificação das bases, a alocação de mão-de-obra para a montagem, a supervisão e a responsabilidade técnica, bem como a disponibilidade de ferramentas e equipamentos” (Bellei; Pinho; Pinho, 2008, p. 25).

Por fim, a manutenção relaciona-se diretamente à durabilidade da estrutura, que conforme Pannoni (2007), está “intimamente ligada à escolha adequada de um sistema de proteção, sua correta aplicação e também do detalhamento de projeto”, atribuindo assim, ao projetista, a responsabilidade de propiciar acessibilidade à estrutura, o que se faz necessário para manutenções.

2.3.1 Considerações do Projeto Arquitetônico

A etapa arquitetônica desempenha um papel fundamental no processo construtivo, conforme delineado por Bellei (2010). De acordo com o autor, durante a fase de desenvolvimento arquitetônico, ocorre uma análise minuciosa da obra, englobando elementos como os materiais de acabamento, as dimensões, a ventilação, a iluminação e a configuração geral. A elaboração de uma arquitetura adaptada ao uso do aço confere a este material uma vantagem competitiva

significativa, capitalizando sua notável resistência e a capacidade de empregar seções estruturais mais compactas.

Castro (1999) é enfático ao afirmar que o projeto de arquitetura de um edifício em aço tem que nascer em aço. Assim, em sua concepção, já devem ser levados em consideração aspectos como a modulação, padronização e nível de detalhamento das ligações. De modo complementar, Jardim (2010) defende que se tenha a participação efetiva de todas as especialidades envolvidas no empreendimento, inclusive fornecedores, e uma coordenação de projetos com experiência em construção metálica.

Conforme Bellei (2010) “em projetos de galpões industriais devem ser considerados basicamente os seguintes elementos: locação e dimensões dos equipamentos que serão abrigados; circulação; movimentação de cargas; iluminação e aeração; condições e tipos de terreno”.

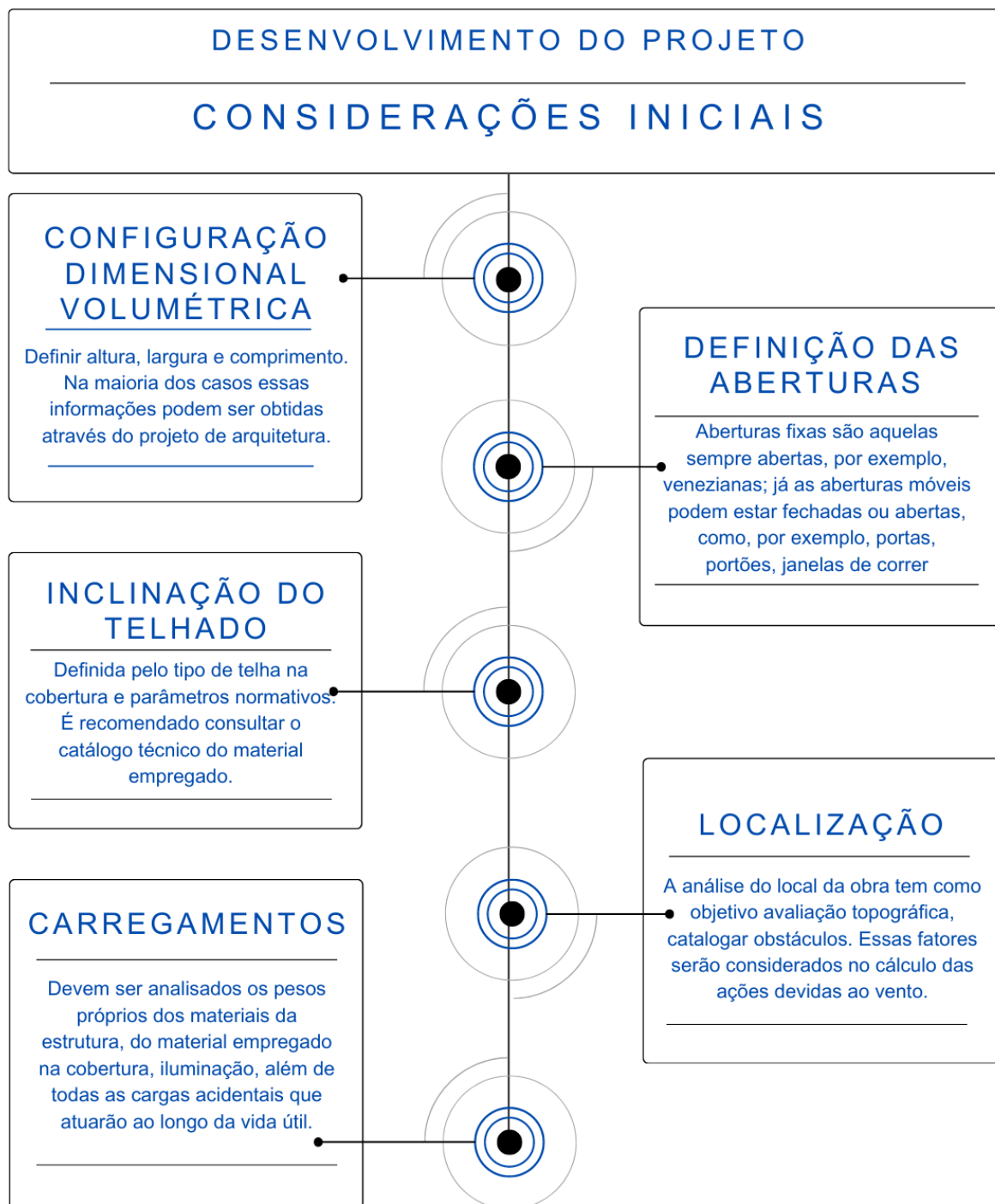
Do projeto arquitetônico, segue-se naturalmente para o Projeto de Engenharia, iniciando-se exatamente pela análise do que foi concebido na arquitetura. São realizadas, em sequência, a concepção estrutural, levantamento de ações e carregamentos, análise da estrutura e o dimensionamento das peças estruturais. Sintetizando a relação entre os dois tipos de projeto, Neto (2007) comenta que “se o Projeto Arquitetônico delinea as linhas básicas de uma obra, a estrutura dá a conformação àquelas linhas”.

Dispõe ainda que na análise do Projeto Arquitetônico devem ser observados pontos como:

- a) Dimensões da edificação;
- b) Características da edificação;
- c) Cobertura, fechamentos ou tapamentos da edificação;
- d) Características gerais da estrutura proposta.

No processo de projeto, o arquitetônico fornece ao projeto de engenharia a configuração dimensional volumétrica, aberturas, inclinação do telhado, localização, fatores que possibilitarão a definição dos carregamentos, conforme o esquema da Figura 27.

Figura 27 - Desenvolvimento do projeto: considerações iniciais



Fonte: Adaptado de Instituto Aço Brasil (2018).

2.3.2 Projeto de Engenharia

Ao analisar a gestão do processo de projeto de estruturas metálicas, Teixeira (2007) observou que existiam poucos estudos sobre os processos de projeto, principalmente de como é realizada a interface da parte estrutural com os demais projetos e com a produção. Após esse período, importantes normas brasileiras passaram por revisão, como a ABNT NBR 8800, em 2008, e a ABNT NBR 14762, em 2010, que tratam respectivamente de projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, e do dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

Cada uma dessas revisões contribuiu significativamente para o desenvolvimento das estruturas em aço a nível nacional. No entanto, ter o projeto de uma estrutura em aço como objeto de estudo, é importante para compreender como e quando definir o sistema construtivo metálico, quais as informações devem servir de dados de entrada, e quais os resultados esperados do projeto.

O projeto de engenharia de uma estrutura, como indicado por Dias (2000), engloba várias etapas cruciais no processo de design. A primeira dessas etapas é a concepção estrutural, na qual se determinam os carregamentos que afetarão a estrutura, identificam-se os tipos de perfis a serem utilizados, juntamente com seus comprimentos correspondentes e as características geométricas de suas seções transversais.

Outro ponto essencial, como destacado pelo mesmo autor, é a caracterização teórica dos vínculos estruturais, que deve corresponder à realidade física da estrutura. Além disso, nesta fase, incluem-se os cálculos dos esforços atuantes nas seções ou nos pontos mais críticos da estrutura, o dimensionamento, a elaboração do plano de carga nas fundações e a estimativa aproximada do consumo de aço.

Além de projetar uma estrutura que atenda aos limites últimos e de serviço ao longo da vida útil pretendida para a edificação, é fundamental que o projeto de engenharia, como destacado por Bellei, Pinho e Pinho (2008, p. 314), permita a fabricação, o transporte, o manuseio e a montagem da estrutura de forma adequada e em condições seguras.

A definição do sistema construtivo e a configuração do sistema estrutural são etapas fundamentais no desenvolvimento de um projeto, que requer uma série de escolhas e decisões. Cada decisão tomada, seja ela relacionada à componentes,

elementos ou subsistemas, pode ter influência positiva ou negativa para várias características da obra (Pinho; Penna, 2008).

Pinho e Penna (2008), concluem também que “a melhor solução estrutural deve ser escolhida com base no conhecimento dos sistemas e suas características e não deve ser influenciada por paradigmas, preconceitos e desconhecimentos”. Assim, conforme continuam dispondo os autores, a alternativa e seleção de estrutura mais adequada, depende da análise de inúmeras características dos sistemas estruturais disponíveis, bem como da experiência e cultura da construtora.

Estar familiarizado com as vantagens e desvantagens de cada sistema estrutural é essencial para o projetista, bem como ter conhecimento a respeito das técnicas de construção adequadas para cada um. Santos (1977) destaca que o “o projetista deve estudar as técnicas requeridas para o desempenho dos trabalhos, exigidas para cada caso, as normas a seguir, padronizar materiais, verificar a intensidade das cargas e sua duração, se existe ação dinâmica e o local onde atua”.

Conforme Tunouti e Novaes (2004, *apud* Jardim, 2010), o sistema estrutural em aço é uma alternativa interessante para as empresas que buscam por melhores níveis de qualidade e produtividade nos processos de produção de edificações. Exigindo-se do projetista conhecimentos sólidos sobre o material estrutural, como suas características, processo de fabricação, classificações e tipologias, possibilidades e limitações.

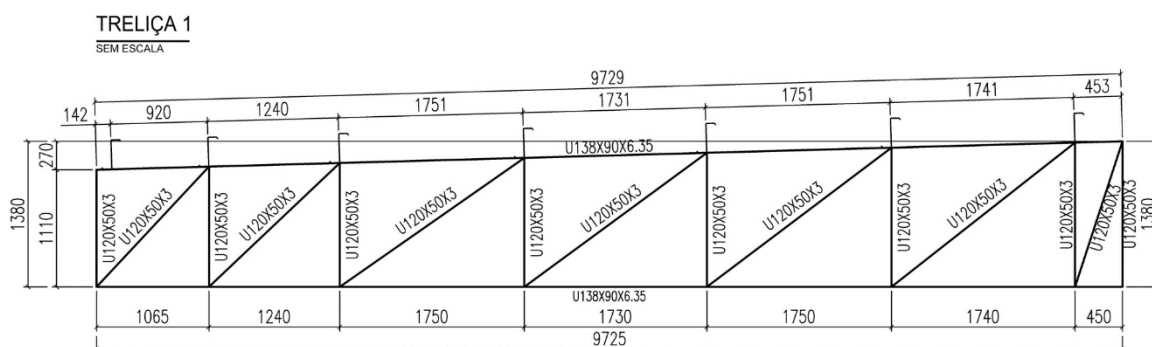
De acordo com Guarnier (2009), os critérios de projeto da estrutura englobam todas as necessidades funcionais e econômicas de um projeto integrado. Esses critérios devem fornecer uma orientação geral para o sistema estrutural, incluindo as resistências mecânicas e os tipos de materiais a serem utilizados, a configuração da estrutura, as cargas a serem adotadas e as especificações necessárias.

Como mencionado anteriormente, o projeto de engenharia é fundamentado no projeto arquitetônico. De acordo com Santos (1977), a concepção da estrutura é sensivelmente influenciada pelas condições locais. Para cada tipo de estrutura e sua respectiva localização, são elaborados planos de desenvolvimento específicos. A configuração de uma estrutura é, em grande parte, determinada pelas condições locais, incluindo a topografia do terreno, o ambiente, as características do solo, as condições climáticas locais e as influências dos arredores.

Conforme o IABr (2010), o procedimento para desenvolvimento do projeto se dá a partir das etapas de determinação das dimensões, aberturas, carregamentos atuantes, englobando os pesos próprios dos materiais da estrutura, do material empregado na cobertura, instalações, e as cargas acidentais que atuarão ao longo da vida útil da edificação. Segue-se com a análise estrutural e o dimensionamento, incluindo-se a análise de esforços, reações de apoio e a definição dos perfis. Os desenhos de projeto são gerados, bem como o memorial de cálculo, que descreve os cálculos realizados e as demais informações desenvolvidas ao longo do projeto estrutural.

Dias (2000) propõe que ao final, como um dos resultados do projeto de engenharia, sejam elaborados os desenhos de projeto de acordo com o nível desejado, representando a definição estrutural por meio de desenhos unifilares (Figura 28).

Figura 28 - Treliça 1 unifilar



Fonte: elaborado pelo autor.

No projeto de engenharia podem ser definidos também os cortes, arestas, espessura de solda, diâmetro de furos, diâmetros de parafusos, além do posicionamento de todos, conforme expõe Guarnier (2009), entretanto, apesar dessa base de informações, observa-se que é no projeto de fabricação que várias peças serão detalhadas, levando em consideração situações de projeto não observadas na fase de projeto anterior.

Fazendo-se um paralelo à norma ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), é abordado em seu item 4.2, os desenhos presentes no projeto de engenharia, os quais são denominados "desenhos de projeto". Ao longo do seu texto, a norma faz as seguintes considerações:

- a) Conforme o item 4.2.1, os desenhos de projeto devem ser elaborados em escala adequada para o nível de informação desejado. Eles devem conter todos os detalhes necessários para o dimensionamento da estrutura, para a criação dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações.
- b) Conforme o item 4.2.2, os desenhos de projeto devem indicar quais normas complementares foram utilizadas, além de fornecer as especificações de todos os materiais empregados.
- c) Conforme o item 4.2.3, nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será realizado de forma convencional ou com protensão inicial. No caso deste último, se os parafusos irão trabalhar sob cisalhamento, deve ser indicado se a ligação será por atrito ou por contato.¹
- d) Conforme o item 4.2.8, os desenhos de projeto devem incluir informações sobre as contraflechas² de vigas, incluindo as vigas treliçadas.
- e) As soldas devem ser indicadas nos desenhos de projeto, conforme o item 6.2.1.2.

2.3.3 Projeto de Fabricação

Na fase de Projeto de Fabricação, são elaborados os desenhos de detalhamento, ou os croquis de fabricação. A ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), em seu item 4.3.1, dispõe que os desenhos de fabricação, devem traduzir fielmente à fábrica, as informações contidas no projeto executivo, de modo a fornecer informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura.

Nesta etapa

“é elaborado o detalhamento de todos os elementos componentes da estrutura. Dependendo do caso, as peças são mostradas isoladamente ou em conjunto. Para uma treliça, por exemplo, são indicados os comprimentos das peças, a localização dos furos, os parafusos, as listas de materiais etc. Toda a representação gráfica normalmente vem acompanhada de medidas não-acumuladas e acumuladas, critério adotado por muitos fabricantes para obter para maior precisão de marcação. Por isso, esses desenhos são elaborados sem escala.” (Dias, 2000).

¹ Conforme Pfeil e Pfeil (2014), na ligação por contato, a transmissão dos esforços se dá por apoio das chapas no fuste do parafuso e por esforço de corte na seção transversal do parafuso. Enquanto nas ligações do tipo atrito, a transmissão de um determinado esforço entre as chapas se dá por atrito entre as mesmas, de modo que o parafuso esteja sujeito apenas à tração de instalação.

² A contraflecha é aplicada na fabricação ou montagem da estrutura para minorar os efeitos dos deslocamentos devidos à carga permanente (Pfeil; Pfeil, 2014).

Para garantir a compatibilidade adequada de projetos, as estruturas em aço exigem um número muito maior de homens/hora de trabalho se comparado ao concreto armado. Qualquer modificação deve ser pensada e planejada com antecedência, pois as peças estruturais são produzidas em fábrica e somente montadas em campo (Castro, 1999). No entanto, mesmo atentando-se aos detalhes, podem se fazer necessárias modificações no projeto. A etapa de fabricação é favorável à observação da necessidade de adequações, seja por aspectos técnicos ou operacionais. As mudanças, no entanto, devem ser feitas somente com a permissão do responsável pelo projeto, devendo ficar registradas as modificações.

Conforme Neto (2008), o detalhamento integra os fatores que compõem a boa execução da obra, devendo, portanto, ser bem delineado, sendo detalhado todos os elementos estruturais, peça por peça, de modo a atender necessidades de cronogramas de fabricação e de montagem.

Em seu volume I, o MBCEM (1986 *apud* Guarnier, 2009) define os desenhos de fabricação como sendo “aqueles que detalham peça por peça da estrutura a ser fabricada, especificando o perfil a ser utilizado, as dimensões e extensões de soldas, o número de furos, diâmetro, espaçamento, tipos de acabamento e outros detalhes.” Constata-se também que o projeto de engenharia e o detalhamento desempenham um papel crucial no custo final das estruturas. Nesse sentido, com base no MBCEM (1986 *apud* Guarnier, 2009), são apresentadas as seguintes atividades como parte da elaboração dos croquis de fabricação:

- a) Preparação da lista preliminar de encomenda de materiais: envolve a identificação e listagem dos materiais necessários para a fabricação da estrutura, possibilitando o planejamento adequado e evitando a falta de suprimentos durante o processo de construção.
- b) Elaboração do plano de montagem: define-se prioridades, sequenciamento e a organização da montagem da estrutura, influenciada por fatores como acesso, logística, segurança e eficiência no processo de instalação.
- c) Preparação dos sistemas de marcação e folhas de índice: os componentes da estrutura devem ser marcados, o objetivo desse sistema é facilitar a localização e rastreabilidade das peças durante a montagem, de modo que de cada elemento seja colocado no local devido.

- d) Elaboração dos detalhes típicos e folhas de rotina, layouts e memórias de cálculos: cria-se desenhos detalhados que representam os elementos típicos da estrutura, podendo seguir um padrão previamente estabelecido pelo projetista ou fabricante de estruturas metálicas.
- e) Elaboração e conferência de desenhos de fabricação: após a criação, deve-se revisar os desenhos que serão encaminhados para a fabricação, assegurando a precisão das informações.
- f) Elaboração de listas de materiais e cálculo de pesos: É a compilação de uma lista completa de todos os materiais necessários para a construção da estrutura, incluindo as quantidades e peso.
- g) Elaboração dos croquis de fabricação: os croquis são desenhos simples que auxiliam na fabricação dos componentes da estrutura.
- h) Preparação da lista dos parafusos, conectores de campo e eletrodos: identifica-se e documenta os elementos necessários para as conexões e soldas na obra.

Apesar do caráter geral das considerações apresentadas, cada fabricante apresenta sua própria metodologia de representação dos detalhes e seus próprios procedimentos para a realização desses desenhos conforme aponta Guarnier (2009). Por esta razão, na maioria das vezes o detalhamento é feito pelo próprio fabricante, com sua equipe técnica própria.

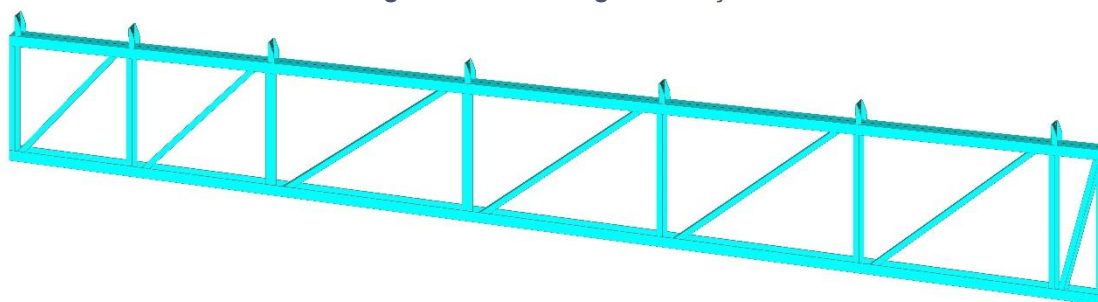
O cenário de competitividade na indústria de construção em aço, intensificado pelos períodos de crescimento econômico e pelo avanço tecnológico, força a busca de novas tecnologias por parte dos fabricantes. Nesse sentido, programas desenvolvidos para o detalhamento de projetos em Estruturas Metálicas têm sido utilizados, e possibilitam que engenheiros, arquitetos e projetistas obtenham ganho de eficiência e produtividade em seus trabalhos, além de minimizar custos e atenderem à prazos curtos. Esses programas, adaptados às normas brasileiras, contemplam tendências e melhorias observadas por Raad Jr. (1999).

O autor, ao avaliar o estado da arte, tendências e melhorias necessárias, apontava que o setor de engenharia deveria investir na formação do pessoal de nível superior (de modo que acompanhassem as novas tendências acerca do aço), na atualização das normas técnicas e na elaboração de programas integrados adaptados às condições do país.

Nesse sentido, a Figura 29 e a Figura 30, representam a aplicação da solução em modelagem 3D na etapa do projeto de fabricação. A solução em modelagem 3D possui um conceito totalmente diferente em relação ao processo de representação gráfica manual ou 2D. Conforme Guarnier (2009) a estrutura em aço é modelada em 3D ao invés de se desenhar separadamente cada elemento estrutural.

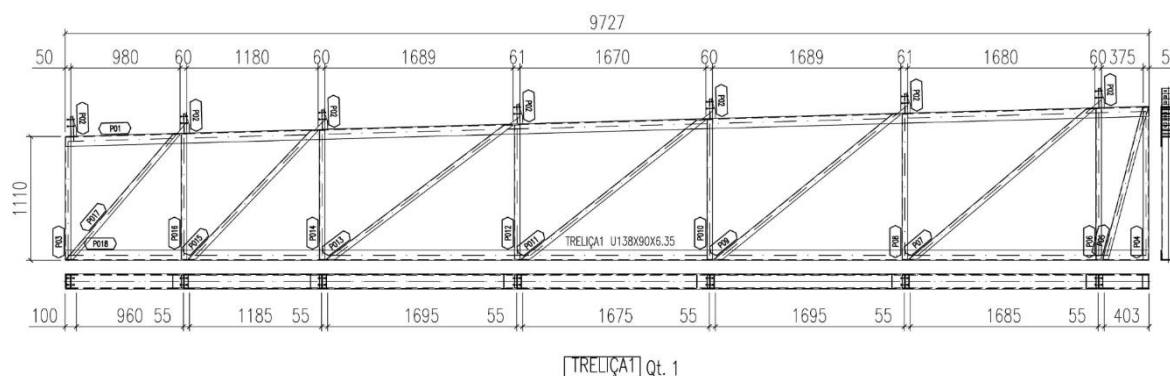
Assim, um modelo engloba todas as peças de aço, como perfis, chapas, barras, entre outros elementos, juntamente com parafusos, soldas e demais componentes que compõem a estrutura de aço, ou parte dela, como é o caso da treliça representada na Figura 29. Através do modelo, o sistema é capaz de gerar automaticamente plantas 2D, detalhes, listas de materiais ou qualquer outra informação necessária. A Figura 30 apresenta um dos elementos que compõe o projeto de fabricação, gerado a partir do modelo da Figura 29.

Figura 29 - Modelagem Treliça 1



Fonte: elaborado pelo autor no programa TecnoMetal®.

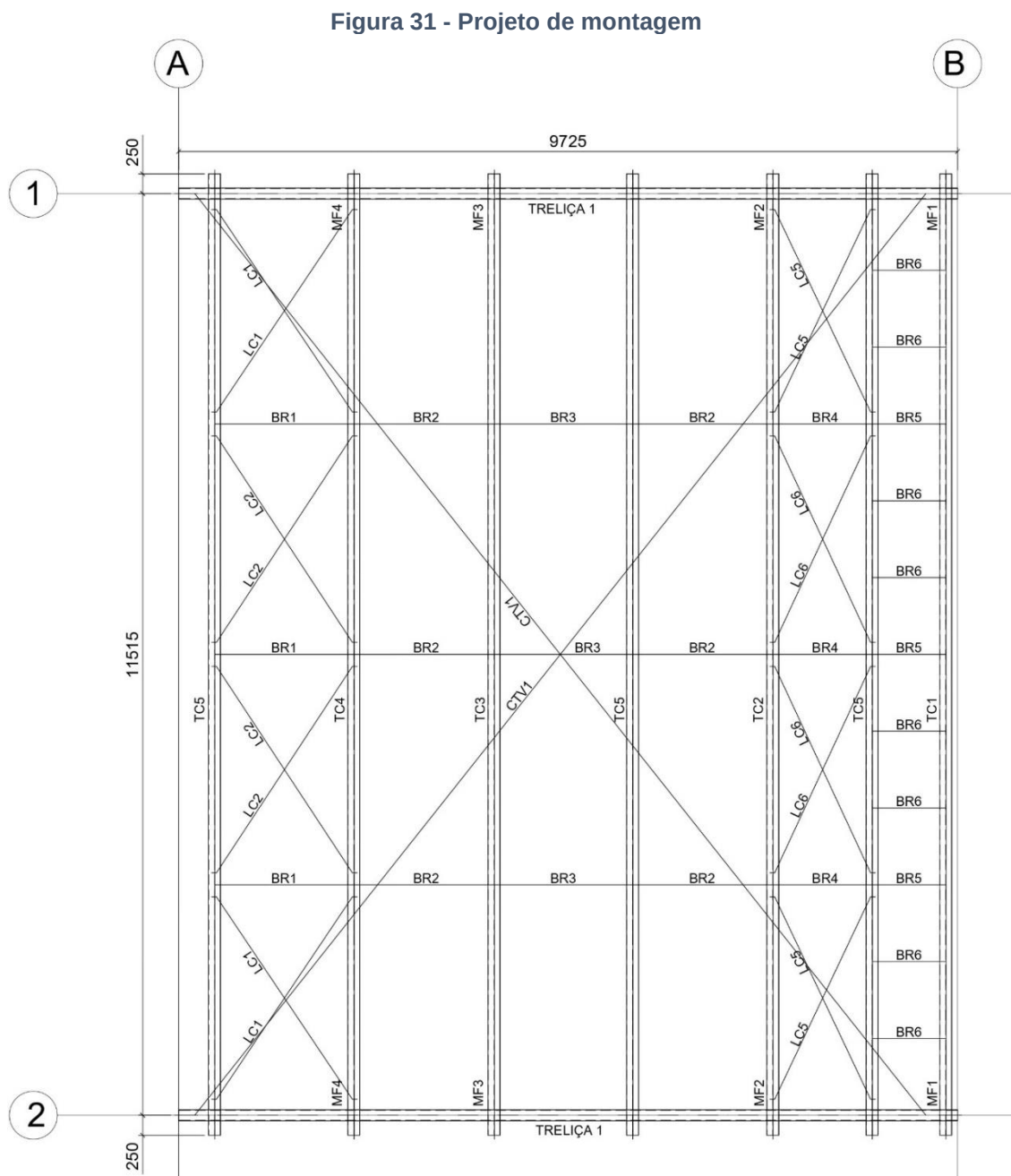
Figura 30 – Projeto de fabricação Treliça 1



Fonte: elaborado pelo autor no programa TecnoMetal®.

2.3.4 Projeto de Montagem

Conforme apresentado por Dias (2000), “o projeto de montagem traz uma representação mais esquemática, sob a forma de diagramas, mostrando o sistema estrutural, a indicação das numerações ou marcas de cada peça, o seu posicionamento e a sequência de montagem”. Outras informações como o peso da peça mais pesada, metodologia de montagem e raio máximo de trabalho do equipamento, podem compor o projeto. A Figura 31 representa um diagrama indicando as marcas de cada peça.



Fonte: elaborado pelo autor.

O projeto de fabricação, ou detalhamento, e o projeto de montagem podem ser contratados, supervisionados ou mesmo elaborados pela própria empresa fabricante e montadora da estrutura.

De acordo com Raad Jr. (1999), a montagem de estruturas metálicas envolve muita racionalização e mecanização, exigindo mão de obra qualificada e a ampla utilização de equipamentos e ferramentas especializadas, como guindastes, gruas, robôs, parafusadeiras, máquinas de solda, esticadores, cabos, entre outros. Nesse sentido, o plano de montagem desempenha um papel fundamental, abrangendo desenhos e diagramas de montagem, bem como orientando a programação de embarque, lista de expedição, cronograma e prazo final. O objetivo é direcionar todo o processo relacionado aos aspectos específicos da montagem, ao tipo de estrutura e às concepções de fabricação.

Conforme expõem os autores Bellei, Pinha e Pinha (2008), apesar de parecer simples, o processo de montagem constitui-se em uma das atividades da engenharia que mais criatividade exige dos engenheiros, visto que embora as peças tenham sido concebidas e fabricadas para determinada posição, a montagem apresenta dificuldades particulares, seja pelas dimensões da peça e da obra ou seja pelos meios necessários para fazer com que ela chegue até sua posição na estrutura.

Uma característica peculiar das estruturas de galpões é a dependência entre seus elementos para garantir estabilidade durante e após a montagem. Conforme enfatizado por Pinho (2005), certas vigas de cobertura podem ser completamente instáveis se não houver um eficiente travamento da corda superior sobre os pilares. Da mesma forma, algumas vigas de pórtico dependem de travamentos intermediários para manter sua estabilidade.

Ainda de acordo com o autor, essa necessidade de travamento estrutural pode exigir o uso de um segundo guindaste durante a montagem, enquanto o primeiro sustenta a viga principal. Em galpões menores, pode-se utilizar cabos de aço para estaiamento, porém, em grandes alturas, essa opção pode não ser viável. Além disso, destaca-se que a estrutura do galpão está sujeita ao risco de colapso em um possível "efeito dominó", onde o tombamento de um pórtico pode resultar no colapso de toda a estrutura naquela direção.

A consideração da montagem é essencial no detalhamento da fabricação. O objetivo é que o maior número possível de peças seja montado na fábrica antes de serem enviadas para a obra, levando em conta as limitações de espaço e transporte. Durante o transporte, as peças da estrutura devem ser embarcadas conforme o planejamento de montagem, a fim de evitar falta de espaço para armazenamento no local da obra ou interrupções devido à falta de peças (Teixeira, 2007).

A fase de montagem de estruturas em aço (Figura 32), diferencia-se de outros métodos construtivos por dispensar a moldagem *in loco*, compreendendo-se na união das peças através de parafusos ou soldas. Conforme Teixeira (2007), inclui-se nessa etapa o processo de aplicação da proteção passiva contra incêndio e pintura anticorrosiva. Devendo os detalhes das ligações, bem como dos tratamentos de proteção, constarem no projeto de montagem, de modo a orientar corretamente a equipe que estiver realizando os trabalhos.

Figura 32 - Montagem de galpão estruturado em aço



Fonte: Ferroarte Estruturas Metálicas (2020)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Como apresentado, a base dos projetos inicia-se pelo projeto arquitetônico, o qual foi obtido em parceria com uma empresa fabricante de Estruturas Metálicas, pioneira no estado de Goiás. Trata-se, portanto, de uma demanda real do mercado. Tendo-o como base, pretende-se, de forma aplicada, formular e dirigir-se à solução de um problema específico: conceber, analisar, e dimensionar o pórtico principal de um galpão estruturado em aço.

Para esclarecer e contextualizar o problema a ser resolvido, apresenta-se um resumo do escopo do projeto, através do projeto básico de arquitetura. A estrutura proposta no projeto básico do galpão é composta por pilares e vigas de cobertura treliçados. As vigas apoiam-se nos pilares, que são ancorados aos blocos de fundação por meio de chumbadores. O galpão destina-se à utilização agroindustrial, especificamente como câmara fria para armazenagem de sementes, localizado na cidade de Vianópolis - GO.

Para dimensionamento do pórtico, foram considerados pilares e vigas de alma cheia, formados por perfis laminados. Os elementos da estrutura, são analisados e dimensionados em conformidade com as Normas ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devidas ao vento em edificações, dentre outras que se fazem necessárias, e a partir da utilização de programas e ferramentas, como *AutoCAD*, *Ftool*, *TecnoMETAL®* e *VisualVentos®*.

Para garantir clareza e objetividade, os dados, fórmulas e o processo de dimensionamento são explicados de forma textual, com o suporte de anexos e apêndices que se fizerem necessários. A partir do dimensionamento apresentado, será realizada a modelagem tridimensional do pórtico, para auxiliar na obtenção da lista de material e índices de projeto. Os resultados da taxa de consumo de aço para o pórtico dimensionado serão comparados ao do projeto cujo acesso foi concedido pela Empresa Ferroarte Estruturas Metálicas.

Por fim, apresenta-se os projetos básicos de engenharia, fundamentados em técnicas de detalhamento.

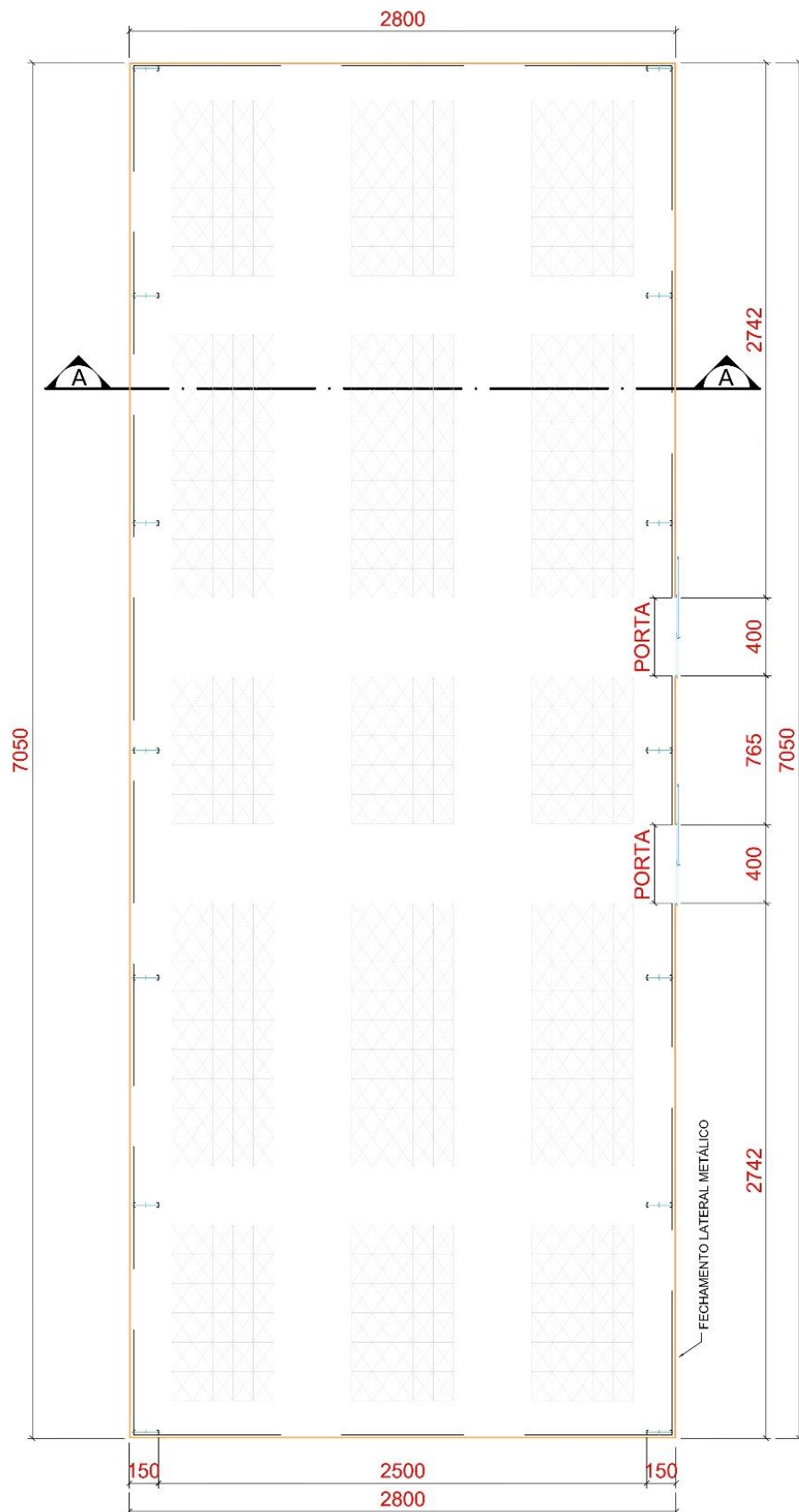
4 PROJETO DE ENGENHARIA

Neste capítulo, será desenvolvido e apresentado o projeto de engenharia do pórtico principal de um galpão destinado a armazenagem de sacos de sementes. Destaca-se que, dada essa finalidade, o galpão é projetado para manter uma temperatura controlada para preservar a qualidade das sementes. Para contribuir com o controle interno da temperatura, o galpão é equipado com portas frigoríficas, que demandam aberturas de 4x4 metros cada.

Antes de prosseguir com os detalhes do projeto de engenharia, é necessário compreender e apresentar a proposta básica do projeto arquitetônico. A análise da arquitetura fornece informações cruciais que servem como ponto de partida para o projeto de engenharia. Dentre essas informações, a escolha do sistema estrutural é de grande relevância. Embora a definição desse sistema esteja a cargo do projetista estrutural, no caso do galpão em questão, o projeto arquitetônico tem influência direta na escolha dos pórticos planos. Embora o projeto arquitetônico originalmente apresente pórticos formados por elementos treliçados, optou-se por conceber a estrutura do galpão utilizando pórticos compostos por perfis estruturais laminados.

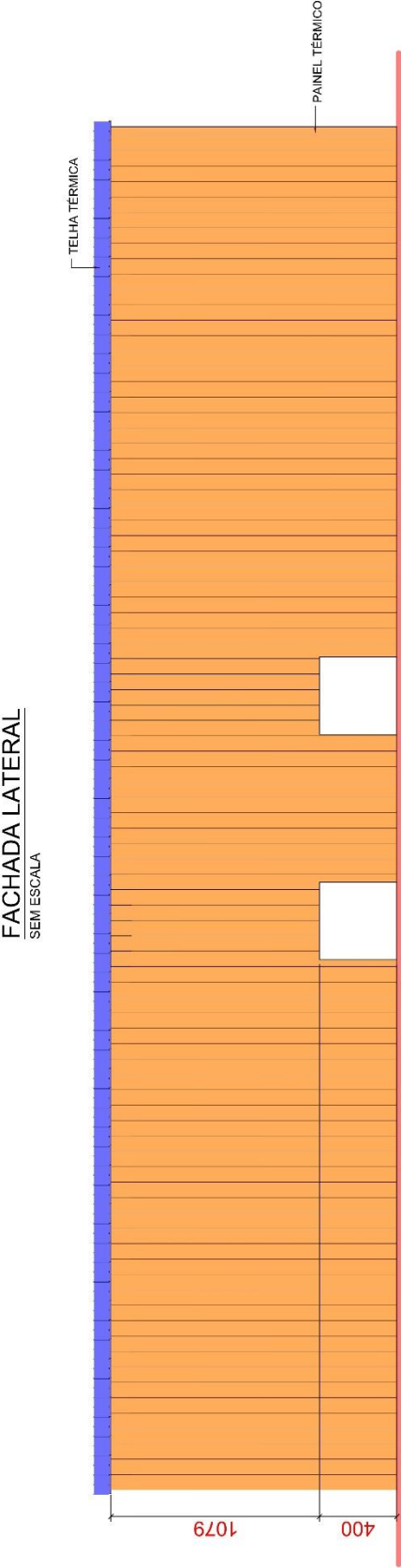
Assim, tem-se que o sistema estrutural do galpão é composto transversalmente por pórticos rígidos fabricados com Perfis Estruturais Gerdau e bases engastadas para garantir a estabilidade. No sentido longitudinal, considera-se contraventamentos verticais e horizontais para reforçar a estrutura e garantir sua resistência. Os dados gerais do projeto, com base nas informações das Figura 33, Figura 34, Figura 35 e Figura 36, estão apresentados no Quadro 6.

Figura 33 - Planta baixa do galpão
GALPÃO INDUSTRIAL - PLANTA BAIXA
 SEM ESCALA



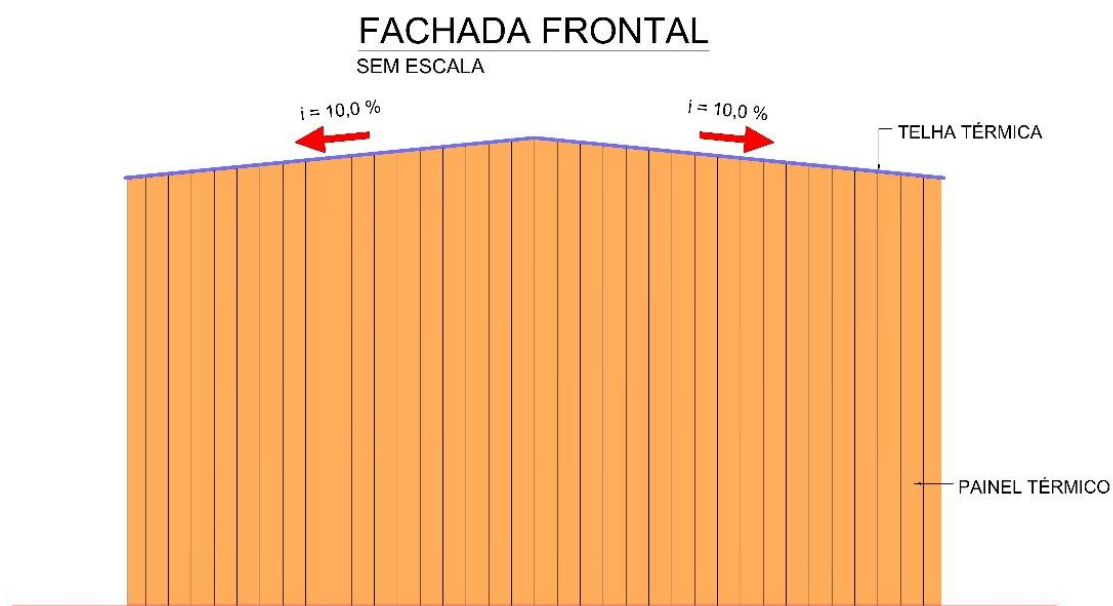
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 34 - Fachada lateral do galpão



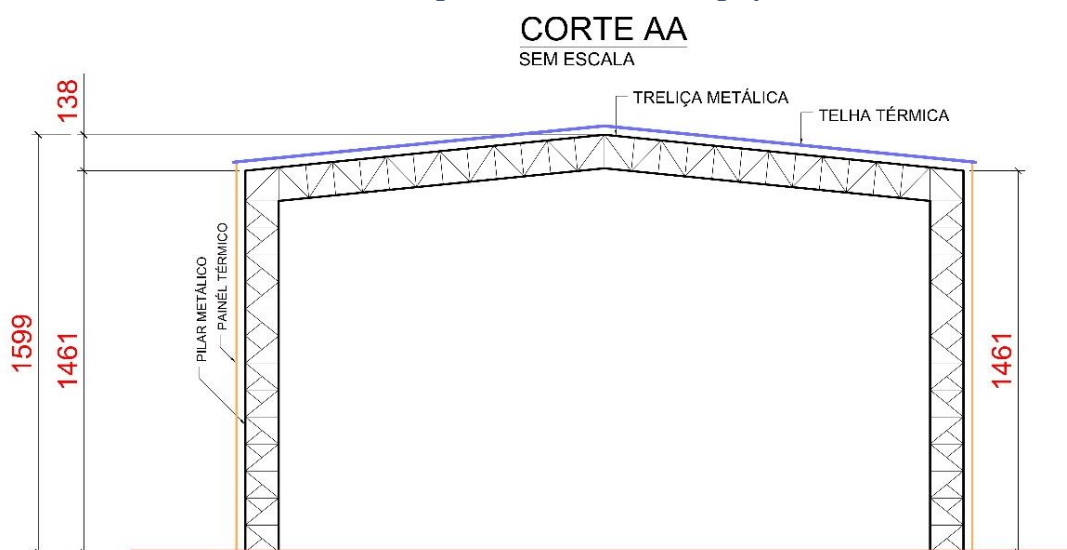
Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 35 - Fachada frontal do galpão



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 36 - Corte AA do galpão



Fonte: elaborado pelo autor.

4.1 DADOS GERAIS DO PROJETO

O galpão, objeto de estudo, apresenta um telhado de duas águas, coberto com telhas do tipo Isotelha Trapezoidal PIR 70, e o fechamento lateral feito com Painel Frigo PIR 70. A inclinação da cobertura é de 10%. O projeto contempla aberturas para portas de correr frigoríficas manuais. Quanto às dimensões, o galpão possui uma extensão de 70,5 metros por 28 metros, com um vão livre de 25,0 metros entre as

faces dos pilares. Estes últimos alcançam uma altura de 13,5 metros, e a distância entre cada um dos sete eixos de pilares é de 11,65 metros. As normas pertinentes ao projeto estão detalhadamente apresentadas em um tópico específico deste trabalho.

O Quadro 6 organiza e relaciona as informações gerais do projeto.

Quadro 6 - Dados gerais do projeto

Obra	Galpão Comercial – Agroindustrial
Localidade	Vianópolis – GO
Comprimento	71 metros
Largura	28,0 metros
Vão livre entre faces dos pilares	25,0 metros
Altura dos pilares	13,5 metros
Distância entre eixos dos pórticos	11,65 metros
Cobertura	Telhados em duas águas com Isotelha Trapezoidal PIR AP 70 (11,66 kg/m ²), com inclinação de 10% (5,71°)
Fechamento	Painel FRIGO PIR AP 70 (11,66 kg/m ²)
Aberturas	2 portas frigoríficas manuais (abertura de 16 m ² cada)

Fonte: elaborado pelo autor.

4.2 NORMAS UTILIZADAS

No Quadro 7, são apresentadas as normas que norteiam e fundamentam o desenvolvimento do projeto.

Quadro 7 - Normas utilizadas

Número / Ano	Nome
ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008)	Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios
ABNT NBR 6120 (ABNT, 2019)	Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988)*	Forças devidas ao vento em edificações
AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2020)	Structural Welding Code - Steel
* Projeto de Revisão da ABNT NBR 6123 sujeito à consulta nacional.	

Fonte: elaborado pelo autor.

4.3 PARÂMETROS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural visa garantir, dentre outros fatores, a segurança e eficiência da edificação e sua estrutura. Para tanto, faz-se necessário apresentar e definir alguns parâmetros e especificações. A escolha do aço, por exemplo, influencia diretamente na capacidade de carga e na resistência da estrutura.

4.3.1 Especificações

As especificações dos materiais estão apresentadas na Tabela 8, Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 8 - Especificações dos aços

Classificação	Denominação	Produto	Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aço-carbono	ASTM A36	Chapas	-	250	400 a 550
Aço de baixa liga e alta resistência mecânica	ASTM A 572	Perfis	50	345	450
Aço de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	ASTM A588	Perfis	-	345	480

Fonte: ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 9 - Especificação do eletrodo

Tipo	f_w MPa
E80XX-X	550

NOTA: Conforme a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), Tabela 7, para o aço ASTM A588 podem ser necessários processos e materiais de soldagens especiais, como o eletrodo de baixa liga E80XX-X, que atenda às características de resistência a corrosão atmosférica.

Fonte: ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 10 - Especificações dos parafusos

Especificação	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)	Diâmetro d_b	
			Mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ASTM A325	635	825	$16 \leq d_b \leq 24$	$1/2 \leq d_b \leq 1$
	560	725	$24 < d_b \leq 36$	$1 < d_b \leq 1 1/2$
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1 1/2$

Fonte: ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008).

4.3.2 Deslocamentos máximos

Conforme a Tabela C.1, do Anexo C da ABNT NBR 8800 (ABNT 2008), tem-se os valores máximos para os deslocamentos verticais e horizontais, apresentados no Quadro 8, em que L é o vão teórico entre apoios e H é a altura total do pilar.

Quadro 8 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ
Terças de cobertura	L/180
	L/120
Vigas de cobertura	L/250
Pilares	H/300

Fonte: ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008)

4.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

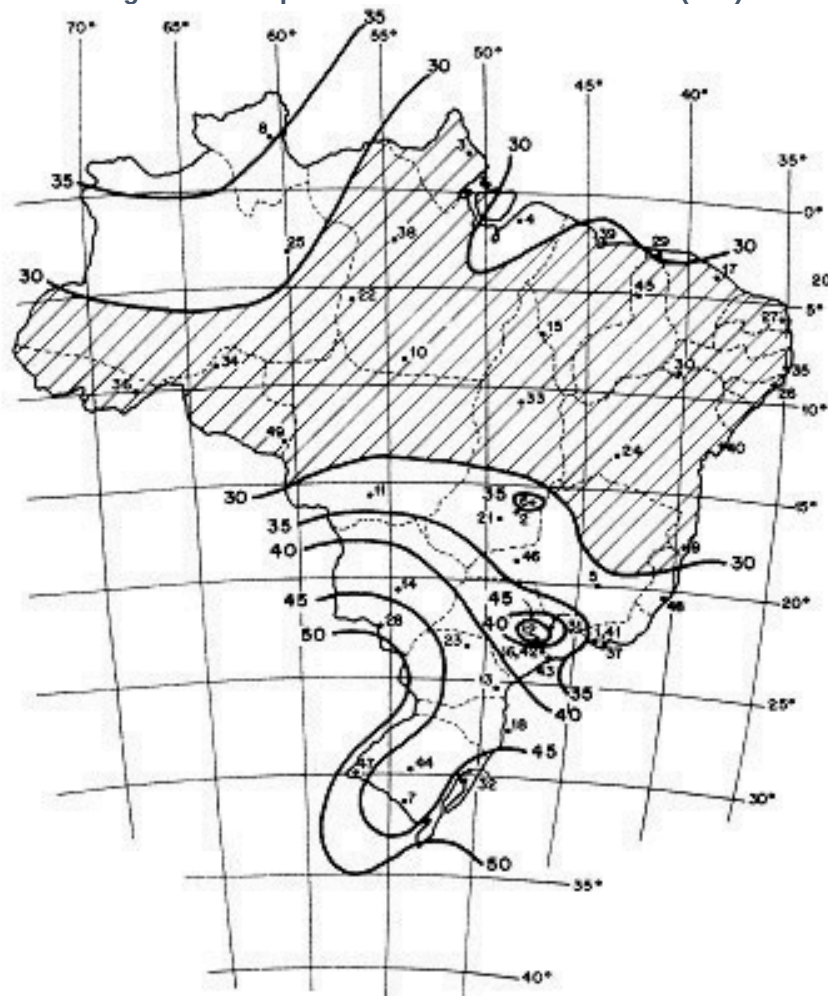
Com base na ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para a análise estrutural deve-se considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, considerando-se os estados-limites últimos e de serviço.

4.4.1 Ação devido ao vento

Este tópico tem como objetivo apresentar os cálculos e parâmetros relacionados à ação do vento no galpão, de acordo com a ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988). A Norma fixa as condições exigidas na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo das edificações. Dentre as condições a serem consideradas, tem-se as características topográficas do local, além da localização, dimensões, aberturas e utilização da edificação.

Os valores e cálculos apresentados, visam determinar a ação do vento nas direções perpendicular e longitudinal ao galpão, respectivamente ventos a 90° e a 0°. A velocidade básica do vento, V_0 , é apresentada no item 5.1 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), como sendo “a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”, e para a cidade de Vianópolis – GO, $V_0 = 35\text{m/s}$, conforme o mapa da Figura 37.

Figura 37 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988)

O fator topográfico, apresentado no item 5.2 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), e representado por S_1 , considera as variações do relevo do terreno. Para um terreno plano ou fracamente acidentado, como é o terreno que se situa o galpão, $S_1 = 1,0$.

Quanto à rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, a Norma apresenta o Fator S_2 em seu item 5.3. O também denominado fator de rugosidade, é determinado com base na categoria e classe do terreno. Conforme a Tabela 2 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), para a Categoria IV, que contempla áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas, e Classe C, em que a maior dimensão é igual ou superior a 50 m, o valor de S_2 pode ser obtido em função da altura utilizando-se dos parâmetros apresentados na Tabela 11:

Tabela 11 – Parâmetros fator de rugosidade

Categoria	Classe	Parâmetro		
		b	Fr	p
IV	C	0,84	0,95	0,135

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988)

Analisando as alturas referentes ao meio e topo dos pilares, e a cota do topo do galpão, tem-se valores distintos para o fator S_2 , sendo calculado pela equação 1:

$$S_2(z) = b * F_r * (z/10)^p \quad (1)$$

Os valores obtidos encontram-se na Tabela 12:

Tabela 12 - Fator de rugosidade

H	Fator de rugosidade (S_2)
$S_2(7)$	0,76
$S_2(14)$	0,84
$S_2(15,3)$	0,85

Fonte: elaborado pelo autor.

Baseando-se em conceitos estatísticos, e considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, o fator estatístico S_3 é apresentado no item 5.4 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988). Na Tabela 3 da Norma são apresentados os valores mínimos do fator S_3 , que para o galpão em estudo, caracterizado como uma edificação industrial com baixo fator de ocupação, é 0,95.

De posse dos valores de V_0 , S_1 , S_2 e S_3 , calcula-se a velocidade característica $V_{k,i}$, apresentada no Anexo A da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), e definida pela equação 2:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (2)$$

Assim, em função das alturas consideradas no cálculo do Fator S_2 , tem-se:

$$V_1 = 35,00 * 1,00 * 0,76 * 0,95 = 25,3 \text{ m/s}$$

$$V_2 = 35,00 * 1,00 * 0,84 * 0,95 = 27,8 \text{ m/s}$$

$$V_3 = 35,00 * 1,00 * 0,85 * 0,95 = 28,1 \text{ m/s}$$

4.4.1.1 Pressão do vento

Os valores obtidos para as velocidades características, possibilitam o cálculo da pressão dinâmica (q_k), esta que é correspondente à velocidade característica V_k , em condições normais de pressão e de temperatura. É calculada pela equação 3:

$$q_k = 0,613 v_k^2 \quad (3)$$

Assim, V_1 , V_2 e V_3 , tem-se:

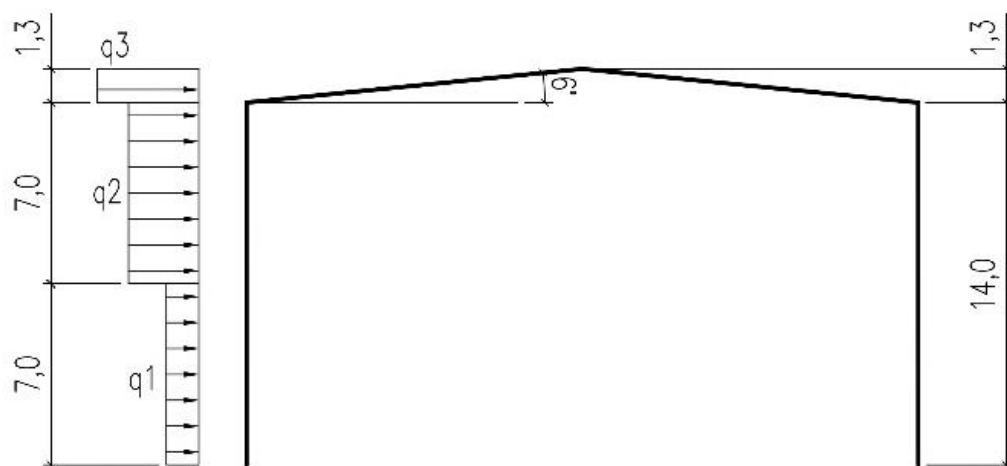
$$q_1 = 0,613 \cdot 25,3^2 = 392 \text{ N/m}^2 = 0,39 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 0,613 \cdot 27,8^2 = 473 \text{ N/m}^2 = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 0,613 \cdot 28,1^2 = 484 \text{ N/m}^2 = 0,48 \text{ kN/m}^2$$

A Figura 38 apresenta a cota dos níveis em que cada valor de pressão dinâmica obtido é aplicado.

Figura 38 - Pressão dinâmica



Fonte: elaborado pelo autor.

4.4.1.2 Coeficientes de pressão externa

O Capítulo 6 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), trata dos coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes. É apresentada nesta seção da Norma a Tabela 4, a qual permite obter os coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular, como o galpão em estudo.

Para tanto, estão sendo utilizadas as medidas referentes ao pórtico unifilar, cujo pilares estão distantes 26 metros e possuem uma altura de 14 metros. Assim, com dimensões 26x70 m, e altura dos pilares de 14 m, o galpão possui altura relativa (h/b) igual a:

$$\frac{14}{26} = 0,54$$

Enquadrando-o na faixa:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$$

Para a proporção em planta (a/b), tem-se o valor:

$$\frac{70}{26} = 2,69$$

Ou seja,

$$2 < \frac{a}{b} < 4$$

Consultando a Tabela 4 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), tendo como base a altura relativa e a proporção em planta, obtém-se para o galpão os valores apresentados na Tabela 13.

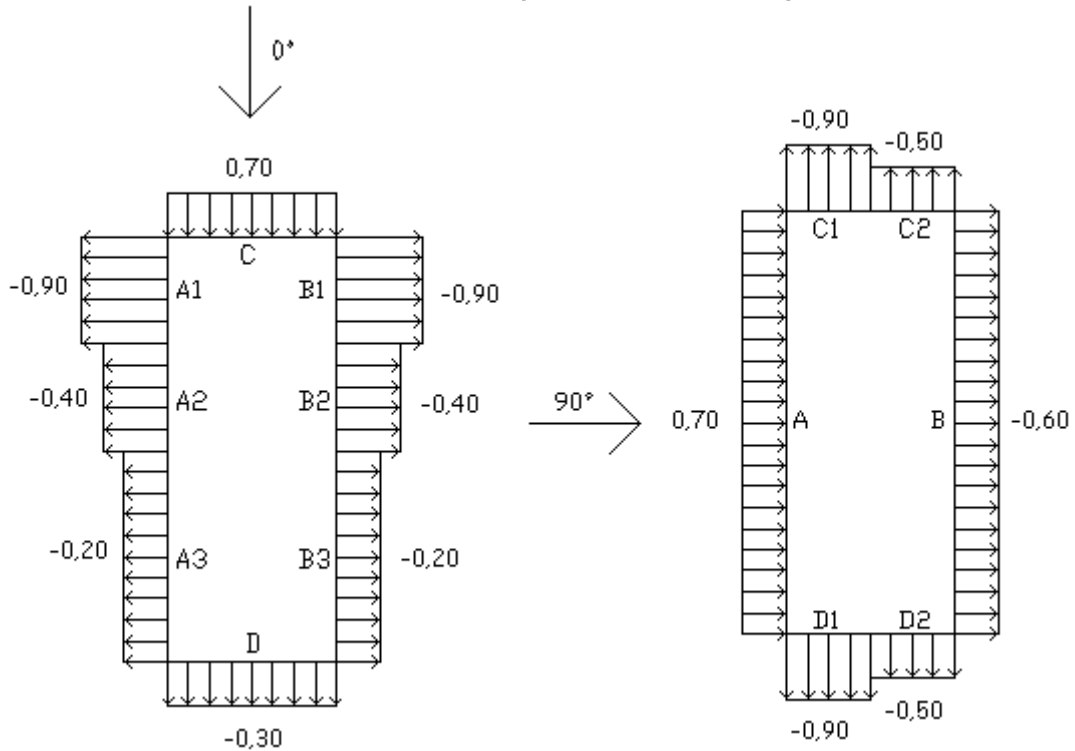
Tabela 13 - Coeficientes de pressão e de forma externos para paredes laterais

Valores de C_e					C_{pe} médio
α	A1 e B1	A2 e B2	C	D	
0°	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	-1,1
α	A	B	C1 e D1	C2 e D2	-1,1
90°	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os valores apresentados na Tabela 13 estão graficamente representados na Figura 39.

Figura 39 - Coeficiente de pressão externa das paredes



Fonte: elaborado pelo autor (2023)

Obtidos os coeficientes referentes as paredes, sequencialmente obtém-se os coeficientes de pressão e de forma, externos, para o telhado, que para o galpão em estudo é em duas águas, simétrico e de planta retangular. Para esse caso, a Tabela 5 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), orienta a obtenção dos coeficientes.

Os dados necessários para a consulta na tabela são a altura relativa e o ângulo θ , referente à inclinação do telhado. Como apresentado anteriormente, a altura relativa do galpão está compreendida na faixa:

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$$

De modo que, combinado ao ângulo $\theta = 5,7^\circ$, tem-se os valores apresentados na Tabela 14.

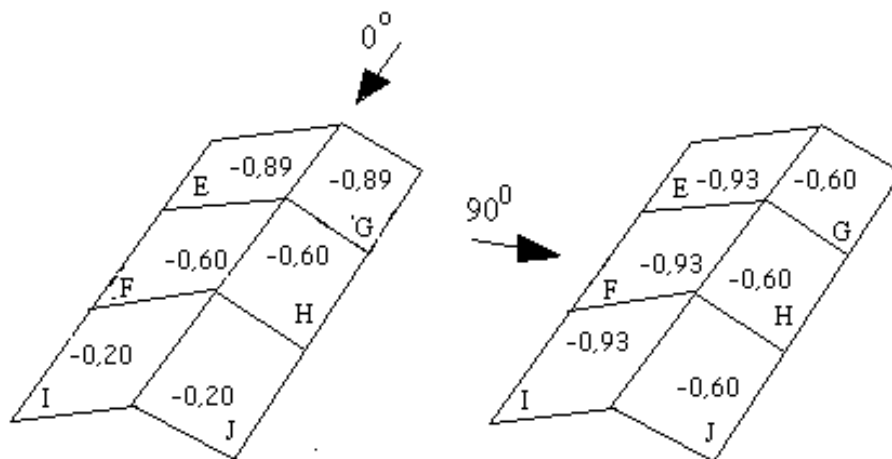
Tabela 14 - Coeficiente de pressão e de forma externos para o telhado

θ	CE				Cpe médio			
	$\alpha=90^\circ$		$\alpha=0^\circ$		Ações localizadas			
	E-F	G-H	E-G	F-H	1	2	3	4
5,7°	-0,93	-0,6	-0,89	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,03

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os coeficientes obtidos, seja para vento à 0° e vento à 90° , estão graficamente apresentados na Figura 40.

Figura 40 - Coeficientes de pressão externa do telhado

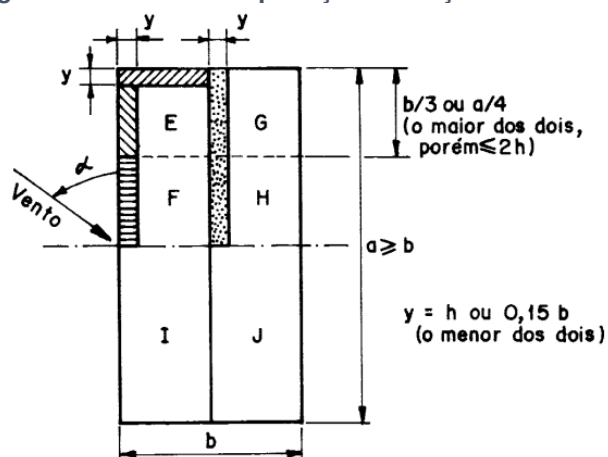


Fonte: elaborado pelo autor.

Quanto às faixas de aplicação das ações localizadas, a ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), apresenta a Figura 41, propondo que:

- $y = h$ ou $0,15b$ (adotar o menor dos dois);
- A faixa aqui denominada x , seja igual a $b/3$ ou $a/4$ (devendo-se adotar o maior dos dois, com o limite de ser menor ou igual a $2h$).

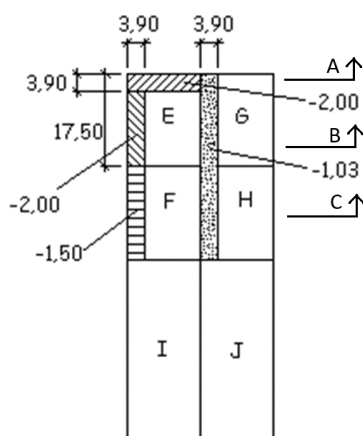
Figura 41 - Faixas de aplicação das ações localizadas



Fonte: ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988)

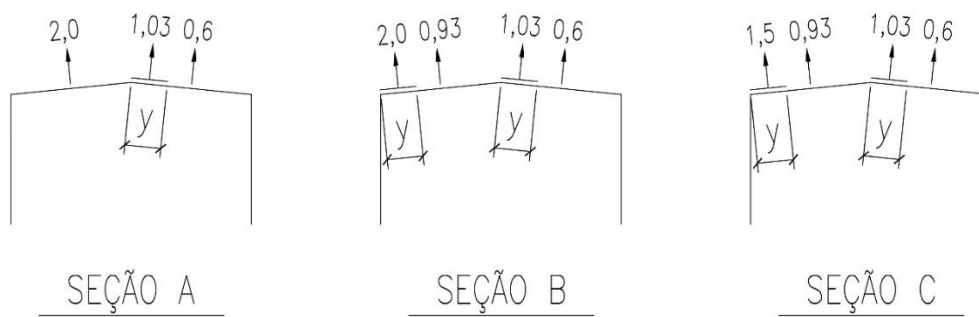
Deste modo, têm-se $x = 17,5$ m e $y = 3,9$ m, apresentados na Figura 42, juntamente aos respectivos valores das ações localizadas que constam na Tabela 14.

Figura 42 - Cpe médio



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 43 - Seções com vento à 90°



Fonte: elaborado pelo autor.

Associando os coeficientes de pressão externos das paredes e do telhado do galpão, tem-se as combinações apresentadas no Quadro 9, e que são utilizadas no cálculo dos pórticos.

Quadro 9 - Coeficientes de pressão externos

$C_{pe} \rightarrow \alpha = 0^\circ$	$C_{pe} \rightarrow \alpha = 90^\circ$

Fonte: elaborado pelo autor.

4.4.1.3 Coeficientes de pressão interna

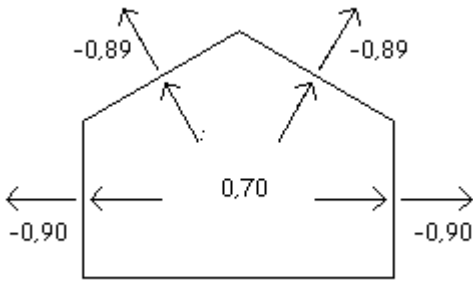
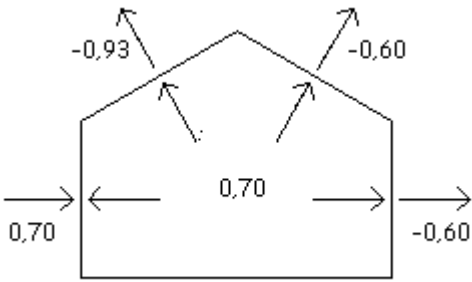
O item 6.2 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), trata dos coeficientes de pressão interna, apresentado diferentes condições e especificações para que se calcule a

pressão interna no galpão. Conforme disposto na Norma, as telhas metálicas e painéis, como os que considerado no galpão em estudo, são elementos construtivos considerados permeáveis. Essa permeabilidade “deve-se à presença de aberturas, tais como juntas entre painéis de vedação e entre telhas”.

O Apêndice A reúne as especificações que constam no item 6.2 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), avaliando a aplicabilidade de cada uma no galpão em estudo e relacionando os valores de C_{pi} a serem considerados.

Conforme as análises apresentadas no Apêndice A, constatou-se que o cenário mais crítico de combinação de coeficientes de pressão, seu deu a partir do entendimento de uma abertura dominante na face de sotavento, e a consequente adoção do valor do coeficiente de forma externa, C_e , correspondente a esta face. Deste modo, adotou-se $C_{pi} = +0,7$, conforme apresentado no Quadro 10.

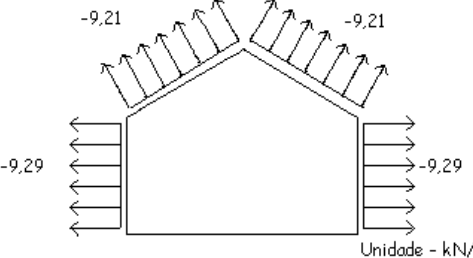
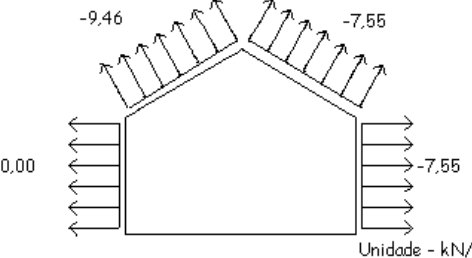
Quadro 10 - Cenário mais crítico de combinação dos coeficientes de pressão

Caso	Vento 0°	Vento 90°
c.1.2.1		

Fonte: elaborado pelo autor.

Para as combinações de coeficientes de pressão apresentadas, o programa VisualVentos® retornou o cenário apresentado no Quadro 11 para a ação de vento.

Quadro 11 - Cenário mais crítico da ação do vento

Caso	Vento 0°	Vento 90°
c.1.2.1		

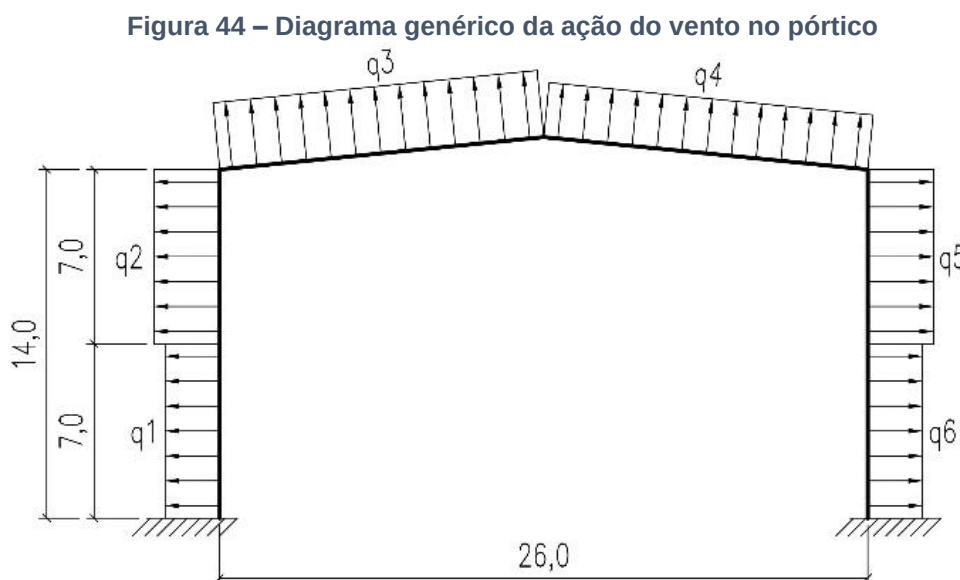
Fonte: elaborado pelo autor.

Destaca-se, entretanto, que algumas simplificações são realizadas pelo programa VisualVentos®. O espaçamento dos pórticos, que conforme projeto é 11,65

metros, no processamento do programa é considerado como 12 metros. Além disso, pretende-se obter a ação do vento nos pilares em dois trechos, o que no processamento do programa é fornecido em um único valor ao longo de todo o pilar.

4.4.1.4 Ações finais do vento

As ações finais do vento são obtidas considerando o espaçamento real entre eixo dos pórticos, correspondente a 11,65 metros. As ações que incidem sobre os pilares são obtidas em dois trechos distintos, correspondentes às cotas de 7 e 14 metros. Devido as especificações apresentadas, ilustradas parcialmente na Figura 44, os valores calculados diferem-se dos obtidos diretamente com a utilização do programa VisualVentos®, tendo em vista as diferentes considerações ao longo do cálculo.



Fonte: elaborado pelo autor

d = espaçamento entre Pórticos

$$q_n = d \text{ (m)} \times q \text{ (kN/m}^2\text{)} \times coef$$

Na Tabela 15 são apresentados os valores obtidos para a ação do vento no pórtico, conforme os valores da pressão dinâmica (q_k), obtidos em 4.4.1.1, e os valores dos coeficientes de pressão externa e interna, apresentados respectivamente em 4.4.1.2 e 4.4.1.3.

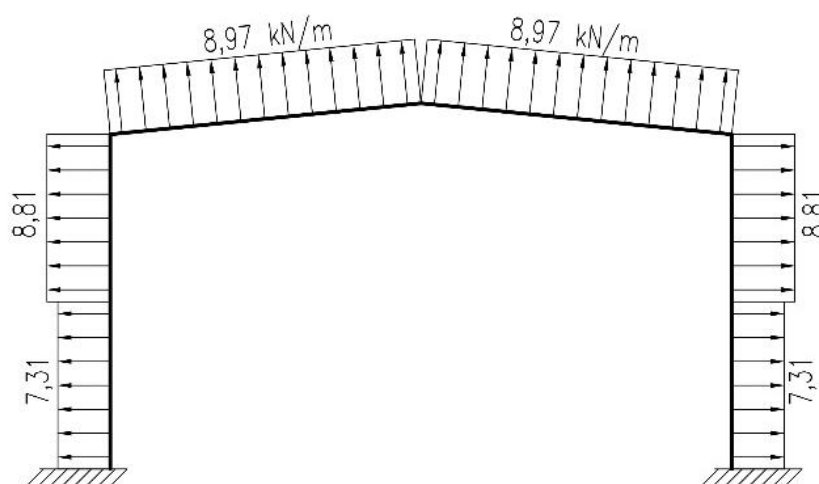
Tabela 15 - Ação do vento no pórtico

$d \times q$	Coef. Caso c.1.2.1 (0°)	Carregamento (kN/m)	Coef. Caso c.1.2.1 (90°)	Carregamento (kN/m)
$q_1 = 11,65 \times 0,39$	1,60	7,31	0,00	0,00
$q_2 = 11,65 \times 0,47$	1,60	8,81	0,00	0,00
$q_3 = 11,65 \times 0,48$	1,59	8,97	1,63	9,19
$q_4 = 11,65 \times 0,48$	1,59	8,97	1,30	7,33
$q_5 = 11,65 \times 0,47$	1,60	8,81	1,30	7,16
$q_6 = 11,65 \times 0,39$	1,60	7,31	1,30	5,94

Fonte: elaborado pelo autor.

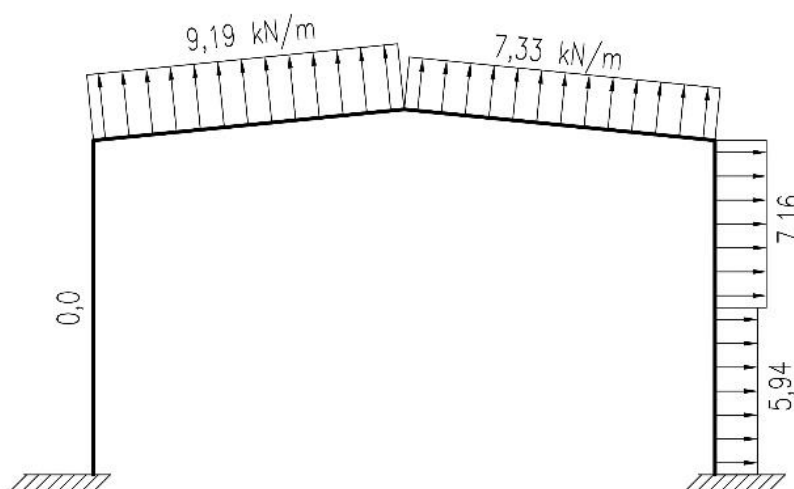
Os diagramas finais da ação do vento no pórtico, para vento à 0° e 90°, estão apresentados respectivamente na Figura 45 e na Figura 46.

Figura 45 – Diagrama final a ação do vento à 0°



Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 46 – Diagrama final da ação do vento à 90°



Fonte: elaborado pelo autor.

Para efeito das combinações que consideram as ações devidas ao vento, estas são decompostas segundo os eixos globais, para efetiva montagem das combinações finais.

Tabela 16 - Decomposição das ações devido ao vento

Vento	Carga	Valor (kN/m)	Decomposta (kN/m)	
			Eixo X	Eixo Y
0°	q3	8,97	0,89	8,93
	q4	8,97	0,89	8,93
90°	q3	9,19	0,92	9,15
	q4	7,33	0,73	7,29

Fonte: elaborado pelo autor.

4.4.2 Ações permanentes ($F_{Gt,k}$)

De acordo com a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), as ações permanentes referem-se àquelas que ocorrem com valores praticamente constantes ao longo de toda a vida útil projetada da construção. Também são classificadas como permanentes as ações que aumentam com o tempo, convergindo para um valor-limite constante.

Entre as ações permanentes de maior relevância, destaca-se o peso próprio da estrutura, cuja precisão só é alcançada após a conclusão do dimensionamento. Diversos autores e fontes bibliográficas oferecem estimativas do peso da estrutura por metro quadrado para auxiliar nessa fase do projeto.

Neto (2007), por exemplo, propõe uma classificação categorizada do peso da estrutura por metro quadrado, abrangendo categorias como muito leve, leve, média e pesada, conforme detalhado no Quadro 12. Essa classificação proporciona uma abordagem útil para a análise e consideração do impacto das ações permanentes durante o processo de dimensionamento estrutural.

Quadro 12 - Peso (kN) por m² pelo tipo de estrutura

Elemento	Muito leve	Leve	Médio	Pesado
Cobertura	0,05 a 0,10	0,10 a 0,20	0,20 a 0,30	0,30 a 0,60
Pilares e fechamentos	0,05 a 0,10	0,10 a 0,20	0,20 a 0,30	0,30 a 0,60

Fonte: Neto (2007)

Do mesmo modo, Bellei (2010) apresenta uma classificação dos galpões em função do peso da estrutura por metro quadrado, apresentada no Quadro 13.

Quadro 13 - Classificação de galpões em kN/m²

Elementos da estrutura de aço	Classificação				
	muito leve	leve	médio	pesado	muito pesado
Cobertura: Tesouras, vigas secundárias, terças, lanternim, contraventamentos, tirantes, vigas pórticos, etc.	0,05 a 0,1	0,1 a 0,2	0,2 a 0,3	0,3 a 0,6	0,4 a 0,6
Parte inferior: Pilares, plataformas, vigas de rolamento, vigas e colunas de tapamento, etc.	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	0,4 a 0,9	0,9 a 1,4	1,6 a 3,2
Total	≤ 0,3	> 0,3 a 0,66	0,6 a 1,2	1,2 a 2	2 a 4

Fonte: Adaptado de Bellei (2010)

Outra estimativa, com base no IABr (2018), é apresentada na Quadro 14.

Quadro 14 - Peso da estrutura por m²

Elemento	Peso
Telhas	0,10
Contraventamentos	0,05
Terças e Tirantes	0,10
Vigas e Colunas	0,20

Fonte: IABr (2018)

E por fim, conforme D'Alambert (2012), é apresentada a proposta de estimativa para o peso próprio das estruturas no Quadro 15. É relevante observar que o peso do pórtico é designado como "estimado", devido às variações nas dimensões e outras características do galpão. Portanto, a determinação do peso do pórtico é feita mediante a utilização de tabelas e ábacos, apresentados no Anexo B.

Quadro 15 - Peso próprio das estruturas metálicas

Item	Peso/m²
Pórtico	Peso estimado
Terças e Tirantes	0,05 kN/m²
Contraventamentos	0,05 kN/m²
Telhas	0,06 a 0,12 kN/m²

Fonte: D'Alambert (2012)

No caso do galpão em análise, o peso próprio do pórtico será calculado através do pré-dimensionamento sugerido por D'Alambert (2012). Dado que a velocidade do vento é de 35 m/s e a distância entre os pórticos segue o padrão de 11,65 m, a estrutura se classifica no estágio de ações Q3. Ao aplicar os ábacos e tabelas

recomendados pelo autor, obtém-se um pré-dimensionamento que implica na utilização dos perfis apresentados no Quadro 16.

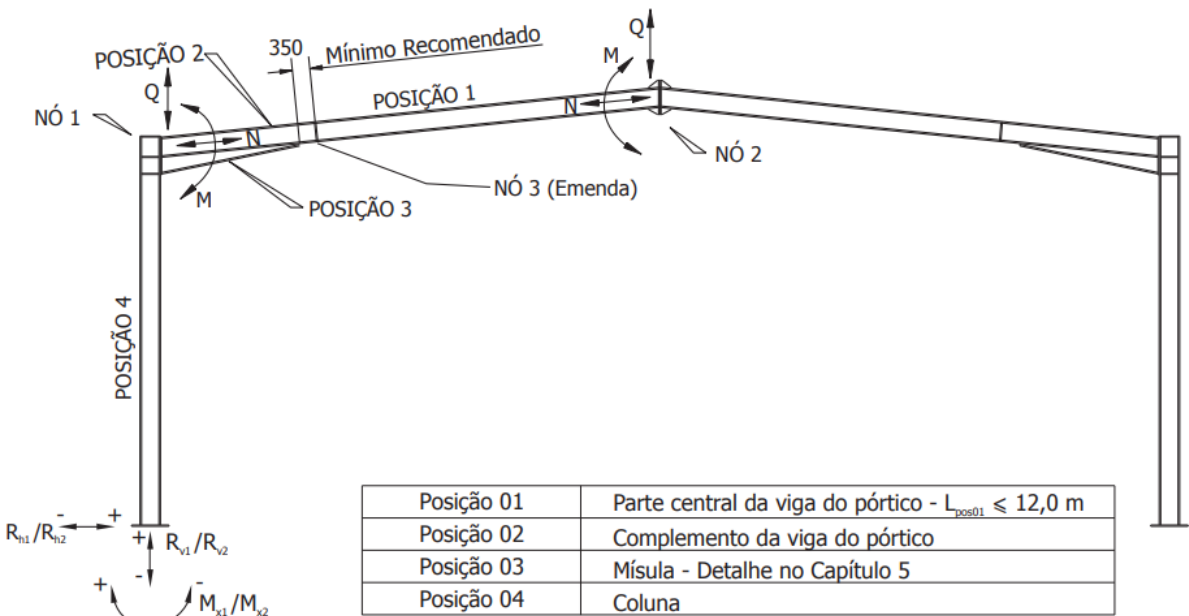
Quadro 16 - Pré-dimensionamento conforme D'Alambert (2012)

L	Elemento	Q3
26 m	Viga – Posição 01	W410x53,0
	Nó – Posição 03	W410x53,0
	Coluna – Posição 04	W530x92,0

Fonte: elaborado pelo autor conforme D'Alambert (2012)

A indicação do elemento que corresponde a cada posição é apresentada na Figura 47.

Figura 47 - Indicação de posições no pórtico



Fonte: D'Alambert (2012)

Antes de prosseguir com a obtenção do carregamento permanente sobre a estrutura, destaca-se que o pré-dimensionamento de pórticos em aço é abordado de diferentes formas por outros autores. Bellei (2010), por exemplo, aborda que as vigas de cobertura de alma cheia são aplicadas em estruturas com vãos de até 30 metros, mantendo uma altura constante, ou em vãos maiores, geralmente superiores a 30 metros, para galpões sem ponte rolante.

Para o autor, a altura das vigas do pórtico varia de acordo com as seguintes relações, observado o limite para o deslocamento vertical $\Delta \leq L/250$:

- a) $H/L = 1/40$ a $1/60$ do vão para galpões com ponte rolante;
- b) $H/L = 1/50$ a $1/70$ do vão para galpões sem ponte rolante.

Quanto à contenção lateral, Bellei (2010) enfatiza a importância de proporcionar a devida contenção à viga para garantir um dimensionamento econômico. Isso pode ser alcançado por meio de terças ou pela instalação de contraventamentos no plano da cobertura. No caso de vigas com altura pequena (<400 mm), os contraventamentos são suficientes. No entanto, em vigas mais altas, é aconselhável adicionar mão-francesa em terças estrategicamente selecionadas para garantir a estabilidade.

Para o pré-dimensionamento de pilares em galpões sem ponte rolante com altura constante, Bellei (2010) propõe a seguinte relação: $H=L/20$ a $H=L/30$, proporcionando uma base para o desenvolvimento do projeto estrutural.

Para o pórtico em estudo, os valores de L e H são respectivamente 26 e 14 metros, assim, tem-se que para as vigas do pórtico

$$433 \text{ mm} < h < 650 \text{ mm}$$

e para os pilares

$$866 \text{ mm} < h < 1300 \text{ mm}$$

Em relação ao pré-dimensionamento sugerido por D'Alambert (2012) e adotado nesta etapa do trabalho, a altura dos perfis (W410x53,0 para a viga de cobertura e W530x92,0 para o pilar) são inferiores ao intervalo proposto do Bellei (2010).

Ao considerar os perfis obtidos, estima-se que para cada pórtico será utilizado 28 metros do perfil W530x92,0 e 30 metros do perfil W410x53,0. A soma da massa dos perfis destinados a um único pórtico totaliza 4166 kg. Com a consideração dos 7 pórticos e uma área de 28 x 70,5 metros, calcula-se uma taxa estimada de 14,8 kg/m², equivalente em peso a 14,8 kgf/m², ou ainda, 0,15 kN/m².

Em relação às telhas, de acordo com a proposta de D'Alambert (2012) que sugere um intervalo entre 0,06 e 0,12 kN/m², será adotado o valor de 0,12 kN/m², tendo como base a intenção de se utilizar Isotelha Trapezoidal PIR AP 70 (11,66 kg/m²). Dessa forma, são consideradas as ações apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17 - Ações permanentes

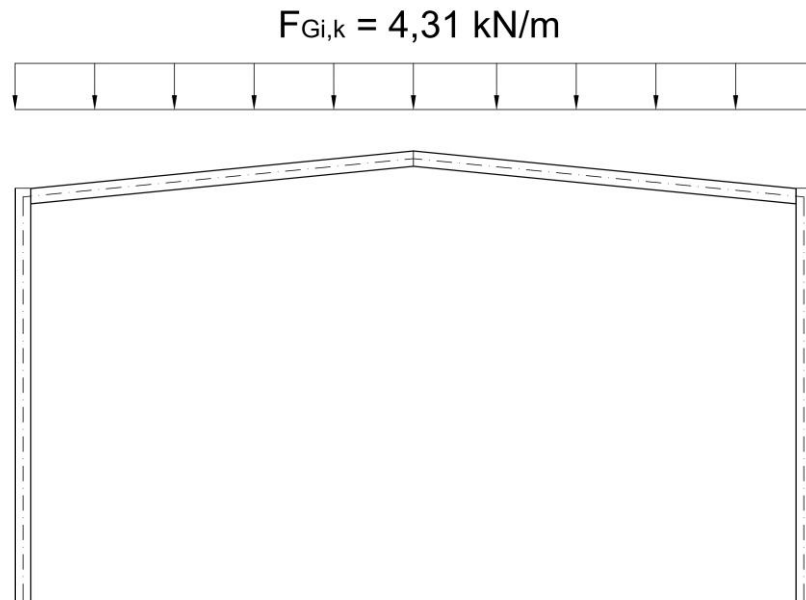
Item	Peso/m ²
Pórtico	0,15 kN/m ²
Terças e Tirantes	0,05 kN/m ²
Contraventamentos	0,05 kN/m ²
Telhas	0,12 kN/m ²
Total permanente	0,37 kN/m ²

Fonte: elaborado pelo autor.

O carregamento permanente distribuído linearmente sobre um pórtico, apresentado na Figura 48, e corresponde a:

$$0,37 \text{ kN/m}^2 \times 11,65 \text{ m} = 4,31 \text{ kN/m}$$

Figura 48 - Carregamento permanente



Fonte: elaborado pelo autor.

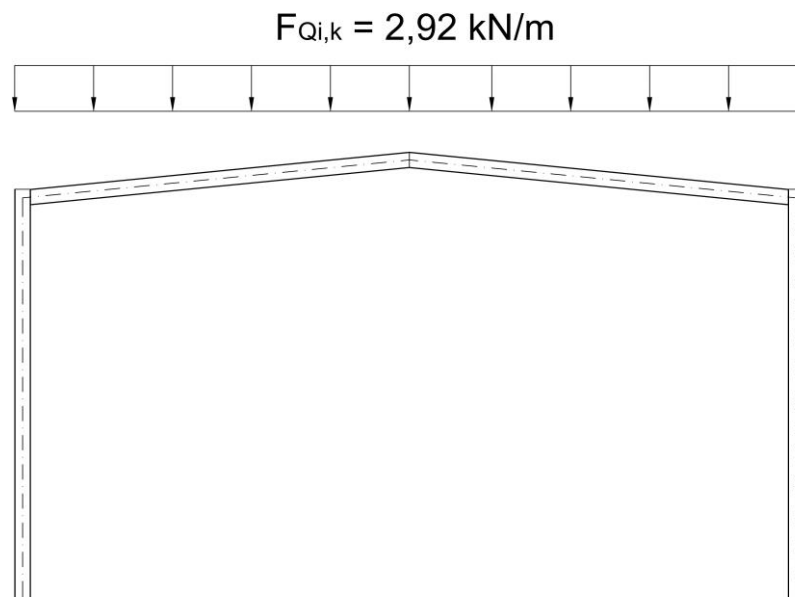
4.4.3 Ações variáveis ($F_{Qi,k}$)

O Anexo B da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), em seu item B.5.1, estipula diretrizes para sobrecargas em coberturas convencionais, como telhados. Na ausência de especificações mais rigorosas, é recomendada uma sobrecarga característica mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$ em projeção horizontal. Esta sobrecarga abrange diversas fontes, como instalações elétricas e hidráulicas, isolamentos térmicos e acústicos, além de pequenas peças fixadas eventualmente na cobertura, com um limite superior estabelecido em $0,05 \text{ kN/m}^2$.

Ao considerar a sobrecarga mínima, o carregamento linearmente distribuído sobre o pórtico, conforme ilustrado na Figura 49, pode ser avaliado da seguinte maneira:

$$0,25 \text{ kN/m}^2 \times 11,65 \text{ m} = 2,92 \text{ kN/m}$$

Figura 49 - Carregamento variável



Fonte: elaborado pelo autor.

4.4.4 Força Horizontal equivalente

O item 4.9.7.1.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece diretrizes específicas para estruturas de pequena e média deslocabilidade, destacando a necessidade de incorporar os efeitos das imperfeições geométricas iniciais diretamente na análise.

Isso é alcançado ao considerar, em cada andar, um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior de $h/333$, sendo h a altura do andar. Uma abordagem alternativa é a aplicação de uma força horizontal equivalente, denominada como força nocional, representando 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo em todos os pilares e elementos resistentes a cargas verticais no andar em questão.

Esses efeitos devem ser avaliados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura, e é permitido interpretá-los como um carregamento lateral mínimo. A determinação da força nocional envolve a combinação das ações gravitacionais sobre todos os pilares, considerando o peso próprio e a sobrecarga na cobertura, conforme expresso na combinação a seguir:

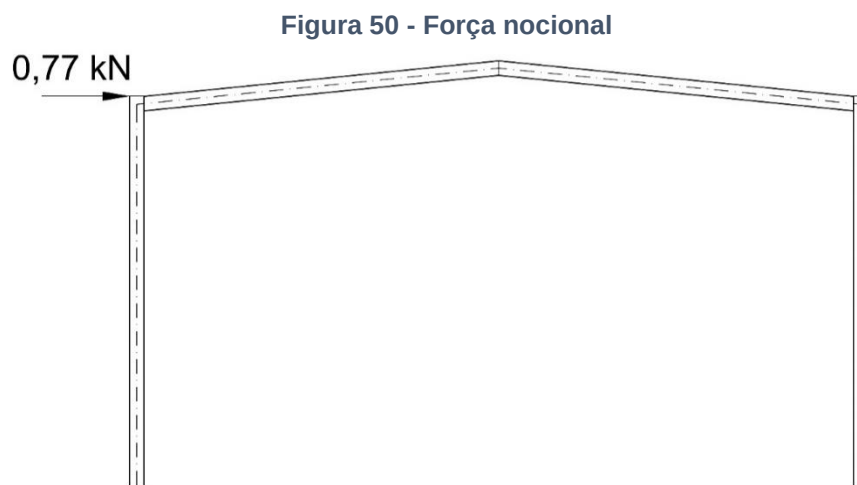
$$F_{d,2} = (1,25)F_{Gi,k} + (1,5) F_{Q1,k}$$

$$F_{d,2} = (1,25) \times (4,31 \text{ kN/m}) + (1,5) \times (2,92 \text{ kN/m})$$

$$F_{d,2} = 9,77 \text{ kN/m}$$

A força nocional (F_n), representada na Figura 50, é dada por:

$$F_n = (9,77 \text{ kN/m}) \times (26 \text{ m}) \times 0,3\% = 0,762 \text{ kN} = 0,77 \text{ kN}$$



Fonte: elaborado pelo autor.

4.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Conforme a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), os carregamentos devem ser definidos pela combinação de ações que têm probabilidade evidente de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. As combinações das ações devem gerar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Para a verificação da segurança em relação a todos os estados-limite aplicáveis, devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias, tanto para os estados-limites últimos quanto para os estados-limites de serviço.

Para o pórtico em estudo, as combinações consideradas se restringem às combinações últimas normais, combinações quase permanentes de serviço e combinações frequentes de serviço.

4.5.1 Combinações últimas normais

Conforme o item 4.7.7.2.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), as combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação, e devem ser consideradas tantas quantas forem necessárias para verificar as condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Aplica-se para cada combinação a seguinte expressão:

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

onde:

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

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

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

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações e dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis, são apresentados respectivamente na Tabela 1 e Tabela 2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008). Os valores adotados para o coeficiente de ponderação das ações são:

- Para ações permanentes, referentes ao peso próprio da estrutura: $\gamma_g = 1,25$ para combinações normais e $\gamma_g = 1,0$ para as ações permanentes favoráveis à segurança;
- Para ação variável do vento: $\gamma_q = 1,4$;
- Para as demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação (sobrecargas): $\gamma_q = 1,5$.

Em relação aos fatores de combinação, tem-se:

- Vento – pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral: $\psi_0 = 0,6$;
- Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação – sobrecargas em coberturas: $\psi_0 = 0,8$.

Para dimensionamento estrutural utilizam-se as seguintes combinações apresentadas na Tabela 18, que nas que consideram o vento contam com o acréscimo do sufixo “a” para vento à 0° e sufixo “b” para vento à 90°.

Tabela 18 - Combinações últimas normais

Nome da combinação	Combinações
Comb. 1 (C1)	$1,25 \cdot F_{Gi,k}$
Comb. 2 (C2)	$1,25 \cdot F_{Gi,k} + 1,5 \cdot F_{Q1,k} \text{ (sobrecargas)}$
Comb. 3 (C3)	$1,0 \cdot F_{Gi,k} + 1,4 \cdot F_{Q1,k} \text{ (vento)}$
Comb. 4 (C4)	$1,25 \cdot F_{Gi,k} + 1,5 \cdot F_{Q1,k} \text{ (sobrecargas)} + 1,4 \cdot 0,6 \cdot F_{Qj,k} \text{ (vento)}$
Comb. 5 (C5)	$1,25 \cdot F_{Gi,k} + 1,4 \cdot F_{Q1,k} \text{ (vento)} + 1,5 \cdot 0,8 \cdot F_{Qj,k} \text{ (sobrecarga)}$

Fonte: elaborado pelo autor.

4.5.2 Combinações quase permanentes de serviço

De acordo com o item 4.7.7.3.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para essas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_{2j}F_{Qj,k}$. Essas combinações se referem a situações que podem atuar durante grande parte da vida da estrutura, aproximadamente metade desse período, e são empregadas para avaliar os efeitos de longa duração e a aparência da construção. Destaca-se que o termo aparência, empregado pela norma, relaciona-se aos deslocamentos excessivos que não provocam danos a outros componentes da construção, e não somente as questões estéticas.

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

4.5.3 Combinações frequentes de serviço

Conforme o item 4.7.7.3.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), essas combinações referem-se às ações que atuam concomitantemente e que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, na ordem de 100.000 em 50 anos, ou com duração total igual a uma parte não desprezível desse período na ordem de 5%. Os danos causados por essas combinações são reversíveis, não causando danos permanentes à estrutura, contemplando o conforto dos usuários e funcionamento de equipamentos (vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos, acúmulo de água em coberturas e nucleação de fissuras).

A ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\Psi_1F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_{2j}F_{Qj,k}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j}F_{Qj,k}) \quad (6)$$

Para as combinações de serviço mencionadas, quanto aos fatores de combinação, tem-se:

- a) Vento – pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral: $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0$;
- b) Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação – sobrecargas em coberturas: $\psi_1 = 0,7$ e $\psi_2 = 0,6$.

4.6 ANÁLISE DE DESLOCABILIDADE

No âmbito deste estudo, não se utilizou programas computacionais com capacidade de análise de segunda ordem, conforme segue o exemplo do "Manual de Construção em Aço - Galpões para usos gerais" (IABr, 2010). Optou-se, assim, por considerar para o dimensionamento do pórtico, que ele apresenta de pequena a média deslocabilidade. Nesse contexto, os efeitos das imperfeições geométricas são incorporados diretamente na análise por meio da aplicação da força nocional, apresentada em 4.4.4.

No tocante aos deslocamentos, o item 4.9.2.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), dispõe que os esforços internos podem ser determinados por:

- a) análise linear (teoria de primeira ordem), com base na geometria indeformada da estrutura;
- b) análise não-linear, com base na geometria deformada da estrutura.

A análise não-linear é recomendada sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos, podendo ser baseada em teorias geometricamente exatas, teorias aproximadas ou adaptações à teoria de primeira ordem. A classificação das estruturas quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, conforme o item 4.9.4 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), divide-as em:

- a) Pequena deslocabilidade: $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1,1$;
- b) Média deslocabilidade: $1,1 < \Delta_2/\Delta_1 \leq 1,4$;
- c) Grande deslocabilidade: $1,4 < \Delta_2/\Delta_1$;

Onde, Δ_2/Δ_1 é a relação entre o deslocamento lateral do andar relativo à base obtido na análise de segunda ordem e aquele obtido na análise de primeira ordem.

Conforme o item 4.9.8.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) “para estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem”.

4.7 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO

O dimensionamento dos elementos do pórtico envolve, essencialmente, a verificação e análise dos deslocamentos máximos, sendo este um fator determinante na seleção dos perfis. Além disso, abrange o dimensionamento propriamente dito e a

verificação da estabilidade dos perfis escolhidos para garantir a integridade estrutural do pórtico.

4.7.1 Considerações gerais

Conforme destacado pelo IABr (2010), o processo de cálculo para dimensionar perfis é uma etapa complexa e que pode demandar um considerável investimento de tempo por parte do engenheiro estrutural. Contudo, a crescente adoção de programas computacionais especializados no dimensionamento oferece uma solução eficiente e automatizada, liberando o profissional para direcionar sua expertise para análises mais aprofundadas e aprimoramento das estruturas.

As análises e verificações apresentadas neste trabalho seguem o exemplo prático delineado pelo IABr (2010). Além disso, o manual oferece um fluxograma abrangente, com referências normativas, que delineia todas as etapas necessárias para o dimensionamento de peças de aço submetidas à flexo-compressão. Essa abordagem sistêmica não apenas simplifica o processo, mas também assegura a conformidade com as normas, além de facilitar a aplicação prática de alguns conceitos.

4.7.2 Verificação do deslocamento

As verificações do deslocamento, tanto vertical quanto horizontal, é realizada computacionalmente pelo programa *Ftool*. São apresentadas separadamente as verificações do deslocamento vertical e do deslocamento horizontal.

4.7.2.1 Verificação do deslocamento vertical

De acordo com a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), os deslocamentos devem ser calculados conforme o item 4.9.8 da Norma, que aborda a determinação de respostas para estados-limites de serviço. Para isso, é necessário utilizar as combinações de serviço descritas no item 4.7.7.3 da Norma. No caso do deslocamento vertical, este é determinado pela combinação quase permanente de serviço, dada pela Equação 55.

Como apresentado em 4.3.2, a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) estipula um limite para o deslocamento vertical de $L/250$ para vigas de cobertura. Portanto, para o galpão em análise, o deslocamento máximo permitido será:

$$\frac{26000 \text{ mm}}{250} = 104 \text{ mm}$$

Ao analisar o pórtico formado pelos perfis obtidos no pré-dimensionamento e aplicar a combinação de ações quase permanentes de serviço:

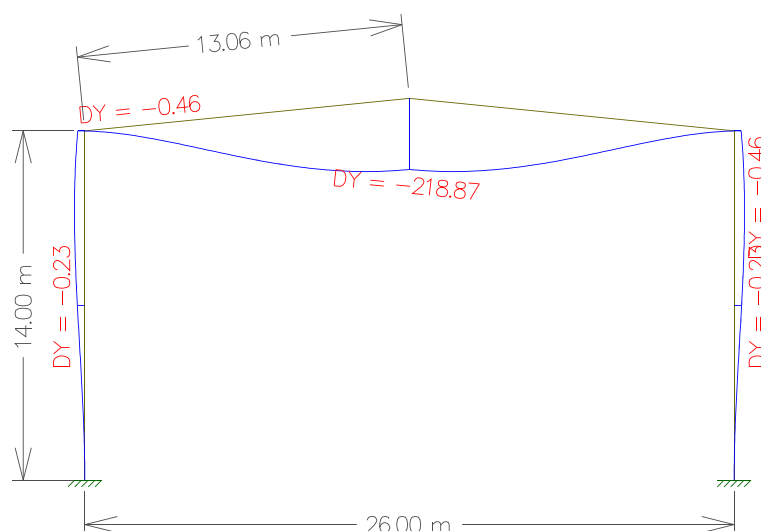
$$F_{d,6} = (1,0)F_{Gi,k} + (0,6) F_{Q1,k}$$

$$F_{d,6} = (1,0) \times (4,31 \text{ kN/m}) + (0,6) \times (2,92 \text{ kN/m})$$

$$F_{d,6} = 6,06 \text{ kN/m}$$

os deslocamentos verticais foram calculados utilizando o programa *Ftool*, conforme ilustrado na Figura 51.

Figura 51 - Deslocamento vertical (unidades em mm)



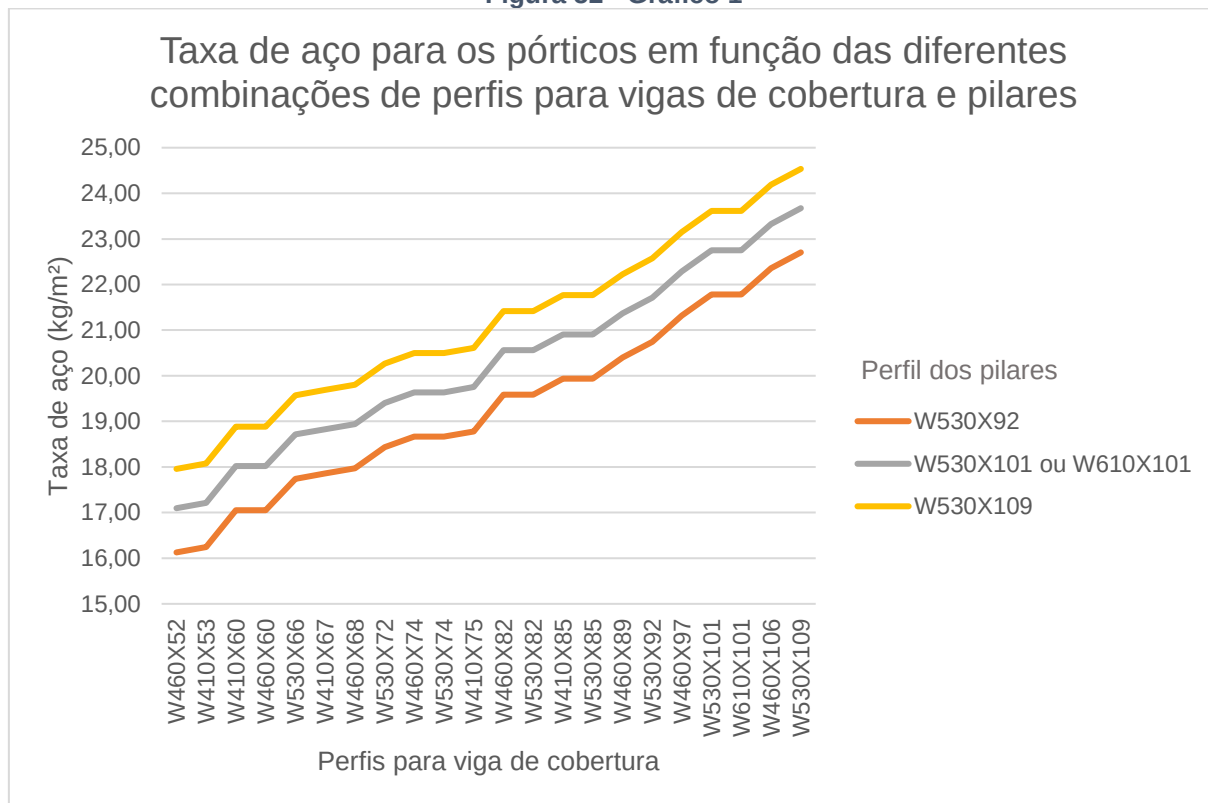
Fonte: elaborado pelo autor.

Observa-se que o deslocamento vertical para a combinação de perfis utilizados ultrapassa o limite estipulado pela ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008). Diante desse cenário, ao considerar o deslocamento vertical como um fator crítico na seleção dos perfis para a viga de cobertura e pilar, torna-se necessário analisar os deslocamentos para diferentes combinações de perfis.

Assim como na primeira verificação realizada para a combinação de perfis W410x53,0 para a viga de cobertura e W530x92,0 para o pilar, é necessário determinar os carregamentos permanentes para cada configuração de perfis, juntamente com o cálculo novas combinações de ações. O gráfico apresentado na Figura 52 proporciona uma representação visual clara do impacto das alterações nos

perfis na taxa de aço dos pórticos, expressa em kg/m². Uma taxa de aço mais elevada, conforme ilustrado, implica consequentemente em um aumento do carregamento permanente a ser considerado nas combinações de ações, influenciando diretamente nos deslocamentos verticais correspondentes.

Figura 52 - Gráfico 1



Fonte: elaborado pelo autor.

Ao conduzir uma análise detalhada no programa *Ftool* para cada um dos pórticos formados pelas diversas combinações de perfis apresentadas, para combinação de ações quase permanente de serviço, os resultados dos deslocamentos verticais obtidos são apresentados na Tabela 19.

A tabela oferece uma visão abrangente e possibilita a comparação dos deslocamentos associados às diferentes configurações do pórtico. Destaca-se que dentre as configurações de pórticos analisadas, um total de sete configurações apresentaram deslocamento vertical inferior ao limite estabelecido (104 mm).

Entre as sete combinações mencionadas, destaca-se que, ao analisar o perfil W530x92, inicialmente pré-dimensionado como a coluna do pórtico, observou-se que a única combinação de perfil para a viga que atendeu ao critério estabelecido para o deslocamento vertical máximo foi o W610x101. Essa constatação sugere uma

tendência na direção da adoção de um perfil com maior altura e inércia em comparação ao perfil anteriormente considerado.

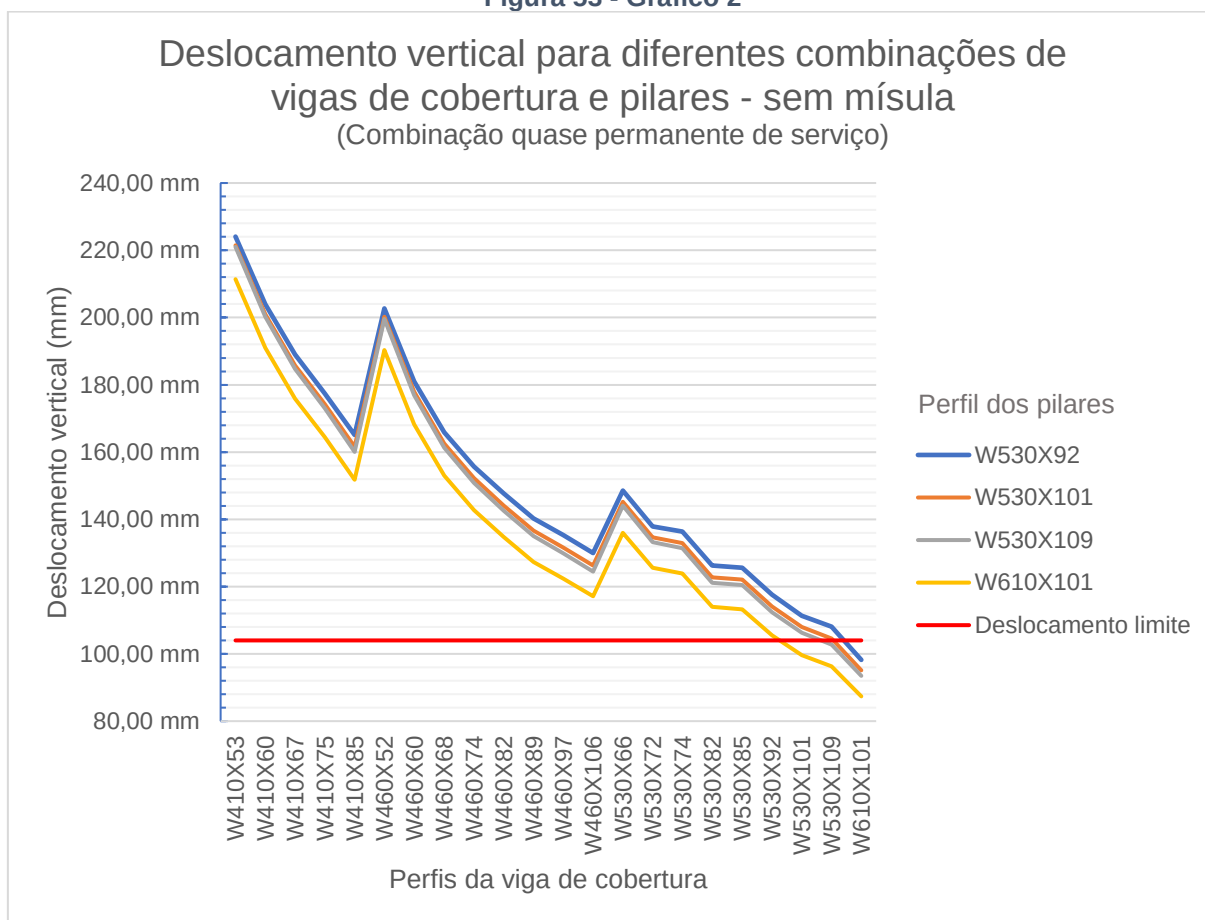
Tabela 19 - Deslocamentos verticais

Perfil da viga de cobertura	Perfil dos pilares			
	W530X92	W530X101	W530X109	W610X101
W 410 x 53,0	224,06 mm	221,48 mm	221,01 mm	211,40 mm
W 410 x 60,0	203,93 mm	201,01 mm	200,22 mm	191,03 mm
W 410 x 67,0	188,96 mm	185,79 mm	184,74 mm	175,88 mm
W 410 x 75,0	177,40 mm	174,29 mm	173,04 mm	164,42 mm
W 410 x 85,0	165,12 mm	161,54 mm	160,09 mm	151,75 mm
W 460 x 52,0	202,69 mm	200,22 mm	199,52 mm	190,38 mm
W 460 x 60,0	181,04 mm	177,92 mm	176,89 mm	168,24 mm
W 460 x 68,0	165,89 mm	162,55 mm	161,28 mm	152,98 mm
W 460 x 74,0	155,70 mm	152,24 mm	150,84 mm	142,78 mm
W 460 x 82,0	147,68 mm	144,10 mm	142,57 mm	134,71 mm
W 460 x 89,0	140,28 mm	136,63 mm	135,01 mm	127,35 mm
W 460 x 97,0	135,30 mm	131,59 mm	129,88 mm	122,36 mm
W 460 x 106,0	130,00 mm	126,24 mm	124,46 mm	117,09 mm
W 530 x 66,0	148,56 mm	145,19 mm	144,03 mm	135,98 mm
W 530 x 72,0	137,93 mm	134,69 mm	133,19 mm	125,65 mm
W 530 x 74,0	136,40 mm	132,93 mm	131,41 mm	123,91 mm
W 530 x 82,0	126,28 mm	122,77 mm	121,16 mm	113,97 mm
W 530 x 85,0	125,61 mm	122,07 mm	120,43 mm	113,26 mm
W 530 x 92,0	117,61 mm	114,09 mm	112,40 mm	105,50 mm
W 530 x 101,0	111,37 mm	108,02 mm	106,30 mm	99,62 mm
W 530 x 109,0	108,06 mm	104,56 mm	102,81 mm	96,27 mm
W 610 x 101,0	98,22 mm	95,11 mm	93,47 mm	87,37 mm

Fonte: elaborado pelo autor.

Os dados apresentados na Tabela 19 estão representados graficamente na Figura 53, na qual pode-se observar o decréscimo no valor obtido para o deslocamento vertical do pórtico em função da adoção de perfis de maior altura (associados a um peso mais elevado).

Figura 53 - Gráfico 2



Fonte: elaborado pelo autor.

Observa-se que, em função do deslocamento vertical, os possíveis perfis a serem utilizados como viga de cobertura, divergem do perfil obtido no primeiro pré-dimensionamento realizado conforme D'Alambert (2012). Entretanto, diferentemente do que é considerado pelo autor, na análise apresentada acima, foi desconsiderada a utilização de mísulas na ligação entre as colunas e viga de cobertura. Sendo essa uma das justificativas para a divergência dos perfis obtidos na verificação do deslocamento vertical.

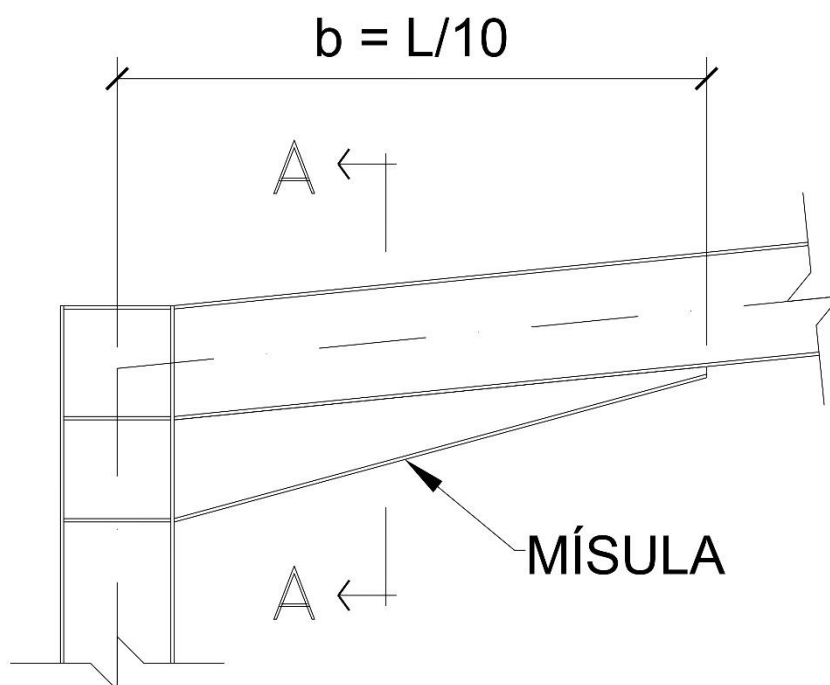
4.7.2.2 Verificação do deslocamento vertical com utilização de mísulas

De modo a se aproximar das considerações feitas por D'Alambert (2012) (admitindo a possibilidade de divergências na forma de se considerar o carregamento permanente na estrutura), realiza-se, a exemplo do que foi feito no item 4.7.2.1 acima, uma nova análise no programa *Ftool*, considerando cada um dos pórticos formados pelas diversas combinações de perfis apresentadas, porém com o incremento das mísulas.

A utilização de mísulas no nó do pórtico implica em uma ligação engastada entre a viga do pórtico e a coluna. De acordo com D'Alambert (2012), é comum que, nesse tipo de ligação, os esforços cortantes sejam absorvidos exclusivamente pela alma, enquanto as abas do perfil assumem a responsabilidade pelo momento fletor. Dependendo das necessidades específicas e dos recursos disponíveis, essas conexões podem ser implementadas através de soldagem ou parafusos.

As mísulas são obtidas pelo corte do próprio perfil, correspondente ao utilizado na viga de cobertura, e posicionadas conforme ilustrado na Figura 54.

Figura 54 - Nó do pórtico (mísulas)

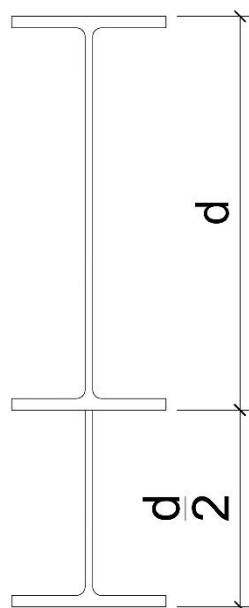


Fonte: elaborado pelo autor.

Conforme evidenciado pelo corte A-A na Figura 54, detalhadamente representado na Figura 55, a seção intermediária da mísula é composta pelo perfil da viga de cobertura, apresentando uma altura d . E nessa configuração, a mísula localizada na seção intermediária é formada por metade do perfil, resultando em uma altura de $d/2$.

Para otimizar a análise no programa *Ftool*, simplifica-se a representação da inércia do trecho contendo a mísula. Nesse contexto, será considerada uma inércia equivalente àquela do perfil hipotético ilustrado na Figura 56, caracterizado por uma altura total de $d + d/2$.

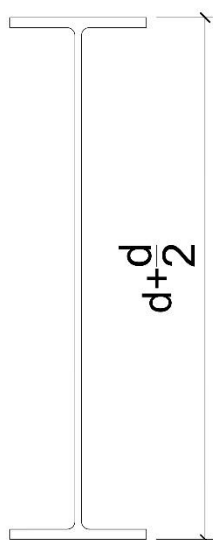
Figura 55 - Corte A-A mísulas



CORTE A-A
SEM ESCALA

Fonte: elaborado pelo autor.

Figura 56 - Perfil hipotético mísulas



Fonte: elaborado pelo autor.

Essa abordagem visa facilitar a modelagem e cálculos, garantindo uma representação simulada do comportamento estrutural da mísula na análise realizada pelo programa *Ftool*. As inércias consideradas estão apresentadas na Tabela 20.

Tabela 20 - Inércia do perfil hipotético da mísula

Bitola	d	Com mísula	
		d+d/2	Ix
mm x kg/m	mm	mm	cm ⁴
W 410 x 53,0	403	604,5	46.360,0
W 410 x 60,0	407	610,5	53.543,0
W 410 x 67,0	410	615	61.271,0
W 410 x 75,0	413	619,5	68.850,0
W 410 x 85,0	417	625,5	79.335,0
W 460 x 52,0	450	675	53.881,0
W 460 x 60,0	455	682,5	64.382,0
W 460 x 68,0	459	688,5	75.308,0
W 460 x 74,0	457	685,5	83.251,0
W 460 x 82,0	460	690	92.930,0
W 460 x 89,0	463	694,5	102.904,0
W 460 x 97,0	466	699	112.240,0
W 460 x 106,0	469	703,5	123.716,0
W 530 x 66,0	525	787,5	89.818,0
W 530 x 72,0	524	786	101.254,0
W 530 x 74,0	529	793,5	105.039,0
W 530 x 82,0	528	792	119.783,0
W 530 x 85,0	535	802,5	123.729,0
W 530 x 92,0	533	799,5	138.738,0
W 530 x 101,0	537	805,5	155.075,0
W 530 x 109,0	539	808,5	168.000,0
W 610 x 101,0	603	904,5	192.996,0

Fonte: elaborado pelo autor.

Chaves (2007) aponta que “o menor peso de uma viga de cobertura de alma cheia é conseguido com a adoção de perfis de inércia variável”. A variação da inércia do perfil através da utilização das mísulas, tem seu resultado prático apontado na Tabela 21, que relaciona os resultados dos deslocamentos verticais obtidos com a utilização das mísulas.

A tabela oferece uma visão abrangente e possibilita a comparação dos deslocamentos associados às diferentes configurações do pórtico. Destaca-se que a utilização das mísulas proporcionou um aumento no número de configurações de pórticos que apresentaram deslocamento vertical inferior ao limite estabelecido, sendo um total de 26 configurações.

Tabela 21 - Deslocamento verticais com uso de mísulas

Perfil da viga de cobertura	Perfil dos pilares			
	W530X92	W530X101	W530X109	W610X101
W 410 x 53,0	175,25 mm	170,23 mm	168,30 mm	158,98 mm
W 410 x 60,0	162,80 mm	156,89 mm	154,78 mm	145,76 mm
W 410 x 67,0	153,43 mm	146,76 mm	144,51 mm	135,70 mm
W 410 x 75,0	146,31 mm	139,20 mm	136,84 mm	128,20 mm
W 410 x 85,0	137,64 mm	130,84 mm	128,38 mm	119,95 mm
W 460 x 52,0	160,87 mm	155,31 mm	153,52 mm	144,30 mm
W 460 x 60,0	146,89 mm	141,07 mm	138,86 mm	130,24 mm
W 460 x 68,0	137,14 mm	130,91 mm	128,58 mm	120,22 mm
W 460 x 74,0	129,00 mm	124,48 mm	122,11 mm	113,94 mm
W 460 x 82,0	123,63 mm	119,08 mm	116,65 mm	108,64 mm
W 460 x 89,0	118,80 mm	114,07 mm	111,61 mm	103,78 mm
W 460 x 97,0	115,46 mm	110,72 mm	108,24 mm	100,51 mm
W 460 x 106,0	111,87 mm	107,15 mm	104,80 mm	97,06 mm
W 530 x 66,0	123,40 mm	118,99 mm	116,66 mm	108,70 mm
W 530 x 72,0	116,55 mm	111,99 mm	109,65 mm	101,94 mm
W 530 x 74,0	115,26 mm	110,87 mm	108,51 mm	100,83 mm
W 530 x 82,0	108,53 mm	104,22 mm	101,87 mm	94,47 mm
W 530 x 85,0	108,05 mm	103,55 mm	101,18 mm	93,80 mm
W 530 x 92,0	102,54 mm	98,32 mm	95,98 mm	88,86 mm
W 530 x 101,0	98,35 mm	94,08 mm	91,77 mm	84,89 mm
W 530 x 109,0	96,00 mm	91,78 mm	89,49 mm	82,73 mm
W 610 x 101,0	88,36 mm	84,48 mm	82,36 mm	76,07 mm

Fonte: elaborado pelo autor.

4.7.2.3 Verificação do deslocamento horizontal

Dentre as combinações de perfis que atenderam ao limite de deslocamento vertical, a combinação de perfis W530x92,0 tanto para a coluna quanto para a viga de cobertura do pórtico, apresenta-se como uma escolha com fundamentos estruturais e práticos. Dentre as combinações avaliadas, essa opção destaca-se pelo critério de peso, otimização da fabricação e o fator estético.

Pelo critério de peso, visando a eficiência na otimização da estrutura, a combinação W530x92 apresentou-se como uma das mais leves. Além disso, a decisão de empregar o mesmo perfil para coluna e viga de cobertura é estratégica, visando melhores condições de fabricação e a facilidade da montagem. Utilizar um único tipo de perfil simplifica o processo de fabricação, reduzindo a complexidade e custos associados à diversidade de perfis. Além disso, a uniformidade dos perfis

facilita a conexão entre eles, promovendo uma integração eficiente e harmoniosa esteticamente.

O pórtico adotado será submetido a análise do deslocamento horizontal. Conforme Chaves (2007), os deslocamentos horizontais são verificados no topo da coluna (ΔH) e em galpões industriais são normalmente causados pela movimentação de ponte rolante e pelo vento que atua na direção transversal do galpão. Segundo o anexo C da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), Tabela C.1, o estado limite de deformação horizontal para galpões em geral é de 1/300 da altura da coluna em relação à base, assim:

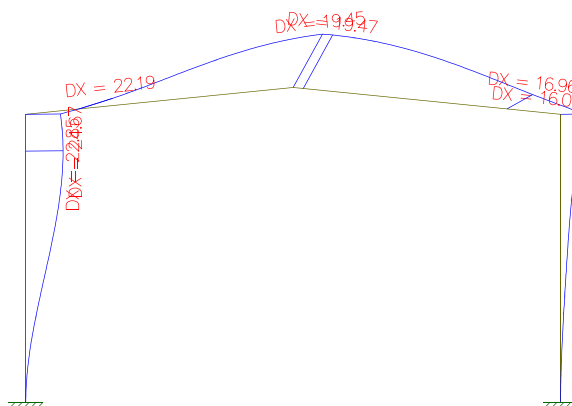
$$\frac{14000 \text{ mm}}{300} = 46,7 \text{ mm}$$

O deslocamento lateral do pórtico no topo das colunas será calculado para a pior situação das combinações frequentes de serviço, com base no disposto pelo IABr (2010). Assim, são analisadas as combinações de estado limite de utilização considerando apenas o carregamento nominal do vento:

$$F_{D,uti} = (0,3)F_{Qk,vento} \quad (7)$$

Deste modo, conforme análise apresentada no Apêndice B, para a pior combinação de ações frequentes de serviço observada, tem-se a seguinte configuração deformada, cujo máximo valor para o deslocamento horizontal no topo das colunas é $\Delta h = 22,85 \text{ mm}$:

Figura 57 - Deslocamento horizontal (unidades em mm)



Fonte: elaborado pelo autor.

4.7.3 Solicitações de cálculo

Com base na definição de uma nova combinação de perfis para o pórtico, em função das verificações para os deslocamentos vertical e horizontal máximos, um novo carregamento permanente é definido, a exemplo do que foi realizado em 4.4.2. Assim, tem-se as ações permanentes apresentadas na Tabela 22.

Tabela 22 - Ações permanentes definitivas

Item	Peso (kN/m ²)
Pórtico	0,19
Terças e Tirantes	0,05
Contraventamentos	0,05
Telhas	0,12
Total permanente	0,41

Fonte: elaborado pelo autor.

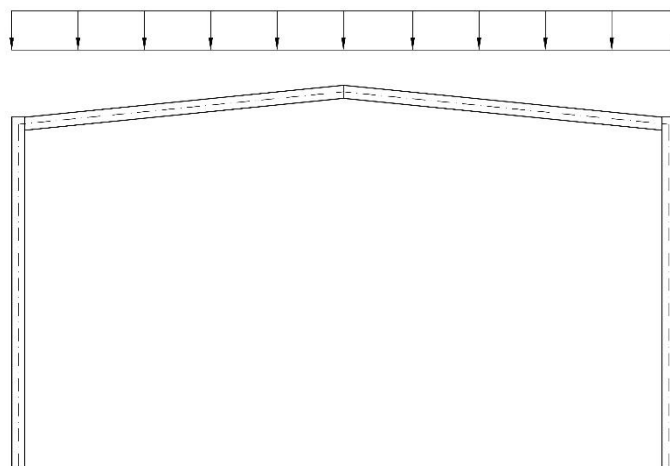
E o carregamento permanente distribuído linearmente sobre um pórtico, correspondente à:

$$0,41 \text{ kN/m}^2 \times 11,65 \text{ m} = 4,77 \text{ kN/m}$$

O carregamento permanente é apresentado na Figura 58.

Figura 58 - Carregamento permanente definitivo

$$F_{Gi,k} = 4,77 \text{ kN/m}$$



Fonte: elaborado pelo autor.

Em função do carregamento permanente, define-se também um novo valor para a força nocional, a partir da combinação das ações gravitacionais aplicadas no pórtico.

$$F_{d,2} = (1,25)F_{Gi,k} + (1,5) F_{Q1,k}$$

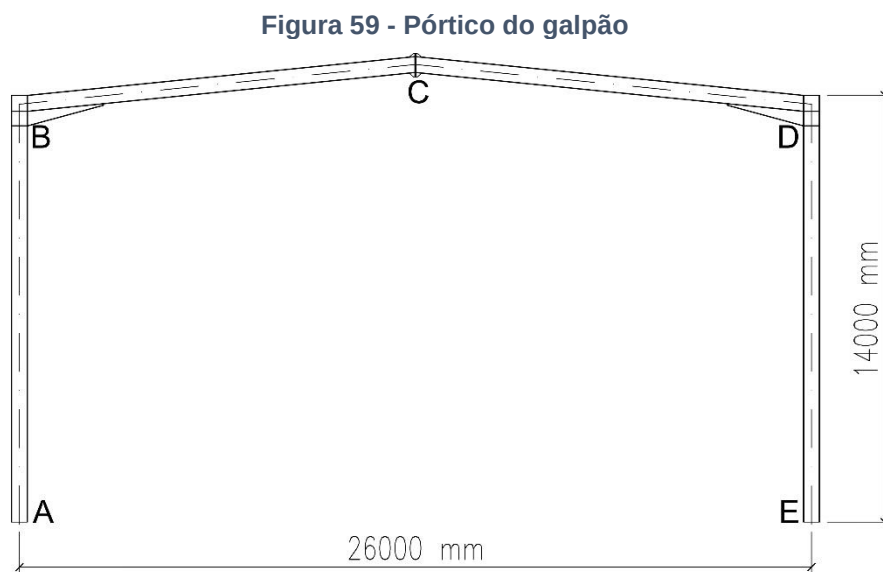
$$F_{d,2} = (1,25) \times (4,77 \text{ kN/m}) + (1,5) \times (2,92 \text{ kN/m})$$

$$F_{d,2} = 10,34 \text{ kN/m}$$

A força nocional (F_n) é dada por:

$$F_n = (10,34 \text{ kN/m}) \times (26 \text{ m}) \times 0,3\% = 0,807 \text{ kN} = 0,81 \text{ kN}$$

Considerando o carregamento permanente definido acima, e a força nocional, apresenta-se na Tabela 23 os valores dos esforços solicitantes de cálculo obtidos para cada elemento do pórtico, conforme o esquema da Figura 59.



Fonte: elaborado pelo autor.

Tabela 23 - Esforços solicitantes de cálculo

Elemento	Tipo de Esforço	C1	C2	C3a	C3b	C4a	C4b	C5a	C5b
A-B	N (kN)	-77,69	-134,78	101,17	106,38	-36,79	-33,67	39,9	45,24
	M (kN.cm)	27212	47351	36144	44030	23762	7905	19890	25984
	V (kN)	30,13	52,54	102,86	58,6	71,18	2,98	79,11	34,6
B-C	N (kN)	-38,52	-66,5	117,81	74,29	32,45	-7,12	93,88	50,41
	M (kN.cm)	27212	47351	36144	44030	14773	13526	14531	22463
	V (kN)	74,22	128,8	90,51	100,1	38,88	33,13	31,94	41,65
C-D	N (kN)	-38,55	-66,53	117,77	74	32,41	-7,25	93,84	50,12
	M (kN.cm)	27677	47815	35680	18186	14773	23675	14066	4870
	V (kN)	74,58	129,16	90,16	63,17	39,24	55,38	31,58	6,49
D-E	N (kN)	-78,05	-135,14	100,81	69,6	-37,15	-55,82	39,54	8,46
	M (kN.cm)	27677	47815	35680	26361	24432	35105	20559	38390
	V (kN)	30,94	53,35	102,05	67,19	71,99	78,7	79,92	91,19

Fonte: elaborado pelo autor.

4.7.4 Dimensionamento e verificações para a coluna

Para as colunas, tem-se o perfil W530x92,0 obtido no pré-dimensionamento, conforme D'Alambert (2012), e nas verificações dos deslocamentos máximos.

4.7.4.1 Verificação da esbeltez

O item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) trata da limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o produto KL e o raio de giração correspondente r , não devendo ser superior a 200.

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (8)$$

Conforme a Tabela E.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para o coeficiente de flambagem K , será adotado o valor recomendado de 1,2, considerando a coluna engastada na base e com rotação impedida, mas translação livre no topo. Para o comprimento destravado L , em x corresponderá a altura total da coluna (1400 cm), e em y , o comprimento destravado corresponderá a 1/4 da altura total da coluna (350 cm), prevendo-se a utilização de contraventamentos para efetivo travamento da coluna nessa direção.

Assim, conforme a Eq. 8, tem-se:

$$\begin{aligned} \frac{KL_x}{r_x} &= \frac{1,2 \cdot 1400}{21,65} \cong 77,6 < 200 \Rightarrow OK! \\ \frac{KL_y}{r_y} &= \frac{1,2 \cdot 350}{4,50} \cong 93,3 < 200 \Rightarrow OK! \end{aligned}$$

4.7.4.2 Verificação da capacidade à compressão

Verifica-se a esbeltez da alma do perfil avaliado, conforme a Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008). Por referir-se a um perfil I, é verificado para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{b}{t} = \frac{d'}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (9)$$

Assim, pela Eq. 9, tem-se:

$$\frac{478}{10,2} = 46,9 > 1,49 \sqrt{\frac{205000}{345}} = 36,32$$

Nesse caso, como (d'/t_w) é maior que $(b/t)_{lim}$, calcula-se o fator de redução Q_a , conforme item F.3 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (10)$$

onde,

A_g é a área bruta

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal, dada por:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t \quad (11)$$

com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA.

Nessa expressão b e t são respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA, dada por:

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (12)$$

onde C_a é um coeficiente, igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, que de forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y \quad (13)$$

Assim, a largura efetiva b_{ef} é calculada conforme Eq. 12:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 10,2 \cdot \sqrt{\frac{205000}{345}} \left[1 - \frac{0,34}{\frac{478}{10,2}} \sqrt{\frac{205000}{345}} \right]$$

$$b_{ef} = 393 \text{ mm} < 478 \text{ mm}$$

A área efetiva (Eq. 11) é então calculada:

$$A_{ef} = 11760 - (478 - 393) \cdot 10,2$$

$$A_{ef} = 10893 \text{ mm}^2$$

Obtém-se, portanto, o fator de redução Q_a (Eq. 10):

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{10893,00}{11760,00} = 0,93$$

Verificando-se a esbeltez da mesa, tem-se conforme apresentado na Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), que para perfil I verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b}{t} = \frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (14)$$

Assim, a esbeltez da mesa é calculada conforme a Eq. 14:

$$\frac{209/2}{15,6} = 6,70 \leq 0,56 \sqrt{\frac{205000}{345}} = 13,65$$

Como (b_f/t_f) não supera $(b/t)_{lim}$, adotade-se $Q_s = 1,00$. O fator de redução total Q , apresentado no item F.1.3 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), é dado por:

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (15)$$

Assim, calcula-se Q , conforme a Eq. 15:

$$0,93 \cdot 1,00 = 0,93$$

O Anexo E da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta os procedimentos para cálculo da força axial de flambagem elástica, N_e , que para seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto é dada por:

- a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (16)$$

- b) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (17)$$

- c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (18)$$

onde:

- $K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;
 I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;
 $K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

- I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y ;
 $K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção;
 E é o módulo de elasticidade do aço;
 C_w é a constante de empenamento da seção transversal;
 G é o módulo de elasticidade transversal do aço;
 J é a constante de torção da seção transversal;
 r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (19)$$

Em que r_x e r_y são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y , respectivamente, e x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Em relação ao eixo central de inércia x , o pilar encontra-se destravado, engastado na base, e com rotação impedida, mas translação livre no topo, sendo considerado $L_x = 14000 \text{ mm}$ e $K_x = 1,2$. Para o eixo central de inércia y , considera-se a utilização de contraventamentos, de modo que $L_y = 3500 \text{ mm}$, sendo adotado $K_y = 1,2$. Para o eixo longitudinal z , será considerado $L_z = 3500 \text{ mm}$, e o coeficiente de flambagem por torção, $K_z = 1,0$, correspondente ao caso em que ambas as extremidades da barra possuem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre.

Assim,

- a) Conforme a Eq. 16, calcula-se N_{ex} :

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 55,157 \cdot 10^7}{(1,2 \cdot 14000)^2} = 3954 \text{ kN}$$

- b) Conforme a Eq. 17, calcula-se N_{ey} :

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 2,379 \cdot 10^7}{(1,2 \cdot 3500)^2} = 2728,7 \text{ kN}$$

- c) Conforme as Eq. 18 e Eq. 1916, calcula-se r_o e N_{ez} :

$$r_o = \sqrt{(216,5^2 + 45,0^2)} = 221,13 \text{ mm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{221,13^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 1,588565 \cdot 10^{12}}{(1,0 \cdot 3500)^2} + 77000 \cdot 755000 \right]$$

$$N_{ez} = 6554,6 \text{ kN}$$

A carga resistente do perfil será a menor dentre as obtidas, assim

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 2728,7 \text{ kN}$$

Conforme o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), a força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, torção ou flexo-torção e de flambagem local, é determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (20)$$

O fator de redução associado à resistência à compressão, χ , é dado por

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (21)$$

ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (22)$$

E o índice de esbeltez reduzido, λ_0 , é apresentado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), e é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (23)$$

Assim, pela Eq. 23:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,93 \cdot 11760 \cdot 345}{2728700}} = 1,176$$

Como $\lambda_0 < 1,5$, aplica-se a Eq. 21:

$$\chi = 0,658^{1,176^2} = 0,5605$$

Por fim, pela Eq. 20, tem-se o cálculo de $N_{c,Rd}$:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,5605 \cdot 0,93 \cdot 11760 \cdot 345}{1,1} = 1922,6 \text{ kN}$$

4.7.4.3 Verificação da capacidade à tração

A força normal de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$ a ser considerada no dimensionamento, é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados-limite de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

Conforme os item 5.2.2 (a) e 5.2.2 (b) da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para escoamento da seção bruta e para ruptura da seção líquida, tem-se respectivamente:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (24)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (25)$$

Onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10 para escoamento da seção bruta (γ_{a1}) e 1,35 para ruptura da seção líquida (γ_{a2}), conforme a ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008). Como neste caso não existem furos na seção do perfil, e $A_e = A_g$, calcula-se apenas $N_{t,Rd}$ para escoamento da seção bruta, conforme a Eq. 24.

$$N_{t,Rd} = \frac{11760 \times 345}{1,10} = 3688 \text{ kN}$$

4.7.4.4 Verificação da capacidade à flexão

O Anexo G da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) trata do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta. Na Tabela G.1 da Norma são apresentados os parâmetros referentes ao momento fletor resistente, e para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se os procedimentos a seguir.

4.7.4.4.1 Verificação do estado-limite para flambagem lateral com torção (FLT)

a) O parâmetro de esbeltez, para FLT, é obtido através da relação:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} \quad (26)$$

b) O parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação é dado por:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (27)$$

c) Para o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λ_r), são consideradas as seguintes equações:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{EJ} \quad (28)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_yJ}}{r_yJ\beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w\beta_1^2}{I_y}}} \quad (29)$$

Assim, tem-se para o parâmetro de esbeltez, conforme a Eq. 26:

$$\lambda_{FLT} = \frac{3500}{45} = 77,78$$

Por sua vez, o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, calculado conforme a Eq. 27, corresponde à:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{205000}{345}} = 42,90$$

Conforme as Eq. 28 e Eq. 29, o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento é calculado conforme apresentado:

$$\beta_1 = \frac{(345 - 103,5)2069700}{205000 \cdot 755000} = 0,00323$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{23,79 \cdot 10^6 \cdot 755000}}{45 \cdot 755000 \cdot 0,00323} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,588565 \cdot 10^{12} \cdot 0,00323^2}{23,79 \cdot 10^6}}} = 124,43$$

Conforme indicado no item G.2.1.b) da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para o estado-limite FLT, e para a condição $\lambda_p < \lambda_{FLT} \leq \lambda_r$, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (30)$$

onde

M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, incluindo a influência das tensões em alguns casos, e é dado por:

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W \quad (31)$$

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

$$M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (32)$$

C_b , é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, apresentado no item 5.4.2.3 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), e para o presente caso pode ser obtido por:

$$C_b = \frac{12,5M_{m\acute{a}x}}{2,5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m \leq 3,0 \quad (33)$$

onde

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade esquerda;

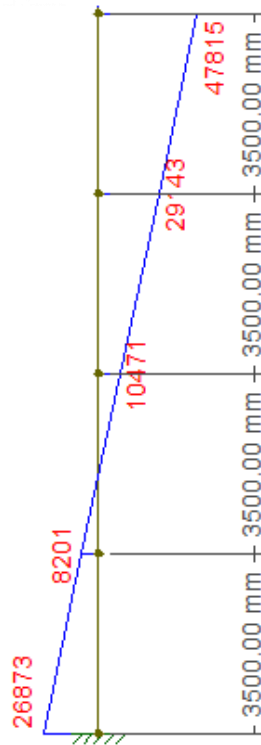
R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0,5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Para ilustrar o cálculo de C_b , considera-se os valores dos momentos fletores solicitantes de cálculo referentes à combinação de ações 2 (item 4.5.1), ilustrados na Figura 60.

Figura 60 – Momento fletor atuante na coluna (kN.cm)



Fonte: elaborado pelo autor.

Como C_b é calculado para o comprimento destravado, será considerado o último quarto da coluna. Assim, pela Eq. 33:

$$C_b = \frac{12,5 \times 47815}{2,5 \times 47815 + 3 \times 33811 + 4 \times 38479 + 3 \times 43147} \cdot 1,0 \leq 3,0$$

$$C_b = 1,19 < 3,0 \Rightarrow OK!$$

Sabe-se que C_b é diretamente proporcional a M_{Rd} , assim, para efeitos de simplificação, C_b será adotado ao longo do dimensionamento como sendo igual a 1,0, decisão que está a favor da segurança, mas não destoante do valor de C_b obtido para um dos casos de momentos fletores solicitantes.

Obtendo-se as demais variáveis para o cálculo de M_{Rd} , tem-se o cálculo do momento fletor correspondente ao início do escoamento, conforme a Eq. 31:

$$M_r = (34,5 - 10,35) \cdot 2069,7$$

$$M_r = 49983,26 \text{ kN.cm}$$

E o cálculo do momento fletor de plastificação da seção transversal, conforme a Eq. 32:

$$M_{pl} = 2359,8 \cdot 34,5$$

$$M_{pl} = 81413,1 \text{ kN.cm}$$

Por fim, calcula-se M_{Rd} conforme a Eq. 30:

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

$$M_{Rd} = \frac{1,0}{1,1} \left[81413,1 - (81413,1 - 49983,26) \frac{77,78 - 42,90}{124,43 - 42,90} \right] \leq \frac{81413,1}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 61788,0 \text{ kN.cm} \leq 74011,9 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 61788,0 \text{ kN.cm}$$

4.7.4.4.2 Verificação do estado-limite para flambagem local da mesa (FLM)

a) O parâmetro de esbeltez, para FLM, é obtido através da relação:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} \quad (34)$$

b) Para FLM, o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação é dado por:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (35)$$

c) Para o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λ_r), tem-se:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (36)$$

Assim, tem-se para o parâmetro de esbeltez, conforme a Eq. 34:

$$\lambda_{FLM} = \frac{209}{2 \times 15,6} = 6,70$$

Quanto ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, é calculado abaixo conforme a Eq. 35:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{205000}{345}}$$

$$\lambda_p = 9,26$$

E o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, conforme a Eq. 36, é apresentado:

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{205000}{(345 - 103,5)}}$$

$$\lambda_r = 24,18$$

Conforme indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para o estado-limite FLM, o momento fletor resistente de cálculo, para $\lambda_{FLM} \leq \lambda_p$, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (37)$$

Assim, conforme a Eq. 3737:

$$M_{Rd} = \frac{81413,1}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 74011,9 \text{ kN.cm}$$

4.7.4.4.3 Verificação do estado-limite para flambagem local da alma (FLA)

a) O parâmetro de esbeltez, para FLA, é obtido através da relação:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h}{t_w} \quad (38)$$

b) O parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação é dado por:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (39)$$

c) Para o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento (λ_r), tem-se:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (40)$$

Assim, tem-se para o parâmetro de esbeltez, conforme a Eq. 38:

$$\lambda_{FLA} = \frac{501,8}{10,2}$$

$$\lambda_{FLA} = 49,20$$

Quanto ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, é calculado abaixo conforme a Eq. 39:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{205000}{345}}$$

$$\lambda_p = 91,65$$

E o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, conforme a Eq. 40, é apresentado:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{205000}{345}}$$

$$\lambda_r = 138,94$$

Conforme indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para o estado-limite FLA, o momento fletor resistente de cálculo, para $\lambda_{FLA} \leq \lambda_p$, é calculado conforme a Eq. 37. Assim:

$$M_{Rd} = \frac{81413,1}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 74011,9 \text{ kN.cm}$$

Por fim, tem-se que o momento fletor resistente de cálculo, conforme o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), é o menor dos momentos resistentes obtidos nos estados limites.

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 61788,0 \text{ kN.cm}$$

4.7.4.5 Verificação da capacidade ao cisalhamento:

A ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), no item 5.4.3, apresenta os procedimentos para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil.

- a) O parâmetro de esbeltez, para verificação da capacidade ao cisalhamento é dado por:

$$\lambda_v = \frac{h}{t_w} \quad (41)$$

- b) O parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação é dado por:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (42)$$

c) E para a verificação da capacidade ao cisalhamento, o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento é dado por:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \quad (43)$$

Assim, tem-se para o parâmetro de esbeltez, conforme a Eq. 41:

$$\lambda_v = \frac{501,8}{10,2}$$

$$\lambda_v = 49,20$$

Quanto ao parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, é calculado abaixo conforme a Eq. 42:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 205000}{345}}$$

$$\lambda_p = 59,96$$

E o cálculo do parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, apresentado abaixo, é feito conforme a Eq. 43:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 205000}{345}}$$

$$\lambda_r = 74,67$$

Conforme indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), em seções I fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , para $\lambda_v \leq \lambda_p$ é dada por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (44)$$

Assim, para a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento (V_{pl}), tem-se conforme a Eq. 44:

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \times A_w \times f_y}{1,1}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,60 \times (533 \times 10,2) \times 345}{1,1}$$

$$V_{Rd} = \frac{1125,37}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 1023,07 \text{ kN}$$

4.7.4.6 Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme o item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1,00 \quad (45)$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} \leq 1,00 \quad (46)$$

De modo demonstrativo, considera-se os esforços solicitantes de cálculo referentes à combinação de ações 2 (item 4.5.1), apresentados na Tabela 23, em que para a coluna A-B, tem-se:

$$N_{c,Sd} = 134,78 \text{ kN}$$

$$M_{xSd} = 47351 \text{ kN.cm}$$

$$V_{Sd} = 52,54 \text{ kN}$$

Assim, conforme a Eq. 46:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = \frac{134,78}{1922,6} = 0,07 < 0,2$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} = \frac{134,78}{2 \cdot 1922,6} + \frac{47351}{61788} = 0,80 \leq 1,00 \rightarrow OK!$$

Quanto ao esforço cortante, tem-se que

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

$$52,54 \text{ kN} < 1023,07 \text{ kN} \Rightarrow OK!$$

Deste modo, verifica-se a estabilidade do perfil W530x92,0 para suportar os esforços previstos para a coluna A-B. A Tabela 24 apresenta o resultado das verificações feitas com as Eq. 45 e Eq. 46 para os esforços solicitantes de cálculo, aos quais as colunas A-B e D-E estão sujeitas em função das combinações de ações.

Tabela 24 - Verificação para a combinação de esforços solicitantes de cálculo (colunas)

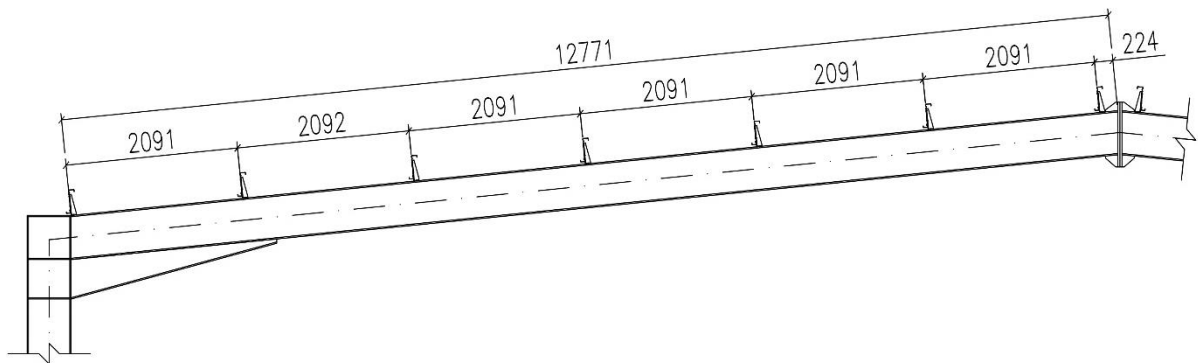
Elemento	Verificação	C1	C2	C3a	C3b	C4a	C4b	C5a	C5b
A-B	Combinação	0,46	0,80	0,60	0,73	0,39	0,14	0,33	0,43
	V_{Sd}/V_{Rd} (kN)	0,03	0,05	0,10	0,06	0,07	0,00	0,08	0,03
D-E	Combinação	0,47	0,81	0,59	0,44	0,41	0,58	0,34	0,62
	V_{Sd}/V_{Rd} (kN)	0,03	0,05	0,10	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09

Fonte: elaborado pelo autor.

4.7.5 Dimensionamento e verificações para as vigas

Para as vigas é adotado o mesmo procedimento utilizado para as colunas. Os processos já detalhados no cálculo da coluna estão aqui resumidos, visto que o perfil utilizado para as vigas é o mesmo. Em relação aos comprimentos de flambagem para o perfil da viga, existem dois comprimentos diferentes. Conforme a Figura 61, em torno do eixo x, tem-se que o comprimento de flambagem corresponde ao comprimento total da viga, 12771 mm. E em torno do eixo y será considerado o travamento do perfil com a utilização de terças, mão francesas e contraventamentos, estes últimos posicionados com o espaçamento de duas linhas de terças, assim, o comprimento de flambagem em torno do eixo y será $2 \times 2091 = 4182 \text{ mm}$, enquanto para o comprimento entre duas seções contidas à torção tem-se 2091 mm.

Figura 61 - Detalhe viga



Fonte: elaborado pelo autor.

4.7.5.1 Verificação da esbeltez

Conforme a Eq. 8, tem-se:

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{1,2 \cdot 1277,1}{21,65} \cong 70,79 < 200 \Rightarrow OK!$$
$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{1,2 \cdot 418,2}{4,50} \cong 111,52 < 200 \Rightarrow OK!$$

4.7.5.2 Verificação da capacidade à compressão:

Conforme apresentado na verificação da coluna, o fator de redução total Q , dado pela Eq. 15, é:

$$Q = 0,93$$

Seguindo com os procedimentos para cálculo da força axial de flambagem elástica, N_e , conforme as Eq. 16, Eq. 17 e Eq. 18, tem-se:

- a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 55,157 \cdot 10^7}{(1,2 \cdot 12771)^2} = 4751,62 \text{ kN}$$

- b) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 2,379 \cdot 10^7}{(1,2 \cdot 4182)^2} = 1911,25 \text{ kN}$$

- c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z :

$$N_{ez} = \frac{1}{221,13^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 1,588565 \cdot 10^{12}}{(1,0 \cdot 2091)^2} + 77000 \cdot 755000 \right]$$

$$N_{ez} = 16222,22 \text{ kN}$$

A carga resistente do perfil será a menor dentre as obtidas, assim:

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1911,25 \text{ kN}$$

Para o cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, calcula-se conforme a Eq. 23, o índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,93 \cdot 11760 \cdot 345}{1911250}} = 1,405$$

Como $\lambda_0 < 1,5$, aplica-se a Eq. 21 para a obtenção do fator de redução associado à resistência à compressão:

$$\chi = 0,658^{1,405^2} = 0,4377$$

Por fim, conforme a Eq. 20, tem-se:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,4377 \cdot 0,93 \cdot 11760 \cdot 345}{1,1} = 1501,39 \text{ kN}$$

4.7.5.3 Verificação da capacidade à tração

Conforme apresentado na verificação da coluna, pela Eq. 24, tem-se:

$$N_{t,Rd} = \frac{11760 \times 345}{1,10} = 3688 \text{ kN}$$

4.7.5.4 Verificação da capacidade à flexão

Conforme apresentado em 4.7.4.4, o Anexo G da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008) orienta os procedimentos para obtenção do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta.

4.7.5.4.1 Verificação do estado-limite para flambagem lateral com torção (FLT)

Conforme a Eq. 26, tem-se o cálculo para o parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{2091}{45} = 46,47$$

O parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação é calculado conforme a Eq. 27:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{205000}{345}} = 42,90$$

O parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento é calculado conforme a Eq. 29:

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{23,79 \cdot 10^6 \cdot 755000}}{45 \cdot 755000 \cdot 0,00323} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,588565 \cdot 10^{12} \cdot 0,00323^2}{23,79 \cdot 10^6}}} = 124,43$$

A exemplo do que se constatou para a coluna, tem-se para a viga que $\lambda_p < \lambda_{FLT} \leq \lambda_r$, portanto, M_{Rd} será calculado conforme a Eq. 30. Para isso, adota-se novamente que o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, C_b , dado pela Eq. 33, será 1,0.

As demais variáveis para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo para FLT, M_r e M_{pl} , dadas respectivamente pelas Eq. 31 e Eq. 32, foram calculadas para a coluna, e para as vigas possuem o mesmo valor. Assim, tem-se para o momento fletor correspondente ao início do escoamento:

$$M_r = 49983,26 \text{ kN.cm}$$

E para o momento fletor de plastificação da seção transversal:

$$M_{pl} = 81413,1 \text{ kN.cm}$$

Por fim, calcula-se M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{1,0}{1,1} \left[81413,1 - (81413,1 - 49983,26) \frac{46,47 - 42,90}{124,43 - 42,90} \right] \leq \frac{81413,1}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 72760,78 \text{ kN.cm} \leq 74011,9 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = 72760,78 \text{ kN.cm}$$

4.7.5.4.2 Verificação do estado-limite para flambagem local da mesa (FLM)

Conforme a v verificação realizada para a coluna:

$$M_{Rd} = 74011,9 \text{ kN.cm}$$

4.7.5.4.3 Verificação do estado-limite para flambagem local da alma (FLA)

Conforme a v verificação realizada para a coluna:

$$M_{Rd} = 74011,9 \text{ kN.cm}$$

O momento fletor resistente de cálculo, conforme o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), é o menor dos momentos resistentes obtidos nos estados limites.

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 72760,78 \text{ kN.cm}$$

4.7.5.5 Verificação da capacidade ao cisalhamento:

Conforme os cálculos apresentados para a coluna:

$$V_{Rd} = \frac{1125,37}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 1023,07 \text{ kN}$$

4.7.5.6 Verificação para a combinação de esforços solicitantes:

Conforme o item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (ABNT, 2008), para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas expressões de interação representadas pelas Eq. 45 e Eq. 46.

De modo demonstrativo, considera-se os esforços solicitantes de cálculo referentes à combinação de ações 2 (item 4.5.1), em que para a viga C-D, tem-se:

$$N_{c,Sd} = 66,53 \text{ kN}$$

$$M_{xSd} = 47815 \text{ kN.cm}$$

$$V_{Sd} = 129,16 \text{ kN}$$

Assim, conforme a Eq. 46:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} = \frac{66,53}{1501,39} = 0,044 < 0,2$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} = \frac{66,53}{2 \cdot 1501,39} + \frac{47815}{72760,78} = 0,68 \leq 1,00 \rightarrow Ok!$$

Quanto ao esforço cortante, tem-se que

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

$$129,16 \text{ kN} < 1023,07 \text{ kN}$$

Deste modo, verifica-se a estabilidade do perfil W530x92,0 para suportar os esforços previstos para a viga C-D. A Tabela 25 apresenta o resultado das verificações feitas com as Eq. 45 e Eq. 46 para os esforços solicitantes de cálculo, aos quais as vigas B-C e C-D estão sujeitas em função das combinações de ações aplicadas.

Tabela 25 - Verificação para a combinação de esforços solicitantes de cálculo (vigas)

Elemento	Verificação	C1	C2	C3a	C3b	C4a	C4b	C5a	C5b
B-C	Combinação	0,39	0,67	0,51	0,62	0,21	0,19	0,21	0,32
	V_{Sd}/V_{Rd} (kN)	0,07	0,13	0,09	0,10	0,04	0,03	0,03	0,04
C-D	Combinação	0,39	0,68	0,51	0,26	0,21	0,33	0,21	0,07
	V_{Sd}/V_{Rd} (kN)	0,07	0,13	0,09	0,06	0,04	0,05	0,03	0,01

Fonte: elaborado pelo autor.

4.8 ÍNDICES DE PROJETO

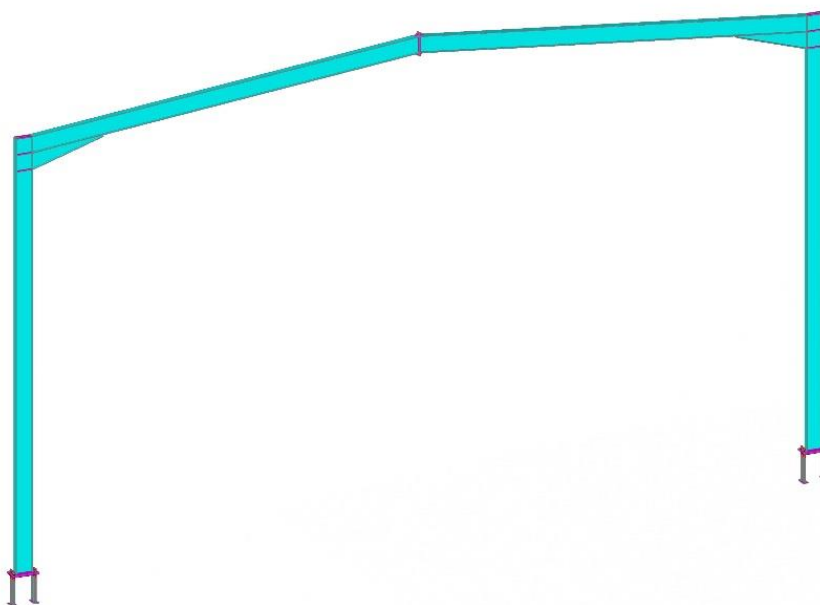
Com base nas análises de dimensionamento realizadas, procedeu-se à modelagem do pórtico utilizando o programa TecnoMETAL®. Para essa modelagem, foram adotados parâmetros propostos por D'Ambert (2012), abrangendo aspectos como a ligação da cumeeira e o detalhe da base. No decorrer do desenvolvimento dos demais elementos estruturais do galpão, é necessário incorporar componentes adicionais ao pórtico, tais como suportes de terças, mão-francesas e contraventamentos. Esses elementos costumam ser soldados diretamente ao pórtico. No entanto, vale ressaltar que esses itens específicos foram desconsiderados da

modelagem, uma vez que, para efeitos de comparação com outras tipologias de pórticos, são considerados elementos comuns a todas as configurações estruturais.

No que diz respeito à abordagem em modelagem 3D, destaca-se que essa solução apresenta um conceito completamente distinto em comparação ao processo manual de representação gráfica ou à abordagem 2D. Conforme afirmado por Guarnier (2009), a estrutura em aço é concebida em um ambiente tridimensional, eliminando a necessidade de desenhar individualmente cada componente estrutural. Dessa forma, o modelo 3D abrange integralmente todos os elementos de aço, como perfis, chapas, barras, além de parafusos, soldas e demais elementos que compõem a estrutura ou partes dela. Durante a etapa de criação do modelo 3D, é possível gerar de maneira automática plantas 2D, detalhes, listas de materiais e qualquer outra informação relevante.

Na Figura 62, é exibida a representação tridimensional da modelagem de um dos pórticos do galpão, que será replicada em um total de sete pórticos. Ao completar a modelagem de todos os pórticos, torna-se possível extrair índices de consumo de aço com base na lista de materiais gerada pelo programa.

Figura 62 – Modelo tridimensional do pórtico de perfis laminados



Fonte: elaborado pelo autor no programa TecnoMETAL®.

Ao considerar apenas o perfil W530x92,0, empregado nas colunas, vigas e mísulas dos sete pórticos, o consumo total, conforme indicado na lista de materiais da Figura 63, atinge 36.166 kg. Importante ressaltar que esse valor reflete o peso real da

estrutura, levando em conta recortes e perdas. Com essa quantia, obtém-se uma taxa de 18,3 kg/m², coerente com o cálculo realizado durante a avaliação das ações permanentes finais.

Figura 63 - Lista de material dos pórticos de perfil laminado

LISTA DE MATERIAL							
 INSTITUTO FEDERAL Goiás		Ref: Galpão TCC - Pórticos de Perfil Laminado					
		Autor: Carlos Eduardo Pires da Silva					
Item	Perfil	Material	Larg. (mm)	Comp. (mm)	Qtde	P.Unit. (kg)	P.Total (kg)
1	Perfil dos pórticos						
2	W530X92.00	A588					36166
3				2441	14	115	1609
4				12834	14	1180,2	16523
5				13949	14	1288,1	18033
6						Subtotal	36166
7						Taxa (kg/m²)	18,3
8							
9	Chapas e chumbadores						
10	CH 12.7	A36					26
11			150	100	14	0,9	12
12			150	120	14	1	14
13	CH 16	A36					948
14			500	98	84	6,1	517
15			90	180	84	2	171
16			740	200	14	18,6	260
17	CH 51	A36	460	854	14	154,2	2159
18	BR1.3/4"	A36		1100	84	13,3	1118
19						Subtotal	4251
20						Taxa (kg/m²)	2,2
21							
Anotações:					Peso total calculado		40417
					Área - (m ²)		1974
					Taxa média - (kg/m ²)		20,5

Fonte: elaborado pelo autor.

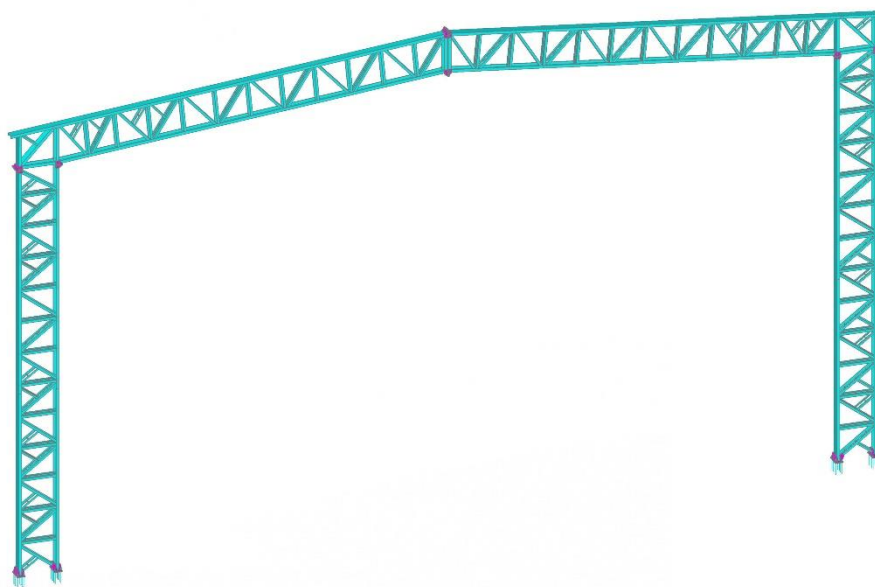
Adicionalmente, a escolha feita para a conexão entre a cumeeira e as bases do pórtico resultou em um aumento de 2,2 kg/m² na taxa de aço. Esse acréscimo é atribuído à incorporação de chapas de ligação e barras destinadas aos chumbadores.

Através da gentil concessão de acesso pela Ferroarte Estruturas Metálicas, conduz-se uma breve comparação entre a taxa de consumo de aço do pórtico desenvolvido neste estudo e o pórtico de elementos treliçados proveniente do projeto

cedido pela referida empresa. O pórtico é apresentado através do seu modelo tridimensional da Figura 64.

É relevante destacar que o projeto fornecido é fruto do trabalho de um profissional altamente qualificado na área, acumulando anos de experiência que contribuem de maneira significativa para alcançar um resultado otimizado. A análise comparativa tem como foco as taxas de consumo de aço, e o fornecimento de percepções sobre as escolhas de projeto e a eficiência estrutural entre os dois modelos.

Figura 64 – Modelo tridimensional do pórtico de elementos treliçados



A partir do modelo tridimensional do pórtico desenvolvido no programa TecnoMETAL®, utilizando as informações fornecidas pelo projeto cedido, obteve-se a lista de materiais apresentada na Figura 65. Semelhante ao procedimento adotado para o pórtico dimensionado no estudo, focando apenas nos perfis empregados na composição da treliça (U250X85X4.75, U250X85X6.35, L70X70X3.75, L70X70X2.65, L50X2.65 e L20X20X2.00), o consumo total de aço, conforme indicado na lista de materiais, totalizou 20.824 kg, resultando em uma taxa de aço de 10,5 kg/m².

Considerando ainda os elementos adicionais, como chapas de ligação, ligações de base e chumbadores, tem-se um incremento de 1,2 kg/m² na taxa de aço.

Figura 65 - Lista de material dos pórticos de elementos treliçados

LISTA DE MATERIAL							
 INSTITUTO FEDERAL Goiás		Ref: Galpão para comparação - Pórticos de Perfil Dobrados					
		Autor: Carlos Eduardo Pires da Silva					
Item	Perfil	Material	Larg. (mm)	Comp. (mm)	Qtde	P.Unit. (kg)	P.Total (kg)
1	Perfis dos pórticos						
2	L20X20X2.00	CIVIL 300		220	2282	0,1	290
3	L50X2.65	CIVIL 300					650
4				681	14	1,4	19
5				681	14	1,4	19
6				687	28	1,4	38
7				687	28	1,4	38
8				688	14	1,4	19
9				688	14	1,4	19
10				737	140	1,5	207
11				737	140	1,5	207
12				743	28	1,5	42
13				743	28	1,5	42
14	L70X70X2.65	CIVIL 300		1261	644	3,6	2290
15	L70X70X3.75	CIVIL 300					4117
16				1394	28	5,5	154
17				1420	28	5,6	157
18				1440	56	5,7	318
19				1495	308	5,9	1813
20				1520	280	6	1676
21	U250X85X4.75	CIVIL 300					10087
22				1086	14	16,4	229
23				1200	14	18,1	253
24				1280	14	19,3	270
25				1287	14	19,4	271
26				1520	14	22,9	321
27				7398	28	111,5	3122
28				12541	14	189	2646
29				14092	14	212,4	2974
30	U250X85X6.35	CIVIL 300		6000	28	121,1	3390
31						Subtotal	20824
32						Taxa (kg/m²)	10,5
33							
34	Chapas e chumbadores						
35	CH 6.35	A36	61	124	336	0,3	84
36	CH 8	A36					632
37			71	141	84	0,4	35
38			100	200	168	1,1	177
39			77	200	140	0,8	111
40			136	224	28	1,4	41
41			200	462	56	4,8	269
42	CH 16	A36	200	412	84	10,2	853
43	CH 19	A36	255	463	28	17,3	484
44	BR3/4"	A36		500	224	1,1	249
45						Subtotal	2302
46						Taxa (kg/m²)	1,2
47							
Anotações:					Peso total calculado		23126
					Área - (m²)		1974
					Taxa média - (kg/m²)		11,7

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

A ampla utilização de estruturas em aço na construção de galpões, impulsionado pelas vantagens inerentes a esse material, somada ao notável crescimento da utilização do aço estrutural no cenário brasileiro, conforme indicado por estudos recentes, fundamentou a investigação sobre o processo de projeto de galpões estruturados em aço e o desenvolvimento do projeto de engenharia do pórtico de um galpão. Justificada pelas possibilidades e oportunidades que o mercado oferece para as empresas e profissionais da área.

A concepção, análise e dimensionamento do pórtico principal transversal do galpão, empregando perfis de alma cheia, revelou-se uma tarefa de notável complexidade, mesmo diante do sucesso em alcançar o objetivo proposto. A ausência de programas específicos para o dimensionamento de estruturas metálicas demandou simplificações ao longo do processo, que se mantiveram sempre com foco na segurança estrutural.

Do estudo sobre o processo de projeto de estruturas em aço, associado a análise e dimensionamento do pórtico, reiterou-se a abrangência e extensividade desse processo. Reforçando a importância de o projetista associar seus conhecimentos e práticas de projetos à utilização de programas computacionais, elaboração de planilhas, automatização de memoriais de cálculo, dentre outras práticas, que o auxilia, inclusive, na apresentação dos procedimentos de dimensionamento adotados.

Do desenvolvimento do projeto de engenharia, ressaltou-se a importância da apresentação dos resultados, seja na forma de pranchas, tabelas ou índices. Desses resultados tem-se a possibilidade de executar comparações com outras soluções, como a comparação do índice de consumo de aço realizada, da qual constatou-se que a taxa de consumo de aço de $18,3 \text{ kg/m}^2$, obtida para os perfis do pórtico dimensionado, é consideravelmente elevada, sendo um indício de que quanto ao consumo de material a solução adotada não seja a mais econômica.

Conclui-se também que, embora a taxa de consumo de aço seja um indicativo relevante na escolha e avaliação da viabilidade econômica da estrutura, ela representa apenas um dos muitos fatores que influenciam a economia e produtividade do projeto. O processo de projeto estudado destaca a necessidade de uma

abordagem holística, considerando os custos com fabricação, transporte, montagem e manutenção, para uma avaliação econômica mais abrangente

Dentre as vantagens das estruturas em aço, apontou-se inicialmente a flexibilidade de projeto, bem como a versatilidade do material que permite a exploração de diferentes modelos estruturais para atender um mesmo escopo de projeto. Essas vantagens refletiram-se no momento da adoção do pórtico formado por perfis laminados de alma cheia, que mesmo diante da divergência em relação à proposta inicial do projeto básico de arquitetura, e das limitações enfrentadas ao longo do processo, mostrou-se viável.

Para viabilizar o dimensionamento, verificações e o controle e levantamento de dados, a utilização de programas computacionais se mostrou fundamental. Apesar de não se utilizar programas específicos para o dimensionamento de estruturas metálicas, a utilização de programas de uso livre se fez presente ao longo do trabalho, e programas como o *Ftool* e o VisualVentos® foram ferramentas essenciais para compreensão do comportamento estrutural do pórtico, bem como para a compreensão da influência da ação do vento na estrutura.

Das simulações realizadas no *Ftool*, resultados como a configuração deformada da estrutura, diagramas de esforços internos, como momentos fletores, esforços cortantes e esforços axiais, e os valores numéricos dos deslocamentos horizontais e verticais, proporcionaram eficiência e produtividade na busca pelo alcance dos objetivos propostos. Além de contribuírem no processo de aprendizagem, possibilitando experimentações de diferentes concepções estruturais para a estrutura, como o incremento das mísulas e sua influência no comportamento estrutural.

A utilização do programa TecnoMETAL®, cujo acesso foi gentilmente cedido pela empresa Ferroarte Estruturas Metálicas, destacou-se como um recurso valioso para ilustrar os procedimentos e constatações apresentadas ao longo do estudo, seja através da modelagem de estruturas 3D ou pelo suporte na elaboração das pranchas apresentadas ao final do dimensionamento e verificações do pórtico.

Profissionalmente, reconhece-se que o desenvolvimento do projeto de estruturas em aço transcende a abordagem focalizada neste estudo, que se limitou ao projeto do pórtico transversal principal de um galpão. Restrições como prazos e recursos determinaram essa escolha, mas reconhece-se a necessidade de considerar

o projeto completo de um galpão, abordando concepção, análise e dimensionamento de outros elementos estruturais.

Conclui-se que cada elemento exige compreensões estruturais distintas e conhecimento aprofundado, adquiridos ao longo da vida profissional. Em síntese, o estudo oferece percepções valiosas sobre os desafios e considerações envolvidos no processo de projeto de estruturas em aço, ressaltando a importância contínua de aprimoramento técnico e a aplicação eficaz de tecnologias na busca por soluções estruturais eficientes e economicamente viáveis.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para o desenvolvimento de futuros trabalhos sugere-se:

- Realizar novo estudo do galpão/pórtico apresentado a partir da utilização de programa específico para dimensionamento de estruturas metálicas;
- Avaliar diferentes tipologias de pórticos para o problema estrutural apresentado, como pórtico com treliça em arco, pórtico com treliça trapezoidal e pórtico com treliça triangular;
- Realizar estudo específico sobre mísulas e sua influência no comportamento estrutural em diferentes situações de projeto.

REFERÊNCIAS

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

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

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis formados a frio.** Rio de Janeiro, 2010.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de múltiplos andares em aço.** 2. ed. São Paulo: PINI, 2008.

BELLEI, Ildony. H. **Edifícios Industriais em aço: Projeto e cálculo.** 6. ed. rev. e atual. São Paulo: PINI, 2010.

CASTRO, Eduardo Mariano Cavalcante de. **Patologia dos edifícios em estrutura metálica.** 1999. 202 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999. Disponível em: <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/6247>. Acesso em: 28 set. 2023.

CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço. ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica. **Cenário dos fabricantes de estrutura de aço 2022.** Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2022.

CHAVES, Michel Roque. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves.** 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados.** Belo Horizonte: GERDAU Açominas, 2012. 5. ed.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de aço: Conceitos, técnicas e linguagem.** 3. ed. São Paulo: Zigurate, 2000.

FAKURY, R. H. *et al.* **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto.** São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

FÁVERO NETO, Alomir Hélio. **Terças em perfis de aço formados a frio com continuidade nos apoios**: ênfase ao estudo das ligações de alma parafusadas com transpasse ou luva. 2013. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.2013.tde-07012014-142940>. Acesso em: 12 mai. 2023.

GUARNIER, C. R. F. **Metodologias de detalhamento de estruturas metálicas**. 2009. 376 f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009. Disponível em: <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/2260>. Acesso em: 28 set. 2023.

Instituto Aço Brasil. PRAVIA Z. M. C. (revs.); DREHMER G. A.; JÚNIOR E. M. **Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

JARDIM, F. G. **Análise da especificação de materiais e componentes construtivos no processo de projeto de construções metálicas**. 2010. Dissertação (Pós-Graduação em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2010.

MARTINS, Joel Donizete. **Resistência à tração de chumbadores com placa de ancoragem instalados em concreto**. 2006. xviii, 148 f., il. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2006. Disponível em: <http://repositorio2.unb.br/jspui/handle/10482/36863>. Acesso em: 28 set. 2023.

MENDES, Cristiane Lopes. **Estudo teórico sobre perfis formados a frio em situação de incêndio**. 2004. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em: <https://doi.org/10.11606/D.18.2016.tde-05042016-134851>. Acesso em: 28 set. 2023.

MESEGUER, A. G. **Controle e garantia da qualidade da construção**. Trad. por Antônio Carmona Filho, Paulo Roberto do Lago e Roberto José Falcão Bauer. São Paulo. Sinduscon-SP:1991. 180p.

NETO, A. C. **Estruturas Metálicas I**. 201 p. Notas de aula. Fac. de Engenharia Civil, CEATEC, PUC - Campinas, Campinas - SP, 2008.

NETO, A. C. **Estruturas Metálicas II**. 139 p. Notas de aula. Fac. de Engenharia Civil, CEATEC, PUC - Campinas, Campinas - SP, 2007.

PANNONI, F. D. **Projeto e durabilidade**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático segundo a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas Metálicas**: Cálculos, Detalhes, Exercício e Projetos. 2. ed. rev. e aum. São Paulo: Bluncher, 2005.

PINHO, F. O.; PENNA, F. **Viabilidade econômica**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2008.

PINHO, M. O. **Transporte e montagem**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2005.

RAAD JÚNIOR, Antoine Aziz. **Diretrizes para fabricação e montagem das estruturas metálicas**. 1999. 218 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 1999. Disponível em: <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/6285>. Acesso em: 28 set. 2023.

REBELLO, Yopanan C. P. **Bases para projeto estrutural na arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2007.

SANTOS, A. F. **Estruturas metálicas: projeto e detalhes para fabricação**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.

SILVA, R. E. R. **Projeto de galpão em estrutura metálica**: consumo de aço em soluções com perfis laminados e conformados a frio. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2017.

TEIXEIRA, Renata Bacelar. **Análise da gestão do processo de projeto estrutural de construções metálicas**. 2007. 248 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <http://hdl.handle.net/1843/PASA-89AG8X>. Acesso em: 28 set. 2023.

VIEIRA, Rodrigo Cuberos. **Estudo comparativo entre terças de aço, convencionais em vigas, em treliças planas e em treliças multiplanares**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, 2009. Disponível em: <https://doi.org/10.47749/T/UNICAMP.2009.470128>. Acesso em: 28 set. 2023.

APÊNDICE A – AÇÃO DO VENTO

Este apêndice reúne as especificações que constam no item 6.2 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988), sendo analisados os coeficientes para cálculos dos pórticos. Destaca-se que para efeitos da Norma, são considerados impermeáveis as lajes e cortinas de concreto armado ou protendido, paredes de alvenaria, de pedra, de tijolos, de blocos de concreto e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Telhas e painéis conforme os especificados para o galpão enquadram-se como elementos construtivos e vedações permeáveis.

O item 6.2.4 da ABNT NBR 6123 (ABNT, 1988) dispõe sobre a abertura dominante, que para fins da Norma, é definida como uma abertura cuja área é igual ou superior à área total das outras aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre toda a superfície externa da edificação.

Como as paredes internas do galpão são consideradas impermeáveis, tem-se os seguintes cenários para o coeficiente de pressão interna C_{pi} :

- a) O item 6.2.5a da ABNT NBR 6123 refere-se ao caso em que duas faces opostas são igualmente permeáveis e as outras duas faces são impermeáveis. Para o projeto em estudo, o caso não se aplica.
- b) O item 6.2.5b da ABNT NBR 6123 estabelece que para construções com quatro faces igualmente permeáveis: $C_{pi} = -0,3$ ou $C_{pi} = 0$. Considerando as aberturas, em portas frigoríficas, totalmente fechadas, tem-se o galpão em estudo com as quatro faces igualmente permeáveis. Assim, são analisados:
 - b.1) $C_{pi} = -0,3$;
 - b.2) $C_{pi} = 0$;
- c) O item 6.2.5c da ABNT NBR 6123 trata do caso em que há abertura dominante em uma face, enquanto as outras faces são de igual permeabilidade. Para esse item, são analisados os cenários para ventos a 90° e 0° :
 - c.1) Para ventos a 90° :
 - c.1.1) Abertura dominante na face de barlavento: Neste item, os valores de C_{pi} são funções da relação entre a área de todas as aberturas (A_d) na face a barlavento e a área total das aberturas em todas as faces submetidas a sucções externas (A_s). No galpão em estudo, tem-se $A_d = A_s$, implicando em: $C_{pi} = +0,1$;

c.1.2) Abertura dominante na face de sotavento. Adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente a esta face:

c.1.2.1) $C_{pi} = -0,6$;

c.1.2.2) $C_{pi} = +0,7$;

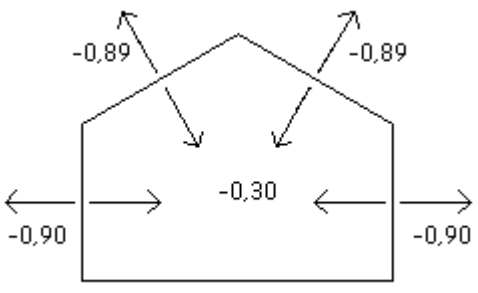
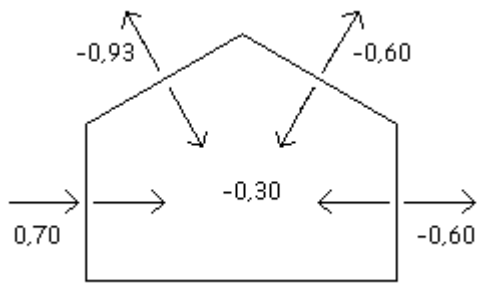
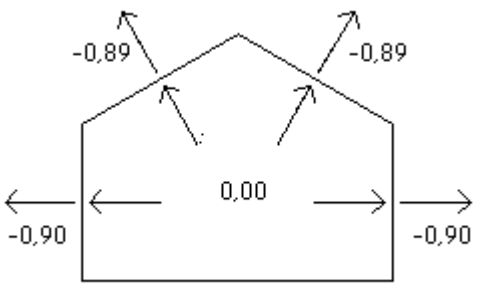
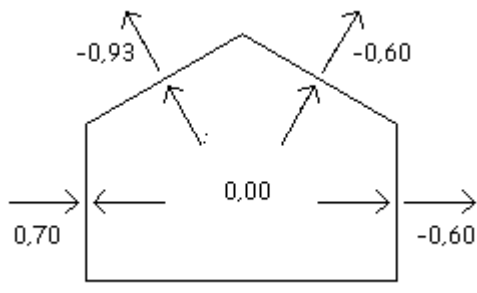
c.2) Ao considerar o vento a 0° , tem-se:

c.2.1) Abertura dominante em uma face paralela ao vento, que no galpão em estudo, não está situada em zona de alta sucção externa. Nesse caso, adota-se o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente ao local da abertura nesta face. Assim, tem-se:

c.2.1.1) $C_{pi} = -0,4$;

c.2.1.2) $C_{pi} = -0,9$;

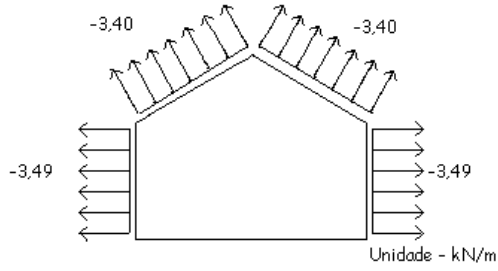
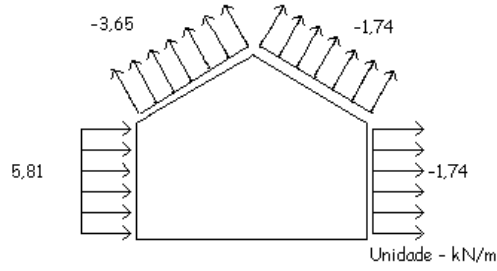
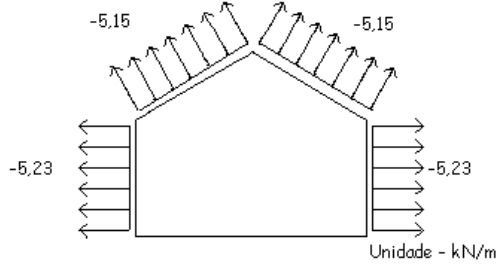
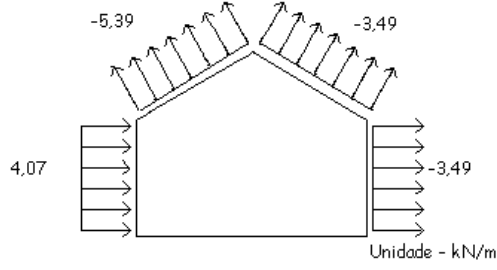
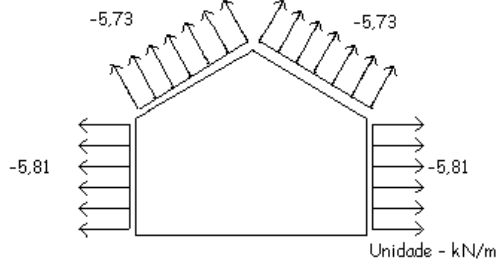
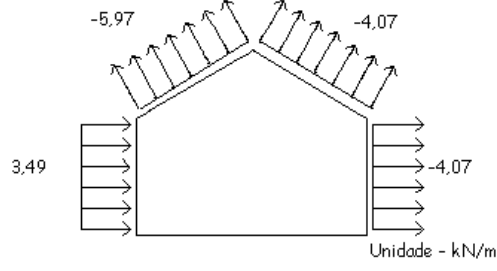
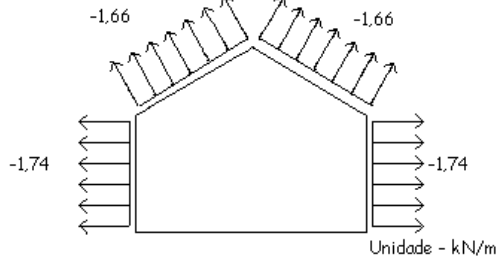
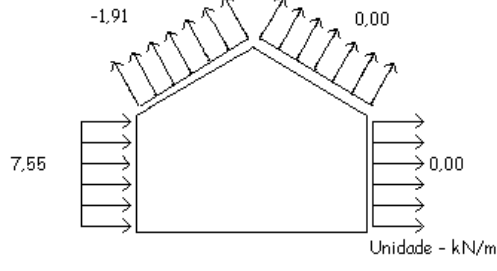
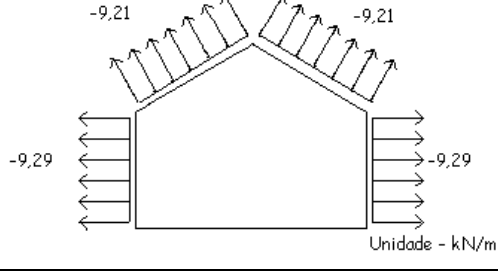
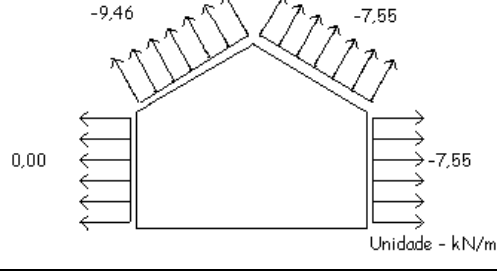
- d) O item 6.2.6 da ABNT NBR 6123 trata do caso das edificações efetivamente estanques e com janelas fixas com probabilidade desprezível de rompimento por acidente, situação que não se aplica ao galpão em estudo, não sendo considerados, portanto, os valores de C_{pi} propostos para esse caso.

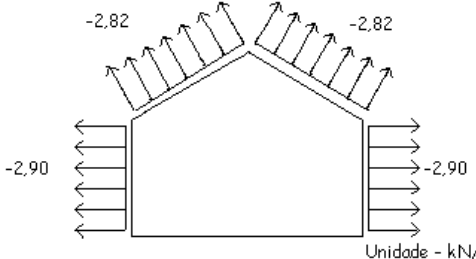
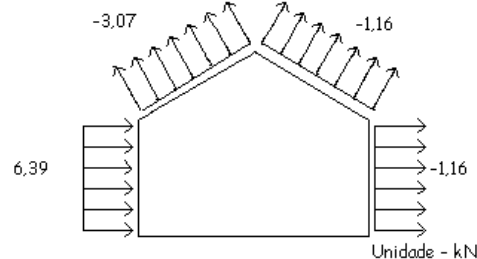
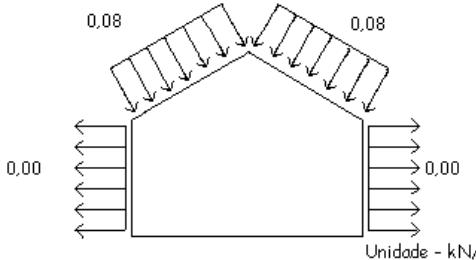
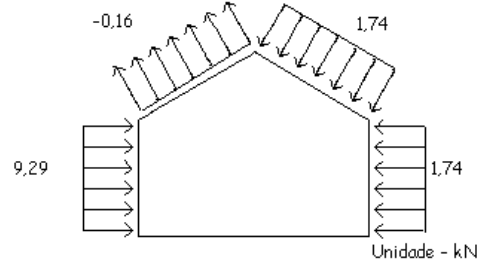
Caso	Vento 0°	Vento 90°
b.1		
b.2		

c.1.1		
c.1.2.1		
c.1.2.2		
c.2.1.1		
c.2.1.2		

Cargas de vento em cada pórtico

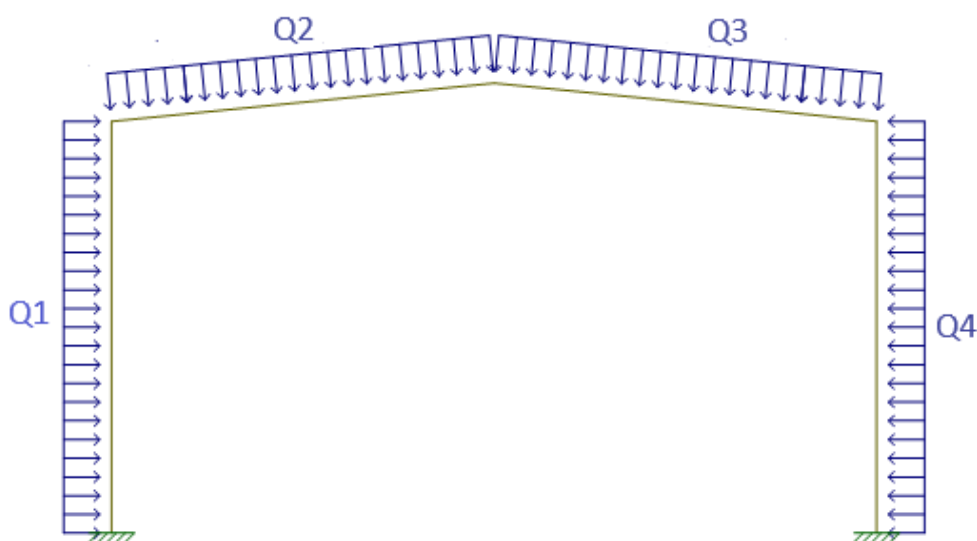
Conforme os casos de combinação dos coeficientes apresentados, observa-se as cargas de vento retornadas pelo programa VisualVentos®.

Caso	Vento 0°	Vento 90°
b.1	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m
b.2	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m
c.1.1	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m
c.1.2.1	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m
c.1.2.2	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m

c.2.1.1	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m
c.2.1.2	 Unidade - kN/m	 Unidade - kN/m

APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Para avaliar o deslocamento horizontal, empregou-se combinações de estados limites de utilização, levando em consideração apenas as cargas nominais do vento. Conforme detalhado no Apêndice A, distintas combinações de coeficientes de pressão interna e externa foram consideradas, resultando em diversas configurações de cargas provocadas pela ação do vento sobre o pórtico. Para verificação do deslocamento horizontal, optou-se por utilizar os resultados das cargas de vento retornadas pelo programa VisualVentos®. As cargas foram então denominadas Q1, Q2, Q3 e Q4, conforme apresentado na figura abaixo:



Os valores das cargas Q1, Q2, Q3 e Q4, em kN/m, para cada caso, são apresentados no quadro abaixo:

Caso	Vento	Q1	Q2	Q3	Q4
b.1	0°	-3,490	-3,40	-3,400	-3,490
	90°	5,810	-3,650	-1,740	-1,740
b.2	0°	-5,230	-5,150	-5,150	-5,230
	90°	4,070	-5,390	-3,490	-3,490
c.1.1	0°	-5,810	-5,730	-5,730	-5,810
	90°	3,490	-5,970	-4,070	-4,070
c.1.2.1	0°	-1,740	-1,660	-1,660	-1,740
	90°	7,550	-1,910	0,000	0,000
c.1.2.2	0°	-9,290	-9,210	-9,210	-9,290
	90°	0,000	-9,460	-7,550	-7,550
c.2.1.1	0°	-2,900	-2,820	-2,820	-2,900
	90°	6,390	-3,070	-1,160	-1,160
c.2.1.2	0°	0,000	0,080	0,080	0,000
	90°	9,290	-0,160	1,740	1,740

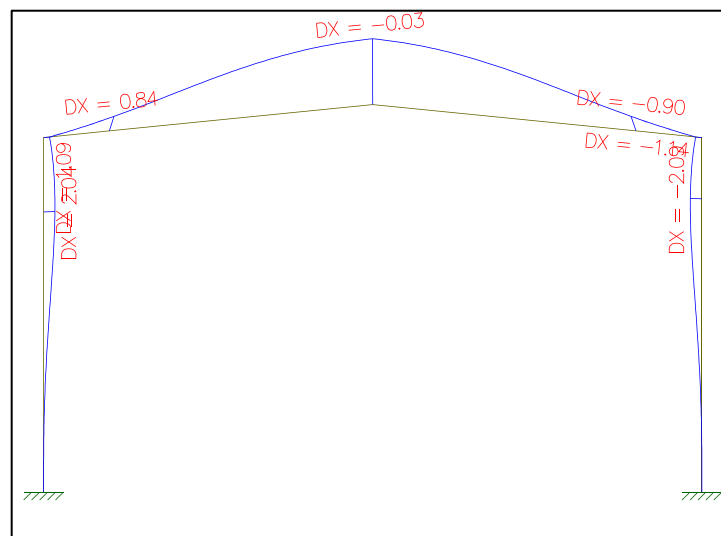
Aplicando-se a combinação quase frequente de serviço $F_{D,uti} = (0,3)F_{Qk,vento}$, tem-se os valores para as cargas Q1, Q2, Q3 e Q4, em kN/m, apresentados no quadro a seguir.

Combinação quase frequente de serviço					
Caso	Vento	Q1	Q2	Q3	Q4
b.1	0°	-1,047	-1,020	-1,020	-1,047
	90°	1,743	-1,095	-0,522	-0,522
b.2	0°	-1,569	-1,545	-1,545	-1,569
	90°	1,221	-1,617	-1,047	-1,047
c.1.1.1	0°	-1,743	-1,719	-1,719	-1,743
	90°	1,047	-1,791	-1,221	-1,221
c.1.2.1	0°	-0,522	-0,498	-0,498	-0,522
	90°	2,265	-0,573	0,000	0,000
c.1.2.2	0°	-2,787	-2,763	-2,763	-2,787
	90°	0,000	-2,838	-2,265	-2,265
c.2.1.1	0°	-0,87	-0,846	-0,846	-0,870
	90°	1,917	-0,921	-0,348	-0,348
c.2.1.2	0°	0,000	0,024	0,024	0,000
	90°	2,787	-0,048	0,522	0,522

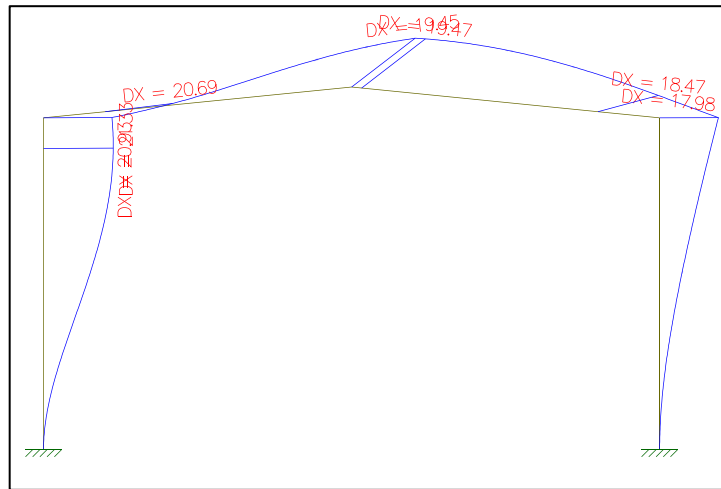
Aplicando-se as cargas para cada caso no programa *Ftool*, tem-se os seguintes resultados para o deslocamento horizontal no topo dos pilares:

a) Caso b.1

a. Vento a 0° (1,14 mm)

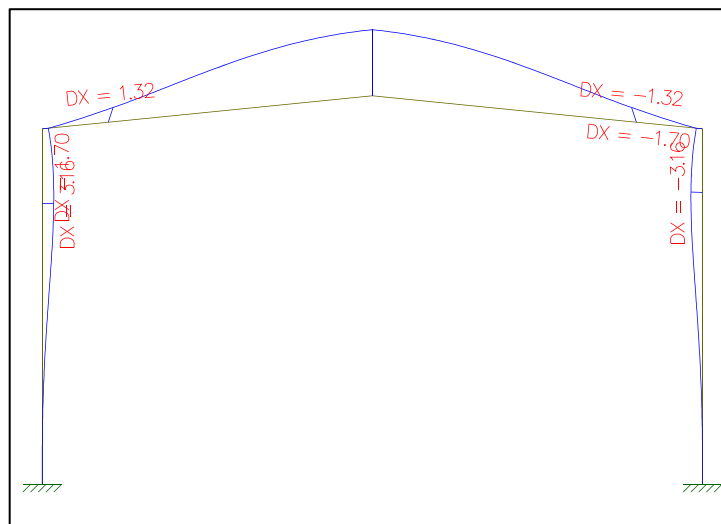


b. Vento a 90° (20,93 mm)

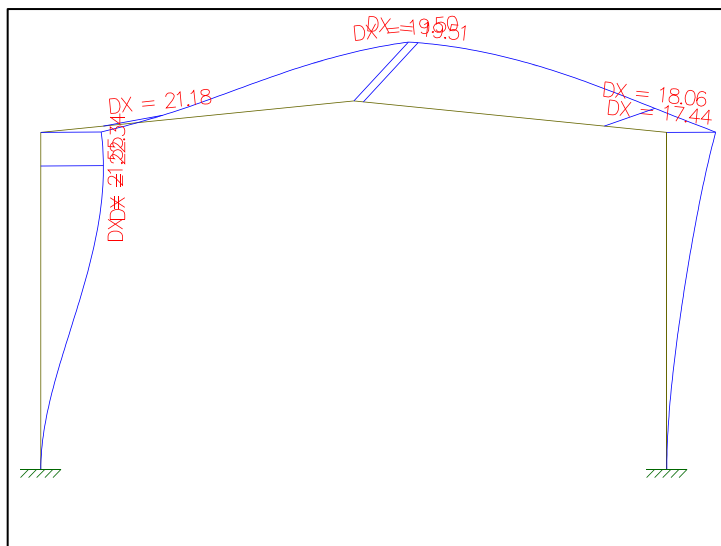


b) b.2

a. Vento a 0° (1,70 mm)

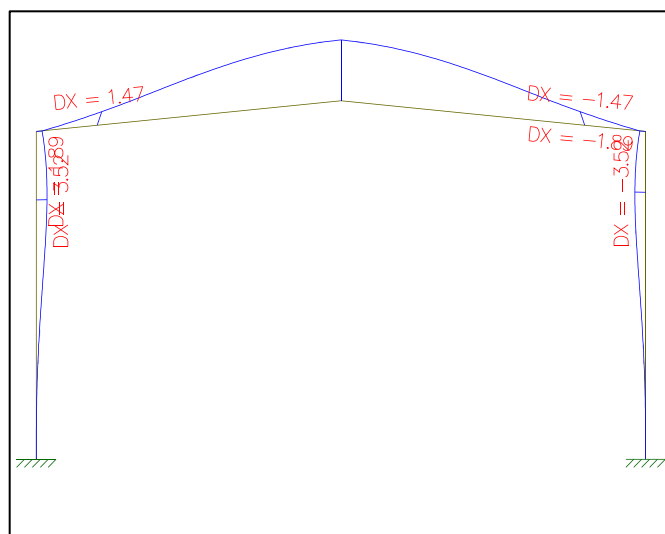


b. Vento a 90° (21,55 mm)

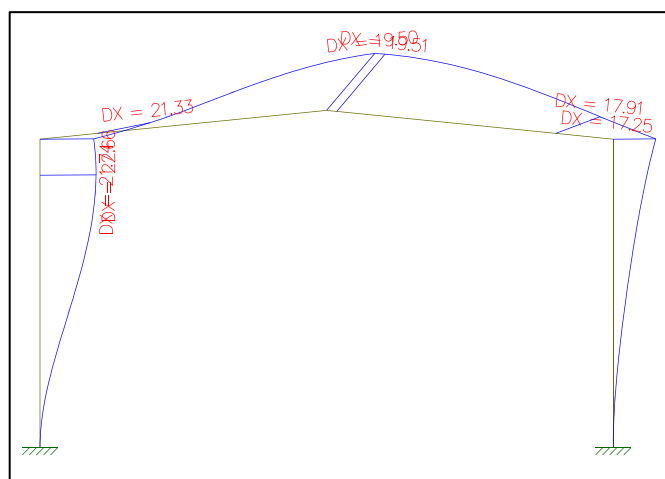


c) c.1.1

a. Vento a 0° (1,89 mm)

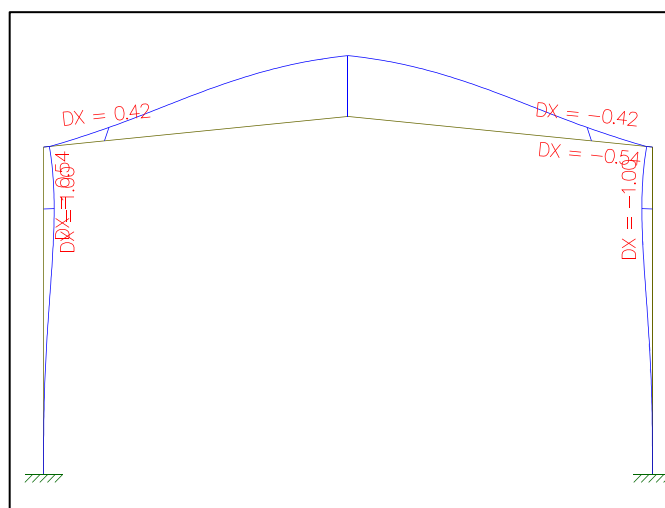


b. Vento a 90° (21,74 mm)

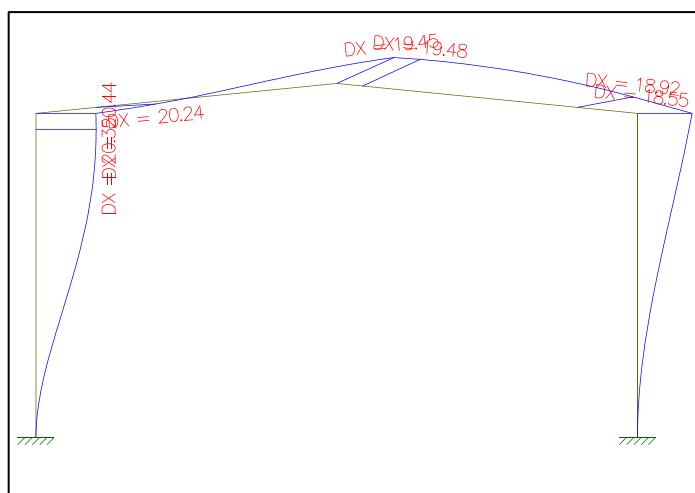


d) c.1.2.1

a. Vento a 0° (0,54 mm)

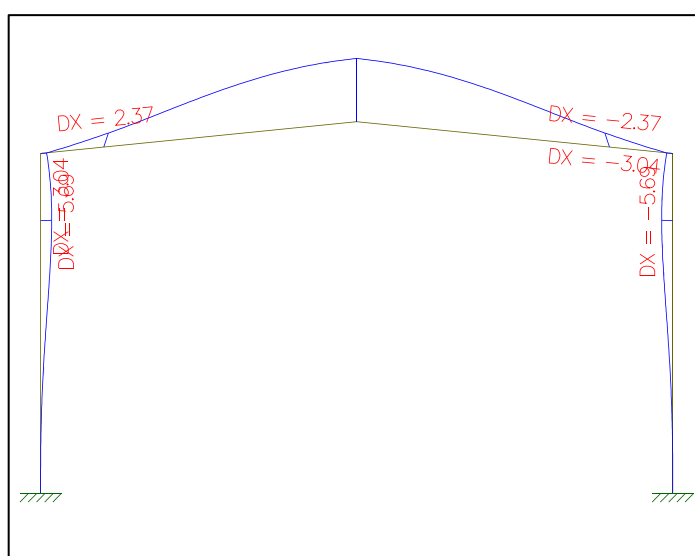


b. Vento a 90° (20,35 mm)

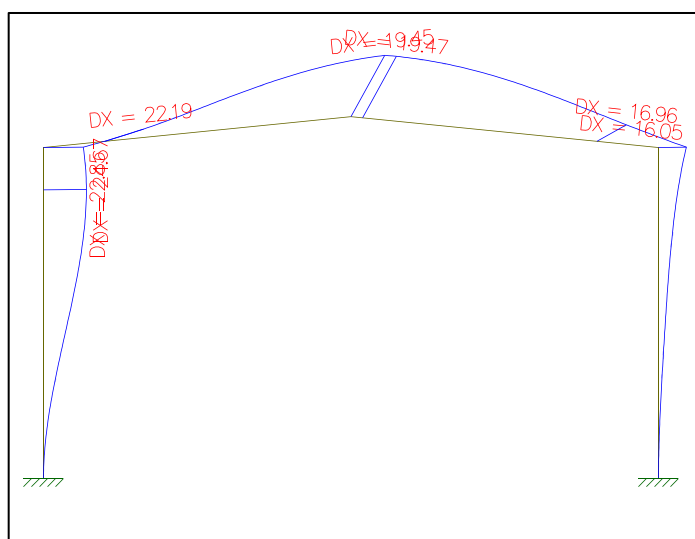


e) c.1.2.2

a. Vento a 0° (3,04 mm)

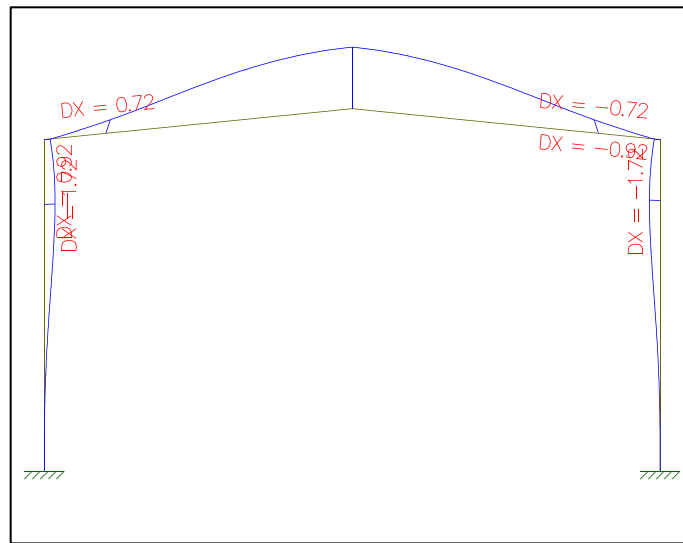


b. Vento a 90° (22,85 mm)

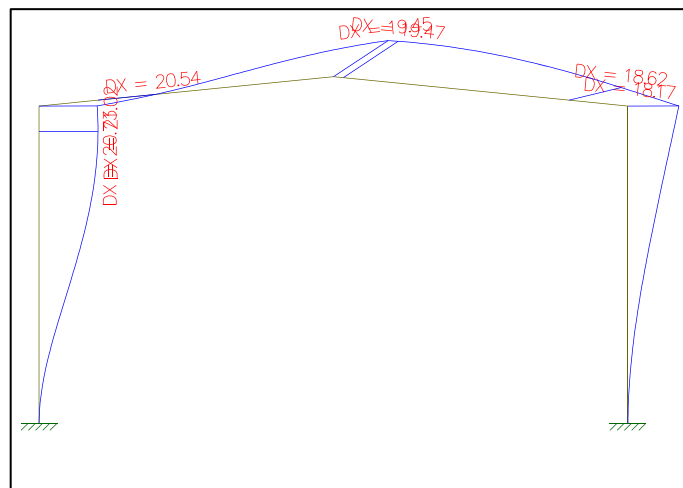


f) c.2.1.1

a. Vento a 0° (0,92 mm)

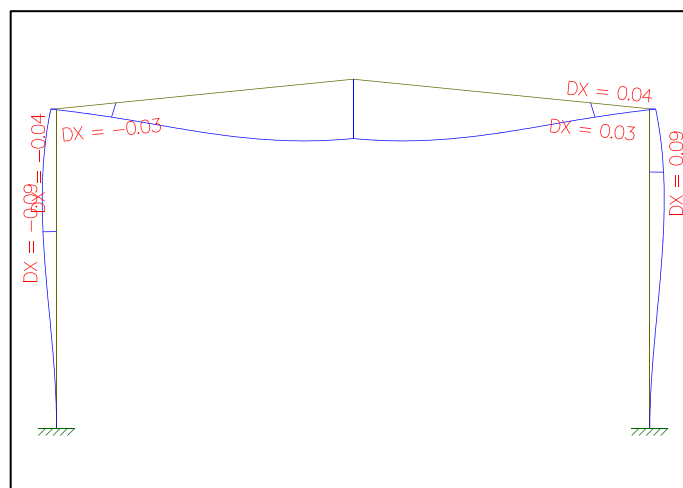


b. Vento a 90° (20,73 mm)

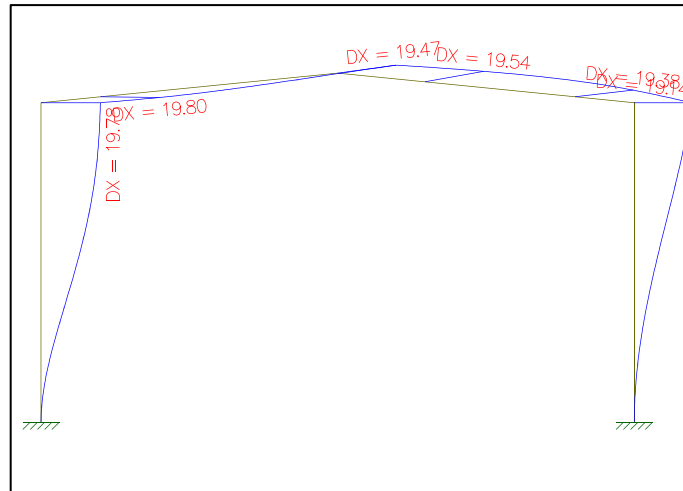


g) c.2.1.2

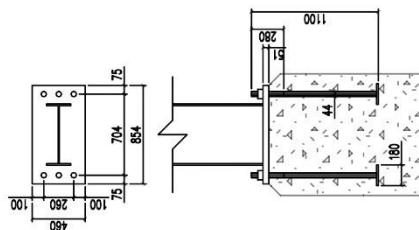
a. Vento a 0° (0,04 mm)



b. Vento a 90° (19,78 mm)



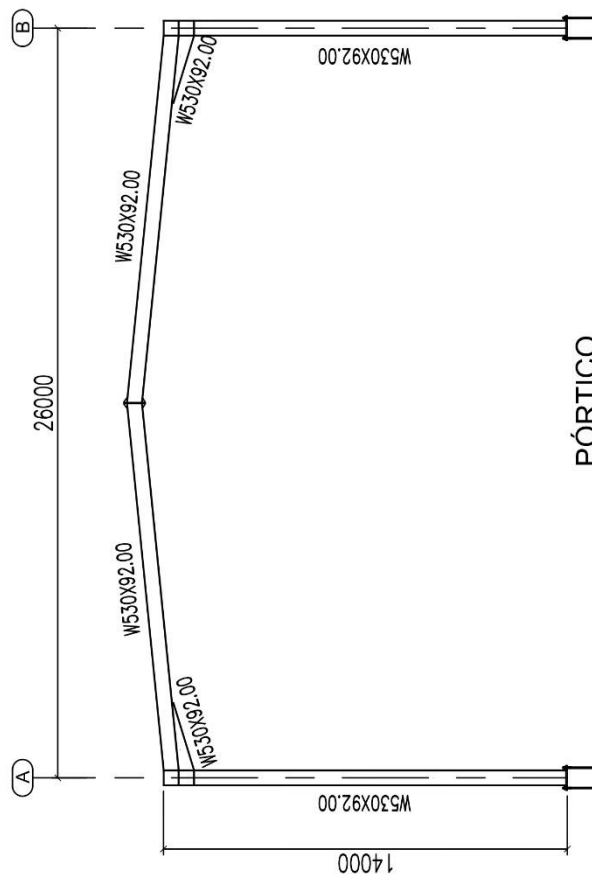
APÊNDICE C – PROJETOS BÁSICOS DE ENGENHARIA



BASE TÍPICA
ESC 1/50

PLANO DAS BASES
ESC 1/400

[illegible]

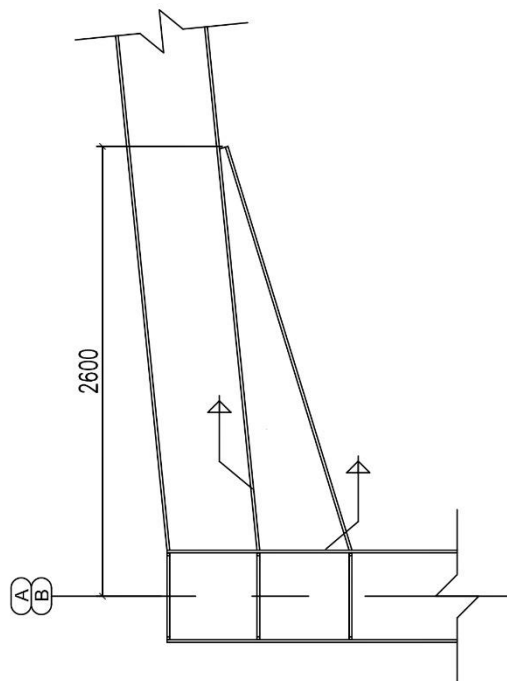
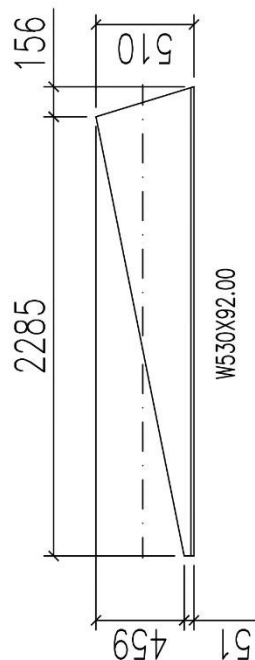


PÓRTICO
ESC 1/200

LISTA DE MATERIAS – PERIF. LAMINADOS W						
Item	Aço	Perfil	Descrição	Quant.	Comp. (mm)	Peso (kg)
01	A588	W 530 x 92,0	Pilares	2	13949	2576,2
02	A588	W 530 x 92,0	Vigas	2	12834	2360,4
03	A588	W 530 x 92,0	Mísulas	2	2441	230,0
OBS: VALORES REFERENTES A UM PÓRICO						5166,6
TOTAL (7 PÓRICOS)						36166,2
ÁREA (m²)						1974
TAXAS DE CONSUMO DE AÇO						
Item	Descrição					
01	Taxa de consumo de aço pilares					
02	Taxa de consumo de aço Vigas + Mísulas					
03	Taxa de consumo de aço do Pórtico					
	Taxa (kg/m³)					
	9,14					
	9,19					
	18,33					

1	MEDIDAS EM MILÍMETROS, EXCETO ONDE INDICADO						 INSTITUTO FEDERAL Goiás Campus Goiânia	BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL					
2	AO CONTRÁRIO;							TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO					
3	SOLDAS: ELETRODO E80XX-X; PERFIS W LAMINADOS: AÇO ASTM A588.												
							VIANÓPOLIS – GO GALPÃO COMERCIAL AGROINDUSTRIAL VAO: 25 METROS	CARLOS EDUARDO PIRES DA SILVA					
Nº		Nº	EMIÇÃO INICIAL	CARLOS	14/12/2023		ORIENTADOR: Profª. Me. CLÁUDIO MARRA ALVES	DES.	PROJ.	RESP.	DATA	DESENHO	REV.
			DESCRIÇÃO	RESP.	APROV./DATA			2023-2	GALPÃO	CARLOS EDUARDO	DEZ/23	2/4	000
NOTAS						REVISÕES							

RECORTE DO PERFIL



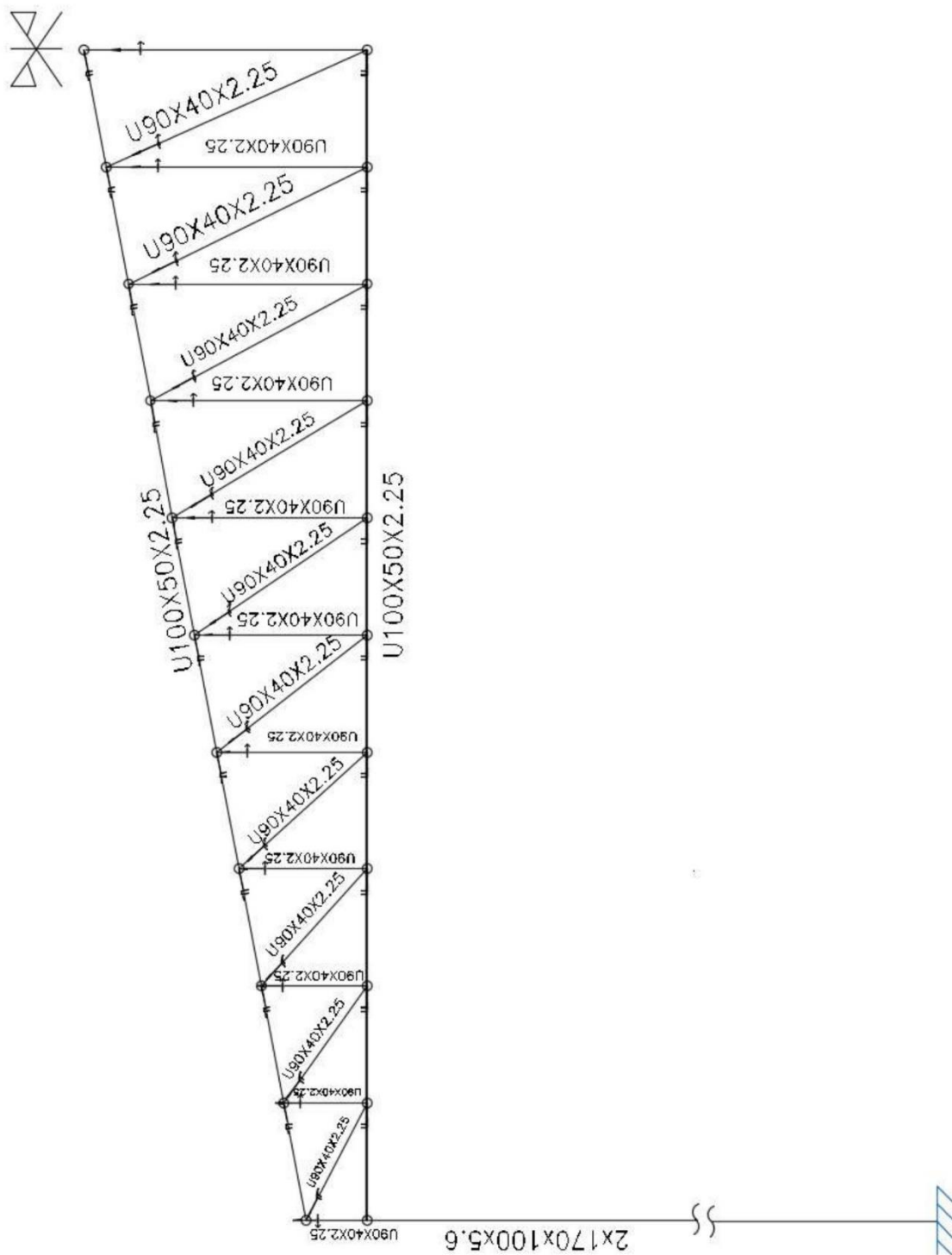
DETALHES MÍSULAS

ESC 1/30

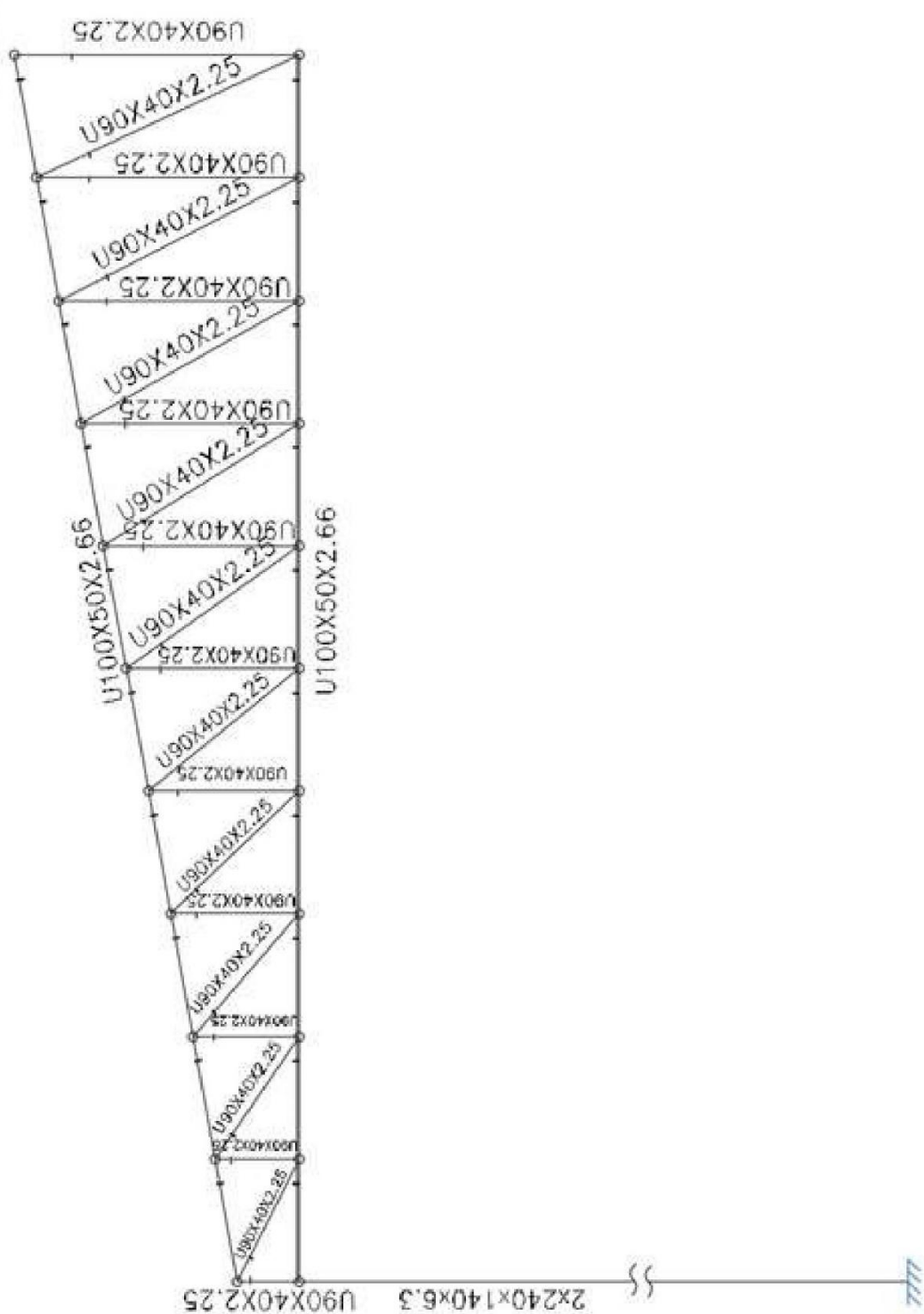
[illegible]

**ANEXO A – DESENHO DAS ESTRUTURAS CONSIDERADAS NOS ESTUDOS DE
CONSUMO DE AÇO (SILVA, 2017)**

Figura A.1 - Dimensionamento definitivo pórtico externo da alternativa 1.

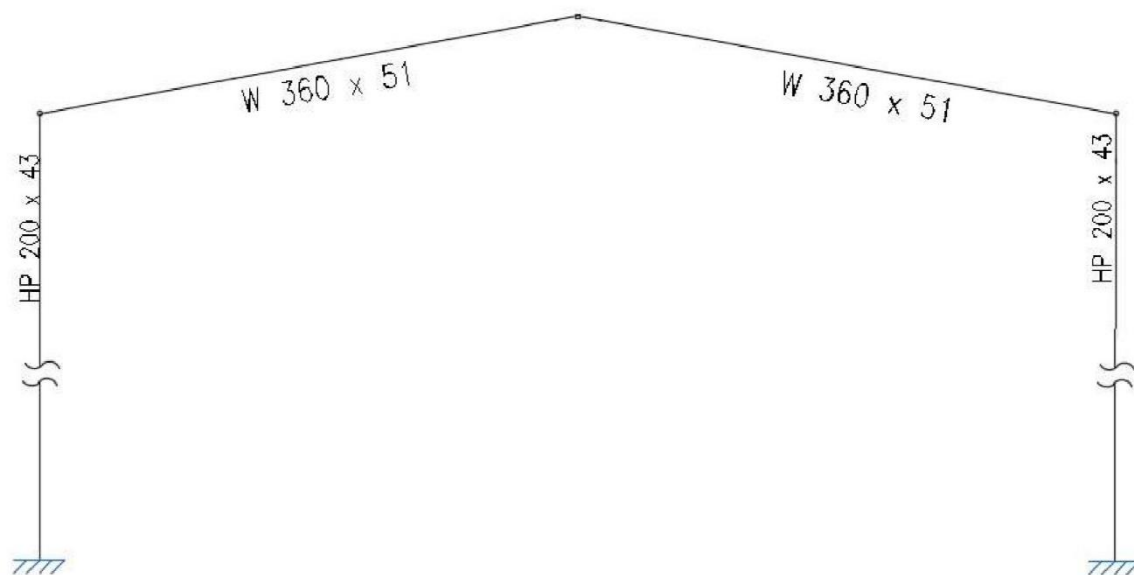


Fonte: Silva (2017)



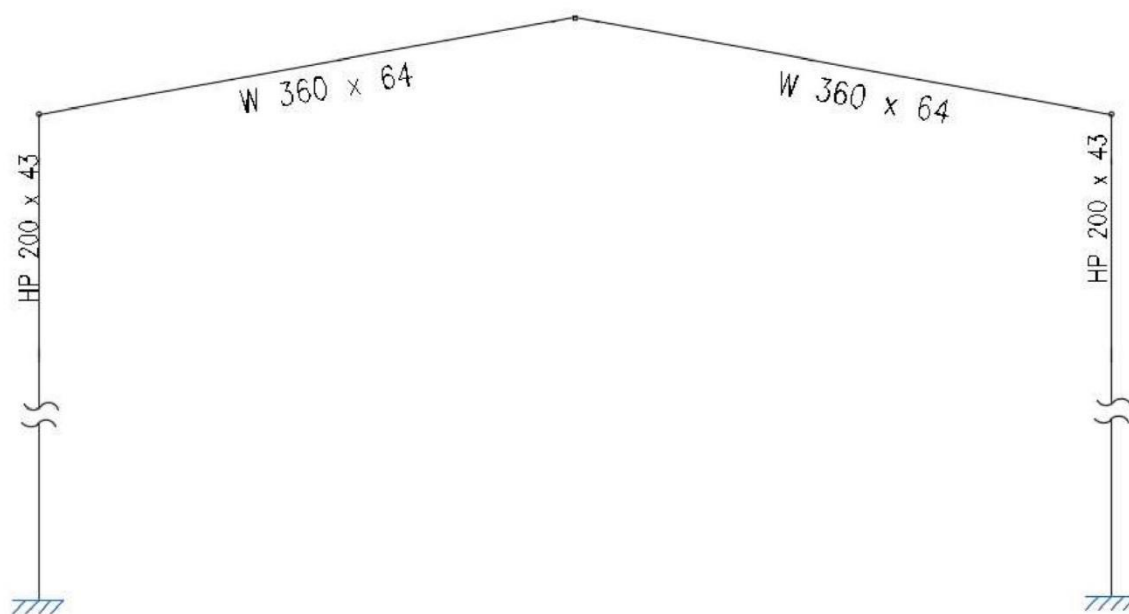
158

Figura A.3 - Dimensionamento definitivo pórtico externo da alternativa 2.



Fonte: Silva (2017)

Figura A.4 - Dimensionamento definitivo pórtico interno da alternativa 2.



Fonte: Silva (2017)

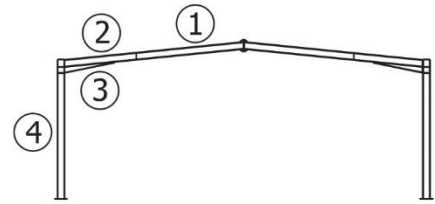
ANEXO B – QUADROS E ÁBACOS (D’ALAMABERT, 2012)

Figura B.1 - Tabela de composição dos estágios de carregamento

Estágio de Ações	Velocidade do Vento (m/seg)	Distância entre os Pórticos B (m)
Q1	45	12
Q2	45	09
	40	12
Q3	40	09
	35	12
Q4	45	06
	35	09
	30	12
Q5	40	06
	35	06
	30	09
Q6	30	06

Fonte: D'Alamabert (2012)

Figura B.2 - Tabela de pré-dimensionamento para H = 12m

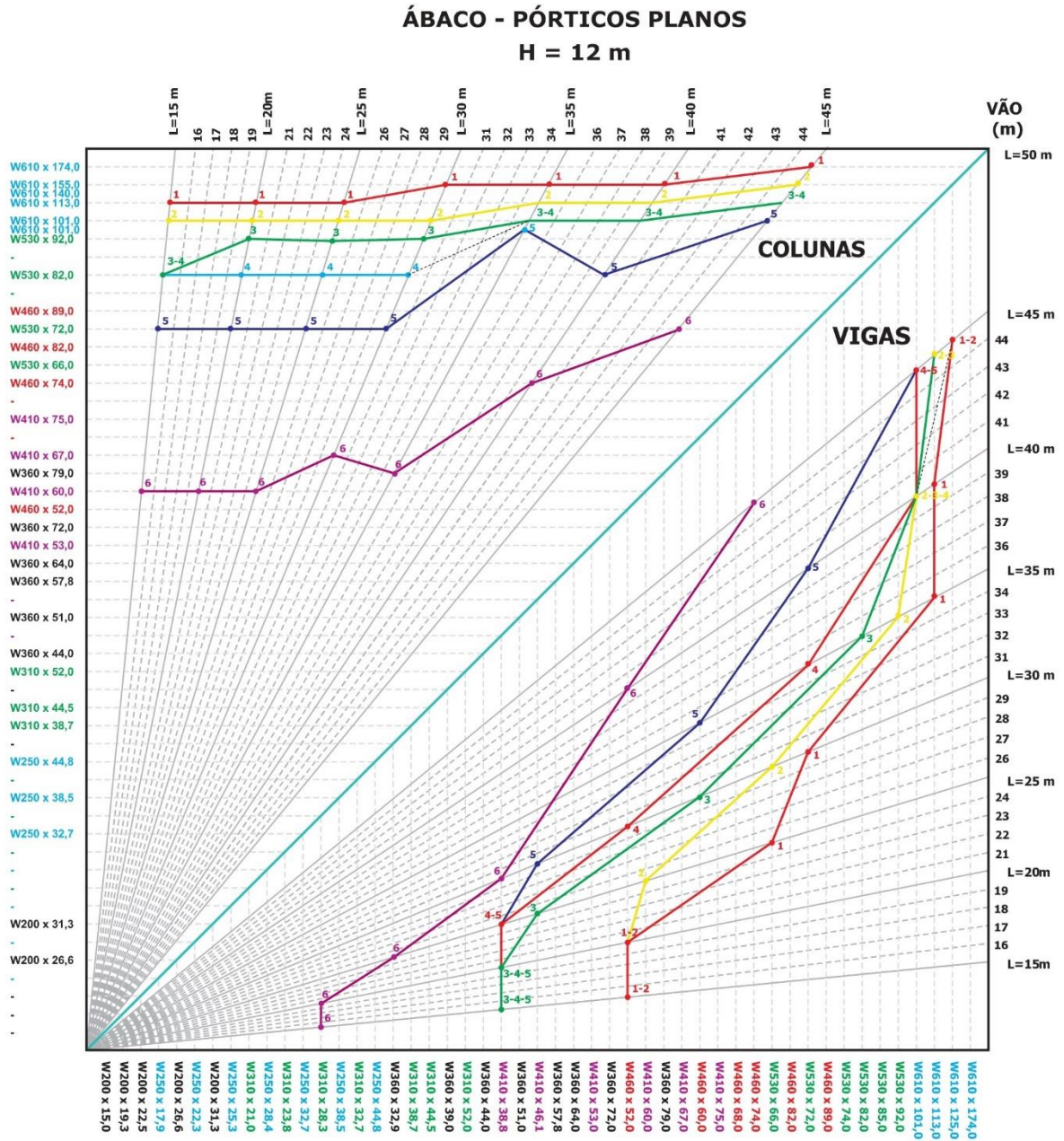


PÓRTICO ENGASTADO
H = 12 m

		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 15 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 460 x 52,0	W 460 x 52,0	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 310 x 28,3
	VIGA - POSIÇÃO 02						
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 460 x 52,0	W 460 x 52,0	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 310 x 28,3
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 530 x 82,0	W 530 x 82,0	W 530 x 72,0	W 410 x 60,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	14 / 113	13 / 88	13 / 67	12 / 47	9 / 36	6 / 24
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	94 / -32	91 / -14	84 / -2	84 / -14	60 / -9	38 / -4
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	58 / 518	57 / 404	54 / 314	53 / 224	38 / 36	26 / 144
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 20 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 460 x 52,0	W 460 x 52,0	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 310 x 28,3
	VIGA - POSIÇÃO 02						
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 460 x 52,0	W 460 x 52,0	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 310 x 28,3
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 530 x 92,0	W 530 x 82,0	W 530 x 72,0	W 410 x 60,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	25 / 129	24 / 98	24 / 75	24 / 52	18 / 39	11 / 26
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	109 / -50	106 / -26	101 / -7	99 / -11	72 / -6	45 / -1
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	114 / 127	109 / 453	110 / 346	107 / 239	78 / 176	52 / 122
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 25 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 530 x 66,0	W 410 x 60,0	W 410 x 46,1	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 360 x 32,9
	VIGA - POSIÇÃO 02						
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 530 x 66,0	W 410 x 60,0	W 410 x 46,1	W 410 x 38,8	W 410 x 38,8	W 360 x 32,9
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 530 x 92,0	W 530 x 82,0	W 530 x 72,0	W 410 x 60,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	40 / 141	40 / 109	38 / 81	37 / 57	28 / 42	17 / 28
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	127 / -67	122 / -38	117 / -15	112 / -6	82 / -2	52 / -1
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	175 / 624	183 / 499	176 / 373	174 / 264	126 / 195	79 / 131
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 30 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 530 x 72,0	W 530 x 66,0	W 460 x 60,0	W 460 x 52,0	W 410 x 46,1	W 410 x 38,8
	VIGA - POSIÇÃO 02	W 530 x 72,0	W 530 x 66,0	W 460 x 60,0	W 460 x 52,0	W 410 x 46,1	W 410 x 38,8
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 530 x 72,0	W 530 x 66,0	W 460 x 60,0	W 460 x 52,0	W 410 x 46,1	W 410 x 38,8
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 155,0	W 610 x 125,0	W 530 x 92,0	W 530 x 101,0	W 530 x 82,0	W 410 x 67,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	60 / 163	58 / 122	55 / 87	56 / 59	41 / 45	25 / 30
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	155 / -74	146 / -44	136 / -21	135 / -1	97 / -2	62 / -2
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	286 / 745	272 / 551	254 / 387	262 / 265	195 / 205	117 / 134
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 35 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 610 x 101,0	W 530 x 72,0	W 530 x 66,0	W 530 x 66,0	W 460 x 52,0	W 410 x 38,8
	VIGA - POSIÇÃO 02	W 610 x 113,0	W 530 x 92,0	W 530 x 82,0	W 530 x 72,0	W 460 x 60,0	W 410 x 46,1
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 610 x 113,0	W 530 x 92,0	W 530 x 82,0	W 530 x 72,0	W 460 x 60,0	W 410 x 46,1
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 140,0	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 101,0	W 360 x 79,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	83 / 172	81 / 136	79 / 97	80 / 61	58 / 49	35 / 34
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	180 / -86	163 / -57	157 / -25	159 / -11	113 / -13	70 / -3
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	382 / 751	382 / 604	374 / 429	382 / 272	283 / 219	165 / 147
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 40 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 66,0	W 460 x 52,0
	VIGA - POSIÇÃO 02	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 72,0	W 460 x 52,0
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 72,0	W 460 x 52,0
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 155,0	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 82,0	W 460 x 74,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	150 / 211	139 / 133	103 / 95	143 / 48	100 / 45	67 / 35
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	208 / -94	189 / -61	187 / -20	187 / -19	126 / -34	79 / -5
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	576 / 710	511 / 440	539 / 304	536 / 145	373 / 140	263 / 113
		Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
L = 45 m	VIGA - POSIÇÃO 01	W 610 x 125,0	W 610 x 101,0	W 610 x 101,0	W 530 x 92,0	W 530 x 72,0	W 460 x 60,0
	VIGA - POSIÇÃO 02	W 610 x 125,0	W 610 x 113,0	W 610 x 113,0	W 530 x 92,0	W 530 x 92,0	W 460 x 74,0
	NÓ - POSIÇÃO 03	W 610 x 125,0	W 610 x 113,0	W 610 x 113,0	W 530 x 92,0	W 530 x 92,0	W 460 x 74,0
	COLUNA-POSIÇÃO 04	W 610 x 174,0	W 610 x 155,0	W 610 x 113,0	W 610 x 113,0	W 610 x 101,0	W 530 x 72,0
	R ₁₁ /R ₁₂ (KN)	153 / 200	143 / 165	137 / 104	138 / 62	101 / 51	63 / 37
	R ₂₁ /R ₂₂ (KN)	242 / -96	219 / -89	210 / -21	204 / -15	145 / -10	89 / -10
	M ₁₁ /M ₁₂ (KN.m)	739 / 970	700 / 721	633 / 436	655 / 254	497 / 221	304 / 159

Fonte: D'Alamabert (2012)

Figura B. 3 - Ábaco de estágios de carga para pré-dimensionamento H = 12 m

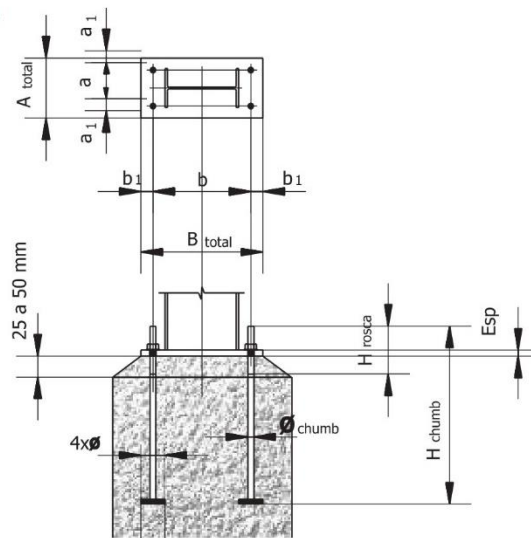


Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6
$V_o = 45 / B = 12m$	$V_o = 45 / B = 9m$ $V_o = 40 / B = 12m$	$V_o = 40 / B = 9m$ $V_o = 35 / B = 12m$	$V_o = 45 / B = 6m$ $V_o = 35 / B = 9m$ $V_o = 30 / B = 12m$	$V_o = 40 / B = 6m$ $V_o = 35 / B = 6m$ $V_o = 30 / B = 9m$	$V_o = 30 / B = 6m$

Fonte: D'Alamabert (2012)

Figura B.4 - Detalhe das bases

6.6 - Detalhe das Bases



Dimensões das Bases:

PERFIS	A_{total} (mm)	a (mm)	a_1 (mm)	B_{total} (mm)	b (mm)	b_1 (mm)	Esp (mm)	$\varnothing_{chumb}$ (mm)	H_{chumb} (mm)	H_{rosca} (mm)
W 200 x 26,6	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 250 x 32,7	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 250 x 38,5	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 360 x 44,6	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 360 x 51,0	300	150	75	650	550	50	38	4 x 32	750	175
W 360 x 79,0	300	150	75	650	550	50	38	4 x 32	750	175
W 410 x 38,8	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 46,1	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 53,0	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 60,0	300	180	60	700	574	63	45	4 x 38	850	225
W 410 x 67,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 410 x 75,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 460 x 52,0	300	180	60	700	574	63	45	4 x 38	650	225
W 460 x 60,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 68,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 74,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 82,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 89,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 530 x 66,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 530 x 72,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 530 x 74,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 82,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 85,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 92,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 101,0	500	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 610 x 101,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 610 x 113,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 125,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 140,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 155,0	600	2 x 150	150	950	776	87	63	6 x 51	1.500	400
W 610 x 174,0	600	2 x 150	150	950	776	87	63	6 x 51	1.500	400

Obs.: Os detalhes das bases foram definidos à partir das cargas máximas nas bases contidas nas tabelas de pré-dimensionamento por tipo de bitola.

Fonte: D'Alamabert (2012)