

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Douglas Julhão Tresbach

**PROJETO DE UMA TORRE EM AÇO PARA OBSERVAÇÃO
DE PÁSSAROS EM RESERVA FLORESTAL**

Porto Alegre

Julho 2017

DOUGLAS JULHÃO TRESBACH

**PROJETO DE UMA TORRE EM AÇO PARA OBSERVAÇÃO
DE PÁSSAROS EM RESERVA FLORESTAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Inácio Benvegnu Morsch

Porto Alegre

Julho 2017

DOUGLAS JULHÃO TRESBACH

**PROJETO DE UMA TORRE EM AÇO PARA OBSERVAÇÃO
DE PÁSSAROS EM RESERVA FLORESTAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2017

Prof. Inácio Benvegnu Morsch
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Acir Mércio Loredou-Souza (UFRGS)
Ph D. pela University of Western Ontario, CA

Prof. Inácio Benvegnu Morsch (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck, AT

Dedico este trabalho a minha namorada, Bruna, que nunca me deixou desistir e sempre acreditou no meu potencial mesmo quando eu duvidei da minha capacidade. Esta conquista importante na minha vida também deve ser creditada a ela por estar incondicionalmente ao meu lado desde antes de eu cursar minha Graduação.

AGRADECIMENTOS

Inicio os meus agradecimentos pelo Professor Inácio Benvegnu Morsch por toda orientação, dedicação e paciência para o desenvolvimento deste trabalho ao longo de dois semestres e por todos os conselhos e conhecimento transmitido que certamente me auxiliarão para enfrentar os futuros desafios da profissão de engenheiro.

Devo um agradecimento especial aos meus pais Jussara e Rozendo que sempre me apoiaram e tiveram influência direta para que este momento pudesse acontecer. Acredito que nesta fase da minha vida, apesar da distância decorrente da minha decisão em cursar uma faculdade em outra cidade, nos tornamos mais próximos e aprendemos a aproveitar melhor os poucos momentos que pudemos passar juntos. Ainda, em agradecimento aos pais, meu padrasto, Paulo Roberto pela pessoa sensacional que é e por tornar-se parte da minha família.

Aos meus avós maternos que contribuíram imensamente à pessoa que sou hoje me educando e formando meu caráter. Partiram antes de eu entrar na faculdade, mas tenho a certeza de que estão acompanhando toda alegria deste momento ímpar em minha vida. A saudade ainda é imensa e o desejo da presença deles é imensurável. Obrigado por todo amor e carinho.

Aos amigos de curso, partilhando os estudos frenéticos e madrugadas sem dormir para concluir trabalhos ou tentar recuperar o tempo perdido, algo comum para quem cursa uma faculdade de engenharia. Em especial, deixo meu abraço aos mais chegados: Daniel, Douglas, Fabrício, Gabriela, Guilherme, Henrique e João. Ainda tratando das amizades, deixo um muito obrigado ao amigo desde os tempos de escola, Roger, por todas as cervejas e sinucas jogadas.

Um parágrafo especial é merecido ao amigo Alan, já que contabilizamos até o presente momento quase duas décadas de amizade. Sem sombra de dúvidas este é o irmão que não tive e de quem nunca ouvirei um não. Ele sabe que pode contar comigo para tudo na vida.

Também gratifico à família da minha namorada, Bruna. Tenho meus sogros como novos pais que ganhei da vida. Infelizmente, hoje não podemos mais nos brindar com a ilustre presença do meu sogro Remi, que partiu este ano, mas fica o carinho dobrado pela minha sogra Rosa. Meu muito obrigado a vocês.

Apesar de ser o último, este é sem sombra de dúvidas o agradecimento mais importante. Não lembro ao certo o momento exato que devo começar a agradecê-la, mas não seria exagero dizer que devo principiar pelo momento em que construímos o sonho de estudar na UFRGS. Saímos de casa cedo com muitos olhares a nossa volta desconfiados de que conseguiríamos. Talvez este tenha sido o combustível que precisávamos para nos fortalecer e correr atrás desse sonho juntos, sem arrependimentos ou vontade de desistir e voltar pra casa. Passamos tantas coisas juntos que as páginas deste trabalho seriam poucas para registrar as histórias. Ao me perguntarem se eu faria tudo de novo, respondo que sim sem hesitar. Meu muito obrigado pelos passeios de final de semana, pelas cervejas bebidas juntos, pelas aventuras vividas por dois colonos na cidade grande. Quero registrar meu amor eterno por ela e agradecer imensamente por ter me concedido a honra de participar desta fase da minha vida, assim como pude participar da formação acadêmica dela. A minha namorada e companheira, Bruna, obrigado por tudo que vivemos.

Um dia... Pronto! Me acabo. Pois seja o que tem de ser.
Morrer: Que me importa? O diabo é deixar de viver.

Mario Quintana

RESUMO

O engenheiro tem um papel fundamental na sociedade em desenvolver infraestrutura para o progresso, muitas vezes impactando negativamente na natureza. Este trabalho versa sobre o projeto básico de uma torre de observação de pássaros para suprir a necessidade da reserva florestal FLONA-SFP para estudo e preservação de espécies típicas da região. A partir da revisão bibliográfica fundamentada em Normas Técnicas elaborou-se um projeto que atendesse às necessidades da FLONA-SFP. Todas as decisões de projeto que não estavam previstas em Normas referentes ao tipo de estrutura do projeto foram avaliadas alternativas funcionais que representassem a praticidade e bom senso que deve se ter em um projeto de engenharia. Inicialmente, a comparação entre possíveis projetos foi focada em geometrias e dimensões da estrutura para assim definir o lançamento da estrutura. Também foram definidos os carregamentos de ocupação com auxílio do corpo técnico da FLONA-SFP de acordo com a estimativa de visitas diárias ao parque. Após, na segunda parte do trabalho, foram aplicadas referências normativas para levantar valores de cargas de projeto e assim dar início ao pré-dimensionamento da estrutura. Diante da definição dos elementos componentes da estrutura, avaliaram-se as solicitações críticas verificando a segurança da estrutura de acordo com as Normas estabelecidas na revisão bibliográfica para assim julgar a necessidade de redimensionamento dos elementos estruturais. Concluem-se resultados satisfatórios para a análise inicial feita no trabalho demonstrando a escolha da geometria e dos elementos estruturais selecionados como uma boa estimativa para o pré-dimensionamento, levando a uma possível otimização da estrutura para um projeto executivo final que não foi tomado como objetivo deste trabalho por ter como proposta uma abordagem básica para a solução do problema demandado pela FLONA-SFP.

Palavras-chave: NBR 16.239. Projeto de aço em perfis tubulares. Projeto estrutural de torre em aço. Resposta dinâmica de estruturas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Paisagem natural da FLONA-SFP.	19
Figura 2 – Vista da torre Ted Parker na reserva Cristalino Lodge, Mato Grosso.	20
Figura 3 – Torre em madeira no parque Robinson Preserve, Flórida.....	21
Figura 4 – Torre de observação MUSA, na Amazônia, Brasil.....	22
Figura 5 – Beldert Beach Adventure Tower, Holanda.	23
Figura 6 – Centro artístico Pompidou-Metz localizado em Metz, França.....	25
Figura 7 – Autoclave da empresa Verde Madeiras.....	27
Figura 8 – Golden Gate, São Francisco, Califórnia.....	30
Figura 9 – Torre MUSA, Museu da Amazônia.	31
Figura 10 – Etapas do trabalho	36
Figura 11 – Coalbrookdale Bridge sobre o rio Severn, Inglaterra.....	38
Figura 12 - Ponte de Menai, País de Gales.....	39
Figura 13 – Excentricidade das ligações.	50
Figura 14 – Limites para desconsiderar momentos fletores secundários.	51
Figura 15 – Ligações com afastamento e sobreposição.	53
Figura 16 – Tipos de ligações consideradas pela Norma NBR 16239:2013.....	54
Figura 17 – Geometria e esforços em sistemas treliçados: (a) diagonal única; (b) treliça em X; (c) treliça em k; (d) diagonal única alternada; (e) treliça excêntrica.	55
Figura 18 – Geometria proposta para a estrutura.	56
Figura 19 – Perspectiva da escada com dimensões em centímetros.....	57
Figura 20 – Vista frontal da escada.	58
Figura 21 – Vista frontal da escada.	59
Figura 22 – Vista lateral da torre.	60
Figura 23 – Vista lateral e superior dos módulos da torre.....	61
Figura 24 – Direção considerada para efeito das forças devidas ao vento.....	66
Figura 25 – Área de influência para a viga interna da escada.	72
Figura 26 – Área de influência para a viga externa da escada.	72
Figura 27 – Área de influência para a viga interna da plataforma.	72
Figura 28 – Área de influência para a viga externa da plataforma.....	73
Figura 29 – Solicitações na viga interna de suporte da escada.....	76
Figura 30 – Solicitações na viga externa de suporte da escada.	77

Figura 31 – Solicitações na viga interna de suporte da plataforma.	77
Figura 32 – Solicitações na viga externa de suporte da plataforma.	77
Figura 33 – Detalhe do degrau.	79
Figura 34 – Elemento LINK 180.	81
Figura 35 – Modelo numérico ANSYS.	82
Figura 36 – Conferência do peso das estruturas tubulares no ANSYS.	84
Figura 37 – Conferência do peso dos elementos industrializados no ANSYS.	86
Figura 38 – Conferência do peso das estruturas tubulares e elementos industrializados com os respectivos coeficientes de ponderação, no ANSYS.	87
Figura 39 – Conferência do peso imposto pela ocupação no ANSYS.	87
Figura 40 – Diagrama de esforços axiais para a combinação última 2.	90
Figura 41 – Esforços axiais e deslocamentos máximos para a combinação última 2.	91
Figura 42 – Deslocamentos máximos para a combinação última 2.	91
Figura 43 – Diagrama de esforços axiais para a combinação última 4.	92
Figura 44 – Esforços axiais e deslocamentos máximos para a combinação última 4.	92
Figura 45 – Deslocamentos máximos para a combinação última 4.	93
Figura 46 – Deslocamento máximo em z para a combinação de serviço 11.	96
Figura 47 – Modelo analítico para cálculo do momento de inércia equivalente.	99
Figura 48 – Discretização da estrutura.	100
Figura 49 – Força estática equivalente aplicada na estrutura.	102
Figura 50 – Exemplo de ligação tubular soldada.	106
Figura 51 – Interface do programa com o banzo comprimido e a diagonal tracionada.	110
Figura 52 – Dados de entrada do problema.	111
Figura 53 – Situação do banzo.	111
Figura 54 – Verificação da solda.	112
Figura 55 – Verificação da posição das diagonais.	112
Figura 56 – Verificação da ligação K.	113
Figura 57 – Verificação dos modos de falha.	114
Figura 58 – Verificação dos modos de falha (continuação).	114
Figura 59 – Mapa de curvas Isocerâmicas do Brasil.	116
Figura 60 – Área de exposição equivalente A_e	117
Figura 61 – Volume de proteção com haste Franklin.	118
Figura 62 – Dimensões mínimas para materiais componentes do SPDA.	119

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis.	68
Quadro 2 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2	69
Quadro 3 – Combinações últimas adotadas para o projeto.	70
Quadro 4 – Combinações de serviço adotadas para o projeto.	70
Quadro 5 – Áreas de influência dos carregamentos do piso e ocupação.....	73
Quadro 6 – Quadro com os carregamentos do piso e ocupação por unidade de comprimento das vigas.	74
Quadro 7 – Carregamento de projeto para a viga interna da plataforma de descanso.	74
Quadro 8 – Carregamento de projeto para a viga externa da plataforma de descanso.....	74
Quadro 9 – Carregamento de projeto para a viga interna da escada.	75
Quadro 10 – Carregamento de projeto para a viga externa da escada.....	75
Quadro 11 – Carregamento de projeto para a viga interna da plataforma de observação.	75
Quadro 12 – Carregamento de projeto para a viga externa da plataforma de observação.	75
Quadro 13 – Verificações do estado-limite último para as vigas de perfil formado a frio.	78
Quadro 14 – Verificação do estado-limite de serviço das vigas de perfis formados a frio.	80
Quadro 15 – Reações de apoio geradas pela vinculação das vigas nos nós.	85
Quadro 16 – Força de arrasto nos elementos da escada e plataforma.	88
Quadro 17 – Força de arrasto nos montantes	88
Quadro 18 – Força de arrasto nos banzos.....	89
Quadro 19 – Força de arrasto nas diagonais.....	89
Quadro 20 – Solicitações máximas nas barras.	93
Quadro 21 – escoamento da seção bruta.....	94
Quadro 22 – Verificação do índice de esbeltez dos elementos de barra.	94
Quadro 23 – Verificação da flambagem global por flexão de barra.	95
Quadro 24 – Verificação da flambagem local de barra.	95
Quadro 25 – Verificação do limite de esbeltez de barra.....	95
Quadro 26 – Tabela C1 da NBR 8800:2008.	97
Quadro 27 – Verificação do estado-limite de serviço.	97
Quadro 28 – Frequência natural fundamental dada pelo Quociente de Rayleigh.	100
Quadro 29 – Comparação entre força estática e dinâmica.	101
Quadro 30 – Deslocamento máximo devido à força estática equivalente.	102

Quadro 31 – Aceleração no topo da estrutura.	103
Quadro 32 – Modos de falha para ligações soldadas.....	107
Quadro 33 – Limitações de projeto para ligações soldadas.....	108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparação das propriedades dos perfis tubulares circulares com perfis H soldados.....	33
Tabela 2 – Propriedades físicas do aço.....	41

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AISC – American Institute of Steel Construction

AISI – American Iron and Steel Institute

ASTM – American Society Standards Testing of Material

DIN – Deutsche Industrie Normen

FLONA-SFP – Floresta Nacional São Francisco de Paula

ICMBio – Instituto Chico Mendes de Biodiversidade

ISO – International Standards Organization

NBR – Norma Brasileira

PPF – Perfis Formados a Frio

SNUC – Sistema Nacional de Unidades de Conservação

SPDA – Sistema de Proteção contra Descargas Atmosféricas

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área da seção transversal de um perfil

E – módulo de elasticidade do aço

G – módulo de elasticidade transversal do aço

I – inércia à flexão

Ca – coeficiente de arrasto

F – força de arrasto

q – pressão dinâmica do vento

S_1 – fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno

S_2 – fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação

S_3 – fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação

V_k – velocidade característica do vento

V_0 – velocidade básica do vento

f – frequência natural

F_i – força nodal aplicada no nó i

δ_i – deslocamento do nó i

m_i – massa do nó i

n – número de nós

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DE TORRES DE OBSERVAÇÃO	20
1.1.1	Madeira	23
1.1.1.1	Vantagens	24
1.1.1.2	Desvantagens.....	25
1.1.2	Aço	28
1.1.2.1	Vantagens:.....	28
1.1.2.2	Desvantagens:.....	29
1.2	TIPOS DE ESTRUTURAS EM AÇO	30
1.3	UTILIZAÇÃO DE PERFIL TUBULAR CIRCULAR.....	32
2	DIRETRIZES DE PESQUISA	34
2.1	QUESTÃO DE PESQUISA.....	34
2.2	OBJETIVOS DA PESQUISA.....	34
2.2.1	Objetivo principal	34
2.2.2	Objetivo secundário	34
2.3	PRESSUPOSTO.....	34
2.4	PREMISSA	35
2.5	DELIMITAÇÕES	35
2.6	LIMITAÇÕES.....	35
2.7	DELINEAMENTO	35
3	PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO	38
3.1	NOÇÃO HISTÓRICA	38
3.2	PROPRIEDADES DOS AÇOS ESTRUTURAIIS	40
3.3	NOÇÕES DE PROJETO.....	41
3.3.1	Projeto Arquitetônico	42
3.3.2	Projeto Estrutural	42
3.3.3	Estados limites	43
3.3.3.1.	Estados-limites Últimos	43
3.3.3.2	Estados-limites de Serviço	44
3.3.4	Detalhamento	44
3.3.5	Processos de fabricação, transporte e montagem	45

3.4	ESTUDO DA NORMA NBR 14762:2010	45
3.4.1	Análise estrutural e dimensionamento	46
3.4.2	Flambagem local	47
3.4.3	Flambagem global e distorcional	47
3.5	ESTUDO DA NORMA NBR 16239:2013	48
3.5.1	Conceitos iniciais	49
3.5.2	Análise estrutural de treliças	49
3.5.3	Ligações	52
4	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	55
4.1	DEFINIÇÃO ARQUITETÔNICA.....	55
4.1.1	Escada	57
4.1.2	Plataformas	58
4.2	LANÇAMENTO DA ESTRUTURA.....	59
5	AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES	62
5.1.1	Peso próprio das estruturas metálicas	63
5.1.2	Peso próprio dos elementos industrializados	63
5.2	AÇÕES VARIÁVEIS	63
5.2.1	Cargas de ocupação da estrutura	64
5.2.2	Forças devidas ao vento	65
5.2.3	Efeito da temperatura	66
6	ANALISE ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO	71
6.1	VIGAS SUPORTES DA ESCADA E PLATAFORMAS	71
6.1.1	Pré-dimensionamento	71
6.1.2	Distribuição dos carregamentos	72
6.1.3	Determinação das Ações	74
6.1.4	Cálculo das Solicitações	75
6.1.5	Verificação do estado-limite último	77
6.1.6	Verificação do estado-limite de serviço	79
6.2	ESTRUTURA TRELIÇADA.....	80
6.2.1	Torre em perfis tubulares	81
6.2.2	Pré-dimensionamento	83
6.2.3	Determinação das ações	84
6.2.4	Cálculo das Solicitações	89

6.2.5	Verificação dos estados-limites últimos	94
6.2.5.1	Barras tracionadas	94
6.2.5.2	Barras comprimidas.....	95
6.2.6	Verificação dos estados-limites últimos	95
7	ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA	98
7.1	FREQUÊNCIAS NATURAIS	98
7.2	DESLOCAMENTO MÁXIMO	101
7.3	SENSIBILIDADE HUMANA ÀS VIBRAÇÕES DEVIDAS AO VENTO	102
8	LIGAÇÕES	105
8.1	LIGAÇÕES SOLDADAS – SISTEMAS TRELIÇADOS.....	106
8.2	MODOS DE FALHA DE LIGAÇÕES SOLDADAS	107
8.3	VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	108
9	PROTEÇÃO CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS	115
9.1	RISCO DE EXPOSIÇÃO	115
9.2	MODELO DE PARA-RAIOS UTILIZADO	118
10	CONSIDERAÇÕES FINAIS	120
	REFERÊNCIAS	121
	APÊNDICE A – Forças devidas ao vento	123
	APÊNDICE B – Proposta para os elementos industrializados.....	132
	APÊNDICE C – Verificação dos perfis tubulares.....	138
	ANEXO A – Tabela de perfis estruturais tubulares	147
	ANEXO B – Tabela de perfis estruturais formados a frio	150

1 INTRODUÇÃO

As áreas protegidas, de uso sustentável, estabelecidas pelo Sistema Nacional de Unidades de Conservação da Natureza (SNUC), são conhecidas como florestas nacionais, ou FLONA. Estas unidades, de acordo com a Lei 9.985/00, são áreas de posse e domínio público providas de cobertura florestal predominantemente nativa com o intuito de promover o uso múltiplo sustentável dos recursos florestais e a pesquisa científica básica e aplicada, com ênfase em métodos para exploração sustentável de florestas nativas.

O Instituto Chico Mendes de Biodiversidade é responsável pela fiscalização e aplicação das penalidades administrativas ambientais ou compensatórias estabelecidas pelo SNUC. Entre as principais competências do ICMBio estão apresentar e editar normas e padrões de gestão de Unidades de Conservação federais; propor a criação, regularização fundiária e gestão das Unidades de Conservação federais; e apoiar a implementação do Sistema Nacional de Unidades de Conservação (SNUC).

O Brasil, até o presente momento, possui 67 florestas nacionais onde o Bioma predominante é Amazônia. No Rio Grande do Sul, existem duas florestas nacionais, que são a FLONA de Passo Fundo e a FLONA de São Francisco de Paula, estas com Bioma característico de Mata Atlântica.

A FLONA de São Francisco de Paula localiza-se no município de mesmo nome (nordeste do Rio Grande do Sul), caracterizado pelos Campos de Cima da Serra e pelas matas de araucária. A região é uma das mais úmidas do estado, com pluviosidade superior a 2.000mm e com temperatura média anual de aproximadamente 14,5° C. A FLONA-SFP tem uma área de 1.606 ha, apresentando variações de altitude de 300 metros com alturas superiores a 900 metros acima do nível do mar. A figura 1 apresenta uma das diversas paisagens características da reserva, destacando a preservação da Mata das Araucárias, bioma característico da região norte e nordeste do estado do Rio Grande do Sul.

Figura 1 – Paisagem natural da FLONA-SFP.



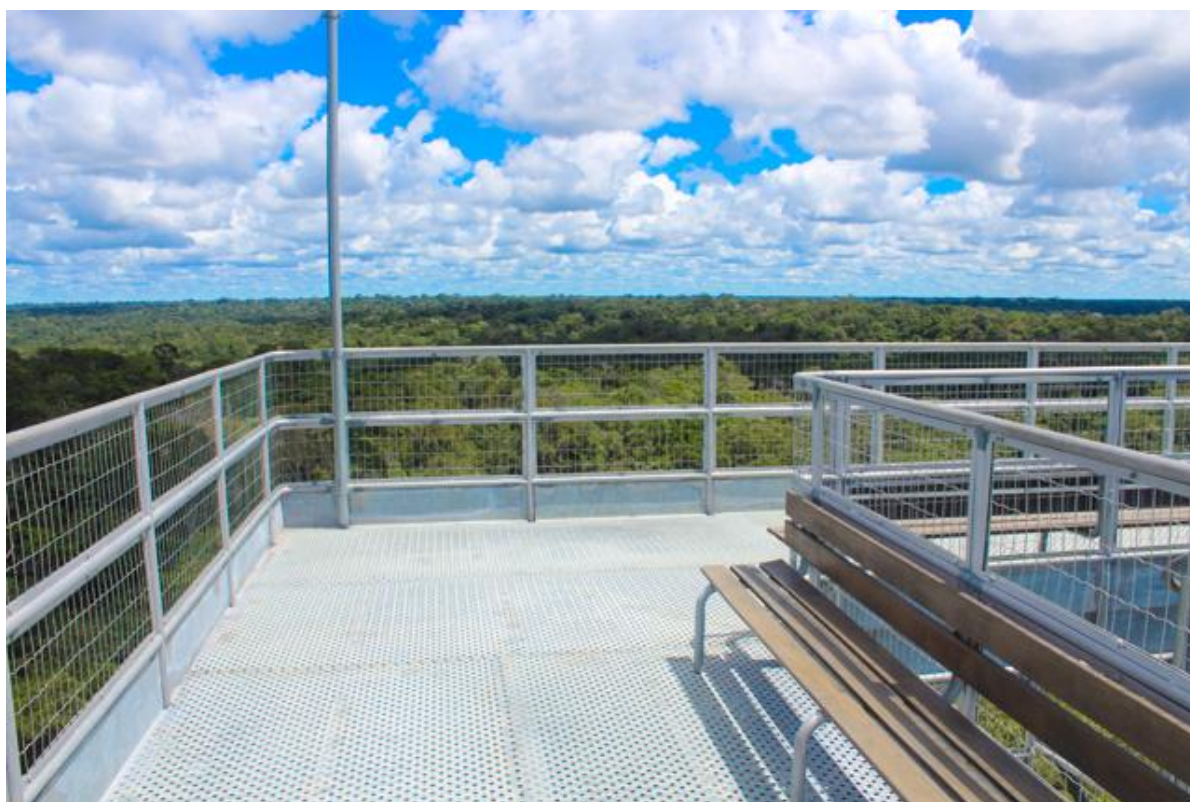
(fonte: Instituto Chico Mendes de Biodiversidade)

Na FLONA-SFP são encontrados reflorestamentos de *Araucária*, *Pinus* e *Eucalyptos* com fins comerciais, totalizando uma cobertura de pouco mais de 600 ha. Contudo, a floresta nativa ocupa mais de 900 ha. Também ocorrem pequenos trechos de campo nativo e banhado. Entre os elementos faunísticos, destaca-se a grande riqueza da avifauna, composta por mais de 210 espécies, residentes ou migratórias, e a presença de mamíferos ameaçados de extinção, como o leão-baio e o bugio-ruivo. Recentemente tem sido registrada a presença do lobo-guará na FLONA-SFP, tanto avistamentos de indivíduo com filhotes, como registro fotográfico de indivíduo através de armadilhas fotográficas.

A preservação ambiental da floresta traz a necessidade de estruturar a reserva de forma que possa se ter o maior controle possível sobre possíveis desmatamentos, caça ilegal e até

incêndios. A figura 2 ilustra o campo de visão que a torre, localizada na reserva privada Cristalino Lodge, ao norte do estado do Mato Grosso, pode proporcionar para atender às necessidades de preservação. Ainda, por possuir grande diversidade de espécies de aves, são desenvolvidos vários estudos destas espécies na reserva florestal em questão. Neste contexto, tem-se a necessidade da elaboração de um projeto de torre de observação para implementação nos parques florestais, objeto comumente utilizado para este tipo de função, mas que demanda uma série de etapas para o dimensionamento e concepção de um projeto que serão expostas neste trabalho.

Figura 2 – Vista da torre Ted Parker na reserva Cristalino Lodge, Mato Grosso.



(fonte: www.cristalinolodge.com.br)

1.1 MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DE TORRES DE OBSERVAÇÃO

Na construção deste tipo de estrutura, comumente são utilizados a madeira e o aço. O concreto não parece apropriado nestas estruturas por necessitar de grandes dimensões, maior tempo de execução, ampla mobilização do canteiro de obras, impactando de forma negativa

ao ambiente e à proposta do projeto que auxilia na preservação do local, por isso, descartou-se a possibilidade do uso deste material da construção civil para projetar a torre.

Abaixo seguem exemplos de torres de observação construídas com diferentes materiais comuns da construção civil. Pode-se observar a torre de madeira no parque florestal Robinson Preserve em Bradenton, na Flórida, com 17 metros de altura (figura 3), a torre em aço Musa, na reserva do Museu da Amazônia, na Amazônia (figura 4) e a torre de concreto Beldert Beach Adventury Tower localizada no parque Beldert Beach, em Beldert, Holanda (figura 5).

Figura 3 – Torre em madeira no parque Robinson Preserve, Flórida.



(fonte: www.bridgebuilders.com)

Figura 4 – Torre de observação MUSA, na Amazônia, Brasil.



(fonte: Museu da Amazônia)

Figura 5 – Beldert Beach Adventure Tower, Holanda.



(fonte: www.dezeen.com)

1.1.1 Madeira

A madeira tem sido utilizada como material de construção por milhares de anos, sendo estabelecidas teorias técnicas aplicadas às estruturas de madeira somente na primeira metade do século XX. Apesar da complexidade das propriedades químicas, que variam dentre os diferentes tipos de madeira provenientes de grupos distintos de árvores, o ser humano tem obtido sucesso aproveitando as características únicas, aparentemente ilimitadas da madeira, para construir o mais variado tipo de estrutura desejada.

Como todo material utilizado na construção civil, a madeira tem suas vantagens e desvantagens do ponto de vista geral, para qualquer estrutura de madeira, que são apresentadas a seguir.

1.1.1.1 Vantagens

- a) **Produto natural:** como material construtivo, a madeira é abundante, versátil e facilmente obtida.
- b) **Peso:** estruturas de madeira representam 1/3 do peso das estruturas de aço, chegando-se a uma carga menor nas fundações. Também facilita a construção em regiões de difícil acesso.
- c) **Custo:** inicialmente, a construção em madeira é mais barata.
- d) **Sustentabilidade:** o uso deste recurso natural passou a ser uma vantagem através da utilização de madeiras de reflorestamento, tornando-se uma fonte de matéria prima renovável. Além disso, consome menos energia na construção, comparando-se com o aço que passa por vários processos industriais.
- e) **Versatilidade:** fácil obtenção de diversos formatos de peças.

Para exemplificar a versatilidade na obtenção de diversos formatos, a figura 6 traz uma parte da estrutura da cobertura do centro artístico Pompidou-Metz, na França.

Figura 6 – Centro artístico Pompidou-Metz localizado em Metz, França.



(fonte: www.notey.com)

A obtenção de formatos variados, bem como comprimentos de vãos, muitas vezes maiores que o próprio comprimento axial natural da árvore que se retira a madeira, se dá através da madeira do tipo laminada.

1.1.1.2 Desvantagens

- a) **Manutenção e durabilidade:** por características naturais, a madeira sofre com a ação do tempo, ocasionando torções, empenamentos e rachaduras. Também está presente a

susceptibilidade ao ataque de fungos e insetos, sendo necessário tratamento contra estes agressores; também se deve destacar a sua inflamabilidade.

- b) **Heterogênea:** por ser um material orgânico, apresenta muita variação entre peças.

Pfeil e Pfeil (2012, prefácio) salientam que as pesquisas tecnológicas no pós II Guerra Mundial trouxeram grande incremento no conhecimento de utilização da madeira, contribuindo com métodos precisos para o projeto das mais variadas estruturas. A madeira parece ser o material mais adequado para a construção da torre do ponto de vista sustentável, porém, no cenário atual, o Brasil permanece carente quanto à disseminação do emprego da madeira como material estrutural de construção. A falta da industrialização dos sistemas construtivos em madeira afeta o progresso neste tipo de construção sustentável. Barros e Hellmeister (1989, p. 132) citam que a industrialização da madeira no Brasil não atinge alto nível como o concreto e o aço por conta dos seguintes motivos:

- a) A falta de conscientização dos proprietários quanto à elaboração técnica dos projetos de cobertura, que na maioria das vezes fica a cargo de carpinteiros;
- b) Poucos são os profissionais da área da Engenharia Civil e da Arquitetura que conhecem as propriedades e sabem trabalhar com a madeira;
- c) Inexistência de políticas públicas para utilização adequada e racional da madeira.

A falta de conhecimento da madeira como material construtivo gera a inexistência de projetos específicos e bem elaborados, o que leva as construções de madeira sofrerem os mais variados problemas, desde a fabricação e montagem dos elementos até a manutenção para prolongar a vida útil que deve ser mais criteriosa.

A necessidade da FLONA-SFP traz o questionamento do quão vantajoso seria o projeto a partir da utilização de madeira de reflorestamento, sendo encontrada na própria reserva florestal. Tais pontos foram levantados e analisados para determinar se traria benefícios o uso da madeira para a construção da torre, separados em itens a seguir.

- a) O tratamento da madeira é especialmente indispensável para peças em posições sujeitas a variações de umidade e de temperatura propícias aos agentes citados. Vale lembrar que a madeira tem a desvantagem da sua inflamabilidade. No Brasil,

predominante, o tratamento é feito através de usinas especializadas que utilizam autoclave, processo caracterizado por vácuo-pressão onde se aplica agentes preservativos por impregnação na madeira. A figura 7 mostra a autoclave para tratamento da madeira, da empresa Mata Verde Madeiras.

Figura 7 – Autoclave da empresa Verde Madeiras.



(fonte: www.madeirasmataverde.com.br)

- b) A durabilidade natural é uma propriedade intrínseca de cada espécie. Os processos de biodegradação variam de acordo com a espécie da madeira, com as condições ambientais do local, principalmente umidade, temperatura e teor de oxigênio, e com o tipo de micro-organismos, além do apodrecimento causado por insetos, como cupins, que se alimentam dela. Embora existam algumas espécies com alta durabilidade natural, nenhuma madeira é vitalícia quando exposta a condições que favoreçam a biodegradação. O apodrecimento é um processo natural, que ocorre sempre que as condições favoráveis acima citadas estiverem presentes. Assim a madeira exposta a intempéries (chuva, calor, sol) e em contato com o solo sofre maior degradação. Em consulta a algumas empresas que fornecem este tipo de serviço, chegou-se a uma garantia média de durabilidade de 25 anos.

Com os itens citados acima, fica claro que, no cenário atual, não se dispõe de um serviço em madeira que consiga atender o custo da construção em aço, tendo em vista a infraestrutura que deveria ser aplicada no canteiro de obras para poder economizar o frete que será incluído na utilização do aço como material construtivo. Surgiria ainda a necessidade de levar a madeira para uma usina de tratamento para executar o serviço e após, retornar para o canteiro de obras.

1.1.2 Aço

Diferentemente da madeira, o metal começou a ser empregado na construção apenas no século XVIII através da fundição do ferro e no século XIX com a adição de carbono para obtenção do aço-carbono. Embora essa utilização tardia neste tipo de segmento construtivo, o aço teve uma industrialização rápida, passando a dominar o mercado em meados do século XX, onde surgiram grandes edifícios que receberam o nome de arranha-céus por conta da elevada altura em comparação com as construções comuns à época. Esta herança do mundo trouxe ao Brasil o surgimento da Siderúrgica Nacional e o desenvolvimento deste material, deixando de lado o aperfeiçoamento das técnicas construtivas com a utilização da madeira. O aço também traz algumas vantagens e desvantagens que podem ser verificadas abaixo.

1.1.2.1 Vantagens:

- a) **Racionalização de materiais e mão de obra:** a estrutura metálica possibilita a adoção de sistemas industrializados, fazendo com que o desperdício seja sensivelmente reduzido.
- b) **Garantia de qualidade:** a fabricação de uma estrutura metálica ocorre dentro de uma indústria e conta com mão de obra altamente qualificada, o que dá ao cliente a garantia de uma obra com qualidade superior devido ao rígido controle existente durante todo o processo industrial.
- c) **Manutenção:** apesar de ter um custo inicial maior que a madeira, ao longo dos anos ganha-se em manutenção, pelo fato do aço não possuir tantos agentes agressores quanto à madeira, gastando-se pouco com manutenções.
- d) **Comprimento de vãos:** pelas propriedades e resistência do aço, tem-se a característica de vencer grandes vãos suportando cargas elevadas.

- e) **Sustentabilidade:** a estrutura pode ser desmontada e reutilizada, além de ser 100% reciclável.
- f) **Segurança:** o aço possui característica de material homogêneo com limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos, o que aumenta a margem de segurança na hora de projetar.

1.1.2.2 Desvantagens:

- a) **Mão de obra qualificada:** para se garantir a perfeita montagem da estrutura, faz-se necessário uma mão de obra qualificada para executar as peças com precisão milimétrica na fábrica para que ao chegar a campo, toda estrutura tenha perfeito encaixe e montagem para evitar retrabalhos e possíveis perdas de material.
- b) **Equipamentos:** demanda equipamentos mais sofisticados para a confecção dos elementos construtivos.

Na figura 8, a ponte Golden Gate em São Francisco, Califórnia, destaca a vantagem na busca por vencer grandes vãos, característica muito explorada em construções de aço.

Figura 8 – Golden Gate em São Francisco, Califórnia.



(fonte: www.lugaresfabulosos.wordpress.com)

A decisão pela utilização do aço foi tomada com base na mão de obra hoje oferecida no mercado que é mais latente quanto ao projeto e execução de estruturas. O ponto importante levantado aqui é a qualidade que o Brasil consegue obter na construção em aço.

1.2 TIPOS DE ESTRUTURAS EM AÇO

Para o dimensionamento de estruturas deve-se determinar o tipo de perfil a ser utilizado na estrutura. Usualmente, têm-se três processos de fabricação de perfis:

- a) Processo siderúrgico: dá origem ao que se chama de perfis laminados a quente, onde a forma do perfil é estabelecida durante a laminação do aço.
- b) Processo de soldagem: os perfis são formados por chapas soldadas conforme necessidade do projeto para obtenção da resistência desejada.

- c) Processo metalúrgico: compõe o grupo de perfis dobrados a frio; as chapas que saem do processo de laminação a quente ou a frio são dobradas em prensas hidráulicas dando origem à forma do perfil.

Com os processos mais usuais citados acima para a utilização do aço na construção civil, optou-se pelo uso de perfis tubulares para os montantes, banzos e diagonais da torre, a exemplo da torre Musa construída na Reserva Museu da Amazônia, ilustrada na figura 9.

Figura 9 – Torre MUSA, Museu da Amazônia.



(fonte: www.incentivocriativo.com)

1.3 UTILIZAÇÃO DE PERFIL TUBULAR CIRCULAR

Para o projeto proposto, adotou-se a construção de uma torre em estrutura de aço com perfis tubulares circulares. Este tipo de perfil possibilita um alcance de rigidez desejada em todo o seu perímetro devida à simetria circular favorecendo o momento de inércia do perfil para que o mesmo resista de forma semelhante em torno do eixo axial, simplificando a disposição dos perfis, como sugerido por Araújo et al. (2016, p. 21):

No caso das seções circulares, a homogênea distribuição de sua massa em torno do eixo longitudinal confere iguais propriedades geométricas em relação a qualquer eixo que passe pelo centro geométrico da seção transversal. Essa distribuição da massa, para o caso de barras comprimidas, conduz a iguais resistências em relação a quaisquer eixos, otimizando assim a capacidade resistente da barra.

Em comparação com perfis H de mesma área de seção transversal, conseqüentemente mesma massa por unidade de comprimento, os perfis tubulares possibilitam maior rigidez que os perfis H, mesmo no eixo de maior inércia. A tabela 1 traz um comparativo prático da justificativa até aqui exposta para a escolha de perfis tubulares circulares.

Tabela 1 – Comparação das propriedades dos perfis tubulares circulares com perfis H soldados.

Tabela 1.1 - Comparação do momento de inércia e raio de giração entre perfis equivalentes, tubulares circulares e perfis H soldados

Tubo de Seção Circular					H equivalente em peso						Relação A/A_H	Relação I/I_H	Relação r_y/r_x
d (mm)	t_i (mm)	A_i (cm ²)	I_i (cm ⁴)	r_i (cm)	$b = b$ (mm)	t (mm)	t_w (mm)	A_H (cm ²)	I_y (cm ⁴)	r_y (cm)			
406,4	25,0	300	54.702	13,5	406,4	31,5	12,5	299	35.244	10,8	1,00	1,55	1,25
	16,0	196	37.449	13,8	406,4	19,0	12,5	200	21.261	10,4	0,98	1,76	1,33
	10,0	125	24.476	14,0	406,4	12,5	6,3	126	13.984	10,6	0,99	1,75	1,32
355,6	25,0	260	35.677	11,7	355,6	31,5	12,5	261	23.612	9,54	1,00	1,51	1,23
	16,0	171	24.663	12,0	355,6	19,0	12,5	175	14.244	9,13	0,98	1,73	1,32
	10,0	109	16.223	12,2	355,6	12,5	8,00	115	9.369	9,29	0,94	1,73	1,32
219,1	25,0	152	7.298	6,92	219,1	31,5	9,50	153	5.523	6,02	1,00	1,32	1,15
	16,0	102	5.297	7,20	219,1	19,0	9,50	100	3.332	5,71	1,02	1,59	1,26
	10,0	65,7	3.598	7,40	219,1	12,5	8,00	70,3	2.192	5,78	0,93	1,64	1,28
101,6	12,5	35,0	354	3,18	101,6	16,0	4,75	35,8	280	2,83	0,98	1,27	1,13
	8,00	23,5	260	3,32	101,6	8,00	8,00	23,1	140	2,44	1,02	1,85	1,36
	4,00	12,3	146	3,45	101,6	4,75	3,00	12,4	83,0	2,60	0,99	1,76	1,33
											Média		
											1,77	1,39	

(fonte: ARAÚJO et al., 2016)

Para uma estrutura deste porte é fundamental reduzir ao máximo o peso dos elementos, aliando ainda o aumento de rigidez que depende da forma e do material utilizado. O momento de inércia dos perfis atua basicamente para resistir aos momentos fletores, que eventualmente poderão aparecer nas barras da estrutura, os quais estão associados à existência de excentricidades nas ligações e também aos esforços transversais sofridos pelas barras, que podem ser resultantes da ação do vento nos montantes, banzos e diagonais, ou do peso próprio da estrutura e das cargas de ocupação das plataformas transmitidas para os elementos estruturais. O emprego correto da seção tubular conduz a soluções leves e, por consequência, econômicas e competitivas.

Também facilita no levantamento de cargas devidas à força do vento, já que sua simetria proporciona um esforço igual para qualquer situação de vento incidente, diferentemente de cantoneiras de abas iguais ou perfis I, por exemplo.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

As diretrizes empregadas no desenvolvimento desse trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual o projeto para uma torre de observação em estrutura tubular com escada e plataformas em perfis laminados a frio?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto de uma torre de observação em estrutura de aço.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a elaboração das diretrizes para o dimensionamento dos elementos estruturais.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que são válidas as especificações contidas nos seguintes documentos:

- a) Eurocode 1 – actions on structures;
- b) Eurocode 3 – design of steel structures;

- c) NBR 6123:1988 – forças devidas ao vento em edificações;
- d) NBR 8800:2008 – projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios;
- e) NBR 14762:2010 – dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- f) NBR 16239:2013 - projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios com perfis tubulares;

2.4 PREMISSA

O dimensionamento é feito com base nas cargas de peso próprio, ocupação, vento e temperatura. Não é considerada a possibilidade de falha por fadiga.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho de diplomação delimita-se ao dimensionamento de uma torre de observação, formada por estrutura tubular de seção circular e perfis de aço laminados a frio, e que o projeto apresentado tenha condições de contribuir, de maneira significativa, para a preservação da reserva florestal FLONA – São Francisco de Paula.

2.6 LIMITAÇÕES

As limitações do trabalho são descritas a seguir:

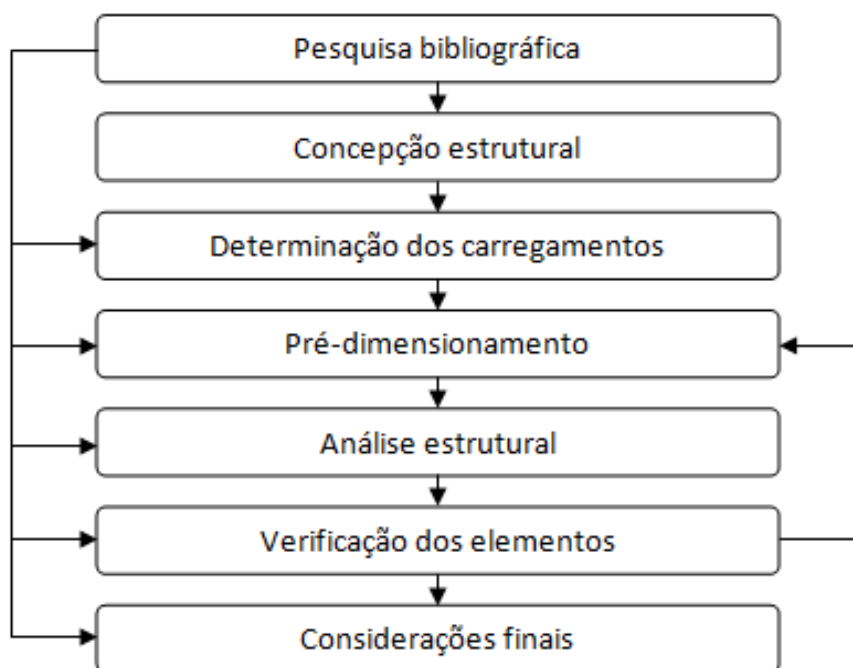
- a) Utilização do software de elementos finitos;
- b) Utilização de software destinado a desenho e detalhamento da estrutura.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado segundo as etapas apresentadas a seguir, conforme figura 10, e descritas nos próximos parágrafos:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Concepção estrutural;
- c) Determinação das cargas atuantes e suas combinações;
- d) Pré-dimensionamento;
- e) Análise estrutural;
- f) Verificação dos elementos;
- g) Considerações finais.

Figura 10 – Etapas do trabalho.



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** envolveu todas as demais etapas do trabalho, fornecendo consistência acerca da abordagem de tomada de decisões sobre quais seriam as melhores alternativas para o desenvolvimento da estrutura. Nesta etapa estudaram-se as normas pertinentes ao assunto para o amparo técnico, bem como, trabalhos técnicos e projetos realizados por profissionais da área.

Na **concepção estrutural** foi definida a forma e altura da estrutura, a disposição e dimensões da escada, as dimensões e altura das plataformas intermediária e superior, sempre considerando recomendações técnicas relativas ao conforto e à segurança dos usuários. Após, definiu-se o tipo de sistema estrutural da torre, no caso, estrutura tubular de seção circular.

Na **determinação dos carregamentos** fez-se a análise das cargas envolvidas no projeto e destacou-se o peso próprio da estrutura, como carga permanente; ação do vento, efeito da variação de temperatura e ocupação da torre, como cargas variáveis de projeto. Com os dados de cada carregamento levantado, partiu-se para as combinações das ações com o intuito de achar o caso em que a estrutura é mais solicitada.

Por se tratar de um processo iterativo para determinação do carregamento da estrutura, no **pré-dimensionamento**, arbitram-se os componentes estruturais de aço a fim de levantar a carga devida ao peso próprio e, a partir deste pré-dimensionamento, definiu-se um novo componente de diferentes dimensões avaliando se o mesmo passa nos critérios definidos pelas normas para o dimensionamento.

A **análise estrutural** tem por objetivo levantar os esforços nos elementos estruturais, devidos às combinações das ações consideradas na modelagem estrutural.

Para **realização da verificação** dos elementos empregam-se as normas apresentadas no pressuposto do trabalho e fez-se a verificação dos estados limites últimos e de serviços para cada elemento, considerando qual estado limite melhor se enquadraria para determinar o dimensionamento do elemento.

3 PROJETO DE ESTRUTURAS DE AÇO

3.1 NOÇÃO HISTÓRICA

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 2), o ferro fundido foi o primeiro material siderúrgico utilizado na construção. Foi empregado nos elementos comprimidos de treliças e pontes em arco, entre 1780 e 1820. Como exemplo de estrutura em ferro fundido, tem-se a primeira ponte construída com este material sobre o rio Severn, na Inglaterra, a Coalbrookdale Bridge com 30 metros de vão, mostrada na figura 11.

Figura 11 – Coalbrookdale Bridge sobre o rio Severn, Inglaterra.



(fonte: Connecticut College)

O ferro forjado fora utilizado no final do século XVIII em correntes de barras, com objetivo de formar elementos portantes de pontes suspensas. Este material oferece uma boa resistência

à corrosão que pode ser observada em várias obras deste tipo que se encontram em perfeito estado. Um exemplo de estrutura com emprego de barras de ferro forjado foi a ponte de Menai com vão de 175 metros, construída em 1819-1826, no País de Gales (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 2), ilustrada na figura 12.

Figura 12 - Ponte de Menai, País de Gales.



(fonte: Connecticut College)

Conhecido desde a Antiguidade, o aço não estava disponível a preços competitivos por não existir um processo industrial de fabricação. Isso mudou em 1856 quando o inglês Henry Bessemer inventou um forno, permitindo a produção do aço em larga escala, a partir das décadas de 1860/70. Em 1864, os irmãos Martin desenvolveram outro tipo de forno de maior capacidade. Desde então, o ferro fundido e o forjado na indústria foram substituídos pelo aço na construção. Os laminadores de barras surgiram por volta de 1880. Até 1950, o aço-carbono utilizado na construção tinha resistência à ruptura de cerca de 370 MPa. Depois deste período, introduziram-se aços de maior resistência. Durante as décadas de 1960/70, difundiu-se o emprego de aços de baixa liga, sem ou com tratamento térmico. As modernas estruturas de grande porte incorporam aços de diversas categorias, colocando-se materiais mais resistentes nos pontos de maiores tensões (PFEIL; PFEIL, 2009, p. 2-3).

3.2 PROPRIEDADES DOS AÇOS ESTRUTURAIS

Define-se aço como sendo uma liga à base de ferro, com até cerca de 2% de carbono (a partir desse valor a liga é denominada ferro fundido) que possui também em sua composição outros elementos provenientes das matérias-primas usadas na sua fabricação (elementos contaminantes do aço) que não puderam ser completamente eliminados e elementos de liga, adicionados intencionalmente durante a fabricação do aço, para otimização das suas propriedades ou do processo produtivo.

Entre os elementos que compõem o aço, o carbono é o elemento que exerce maior influência nas suas propriedades. Também são frequentemente encontrados na composição dos aços elementos como o silício, enxofre, manganês, fósforo e outros (o enxofre e fósforo normalmente são elementos residuais ou contaminantes, só sendo adicionados em algumas aplicações quando se busca melhoria da usinabilidade do aço).

Os aços estruturais combinam resistência mecânica, trabalhabilidade, disponibilidade e baixo custo, sendo por isso um material de fundamental importância para a construção civil. As principais características que o aço estrutural deve possuir para adequada aplicação são:

- a) boa ductibilidade;
- b) elevada relação entre a resistência à ruptura e a resistência ao escoamento (mínima de 1,18);
- c) boa soldabilidade;
- d) possibilitar o corte por chama sem endurecimento.

O aumento do teor de carbono eleva a resistência e a dureza do aço, e reduz sua ductilidade, tornando-o mais quebradiço e com considerável piora em sua soldabilidade. Como exemplos de aço-carbono para chapas podem ser citados o ASTM A36 e o ASTM A570 e para tubos laminados, os aços ASTM A500 e ASTM A501. A tabela 2 traz algumas propriedades físicas e seus valores que são comumente adotados para projetar estruturas em aço.

Tabela 2 – Propriedades físicas do aço.

Constante Física	Valor
Módulo de deformação longitudinal, E	200.000–210.000* MPa
Coefficiente de Poisson, ν	0,3
Coefficiente de dilatação térmica, β	12×10^{-6} por °C
Massa específica, ρ	7 850 kg/m ³

*Faixa de variação dos valores médios de E : valor adotado pela NBR8800 = 200.000MPa.

(fonte: PFEIL: PFEIL, 2009, p. 307)

3.3 NOÇÕES DE PROJETO

Há inúmeras formas de se executar um projeto de estrutura metálica, variando desde tipos de perfis adotados aos diferentes tipos de ligações, que alteram o comportamento estrutural e a estética do produto final. De acordo com Queiroz (c1988, p. 13), “A melhor solução de projeto para uma estrutura é aquela que, dentre as diversas opções que preenchem os requisitos técnicos e estéticos, apresenta o menor custo.”.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 10) define projeto como “[...] conjunto de cálculos, desenhos, especificações de fabricação e montagem da estrutura.”.

Em concordância com Pfeil e Pfeil (2009, p. 34):

Os objetivos de um projeto estrutural são:

- a) Garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura;
- b) Garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais.

Como proposta inicial do trabalho, realizou-se o estudo das Normas ABNT NBR 14762:2010 e NBR 16239:2013, não abordadas durante a graduação, mas que se fazem necessárias para o dimensionamento estrutural da torre. Neste capítulo apresentam-se brevemente os itens de maior relevância para os cálculos e modelagem da estrutura.

3.3.1 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico é o ponto de partida para um projeto. Nele é definida a geometria, a estética e funcionalidade da estrutura. Esta etapa é fundamental para dar segmento ao projeto, pois auxilia na visualização da viabilidade técnica da execução da estrutura, excluindo possíveis problemas que surgiriam nas etapas decorrentes. Para um projeto arquitetônico funcional, deve-se ter clareza do que o proprietário deseja e, com o auxílio do projetista, buscar a solução mais eficaz objetivando atender as expectativas dos usuários finais.

O lançamento da estrutura também está presente nesta etapa, pois define como será o sistema estrutural a partir das características do projeto arquitetônico. Para executar esta etapa, determinam-se os principais elementos estruturais e sua localização na estrutura a fim de adaptar o projeto arquitetônico com o projeto estrutural.

3.3.2 Projeto Estrutural

Com a definição do sistema estrutural no lançamento da estrutura, inicia-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais que a compõe. Através de simplificações, estimam-se as propriedades das seções (por exemplo: área e momento de inércia) de barras e de diferentes elementos estruturais, como cascas ou placas, como explica Queiroz (c1988, p. 14).

Após o pré-dimensionamento, executa-se o levantamento de todos os tipos de ações aplicáveis à estrutura, sejam estas permanentes ou variáveis.

O projeto estrutural é finalizado após a análise estrutural e dimensionamento dos elementos que passa por processo iterativo adequando os elementos estruturais de forma

Queiroz (c1988, p. 14) afirma que a análise estrutural permite determinar as respostas da estrutura diante dos carregamentos, que podem ser identificadas como:

- a) esforços solicitantes;
- b) tensões;
- c) deslocamentos;
- d) acelerações;
- e) deformações;

f) reações de apoio.

3.3.3 Estados limites

A ocorrência de um estado limite está ligada ao não cumprimento de um ou mais objetivos da estrutura.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 14) afirma que “O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.”.

Os estados limites podem ser divididos em:

- a) Estados-limites últimos;
- b) Estados-limites de serviço.

3.3.3.1. Estados-limites Últimos

“Os estados-limites últimos se relacionam com a segurança estrutural. A ocorrência desse tipo de estado-limite significa colapso, total ou parcial.”, conforme indica Araújo et al. (2016, p. 79). O colapso indica a impossibilidade de uso da estrutura devido à falha de um ou mais elementos estruturais que compõem a mesma.

Para que a condição de segurança na verificação dos estados-limites últimos prevaleça, deve-se respeitar a fórmula 1:

$$R_d \geq S_d \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

R_d = esforços resistentes de cálculo;

S_d = esforços solicitantes de cálculo.

3.3.3.2 Estados-limites de Serviço

Os estados-limites de serviço, de acordo com Araújo et al. (2016, p. 85), “[...] se relacionam à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as suas funções.”. A ocorrência desse estado-limite pode prejudicar a aparência e a funcionalidade de uma edificação causando o desconforto dos ocupantes.

Para que não ocorram estados-limites de serviço, certos deslocamentos da estrutura, obtidos a partir de uma combinação de ações de serviço, não podem superar valores máximos permitidos, estabelecidos pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) com base em experiências pregressas.

O cumprimento do estado limite de serviço decorrente das combinações as ações dá-se pela fórmula 2:

$$S_{lim} \geq S_{ser} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

S_{lim} = valores limites adotados para verificação dos estados-limites de serviço;

S_{ser} = valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço das ações.

3.3.4 Detalhamento

Definidas as seções dos elementos estruturais, parte-se para o detalhamento da estrutura. Bellei et al. (2008, p. 24) indicam que:

Nessa fase o projeto estrutural é calculado peça por peça, dentro das recomendações de projeto [...], visando atender o cronograma de fabricação e montagem. Fornece ainda os diagramas de montagem com posicionamento das peças da estrutura para orientação dos serviços de campo.

O detalhamento visa facilitar a fabricação e montagem das peças e, ainda, identificar possíveis problemas de ligação entre elementos a fim de adaptar componentes para conferir o perfeito encaixe entre peças. Esta fase deve ser muito estudada para evitar inconformidades e possíveis retrabalhos na estrutura.

3.3.5 Processos de fabricação, transporte e montagem

Por possuir elementos estruturais fabricados antes mesmo de chegarem ao local da montagem, estruturas de aço devem seguir rigoroso controle de qualidade durante a fabricação, principalmente nas etapas de corte, furação e solda. A correta identificação das peças também facilita o processo de montagem em campo, ficando a critério do projetista a forma de identificar os elementos estruturais, porém, recomenda-se a divisão dos itens em lotes com todas as peças necessárias para a montagem, como por exemplo, parafusos, arruelas e porcas.

Dependendo do porte da estrutura não é possível fabricar os elementos metálicos e transportá-los até a obra, logo estes elementos devem receber emendas por flanges, talas ou soldas. As soldas requerem maiores cuidados para manter os critérios de segurança, faz-se necessário a presença de maquinário específico, bem como a infraestrutura para utilização e a mão de obra especializada em campo. Isto deve ser pensado na etapa de fabricação que deve observar as premissas de projeto e detalhamento, prevendo as etapas de transporte e montagem para evitar ao máximo a contratação de equipamentos especiais, tais como veículos especiais ou guindastes.

Para a montagem, é imprescindível a correta sequência das etapas de montagem, seguindo criteriosamente as recomendações do projetista para garantir o perfeito funcionamento da estrutura. Bellei et al. (2008, p. 25) afirma que:

É aonde as peças vão se juntar, uma a uma, para compor a estrutura. Inclui os serviços de descarga, conferência e armazenamento das estruturas no canteiro de obra, conferência das bases, mão de obra de montagem, supervisão e responsabilidade técnica, ferramentas e equipamentos.

Projetos bem pensados e executados minimizam os desperdícios e retrabalhos no canteiro de obras. A montagem torna-se decisiva para a obra, pois a qualidade do projeto executado é determinada nesta etapa (BELLEI et al., 2008, p. 25).

3.4 ESTUDO DA NORMA NBR 14762:2010

Para o dimensionamento das escadas e plataformas de observação fez-se um estudo prévio da NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010) – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis laminados a frio. Todo o dimensionamento destes elementos construtivos seguirá a abordagem desta norma.

A utilização de perfis formados a frio fornece a redução do tempo de execução. Estes apresentam leveza, facilidade de fabricação, de manuseio e de transporte, corroborando para a diminuição do custo de sua montagem.

3.4.1 Análise estrutural e dimensionamento

Silva et al. (2014, p. 30) sugere que “Os estados limites últimos das barras de seção transversal aberta, formadas por chapas finas de aço, a serem considerados no dimensionamento, frequentemente estão associados à instabilidade local, distorcional ou global.”.

Segundo a NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 24), a análise estrutural objetiva a determinação dos efeitos das ações que agem na estrutura para posterior verificação dos estados-limites últimos e de serviço. A Norma prevê análise do tipo global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear) e os métodos de dimensionamento de barras a seguir:

- a) Método da Largura Efetiva (MLE);
- b) Método da Seção Efetiva (MSE);
- c) Método da Resistência Direta (MRD).

Sobre os métodos utilizados pela Norma, Silva et al. (2014, p. 30-31), explicam que:

MLE - Método das larguras efetivas, em que a instabilidade local é considerada por meio de propriedades geométricas efetivas (reduzidas) da seção transversal das barras, provenientes do cálculo das larguras efetivas dos elementos totalmente ou parcialmente comprimidos. Adicionalmente, deve ser considerada a instabilidade distorcional para barras submetidas à compressão e para barras submetidas à flexão;

MSE - Método das seções efetivas, expressões deduzidas a partir do método apresentado a seguir (MRD) que permitem calcular os esforços resistentes de determinados tipos de seções transversais a partir de determinadas expressões fornecidas pela ABNT NBR 14762:2010. Para o cálculo manual é o método mais expedito;

MRD - Método de determinação direta dos esforços resistentes. A ABNT NBR 14762:2010 apresenta algumas expressões para a determinação dos esforços resistentes, no entanto, demanda o conhecimento dos valores críticos (valores mínimos) das forças axiais e momentos fletores de flambagem elástica local e distorcional, respectivamente N_{ℓ} e N_{dist} , M_{ℓ} e M_{dist} . Para isso, é necessário realizar uma análise geral de estabilidade elástica [...].

O critério de dimensionamento de barras tracionadas é semelhante ao adotado na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) com algumas pequenas modificações em valores de coeficientes. As peças comprimidas, seja por esforços axiais ou sujeitas a momentos fletores apresentam conceitos de flambagem que podem ser definidos como globais – flexão, torção, flexo-torção – ou flambagem local. Esta última ainda pode apresentar uma distorção no plano da seção transversal do perfil.

3.4.2 Flambagem local

A flambagem local ocorre nos perfis muito curtos e com paredes muito finas (relação largura/espessura das paredes grandes). Os elementos planos que constituem a seção do perfil formado a frio podem deformar-se localmente quando solicitados à compressão axial, à compressão com flexão, ao cisalhamento devido à instabilidade local. A flambagem local não implica necessariamente no esgotamento da capacidade portante do perfil, pode ocorrer apenas a redução de sua rigidez global à deformação. As chapas de aço ainda possuem considerável capacidade resistente após a ocorrência da instabilidade local. Sua capacidade resistente chegará ao limite somente quando as fibras mais comprimidas atingirem a resistência ao escoamento do aço. Isso significa que o correto dimensionamento desses elementos depende de uma análise não linear. Alternativamente, pode-se empregar os métodos citados anteriormente para o dimensionamento dos perfis, sendo o Método das Larguras Efetivas o mais utilizado para este tipo de instabilidade.

3.4.3 Flambagem global e distorcional

A flambagem global ocorre, geralmente, em peças excessivamente esbeltas, onde a tensão crítica de flambagem global é muito pequena, podendo ser menor que a tensão crítica da flambagem local. Com isso, não há redução das larguras efetivas, a seção efetiva é a própria seção bruta. Nesses casos, é a instabilidade global que determina o esforço resistente do perfil. Em peças curtas, as forças críticas da flambagem global são altíssimas e o esforço resistente do perfil é determinado pela instabilidade local considerando-se a resistência do aço.

Para uma faixa de esbeltez intermediária da barra, não excessivamente esbelta ou curta, pode ocorrer a instabilidade por distorção. A ocorrência desse fenômeno se dá em perfis com seções enrijecidas, que estão travados contra o deslocamento lateral ou por torção.

A capacidade resistente dos perfis de aço formados a frio pode ser melhorada com a utilização de seções transversais enrijecidas, porém, o comportamento estrutural do perfil é alterado. Em perfis com seção transversal sem enrijecedores de borda os modos de flambagem se resumem ao local e ao global. Dependendo da geometria da seção transversal o modo distorcional pode governar o dimensionamento do perfil de aço formado a frio, pois a força crítica associada ao modo distorcional pode ser inferior à força crítica que provoca a flambagem local.

No dimensionamento de peças submetidas à compressão ou a momento fletor, o esforço resistente da peça é calculado considerando-se as eventuais instabilidades global e local e, de forma independente, verifica-se o efeito da instabilidade distorcional da seção transversal. O menor valor encontrado é o esforço resistente da peça.

Por definição, a flambagem por distorção, ou flambagem distorcional, caracteriza-se pela rotação e possível translação do conjunto formado pela mesa comprimida e seu enrijecedor de borda, alterando a forma inicial da seção. Esse fenômeno torna-se mais evidente em:

- a) aços de alta resistência;
- b) elementos com menor largura do enrijecedor de borda;
- c) perfis mais espessos;
- d) seção cujos elementos são pouco esbeltos (menor relação b/t). Nesse caso, o efeito da instabilidade distorcional pode ser menor do que a da local.

Para a análise de um tipo de perfil de seção arbitrária pode-se identificar os modos e as tensões de flambagem associadas, sendo o modo crítico detectado em função do comprimento da barra, que poderá estar submetida à compressão centrada, flexão simples ou flexão composta.

3.5 ESTUDO DA NORMA NBR 16239:2013

A NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares – estabelece os requisitos que devem ser obedecidos no dimensionamento de estruturas mistas, de aço e concreto, de edificações, com perfis tubulares e ligações com parafusos e soldas. Esta Norma traz informações mais aprofundadas sobre o dimensionamento de estruturas tubulares de seção circular ou quadradas, fazendo valer as premissas de cálculo

com base no método dos estados-limites previstos na NBR 8800:2008. Também, salienta que para qualquer critério não abordado pela mesma, deve-se consultar a NBR 8800:2008.

3.5.1 Conceitos iniciais

Na engenharia de estruturas, para uma abordagem mais simples na solução inicial de um projeto, utiliza-se a análise elástica de primeira ordem que consiste em estabelecer as relações de equilíbrio da estrutura com base na sua geometria indeformada. Nesta análise, considera-se que os elementos estruturais trabalham dentro do regime elástico-linear.

Quando as relações de equilíbrio são estabelecidas tomando-se a geometria deformada da estrutura, ainda levando em consideração que os elementos estruturais permaneçam no regime elástico, tem-se então a análise elástica de segunda ordem. Para este tipo análise, dada a complexidade por não se conhecer a geometria deformada da estrutura, é necessário o emprego de um procedimento incremental-iterativo. Nesse procedimento, a geometria deformada, obtida de um ciclo de cálculos anterior, é usada como base para a formulação das relações de equilíbrio do ciclo de cálculos seguinte.

Para o projeto proposto, será analisado o comportamento do sistema estrutural quanto à estabilidade lateral da torre e à necessidade da utilização de uma análise elástica de segunda ordem. Análises estruturais fora do regime elástico não serão abordadas, uma vez que não são utilizadas na maior parte dos projetos.

Para o desenvolvimento e obtenção dos resultados da análise estrutural utilizam-se programas computacionais que permitem obter soluções numéricas para estruturas com alto grau de indeterminação. Os programas baseiam-se em soluções numéricas com interface gráfica que facilitam sua interação com o usuário, tornando confortável o lançamento estrutural e a visualização dos resultados, esses últimos na forma de diagramas de distribuição dos esforços solicitantes, escalas de cores das tensões e da estrutura deformada.

3.5.2 Análise estrutural de treliças

A NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 10) prevê a determinação de esforços solicitantes, deslocamentos e comprimentos de flambagem em treliças com ligações projetadas conforme os limites a seguir:

As forças axiais nas barras de treliça podem ser determinadas considerando que os nós sejam rotulados, desde que:

- as geometrias dos nós e barras estejam nas faixas de validade especificadas na seção 6;
- a razão entre comprimento, medido entre nós, e a altura da seção transversal das barras no plano da treliça não seja inferior a 6.

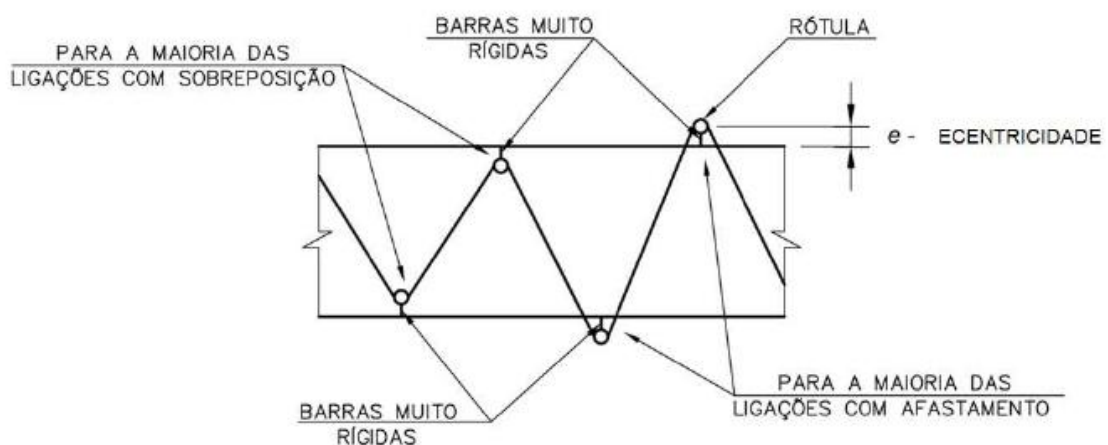
Atendidas as condições anteriores, as diagonais e os montantes podem ser considerados rotulados nos banzos e estes podem ser considerados rotulados nos nós ou como barras contínuas simplesmente apoiadas nos nós.

Os momentos fletores resultantes das forças transversais aplicadas nas barras, entre os nós da treliça, devem ser levados em consideração no dimensionamento dessas barras. Nessa situação, os banzos devem ser considerados como barras contínuas simplesmente apoiadas nos nós.

Os momentos fletores resultantes de excentricidade podem ser desprezados no dimensionamento das diagonais e montantes. No entanto, devem ser considerados no dimensionamento dos banzos e devem ser distribuídos entre as barras de cada lado do nó do banzo, com base em seus coeficientes de rigidez relativa, I/L onde I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo perpendicular ao plano da treliça, e L é o comprimento da barra medido entre os nós. Essa distribuição pode ser feita diretamente, utilizando-se o modelo de análise apresentado na figura abaixo.

As figuras 13 e 14 foram adaptadas da Norma para exemplificar a excentricidade nas ligações, que levarão à ocorrência de momentos fletores secundários.

Figura 13 – Excentricidade das ligações.



(fonte: adaptado da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 10)

A NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 11) define que os momentos podem ser desprezados da seguinte forma:

Os momentos fletores resultantes de excentricidades podem ser desprezados no dimensionamento de ligações se a excentricidade estiver dentro dos seguintes limites:

- a) $0,55 d_0 \leq e \leq 0,25 d_0$, para tubos circulares;
- b) $0,55 h_0 \leq e \leq 0,25 h_0$, para tubos retangulares.

Em que:

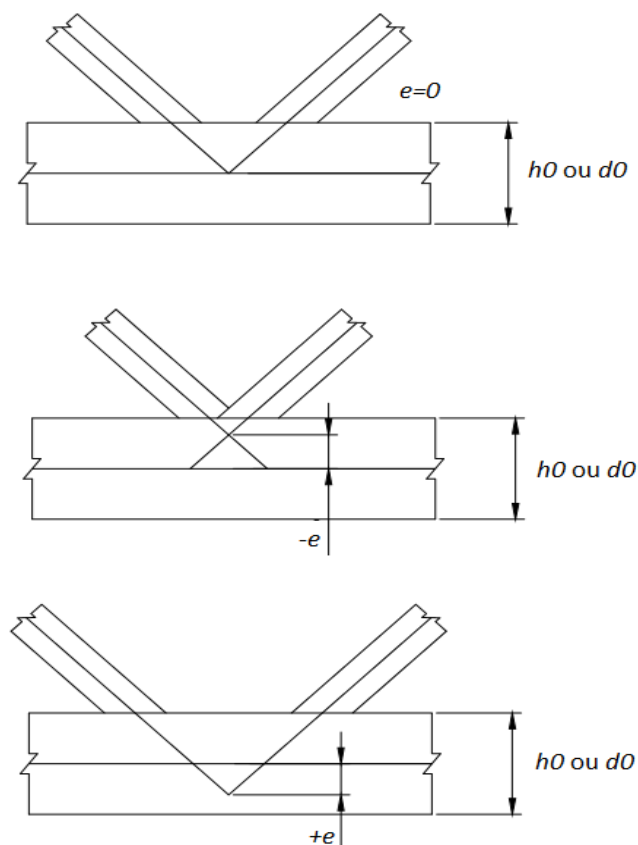
e = excentricidade, definida na figura abaixo;

d_0 = diâmetro do banzo;

h_0 = altura da seção transversal do banzo no plano da treliça.

Caso contrário, esses momentos devem ser considerados nas ligações.

Figura 14 – Limites para desconsiderar momentos fletores secundários.



(fonte: adaptado da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 11)

Adicionalmente, mesmo que o comportamento estrutural nas extremidades das diagonais conduza a combinações de forças axiais e momentos fletores que resultem no desenvolvimento de regiões plastificadas do aço, esse efeito será sempre localizado, não

evoluindo ao longo do comprimento do tubo e, como consequência, dará origem à formação de rótula plástica na extremidade da diagonal.

Tal ocorrência não afeta a segurança estrutural, resultando em uma limitação da capacidade de absorção de momentos fletores por parte da diagonal. Já para os banzos, adotam-se como contínuos no modelo de análise, o que representa uma prática adequada em qualquer situação. Consequentemente, os banzos devem ser dimensionados levando em conta a presença da combinação entre forças axiais de compressão ou de tração com momentos fletores, caso ocorram.

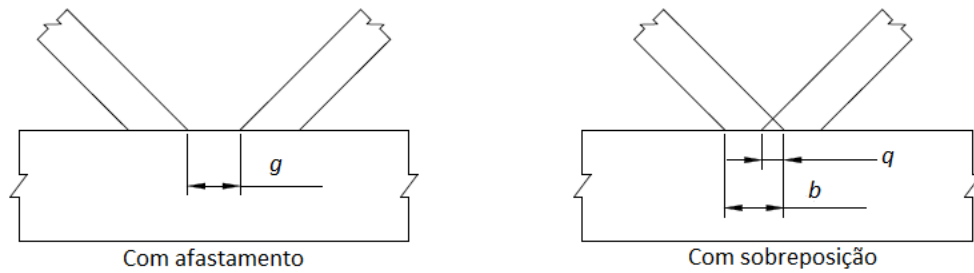
Como se observa, a tipologia das ligações (geometria e elementos de ligação empregados na junta) define as condições de transferência de esforços entre as extremidades das barras. A adequada consideração dessas condições no modelo de análise é crucial para que o projeto estrutural resulte em sintonia com a estrutura a ser fabricada e montada. Portanto, a presença de excentricidade na ligação entre diagonais e banzos acarreta no desenvolvimento de momentos nas juntas, que devem se distribuir para as barras concorrentes.

3.5.3 Ligações

Outro ponto importante abordado pela NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 15) são os procedimentos para determinar a resistência de cálculo de ligações uniplanares e multiplanares em estruturas constituídas de perfis tubulares e de perfis de seção aberta com perfis tubulares. As chapas componentes das ligações devem ser dimensionadas de acordo com os conceitos e prescrições da NBR 8800:2008.

A resistência das ligações é expressa em termos de força axial resistente de cálculo ou momento fletor resistente de cálculo de diagonais, montantes ou chapas. As ligações das diagonais e montantes com os banzos podem ser com afastamento ou com sobreposição, como mostra a figura 15.

Figura 15 – Ligações com afastamento e sobreposição.

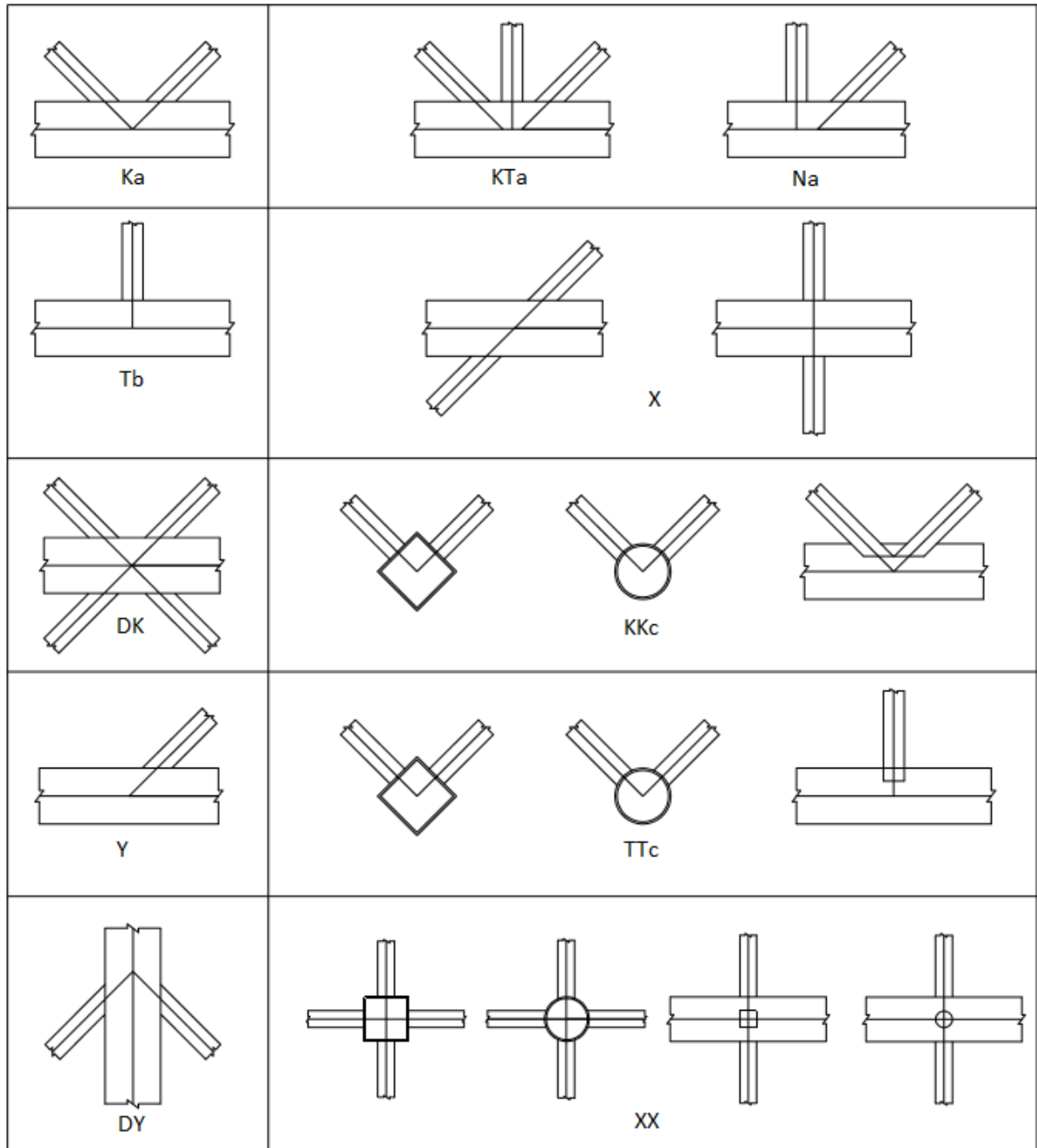


(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 15)

Algumas ligações prescritas na Norma são exemplificadas para facilitar o entendimento quanto ao detalhamento e cálculo. A NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 15) define as seguintes observações quanto às ligações detalhadas na figura 16 que segue a citação:

- a) se houver forças aplicadas nos nós, cuja resultante perpendicular ao banzo (em módulo) seja superior a 20% da maior projeção perpendicular ao banzo (em módulo) das forças das diagonais ou montantes, a ligação deve ser classificada com DK.
- b) se houver forças aplicadas nos nós, cuja resultante perpendicular ao banzo (em módulo) seja superior a 20% da maior projeção perpendicular ao banzo (em módulo) das forças das diagonais ou montantes, a ligação deve ser classificada com X.
- c) se houver forças aplicadas nos nós, sua resultante perpendicular ao banzo (em módulo) não pode ser superior a 20% da maior projeção perpendicular ao banzo (em módulo) das forças das diagonais ou montantes.

Figura 16 – Tipos de ligações consideradas pela Norma NBR 16239:2013.



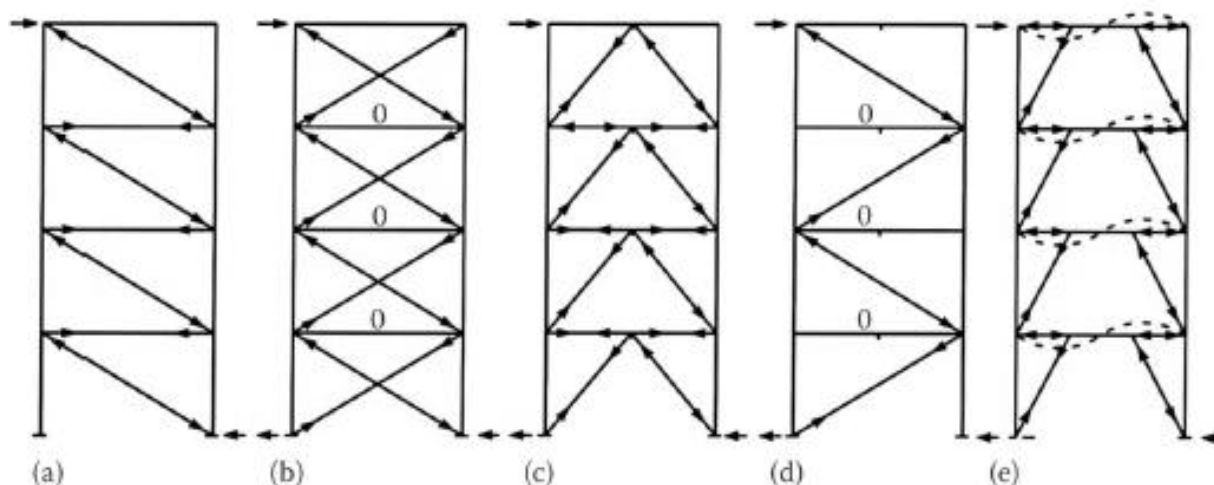
(fonte: adaptado da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 16)

4 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O trabalho aborda o dimensionamento de uma torre de observação em aço que atenda as necessidades da FLONA-SFP. Neste capítulo são apresentadas a geometria e as dimensões da torre que fazem parte do projeto arquitetônico.

O sistema estrutural definido para a torre é do tipo treliçado. A figura 17 ilustra as geometrias comumente usadas e os esforços que surgem devido a uma carga horizontal aplicada no topo. Na figura 17a, geometria definida para o projeto, tem-se os banzos tracionados e as diagonais comprimidas. Para esta situação, o deslocamento lateral é resultado da soma dos deslocamentos devidos ao alongamento e encurtamento dos montantes e diagonais (TARANATH, c2012).

Figura 17 – Geometria e esforços em sistemas treliçados: (a) diagonal única; (b) treliça em X; (c) treliça em k; (d) diagonal única alternada; (e) treliça excêntrica.



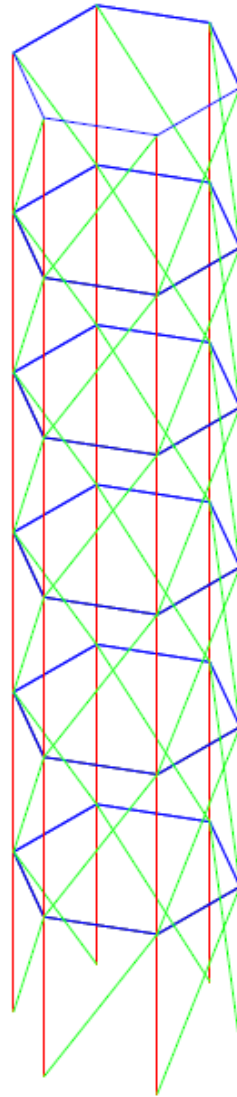
(fonte: TARANATH, c2012, p. 18)

4.1 DEFINIÇÃO ARQUITETÔNICA

Inicialmente, na elaboração do projeto arquitetônico, determinou-se a geometria hexagonal com as medidas conforme a figura 18. As dimensões foram definidas de tal forma, levando em conta o conforto para o deslocamento dos usuários e a economia com a menor utilização de material. Para validar os ângulos obtidos entre montantes, banzos e diagonais, seguiu-se a

recomendação da NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 17) onde, “os ângulos entre o banzo e as diagonais e entre montantes e diagonais adjacentes não podem ser inferiores a 30°.”.

Figura 18 – Geometria proposta para a estrutura.



(fonte: elaborado pelo autor)

A necessidade da FLONA-SFP para a construção da estrutura é de uma torre com 25 metros de altura total contendo uma plataforma com visão total de 360° na altura de 15 metros do solo e no topo da estrutura. Partindo desta exigência, buscou-se projetar de forma racional a fim de atender às necessidades usuais da FLONA-SFP e o conforto dos visitantes da reserva, para obter recomendações que pudessem limitar alguns elementos da estrutura foram consultadas normas e documentos que remetem às estruturas iguais ou semelhantes, na falta

de modelos de torres de mesma utilização. Os itens pertinentes ao projeto arquitetônico foram divididos em subitens e são apresentados a seguir.

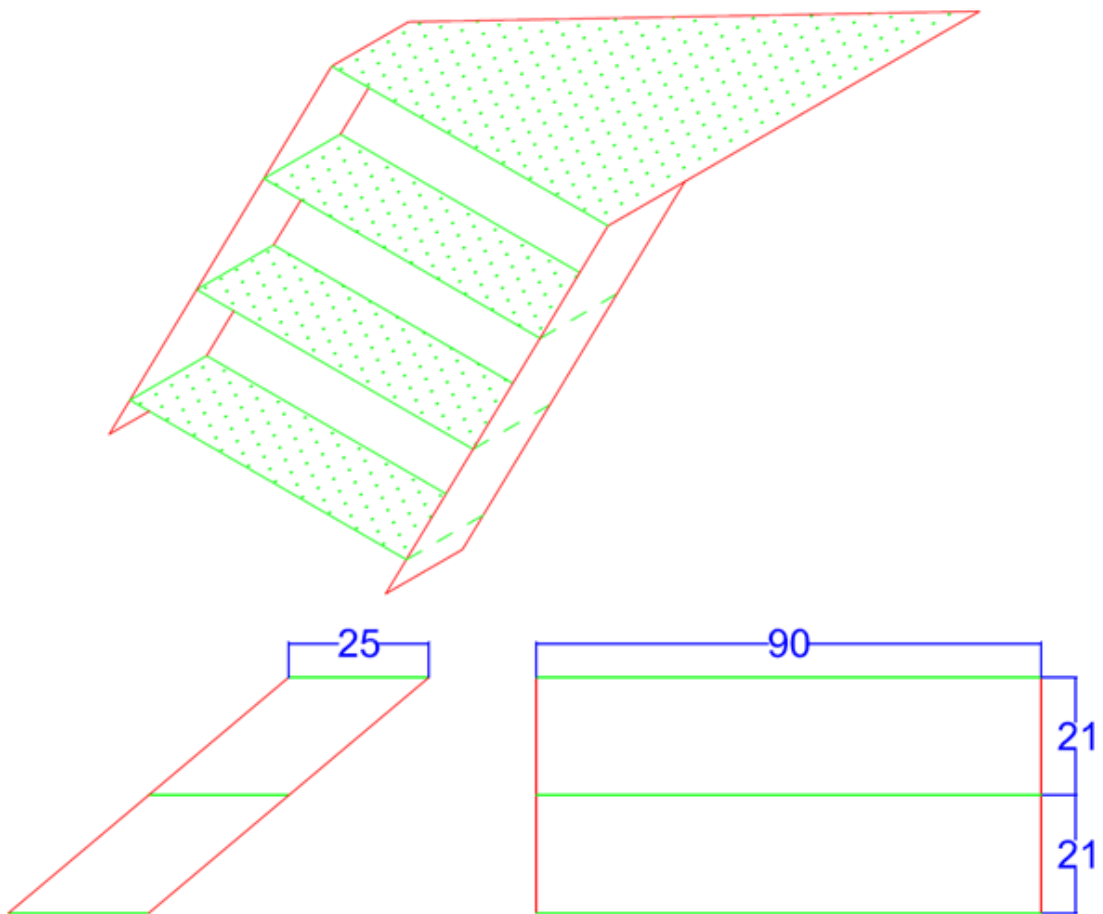
4.1.1 Escada

Para a determinação das dimensões da escada foram consultadas algumas recomendações de manuais e normas nacionais, obtendo-se as seguintes medidas:

- a) altura do degrau de 21 cm;
- b) largura do degrau de 90 cm;
- c) profundidade do degrau de 25 cm.

O croqui representado pela figura 19 traz uma ideia inicial de dimensões dos degraus da escada, citados acima.

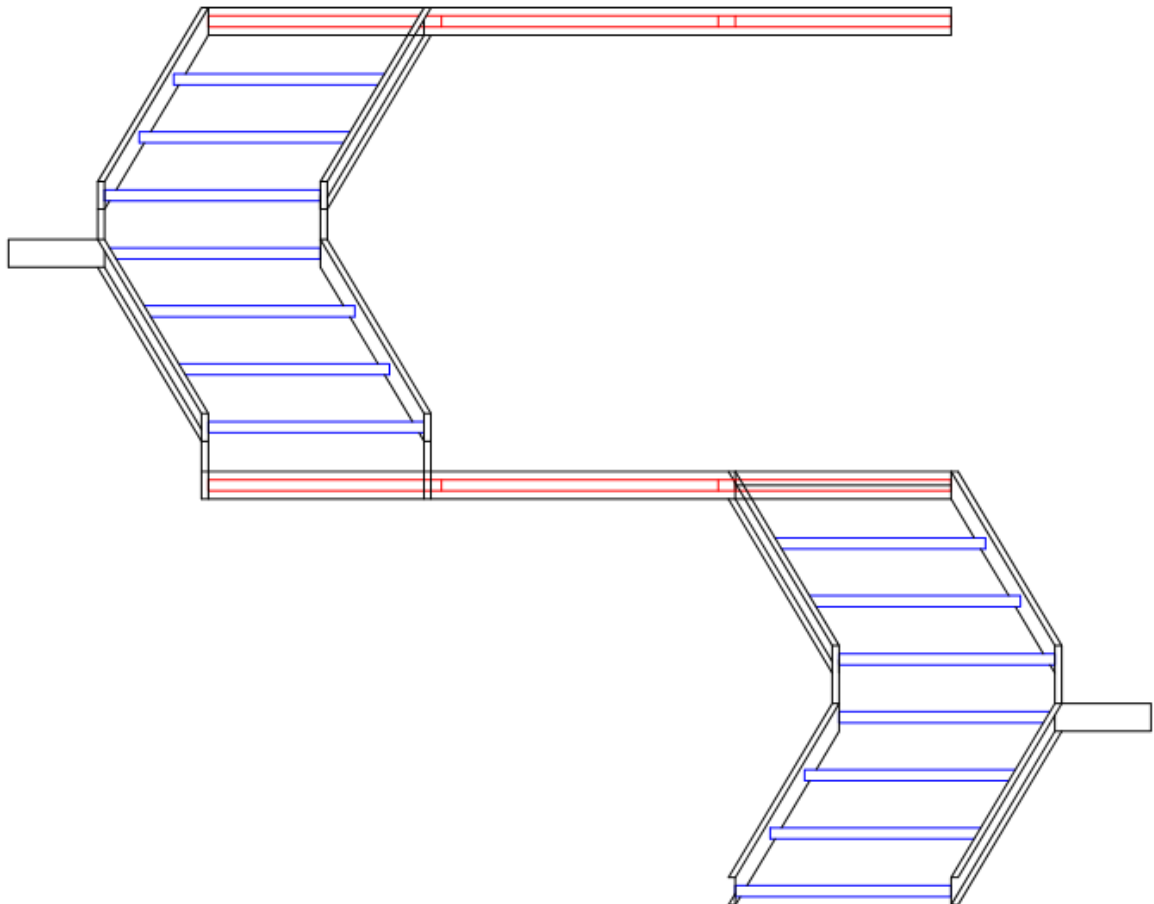
Figura 19 – Perspectiva da escada com dimensões em centímetros.



(fonte: elaborado pelo autor)

Foi elaborado um croqui de uma das vistas frontais da escada para uma noção inicial de como serão dispostos os elementos constituintes da escada. A figura 20 ilustra a concepção da escada.

Figura 20 – Vista frontal da escada.

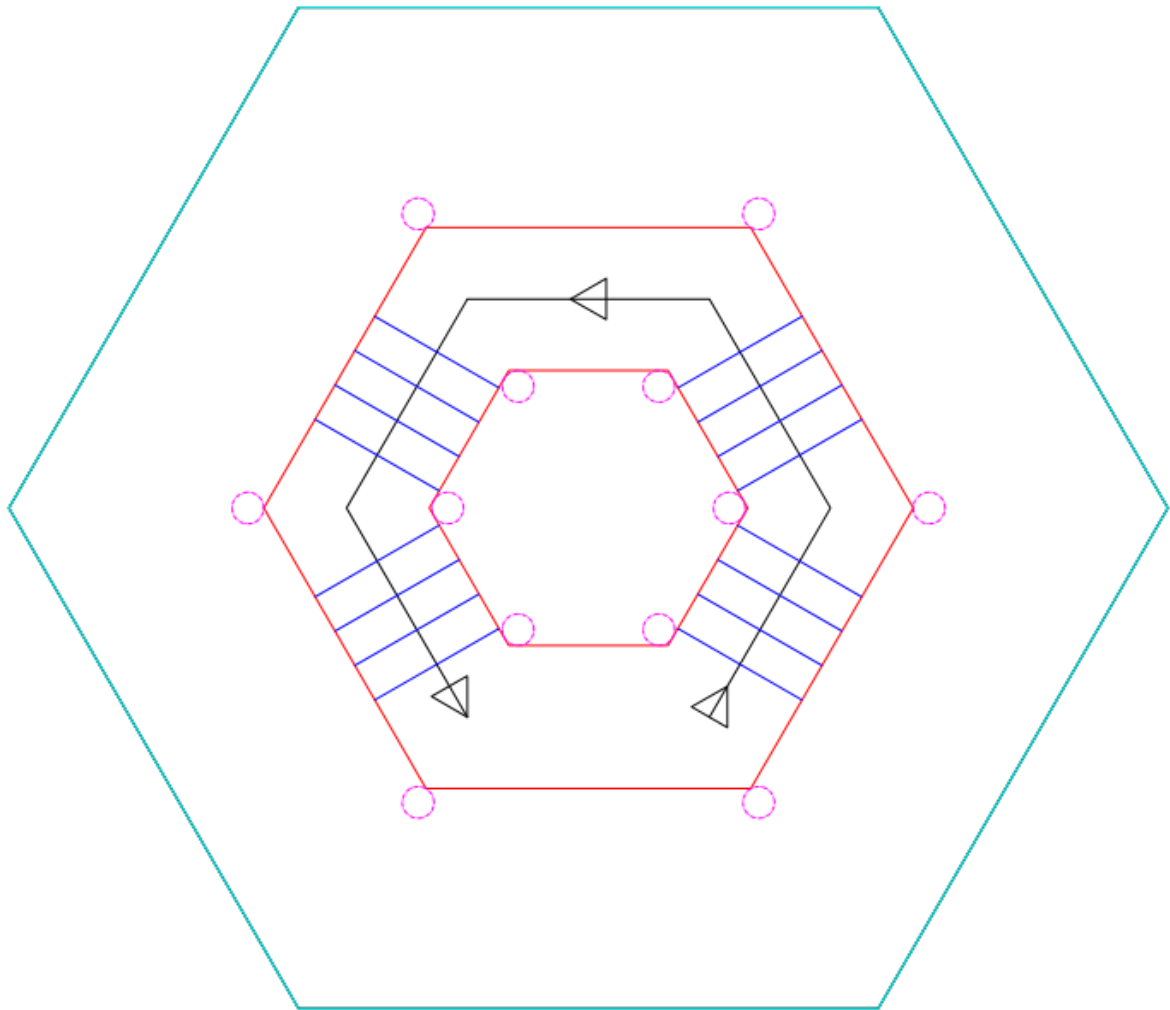


(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.2 Plataformas

As plataformas intermediárias e superiores ficam localizadas na periferia da torre com uma largura de 1,5 metros ocupando todo perímetro da torre. A vista superior das plataformas está ilustrada na figura 21.

Figura 21 – Vista frontal da escada.



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2 LANÇAMENTO DA ESTRUTURA

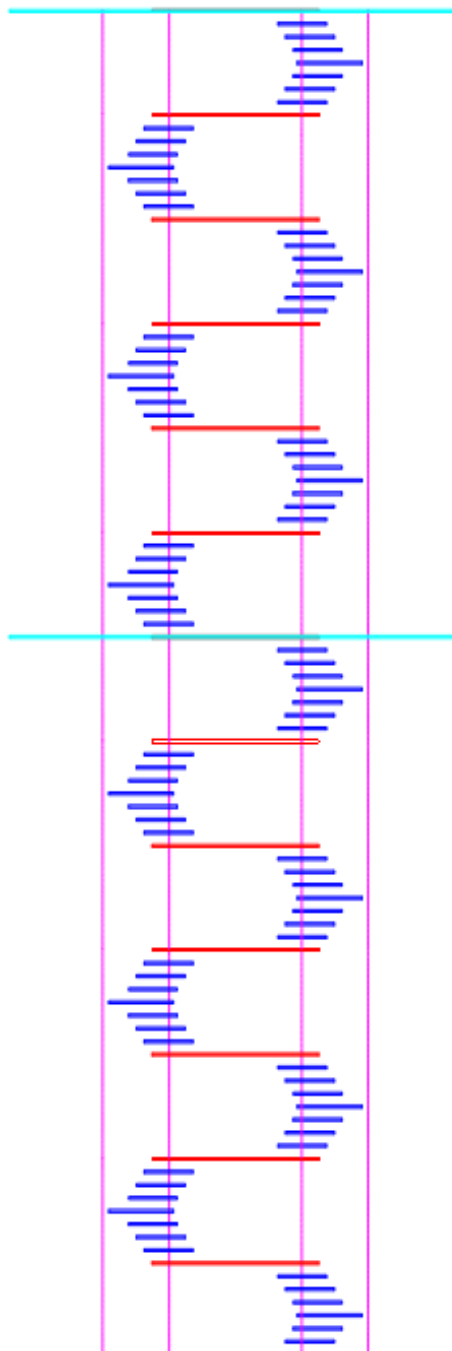
No lançamento da estrutura buscou-se definir os principais elementos estruturais e suas posições que, para este projeto, são os montantes, banzos e diagonais da torre. Também, fizeram-se as verificações dos vãos necessários, adequando-se aos recomendados pela bibliografia e a experiência na prática de projetos estruturais. Foram levados em consideração os seguintes aspectos para esta etapa:

- a) uniformidade entre patamares dividindo a estrutura em módulos iguais para facilitar a fabricação e montagem;
- b) altura entre cada módulo deve estar compreendida entre 3 e 4 metros;
- c) elementos devem apresentar uniformidade de dimensões, garantindo solicitações com valores próximos a fim de garantir o padrão de materiais utilizados;

- d) transferência de cargas oriundas da escada e plataformas deve ser feita diretamente sobre os nós dos montantes e diagonais para reduzir ao máximo os momentos fletores e sua ampliação devida a forças horizontais como a ação do vento.

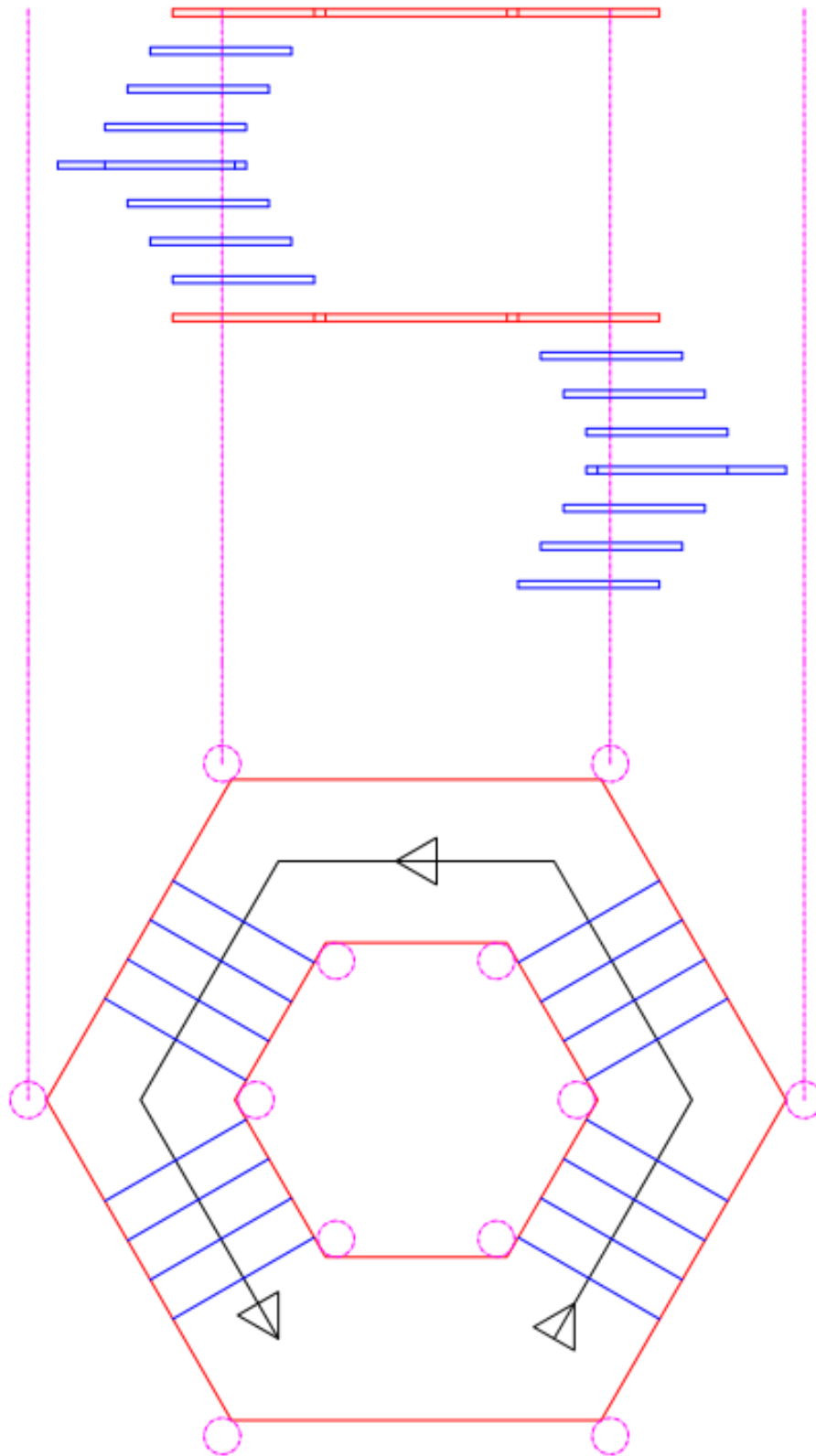
Com base nos critérios definidos acima, definiu-se uma altura de 3,36 metros para cada módulo padrão que é apresentado nas figuras 22 e 23.

Figura 22 – Vista lateral da torre.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23 – Vista lateral e superior dos módulos da torre.



(fonte: elaborado pelo autor)

Para atingir a altura desejada de 25 metros, foram necessários 7,5 módulos padrões.

5 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES

Este capítulo apresenta as ações e combinações que foram consideradas para o dimensionamento da torre de observação.

Com base na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 15), todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura devem ser consideradas na análise estrutural, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço. As ações tratadas neste projeto foram determinadas pelo projetista, visto a ausência de norma específica, são:

- a) permanentes;
- b) variáveis.

Após determinados os carregamentos atuantes na estrutura, ainda neste capítulo, foram avaliadas as combinações das ações para a obtenção dos efeitos mais desfavoráveis à segurança da estrutura. As combinações foram divididas em últimas e de serviço, que verificam respectivamente: os estados-limites últimos correspondentes ao colapso estrutural e os estados-limites de serviço para a determinação dos deslocamentos e deformações que possam causar desconforto aos usuários da torre ou, impossibilitar o uso da mesma.

5.1 AÇÕES PERMANENTES

Queiroz (c1998, p. 20) trata as ações permanentes como:

[...] todas as ações praticamente invariáveis ao longo da vida útil da estrutura, tais como:

- a) peso próprio da estrutura;
- b) peso de qualquer elemento fixado definitivamente à estrutura;
- c) recalque de apoio planejado;
- d) pré-tensão planejada e que não sofre redução com o tempo.

Devido à sua presença constante, as ações permanentes participam de qualquer combinação de carregamentos aplicada à estrutura.

Complementarmente, além das ações que ocorrem com valores constantes durante toda vida útil da estrutura, também são consideradas permanentes as crescentes no tempo, tendendo a um valor limite, segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15).

As ações permanentes são apresentadas nos subtítulos seguintes.

5.1.1 Peso próprio das estruturas metálicas

O peso próprio das estruturas metálicas envolve todos os elementos que se caracterizam por alguma função estrutural, seja para receber carregamentos impostos diretamente sobre estes ou carregamentos oriundos de outros elementos construtivos. Dos elementos estruturais, pôde-se resumir como peso próprio da torre os montantes, banzos e diagonais, na análise global de carregamentos. Os valores de peso destes elementos foram determinados através de catálogos dos fabricantes de perfis metálicos e estão detalhados no capítulo de análise e pré-dimensionamento.

5.1.2 Peso próprio dos elementos industrializados

Os elementos industrializados caracterizam-se por serem componentes sem função estrutural na análise da estrutura. Para este projeto, foram definidos como elementos industrializados que compõem a torre: a escada, plataformas de descanso e observação, e guarda-corpos. Os valores de peso próprio dos mesmos foram definidos pelo projetista, por conta da falta de recomendações específicas para este tipo de estrutura.

5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Estes tipos de carregamentos “[...] podem aparecer com valores extremos ou reduzidos probabilisticamente (quando combinadas com outras ações variáveis) ou mesmo não aparecer, se sua ocorrência for mais desfavorável para o ponto particular em estudo e se seu valor puder se anular fisicamente.” (QUEIROZ, c1988, p. 21).

As ações variáveis decorrem do uso e ocupação da estrutura, das sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e

hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura, conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 15).

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4) trata as ações variáveis como as que “[...] correspondem a valores que tem de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos”. As ações variáveis consideradas atuantes na estrutura são decorrentes do uso e ocupação, cargas de vento e temperatura.

As ações variáveis atuantes na estrutura seguem detalhadas nos subtítulos a seguir.

5.2.1 Cargas de ocupação da estrutura

Como carregamento imposto pela ocupação da estrutura, na falta de Normas referentes ao tipo de estrutura em estudo, pensaram-se prováveis ocupações limites de acordo com o conforto dos usuários. Para isso, com auxílio do corpo técnico da FLONA-SFP, foi sugerida a lotação máxima de 10 pessoas por visitação.

Com a geometria proposta, cada módulo da escada (3,36 metros de altura) tem 8 m² e estimando um peso médio de 80 kg por pessoa, chegou-se à taxa de carregamento de 1,0 kN/m². As plataformas de observação possuem 20 m², o que tornaria o carregamento ligeiramente menor, porém foi adotada a mesma taxa de ocupação em favor da segurança.

Em consulta a Normas referentes à carga de ocupação de edificações, podem-se citar as recomendações da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3-4) que considera os seguintes carregamentos:

- a) arquibancadas: 4 kN/m²;
- b) corredores com acesso ao público: 3 kN/m²;
- c) escadas com acesso ao público: 3 kN/m²;
- d) terraços com acesso ao público: 3 kN/m².

Ainda, na busca de uma referência normativa mais apropriada para a estrutura em questão, consultaram-se normas internacionais, porém, nenhuma tratava de um assunto mais apropriado para o tipo de construção. Logo, partiu-se para uma abordagem mais prática, considerando a ocupação proposta pela FLONA-SFP, com algumas considerações mais

conservadoras, visto que o carregamento ficou inferior ao mínimo registrado nas Normas. Assim, o carregamento de 1 kN/m² acontecerá em toda estrutura ao mesmo tempo em todos os módulos da estrutura, que é o critério considerado pelas Normas referentes à cargas de ocupação. O carregamento adotado foi julgado como aceitável, considerando que se fosse tomado como o mínimo de 3 kN/m², cada módulo teria uma ocupação de 24 pessoas, chegando a 60 pessoas nas plataformas de observação. Do ponto de vista real da utilização da estrutura, isto ficou extremamente exagerado, o que torna inaplicável as recomendações normativas tomadas como base. Embora o valor de carregamento seja 33% do encontrado na literatura, ainda assim é superdimensionado pela consideração de que todos os módulos e plataformas estarão com o carregamento máximo, o que para uma edificação residencial ou comercial é aceitável, pois a probabilidade disto ocorrer é extremamente alta, já na torre de observação, estima-se que na vida útil da estrutura, o carregamento real não ultrapassará 50% do carregamento de projeto aqui exposto.

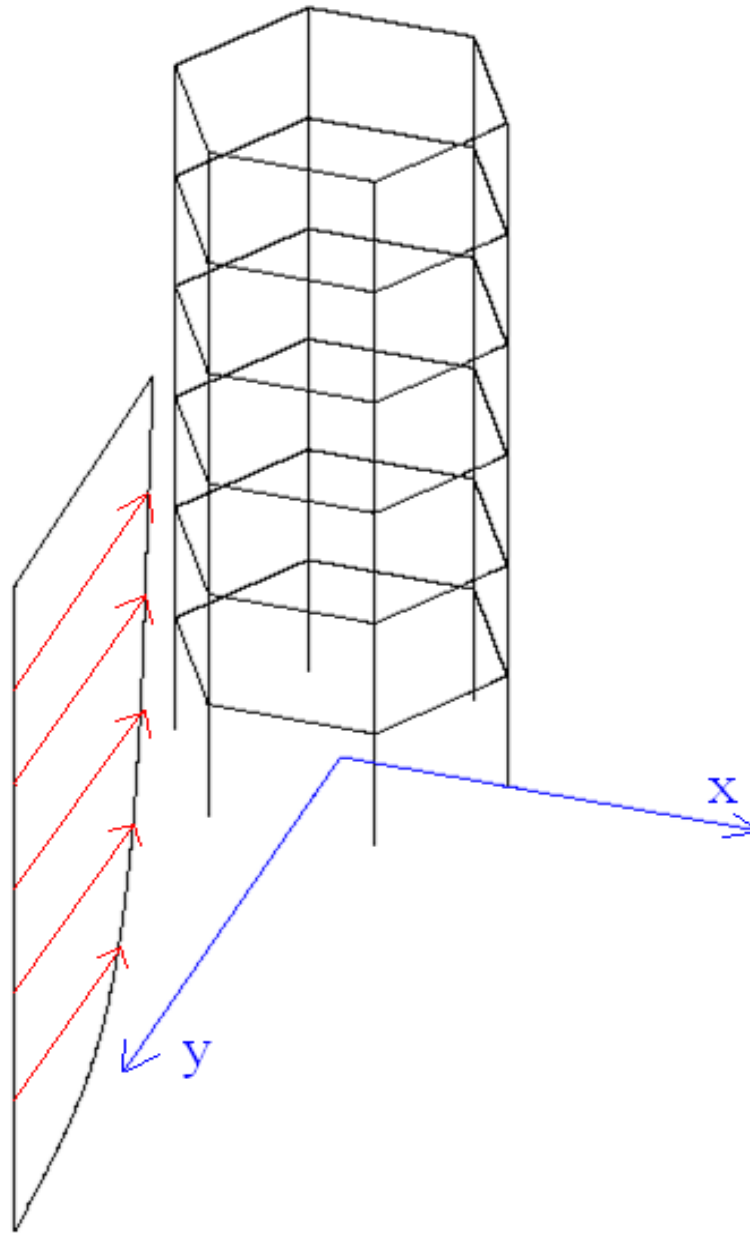
5.2.2 Forças devidas ao vento

As forças devidas à ação do vento na estrutura, para efeitos de simplificação no pré-dimensionamento, foram consideradas atuantes nos tubos metálicos que compõe a sustentação da estrutura. Para a determinação destas, seguiram-se as recomendações da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Também, admitiram-se algumas considerações de valores de coeficientes para a determinação da ação do vento na escada:

- a) o coeficiente de arrasto para os elementos da escada e plataformas foi arbitrado com valor igual a 1,5;
- b) a direção de atuação do vento foi tomada como a que resulta na maior área frontal projetada no plano, no caso, na direção z, como ilustra a figura 24;
- c) todo piso da escada é constituído de chapa perfurada para reduzir esforços de sucção;

Todo o desenvolvimento de cálculo bem como as considerações feitas está apresentado no apêndice A.

Figura 24 – Direção considerada para efeito das forças devidas ao vento.



(fonte: elaborado pelo autor)

5.2.3 Efeito da temperatura

Os esforços decorrentes da variação uniforme de temperatura da estrutura são causados pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta e devem ser determinados pelo responsável técnico pelo projeto estrutural considerando, entre outros parâmetros relevantes, o local da construção e as dimensões dos elementos estruturais.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 23) recomenda que “[...] para a variação da temperatura da atmosfera, a adoção de um valor considerando 60 % da diferença entre as temperaturas médias máximas e mínimas, no local da obra, com um mínimo de 10 °C.”.

Foram extraídos dados diretos do INMET, onde ficaram determinadas as temperaturas médias máximas e mínimas de 22,7° e 13,4°, respectivamente. Com isso, em acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 23), definiu-se a média anual de 18°C e uma variação de $\pm 10^{\circ}\text{C}$ como efeito de carregamento térmico.

5.3 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

Após determinadas todas as ações que possam comprometer a estabilidade da estrutura, devem-se combinar as ações entre si para obtenção dos efeitos atuantes mais desfavoráveis à segurança da estrutura para posterior análise dos elementos estruturais e o correto dimensionamento dos mesmos. Para chegar-se às cargas de projeto da estrutura utilizam-se coeficientes de ponderação que variam de acordo com o tipo de ação imposta à estrutura. Estes coeficientes são determinados pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18-19). As combinações são divididas em últimas e de serviço, que verificam respectivamente: os estados-limites últimos correspondentes ao colapso estrutural e os estados-limites de serviço para a determinação dos deslocamentos e deformações que possam causar desconforto aos usuários da torre.

O quadro 1 apresenta os coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis para as combinações últimas e de serviço.

Quadro 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações permanentes e variáveis.

Combinacões	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18)

Ainda, nas combinações últimas, considera-se uma ação variável como principal e as demais, caso hajam, são reduzidas pelo fator ψ_0 . No caso das combinações de serviço, os fatores de redução utilizados são ψ_1 e ψ_2 . Os valores destes fatores estão indicados no quadro 2.

Quadro 2 – Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 .

Ações		γ_{f2} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4
^a Ver alínea c) de 4.7.5.3. ^b Edificações residenciais de acesso restrito. ^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0. ^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.				

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19)

5.3.1 Combinações para estado-limite último

As combinações últimas adotadas são apresentadas no quadro 3. Nestas combinações considera-se uma ação variável principal e as demais ações variáveis são ponderadas pelo fator ψ_0 .

Quadro 3 – Combinações últimas adotadas para o projeto.

Combinações últimas globais

Combinação	Classificação	Combinações das ações (fatores de ponderação)
1	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,5 C.O.
2	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,4 C.V.
3	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,5 C.O. + 0,6 x 1,4 C.V. + 0,6 x 1,2 C.T.
4	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,4 C.V. + 0,5 x 1,5 C.O. + 0,6 x 1,2 C.T.
5	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,2 C.T. + 0,5 x 1,5 C.O. + 0,6 x 1,4 C.V.
6	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,5 C.O. + 0,6 x 1,4 C.V.
7	Normal	1,25 P.P. + 1,35 P.E. + 1,5 C.O. + 0,6 x 1,2 C.T.

Onde:

- P.P. Peso próprio dos elementos estruturais
P.E. Peso próprio dos elementos industrializados
C.O. Carga devida ao uso e ocupação
C.T. Carga devida à da temperatura
C.V. Carga devida à ação do vento

(fonte: elaborado pelo autor)

5.3.2 Combinações para estado-limite de serviço

As combinações de serviço adotadas foram do tipo frequentes com o carregamento permanente com coeficiente de ponderação igual a um e combinados com os fatores ψ_1 e ψ_2 para a carga variáveis principal e secundária, respectivamente. O quadro 4 apresenta as combinações resultantes.

Quadro 4 – Combinações de serviço adotadas para o projeto.

Combinação	Classificação	Combinações das ações (fatores de ponderação)
8	Serviço	1,0 P.P. + 1,0 P.E.
9	Serviço	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 0,4 C.O. + 0,3 C.T.
10	Serviço	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 0,3 C.O. + 0,5 C.T.
11	Serviço	1,0 P.P. + 1,0 P.E. + 0,3 C.V. + 0,3 C.O. + 0,3 C.T.

Onde:

- P.P. Peso próprio dos elementos estruturais
P.E. Peso próprio dos elementos industrializados
C.O. Carga devida ao uso e ocupação
C.T. Carga devida à da temperatura
C.V. Carga devida à ação do vento

(fonte: elaborado pelo autor)

6 ANALISE ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Como visto anteriormente, a estrutura foi dividida em módulos com a adição das plataformas intermediária e do topo da torre. Isto teve por objetivo facilitar a fabricação e montagem da estrutura. O pré-dimensionamento apresentado neste capítulo também se tornou facilitado por conta da padronização dos elementos estruturais.

Ao que segue o dimensionamento definido, apresentou-se os carregamentos impostos com valores que poderão ser alterados nas etapas seguintes do projeto, por se tratar de um processo iterativo. Assim, o levantamento de cargas sujeitas à estrutura foi validado na análise estrutural e verificação dos elementos.

Para o pré-dimensionamento, determinaram-se os materiais para cada elemento estrutural da torre. Após, aplicou-se as combinações das ações vistas anteriormente, determinando-se as solicitações e as verificações dos elementos estruturais.

6.1 VIGAS SUPORTES DA ESCADA E PLATAFORMAS

6.1.1 Pré-dimensionamento

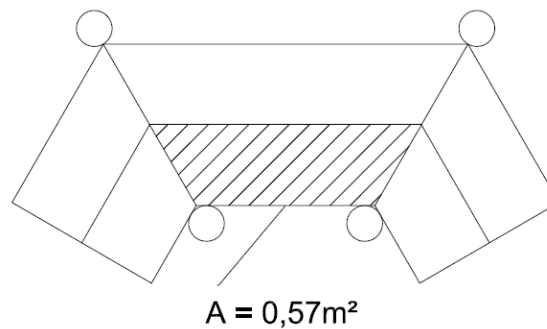
Para compor o piso, utilizou-se chapa perfurada para minimizar os esforços de sucção do vento, obtendo ainda um menor peso para a estrutura. O piso é considerado um elemento industrializado adicionado *in loco* para fins de combinações das ações. Na falta de dados de fabricantes, definiu-se uma espessura e formato para os degraus e pisos em que não será avaliada a capacidade de carga do mesmo, apenas para fins acadêmicos. O peso aproximado do piso da estrutura é de 40 kg/m².

Ainda como elemento industrializado, tem-se o guarda-corpo, com peso estimado em 25 kg/m e as vigas de suportes selecionadas de acordo com o catálogo de perfis formados a frio fornecido pela NBR 6355 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 24) encontrado no anexo A. Uma possível solução para o piso e guarda-corpo está apresentada no apêndice B.

6.1.2 Distribuição dos carregamentos

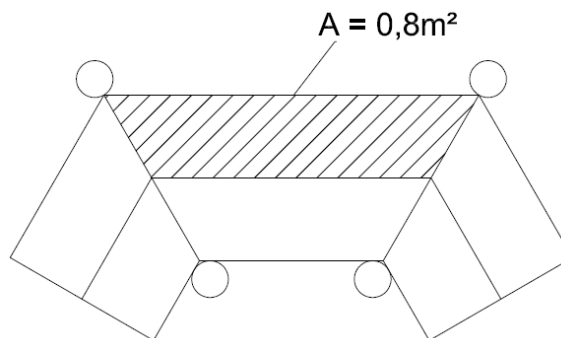
As cargas de peso próprio do piso em chapa perfurada e de ocupação foram redistribuídas do piso para as vigas considerando a divisão em áreas de influência que atuam na viga interna e externa de cada caso (escada e plataforma) conforme as figuras 25 a 28.

Figura 25 – Área de influência para a viga interna da escada.



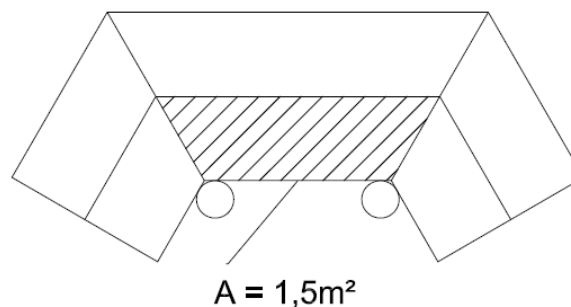
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Área de influência para a viga externa da escada.



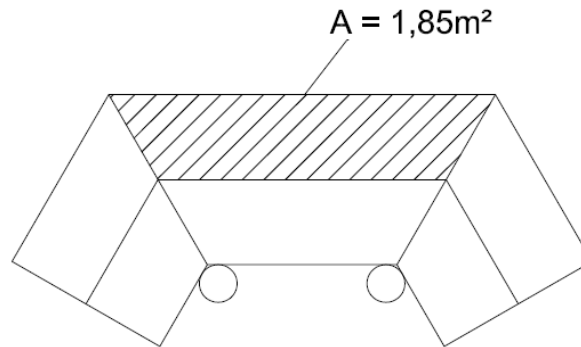
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 27 – Área de influência para a viga interna da plataforma.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Área de influência para a viga externa da plataforma.



(fonte: elaborado pelo autor)

As áreas de influência obtidas resultaram nos seguintes valores do quadro 5.

Quadro 5 – Áreas de influência dos carregamentos do piso e ocupação

	Largura do vão (m)	Área interna (m ²)	Área externa (m ²)
Escada	0,90	0,57	0,80
Plataforma	1,50	1,85	2,49

(fonte: elaborado pelo autor)

Com a determinação dos carregamentos por unidade de área para o peso próprio e a ocupação, multiplicou-se a carga pela área de influência e dividiu-se pelo comprimento da viga que suporta o respectivo carregamento, com isso, foram obtidas as parcelas de cargas atuantes nas vigas. Apesar do carregamento distribuído não apresentar uma abordagem para a escada, já que a carga apresenta-se como concentrada, testou-se um modelo no FTOOL com forças concentradas na linha média transversal de cada degrau e obtiveram-se reações inferiores ao da carga distribuída, por isso, foi tomado como se a carga de projeto fosse distribuída por unidade de área como as plataformas. Os valores nominais das cargas estão apresentados no quadro 6.

Quadro 6 – Quadro com os carregamentos do piso e ocupação por unidade de comprimento das vigas.

Plarforma entre lances de degraus	Carga (kN/m²)	Carga na viga interna (kN/m)	Carga na viga externa (kN/m)
Peso próprio do piso	0,40	0,228	0,157
Carga de ocupação	1,00	0,570	0,392
Escada			
Escada	Carga (kN/m²)	Carga na viga interna (kN/m)	Carga na viga externa (kN/m)
Peso próprio do piso	0,40	0,228	0,157
Carga de ocupação	1,00	0,570	0,392
Plataforma			
Plataforma	Carga (kN/m²)	Carga na viga interna (kN/m)	Carga na viga externa (kN/m)
Peso próprio do piso	0,40	0,363	0,264
Carga de ocupação	1,00	0,907	0,660

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.3 Determinação das Ações

As cargas de projeto estão indicadas nos quadros 7 a 12 com seus ponderadores de ações.

Quadro 7 – Carregamento de projeto para a viga interna da plataforma de descanso.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,069	1,25	0,086
PE	0,477	1,35	0,644
CO	0,570	1,50	0,855
		Total	1,59

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 8 – Carregamento de projeto para a viga externa da plataforma de descanso.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,069	1,25	0,086
PE	0,352	1,35	0,475
CO	0,392	1,50	0,588
		Total	1,15

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 9 – Carregamento de projeto para a viga interna da escada.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,089	1,25	0,111
PE	0,520	1,35	0,702
CO	0,570	1,50	0,855
Total			1,67

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 10 – Carregamento de projeto para a viga externa da escada.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,089	1,25	0,111
PE	0,395	1,35	0,533
CO	0,392	1,50	0,588
Total			1,24

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 11 – Carregamento de projeto para a viga interna da plataforma de observação.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,069	1,25	0,086
PE	0,558	1,35	0,753
CO	0,907	1,50	1,360
Total			2,20

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 12 – Carregamento de projeto para a viga externa da plataforma de observação.

Ação	Carga (kN/m)	Ponderador	Carga de projeto (kN/m)
PP	0,069	1,25	0,086
PE	0,437	1,35	0,590
CO	0,660	1,50	0,991
Total			1,67

(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.4 Cálculo das Solicitações

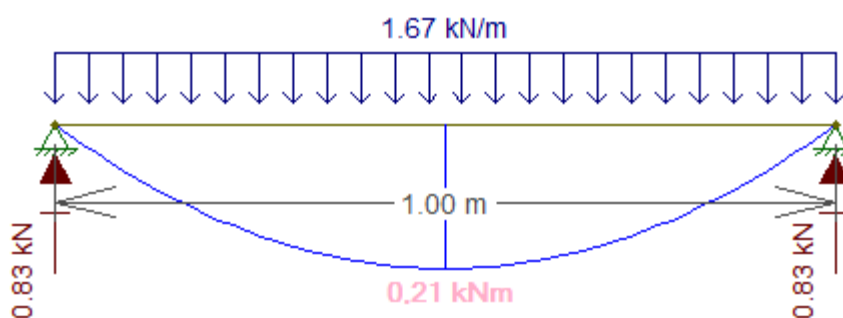
O modelo das vigas de suporte da escada e plataformas foi simplificado por uma análise no *software* FTOOL, já que a análise linear é o suficiente para este tipo de elemento estrutural. As cargas que atuam na viga foram consideradas distribuídas ao longo do comprimento da

mesma e a vinculação foi definida como bi-apoiada com cada apoio localizado nos nós da estrutura treliçada. Com isso, as solicitações que aparecerão na viga são os esforços cortantes e os momentos fletores. Algumas considerações foram feitas para a análise das vigas suportes da escada e plataforma:

- a) as vigas das plataformas de descanso (entre lances de escada), por possuírem carregamentos menores que as vigas da própria escada não foram analisadas, pois apresentarão solicitações inferiores às vigas da escada. Este carregamento menor se deve ao fato de que as vigas inclinadas da escada, têm um comprimento maior, conseqüentemente, maior peso e, ainda, possuem maior quantidade de material que compõem o guarda-corpo, contribuindo para o aumento da carga por unidade de comprimento.
- b) as vigas dos lances de escada foram modeladas no plano horizontal, ou seja, considerou-se a projeção da viga no eixo horizontal. Os carregamentos foram considerados pelo comprimento real da viga (plano inclinado) e transformados em carregamentos equivalentes para a viga projetada na horizontal. Esta decisão deve-se ao fato da maior facilidade para comparação dos esforços efetivos agindo sobre as vigas.

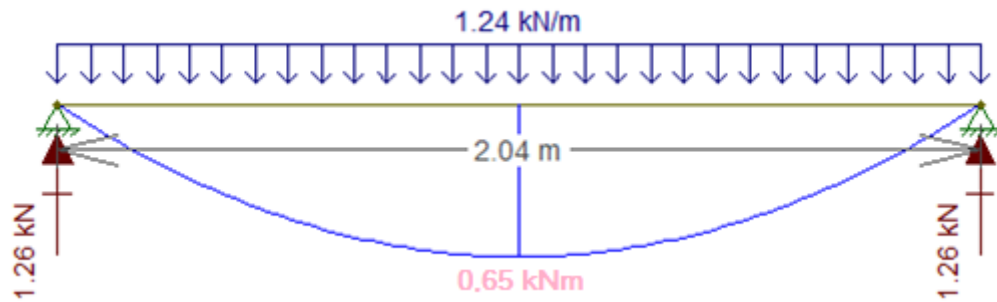
As análises com os resultados das solicitações nos apoios (esforços cortantes máximos para carregamentos distribuídos) e solicitações entre apoios (esforços de momento fletor máximo no centro do vão livre da viga), bem como, os carregamentos calculados anteriormente estão ilustrados nas figuras 29 a 32.

Figura 29 – Solicitações na viga interna de suporte da escada.



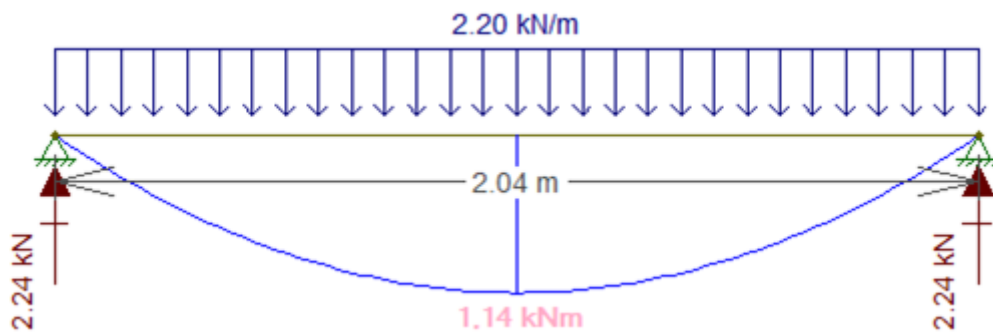
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 30 – Solicitações na viga externa de suporte da escada.



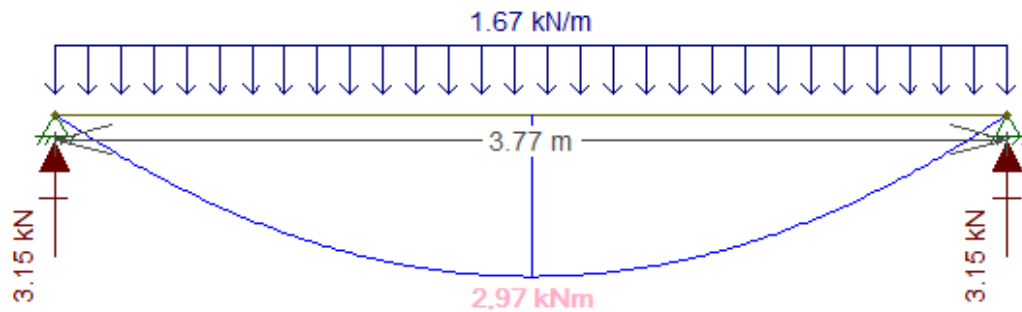
(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 31 – Solicitações na viga interna de suporte da plataforma.



(fonte: MARTHA, 2012)

Figura 32 – Solicitações na viga externa de suporte da plataforma.



(fonte: MARTHA, 2012)

6.1.5 Verificação do estado-limite último

Em acordo com a NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 44), como a viga está submetida à flexão simples, a metodologia de cálculo das forças resistentes aplicáveis encontram-se nos itens normativos:

- a) Item 9.8.2, momento fletor resistente de cálculo;

- b) Item 9.8.3, esforço cortante resistente de cálculo;
- c) Item 9.8.4, esforço cortante resistente e momento fletor resistente combinados.

O perfil utilizado para todas as vigas da estrutura foi o perfil “U” 200x50x3mm com demais propriedades geométricas encontradas no anexo B. Por se tratar de um perfil padronizado, optou-se pela determinação da resistência através da seção efetiva. O quadro 13 traz os resultados obtidos.

Quadro 13 – Verificações do estado-limite último para as vigas de perfil formado a frio.

Viga	Msd (kNm)	Mrd (kNm)	Msd / Mrd	Vsd (kN)	Vrd (kN)	Vsd / Vrd	$\frac{(Msd / Mrd)^2 + (Vsd / Vrd)^2}{\leq 1}$
V1	0,21	8,06	0,026	0,83	59,29	0,014	0,001
V2	0,65	8,06	0,081	1,26	59,29	0,021	0,007
V3	0,21	8,06	0,026	0,83	59,29	0,014	0,001
V4	0,65	8,06	0,081	1,26	59,29	0,021	0,007
V5	1,14	8,06	0,141	2,24	59,29	0,038	0,021
V6	2,97	8,06	0,369	3,15	59,29	0,053	0,139

(fonte: elaborado pelo autor)

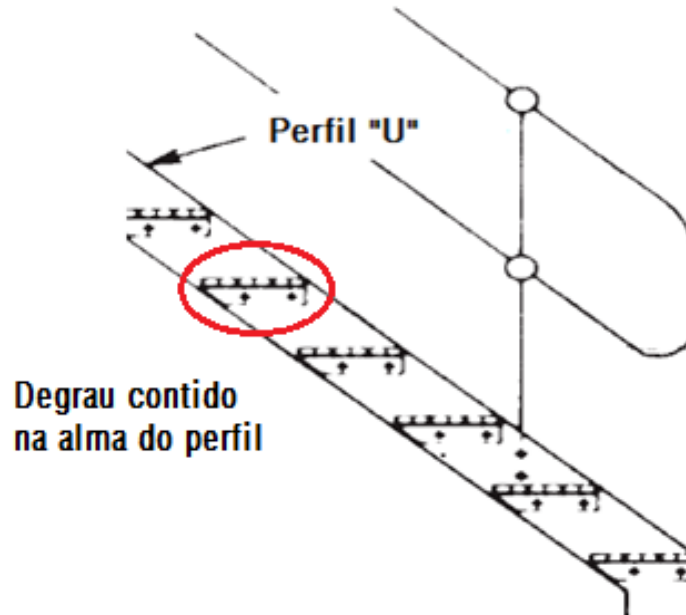
Como se pode observar, o perfil apresenta alto fator de segurança, sendo a solicitação momento fletor da viga V6 a que mais exige da resistência do perfil (em torno de 40%), porém, para a escada, será mantido este perfil por questões de montagem conforme a figura 33, que demonstra a necessidade da largura do perfil para montagem do degrau sem sobras de material fora do plano da alma do perfil. Esta medida foi adotada simplesmente pela boa estética da estrutura. Cabe salientar que, para as vigas com orientação no plano, poderia ser feito o cálculo para obter um perfil menor e, com isso, reduzir os custos com material.

A verificação dos estados-limites últimos previstos no item 9.8.2 da NBR 14762, limitou-se a avaliar somente a análise do início do escoamento da seção efetiva, visto que a flambagem lateral por torção fica desconsiderada pelo travamento do piso que deverá ser fixado na alma do perfil “U”. A flambagem distorcional fica dispensada de acordo com o item 9.3 da NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, p. 32):

Os perfis U simples (sem enrijecedores de borda) não são passíveis de flambagem distorcional, dispensando-se, portanto tal verificação nesse caso, exceto em perfis submetidos à flexão com painel conectado à mesa tracionada e a mesa comprimida livre, onde a flambagem distorcional do conjunto alma-mesa comprimida pode

corresponder ao modo crítico. Nesse caso deve-se consultar bibliografia especializada.

Figura 33 – Detalhe do degrau.



(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.6 Verificação do estado-limite de serviço

A verificação do estado limite-último para as vigas consiste em determinar a flecha máxima pela fórmula 3.

$$\delta = \frac{5q_d L^4}{384EI} \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

δ = deslocamento máximo para viga bi-apoada;

q_d = carregamento distribuído;

E = módulo de elasticidade do material;

I = momento de inércia da seção transversal em torno do eixo de flexão.

Aqui cabe uma consideração em torno do valor de carregamento utilizado para conferência deste estado-limite, na prática, o valor do carregamento de serviço fica em torno de sessenta por cento do carregamento último, mas como a verificação do estado-limite último mostrou um superdimensionamento, os deslocamentos impostos pelas cargas ficaram muito abaixo do deslocamento $\delta_{\text{máx}}$ recomendado pela Norma. O quadro 14 mostra as verificações para o estado-limite de serviço.

Quadro 14 – Verificação do estado-limite de serviço das vigas de perfis formados a frio.

Viga	qd (kNm)	L (cm)	δ (cm)	$\delta_{\text{máx}} = L/350$	$\delta / \delta_{\text{máx}}$
V1	1,67	100	0,0030	0,286	0,01
V2	1,24	204	0,0392	0,583	0,07
V3	1,67	100	0,0030	0,286	0,01
V4	1,24	204	0,0392	0,583	0,07
V5	2,2	204	0,0696	0,583	0,12
V6	1,67	377	0,6159	1,077	0,57

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 ESTRUTURA TRELIÇADA

Para a análise da estrutura global, aqui tratada como uma estrutura treliçada, utilizou-se como referencial o manual de projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço elaborado pelo corpo técnico da VALLOUREC S.A. com colaboração de professores e profissionais da área envolvidos no desenvolvimento da NBR 16239:2013.

Araújo et al. (2016, p. 103) explica que:

No projeto dessas estruturas formadas por barras tubulares de seção circular, o lançamento do modelo de análise do reticulado espacial deve ser realizado com o auxílio de recursos computacionais com base na computação gráfica, permitindo a automatização do processo além de facilitar modificações de geometria durante o desenvolvimento da solução, com o objetivo de se obter uma configuração final adequada e competitiva.

Na modelagem proposta, os elementos estruturais (estrutura de barras) são representados no modelo de análise por seus eixos e as superfícies pelos seus planos médios.

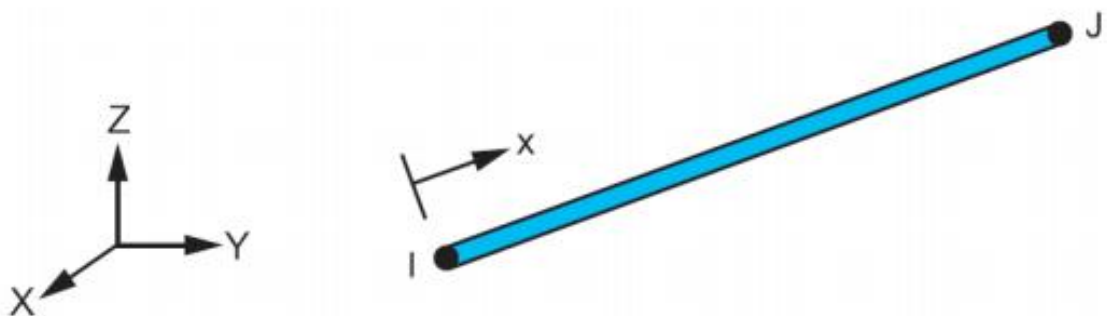
6.2.1 Torre em perfis tubulares

A estrutura tubular consiste em uma treliça espacial com barras definidas como montantes, banzos e diagonais. Apesar dos elementos serem os mesmos de uma treliça plana, pela geometria da torre, não se pode avaliar como tal estrutura. Com isso, optou-se por uma análise através de um modelo criado no *software* ANSYS Mechanical ADPL (ANSYS INC, 2013).

Conforme o modelo estrutural definido anteriormente optou-se pela criação de um modelo numérico no *software* com a utilização do elemento LINK 180.

O LINK 180 é considerado um elemento de barra 3D, conforme a figura 34, que pode ser usado na modelagem de cabos tracionados, molas e barras de treliça. O LINK 180 atua com forças axiais de tração e compressão. Possui como base teórica, uma simplificação da teoria de Timoshenko, que define dois nós com três graus de liberdade por nó, todos associados ao deslocamento nas três direções cartesianas, podendo incorporar comportamentos lineares, não-lineares e grandes deformações, dispensando os efeitos de corte e flexão. Trata-se de um elemento com funções de interpolação lineares.

Figura 34 – Elemento LINK 180.



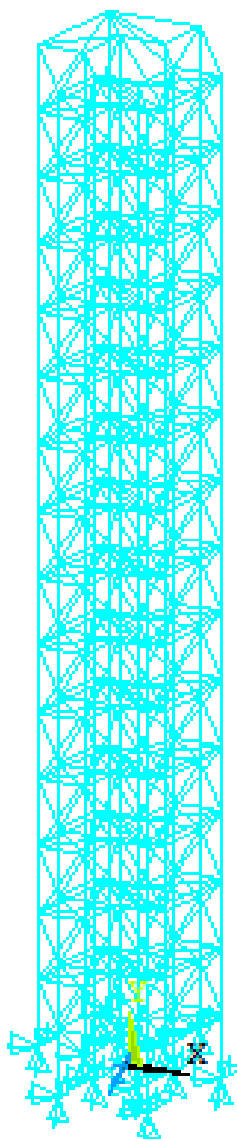
(fonte: ANSYS INC, 2013)

A função de interpolação elemento LINK180, de acordo com o manual do ANSYS é definida pela fórmula 4.

$$u = \frac{1}{2} [u_i(1 - s) + u_j(1 + s)] \quad (\text{fórmula 4})$$

O modelo proposto levou em consideração toda estrutura de montantes, banzos e diagonais como proposto anteriormente no projeto arquitetônico. Não foram levadas em consideração as plataformas fora da estrutura, somente tiveram participação no peso total da estrutura. Assim, a figura 35 define o modelo criado no ANSYS e que será utilizado para as verificações nos subtítulos que seguem.

Figura 35 – Modelo numérico ANSYS.



(fonte: ANSYS INC, 2013)

O modelo consistiu em uma estrutura com 192 nós e 720 barras. Na entrada de dados do *software*, foram lançadas as cargas com valores em quilo-Newtons e os comprimentos e deslocamentos em centímetros. A área da seção transversal foi utilizada em centímetros

quadrados e o módulo de Elasticidade em quilo-Newtons por centímetro quadrado. Além destes dados, também foi utilizado o coeficiente de Poisson igual a 0,3 e o coeficiente de dilatação linear (α) do aço de $1,2e^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ para obter as solicitações devidas à variação de temperatura.

6.2.2 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da estrutura tubular é o ponto do projeto em que o conhecimento acumulado através da vivência prática permite uma boa estimativa inicial. Por se tratar de um trabalho acadêmico, mas que tem por objetivo determinar um projeto básico para a construção da estrutura adotaram-se perfis através do catálogo da VALLOUREC Tubos do Brasil S.A. com base em dimensões usuais de estruturas semelhantes. Para os montantes, determinou-se a utilização de montantes de perfil tubular circular com diâmetro \varnothing 168,3 milímetros com espessura de parede de 8,0 milímetros. Como peso incorporado na estrutura, cada montante externo e interno, possui 31,6 kg/m. Nos banzos e diagonais, selecionou-se o perfil tubular circular com diâmetro \varnothing 88,9 milímetros e espessura de parede de 4,0 milímetros. O peso para o perfil selecionado é de 8,38 kg/m. As propriedades geométricas dos perfis tubulares são encontradas no anexo A.

Como peso total final para cada módulo da estrutura, obteve-se o valor de 2042 kg por módulo (3,36 metros) e 15.315 kg de peso total para os perfis tubulares. Rodando a estrutura no software somente com o carregamento dos tubos, chegou-se a reação total na base da torre de 153 kN, conforme a figura 36.

Figura 36 – Conferência do peso das estruturas tubulares no ANSYS.

```

PRINT REACTION SOLUTIONS PER NODE

**** POST1 TOTAL REACTION SOLUTION LISTING ****

LOAD STEP=    1 SUBSTEP=    1
TIME=    1.0000 LOAD CASE=    0

THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN THE GLOBAL COORDINATE SYSTEM

  NODE      FY
    1      15.582
    2      7.8174
    3      15.583
    4      7.8177
    5      15.583
    6      7.8174
    7      16.558
    8      11.042
    9      16.558
   10      11.042
   11      16.558
   12      11.042

TOTAL VALUES
VALUE      153.00

```

(fonte: ANSYS INC, 2013)

O aço definido para compor toda estrutura tubular foi selecionado de acordo com a categoria julgada mais apropriada para superestimar a vida útil da estrutura. Para isso, buscou-se um aço que oferecesse: maior resistência mecânica com seções mais compactas, melhor resistência à corrosão atmosférica, limite de fadiga e resistência ao choque mais elevados, boa relação (mais elevada) do limite de escoamento e o limite de resistência à tração sem perder a ductilidade. Dentro destas características, optou-se pelo aço de alta resistência e baixa liga da VALLOUREC, VMB 300, com resistência ao escoamento de 30 kN/cm² e resistência à ruptura de 41,5 kN/cm².

6.2.3 Determinação das ações

Para iniciar o processo de análise, utilizaram-se os valores de cargas de ocupação, peso próprio da estrutura de aço e forças devidas à ação do vento comentada anteriormente.

Toda escada e plataformas foram consideradas aqui como elementos industrializados que não contribuem para a rigidez da estrutura, embora, haja uma contribuição com rigidez de quadro que aumenta a resistência à torção da torre.

Como as vigas suportes da escada e plataformas são apoiadas nos nós da treliça, a própria reação do apoio da viga modelada anteriormente é a força aplicada no nó da estrutura. Porém, as reações encontradas na verificação das vigas no subtítulo anterior não são as corretas para a análise global da estrutura, sendo necessária, nova modelagem sem a ponderação das cargas e com os carregamentos distintos, sem as combinações anteriores. Para isso, modificaram-se as cargas distribuídas nas vigas separadamente para peso dos elementos construtivos e cargas de ocupação. Os valores das reações de apoio estão no quadro 15.

Quadro 15 – Reações de apoio geradas pela vinculação das vigas nos nós.

Viga	Reações (kN)	
	Ocupação	Peso próprio
V1	0,56	0,64
V2	0,80	1,16
V3	0,56	0,64
V4	0,80	1,16
V5	1,86	1,40
V6	2,48	2,22

(fonte: elaborado pelo autor)

Com as novas solicitações calculadas para aplicar como carregamento, obteve-se o peso de 1028 kg por módulo e o peso total de 12.130 kg com a contribuição das plataformas de observação. Também foi feita a verificação de carga na base da estrutura somente com o peso dos elementos não estruturais, apresentada na figura 37. Esta e todas as verificações a seguir foram baseadas no modelo numérico ilustrado anteriormente, sempre aplicando as cargas permanentes e variáveis nos nós da treliça.

Figura 37 – Conferência do peso dos elementos industrializados no ANSYS.

```

PRINT FY REACTION SOLUTIONS PER NODE

**** POST1 TOTAL REACTION SOLUTION LISTING ****

LOAD STEP= 2 SUBSTEP= 1
TIME= 2.0000 LOAD CASE= 0

THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN THE GLOBAL COORDINATE SYSTEM

NODE      FY
 1      6.0265
 2      2.9984
 3      6.0247
 4      3.4990
 5      6.7529
 6      3.4985
 7      18.860
 8      11.891
 9      18.861
10      12.931
11      20.166
12      12.931

TOTAL VALUES
VALUE    124.44

```

(fonte: ANSYS INC, 2013)

Nota-se uma pequena diferença no peso calculado manualmente para o imposto ao modelo. Isso se deve ao fato de possíveis arredondamentos no cálculo manual, devida à complexidade da geometria definida para a torre. Como o valor obtido no modelo é maior, está a favor da segurança.

Após também se verificou todo o peso da estrutura metálica com os coeficientes de ponderação para cada elemento estrutural, definidos no capítulo anterior, correspondendo à soma do peso da estrutura tubular e elementos da escada e plataformas, na figura 38.

Figura 38 – Conferência do peso das estruturas tubulares e elementos industrializados com os respectivos coeficientes de ponderação, no ANSYS.

```

PRINT FY REACTION SOLUTIONS PER NODE

**** POST1 TOTAL REACTION SOLUTION LISTING ****

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 1
TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN THE GLOBAL COORDINATE SYSTEM

NODE      FY
 1      27.578
 2      13.791
 3      27.576
 4      14.470
 5      28.565
 6      14.469
 7      46.215
 8      29.866
 9      46.216
10      31.275
11      47.983
12      31.275

TOTAL VALUES
VALUE    359.28

```

(fonte: ANSYS INC, 2013)

Também foi verificado manualmente o peso imposto pela ocupação da estrutura com o resultado do modelo, na figura 39. O peso por módulo (3,36 metros) foi de 822 kg, num total de 11.373 kg com a ocupação das plataformas.

Figura 39 – Conferência do peso imposto pela ocupação no ANSYS.

```

PRINT FY REACTION SOLUTIONS PER NODE

**** POST1 TOTAL REACTION SOLUTION LISTING ****

LOAD STEP= 2 SUBSTEP= 1
TIME= 2.0000 LOAD CASE= 0

THE FOLLOWING X,Y,Z SOLUTIONS ARE IN THE GLOBAL COORDINATE SYSTEM

NODE      FY
 1      5.2898
 2      2.6519
 3      5.2884
 4      3.0540
 5      5.8626
 6      3.0534
 7      17.531
 8      11.025
 9      17.532
10      11.764
11      18.463
12      11.765

TOTAL VALUES
VALUE    113.28

```

(fonte: ANSYS INC, 2013)

Por fim, como carregamento horizontal, apresentam-se nos quadros 16 a 19 as cargas de vento calculadas na direção z do modelo da estrutura. O desenvolvimento para determinação deste carregamento encontra-se no apêndice A.

Quadro 16 – Força de arrasto nos elementos da escada e plataforma.

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m ²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	1,5	2,75	2,14
3,36	0,74	31,71	0,62	1,5	2,75	2,54
5,04	0,78	33,35	0,68	1,5	2,75	2,81
6,72	0,81	34,58	0,73	1,5	2,75	3,02
8,40	0,83	35,55	0,77	1,5	2,75	3,20
10,08	0,85	36,37	0,81	1,5	2,75	3,35
11,76	0,87	37,08	0,84	1,5	2,75	3,48
13,44	0,88	37,71	0,87	1,5	2,75	3,59
15,12	0,90	38,26	0,90	1,5	2,75	3,70
16,80	0,91	38,77	0,92	1,5	2,75	3,80
18,48	0,92	39,24	0,94	1,5	2,75	3,89
20,16	0,93	39,67	0,96	1,5	2,75	3,98
21,84	0,94	40,06	0,98	1,5	2,75	4,06
23,52	0,95	40,44	1,00	1,5	2,75	4,13
25,20	0,95	40,79	1,02	1,5	2,75	4,21

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 17 – Força de arrasto nos montantes

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m ²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,283	0,09
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,283	0,10
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,283	0,12
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,283	0,12
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,283	0,13
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,283	0,14
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,283	0,14
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,283	0,15
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,283	0,15
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,283	0,16
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,283	0,16
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,283	0,16
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,283	0,17
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,283	0,17
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,283	0,17

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 18 – Força de arrasto nos banzos

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m ²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,181	0,06
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,181	0,07
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,181	0,07
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,181	0,08
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,181	0,08
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,181	0,09
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,181	0,09
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,181	0,09
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,181	0,10
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,181	0,10
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,181	0,10
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,181	0,10
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,181	0,11
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,181	0,11
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,181	0,11

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 19 – Força de arrasto nas diagonais.

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m ²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,235	0,07
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,235	0,09
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,235	0,10
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,235	0,10
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,235	0,11
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,235	0,11
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,235	0,12
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,235	0,12
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,235	0,13
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,235	0,13
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,235	0,13
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,235	0,14
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,235	0,14
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,235	0,14
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,235	0,14

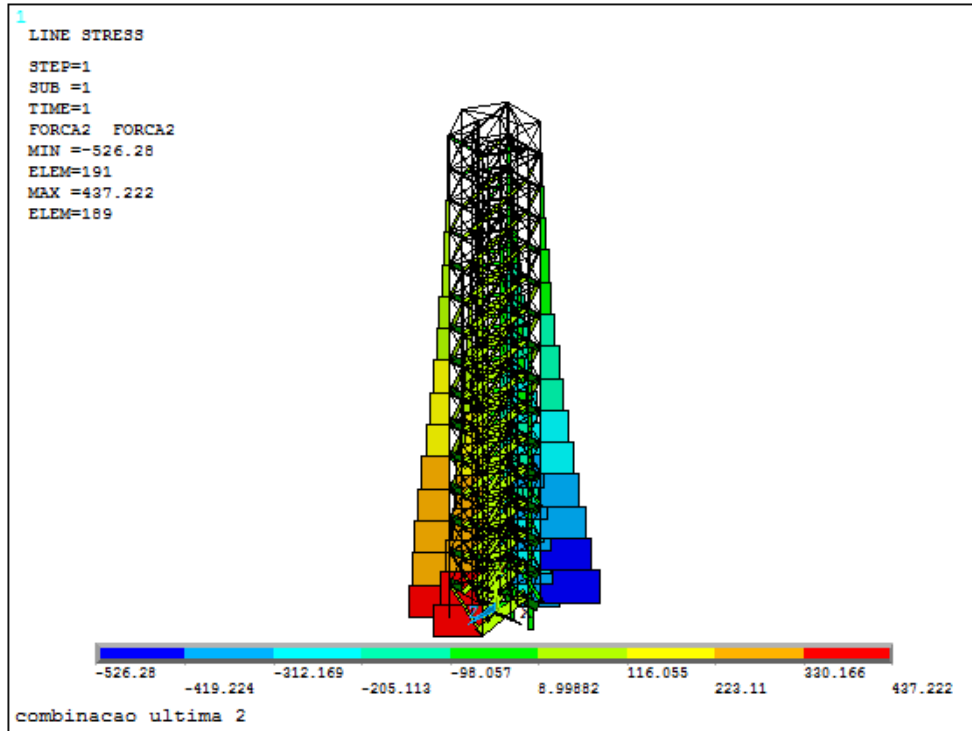
(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.4 Cálculo das Solicitações

Após estas conferências iniciais para validar os carregamentos aplicados ao modelo, fizeram-se as combinações últimas mostradas no capítulo anterior, aplicando-as no *software* ANSYS

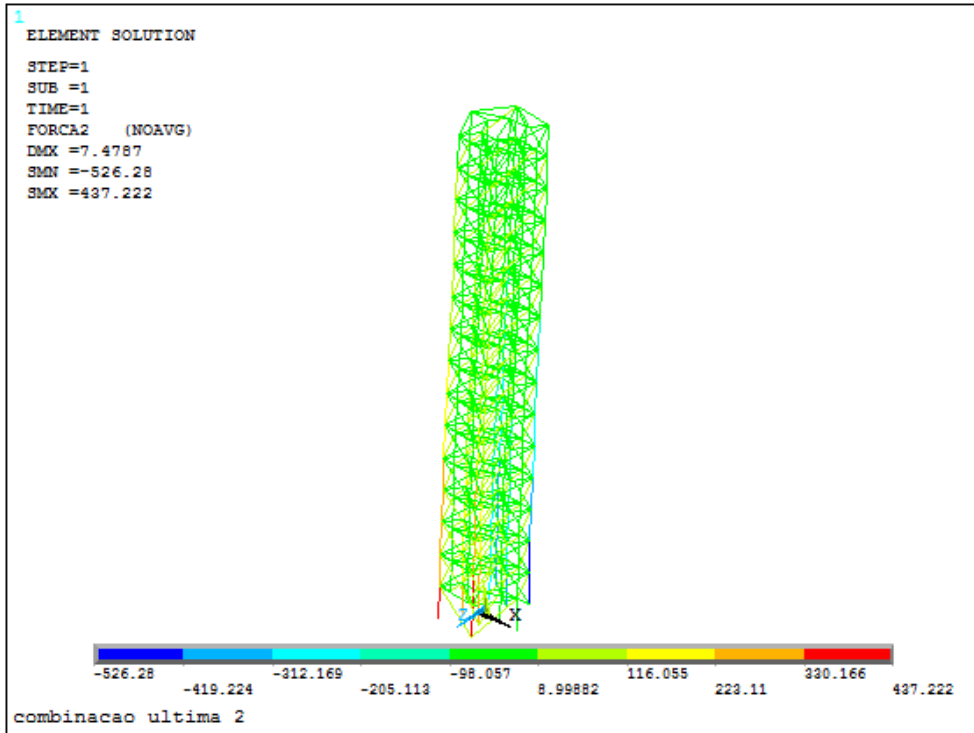
com os resultados mostrados nas figuras 40 a 45. Os resultados da análise mostrados foram selecionados de acordo com as máximas solicitações encontradas.

Figura 40 – Diagrama de esforços axiais para a combinação última 2.



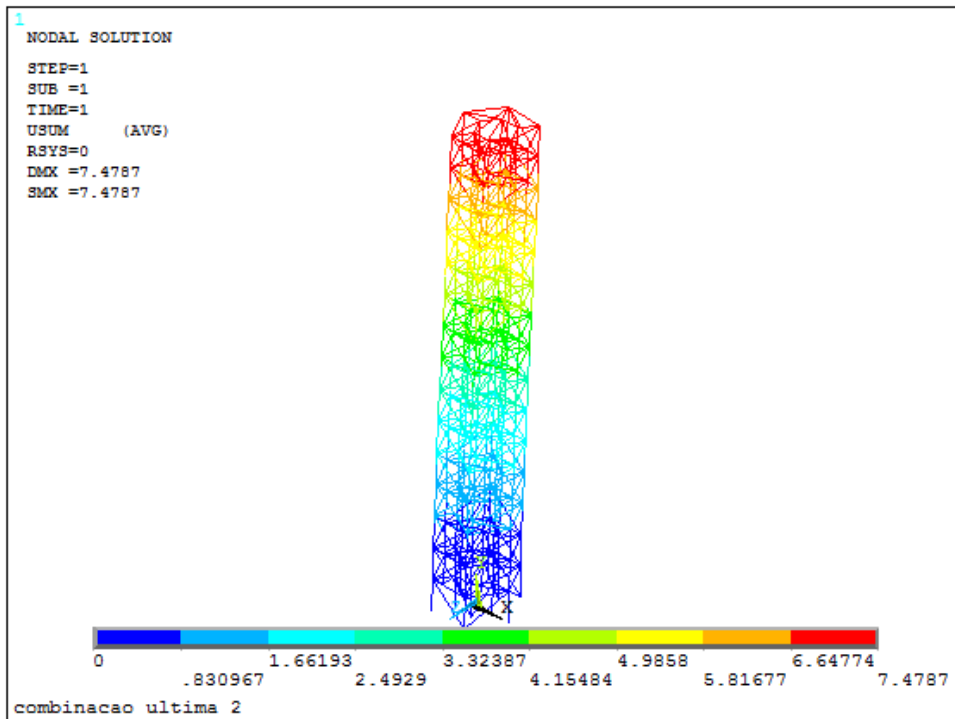
(fonte: ANSYS INC, 2013)

Figura 41 – Esforços axiais e deslocamentos máximos para a combinação última 2.



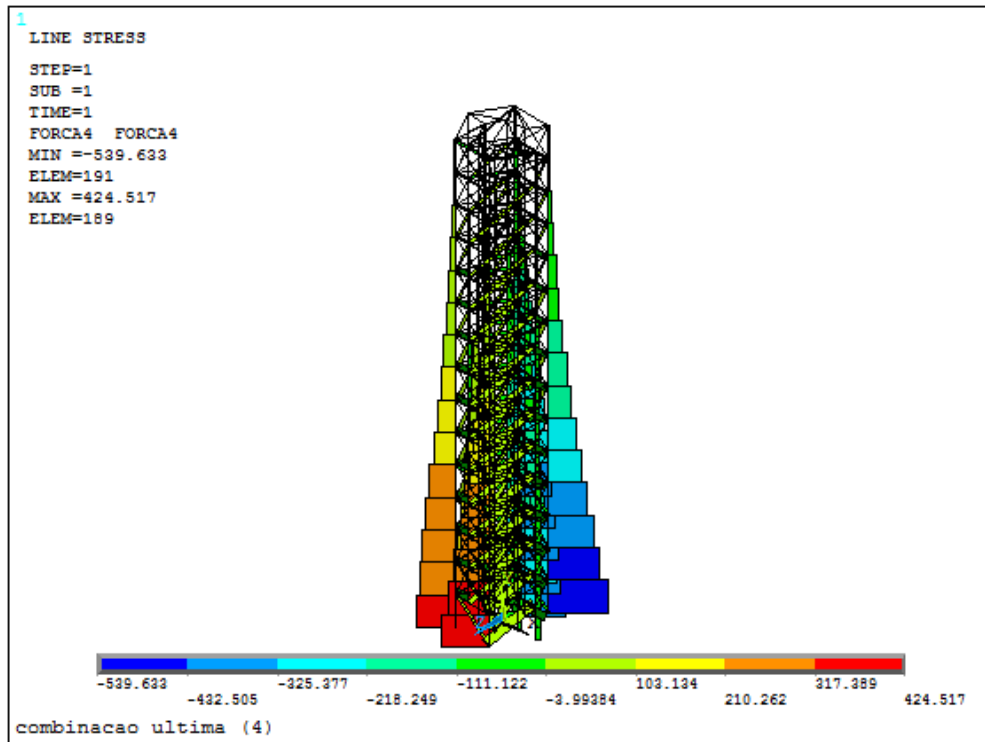
(fonte: ANSYS INC, 2013)

Figura 42 – Deslocamentos máximos para a combinação última 2.



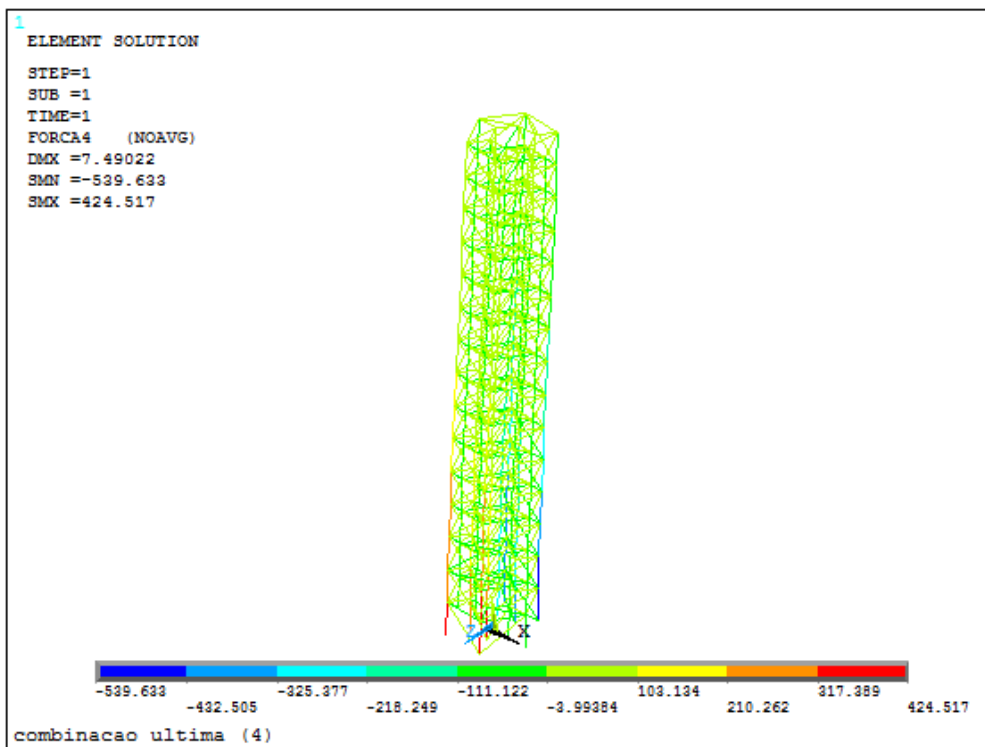
(fonte: ANSYS INC, 2013)

Figura 43 – Diagrama de esforços axiais para a combinação última 4.



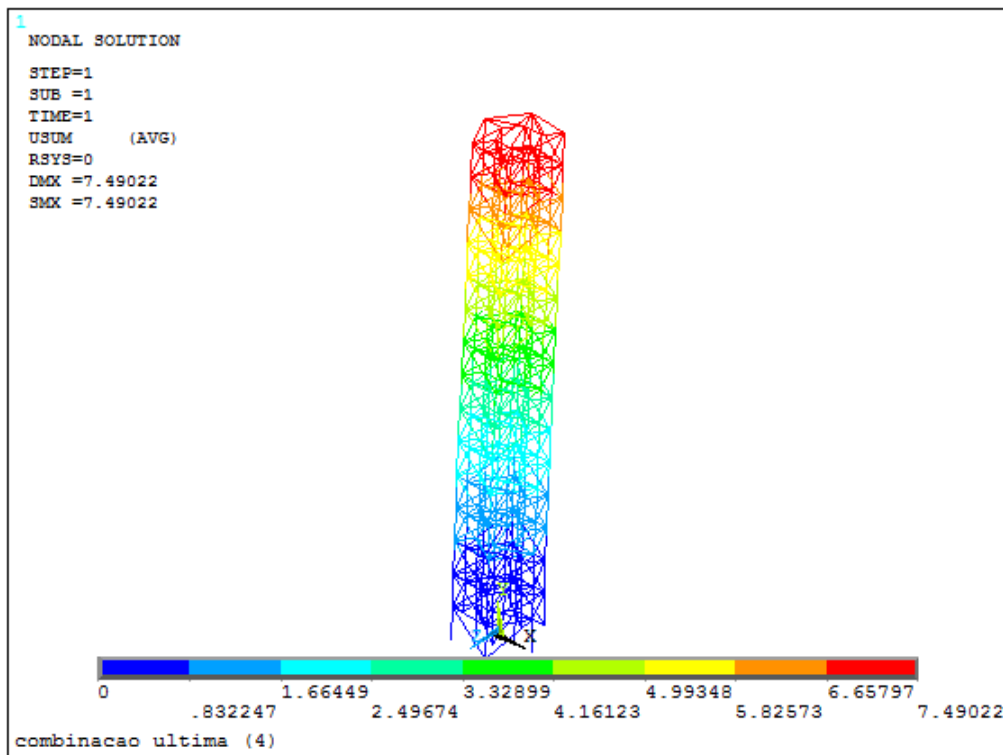
(fonte: ANSYS INC, 2013)

Figura 44 – Esforços axiais e deslocamentos máximos para a combinação última 4.



(fonte: ANSYS INC, 2013)

Figura 45 – Deslocamentos máximos para a combinação última 4.



(fonte: ANSYS INC, 2013)

Com a análise dos modelos concluídas, verificaram-se as maiores solicitações, em negrito, conforme o quadro 20 para cada elemento da estrutura. As combinações 1 e 7 não se fazem presentes por apresentarem solicitações bem inferiores às indicadas.

Quadro 20 – Solicitações máximas nas barras.

Combinação	Solicitação	Montante (kN)	Banzo (kN)	Diagonal (kN)
2	Tração	437	60	90
	Compressão	-527	-60	-80
3	Tração	221	37	49
	Compressão	-360	-36	-53
4	Tração	425	59	91
	Compressão	-560	-60	-76
5	Tração	234	36	47
	Compressão	-346	-37	-53
6	Tração	222	37	49
	Compressão	-358	-37	-52

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.5 Verificação dos estados-limites últimos

A verificação da estrutura quanto aos estados-limites últimos torna-se um pouco diferenciada, quando a formulação, do que se apresenta na NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). Porém, os estados limites-últimos permanecem os mesmos considerados nesta Norma.

6.2.5.1 Barras tracionadas

A metodologia de verificação desta Norma quanto às barras sujeitas aos esforços de tração está desenvolvida no Apêndice C. Os quadros 21 e 22 trazem as verificações para o escoamento da seção bruta e limite de esbeltez, respectivamente.

Quadro 21 – Escoamento da seção bruta.

	Ag (cm²)	γal	Aço	fy (kN/cm²)	Nt,sd (kN)	Nt,rd (kN)	Sd/Rd
Banzo	10,7	1,1	VMB 300	30	60	291,82	0,21
Diagonal	10,7	1,1	VMB 300	30	91	291,82	0,31
Montante	40,3	1,1	VMB 300	30	437	1099,09	0,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 22 – Verificação do índice de esbeltez dos elementos de barra.

Elemento	Ld (cm)	r (cm)	Ld / r ≤ 300
Banzo	204	3,00	68,0
Diagonal	264	3,00	88,0
Montante	168	5,67	29,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Com as verificações feitas para cada perfil tubular de acordo com as maiores solicitações obtidas nas barras nota-se um superdimensionamento da estrutura para a estimativa inicial da utilização destes perfis, onde a barra mais solicitada atinge somente 40 % da capacidade de carga. A alternativa seria rodar novamente as combinações últimas com perfis com menor área transversal e menor peso o que, conseqüentemente, alteraria todo peso próprio da estrutura. A capacidade de carga seria novamente calculada para o novo perfil escolhido e comparada com a solicitação obtida na análise feita com o peso deste perfil. A ruptura da seção líquida não foi verificada, pois a estrutura foi projetada para ligações soldadas, conforme explicado no capítulo referente às ligações.

6.2.5.2 Barras comprimidas

Também no apêndice C encontram-se as verificações quanto ao estado-limite último para as barras comprimidas. Os quadros 23 a 25 trazem as verificações para o escoamento da seção bruta e limite de esbeltez, respectivamente.

Quadro 23 – Verificação da flambagem global por flexão de barra.

	$N_{ex} = N_{ey}$	λ_0	χ	γ_{a1}	$N_{c,sd}$ (kN)	$N_{c,rd}$ (kN)	Sd/Rd
Banzo	563,91	0,75	0,897	1,1	60	261,76	0,23
Diagonal	214,36	1,22	0,576	1,1	80	168,09	0,48
Montante	10266,18	0,34	0,996	1,1	560	1094,69	0,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 24 – Verificação da flambagem local de barra.

	\varnothing (mm)	t (mm)	λ (d/t)	$0,11(Ea/fy)$	Q	$N_{c,sd}$ (kN)	$N_{c,rd}$ (kN)	Sd/Rd
Banzo	88,9	4,0	22,23	73,3	1,0	60	291,82	0,21
Diagonal	88,9	4,0	22,23	73,3	1,0	80	291,82	0,27
Montante	168,3	8,0	21,04	73,3	1,0	560	1099,09	0,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro 25 – Verificação do limite de esbeltez de barra.

Elemento	KL (cm)	r (cm)	$KL / r \leq 200$
Banzo	183,6	3,00	61,2
Diagonal	237,6	3,00	79,2
Montante	126	5,67	22,2

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.6 Verificação dos estados-limites últimos

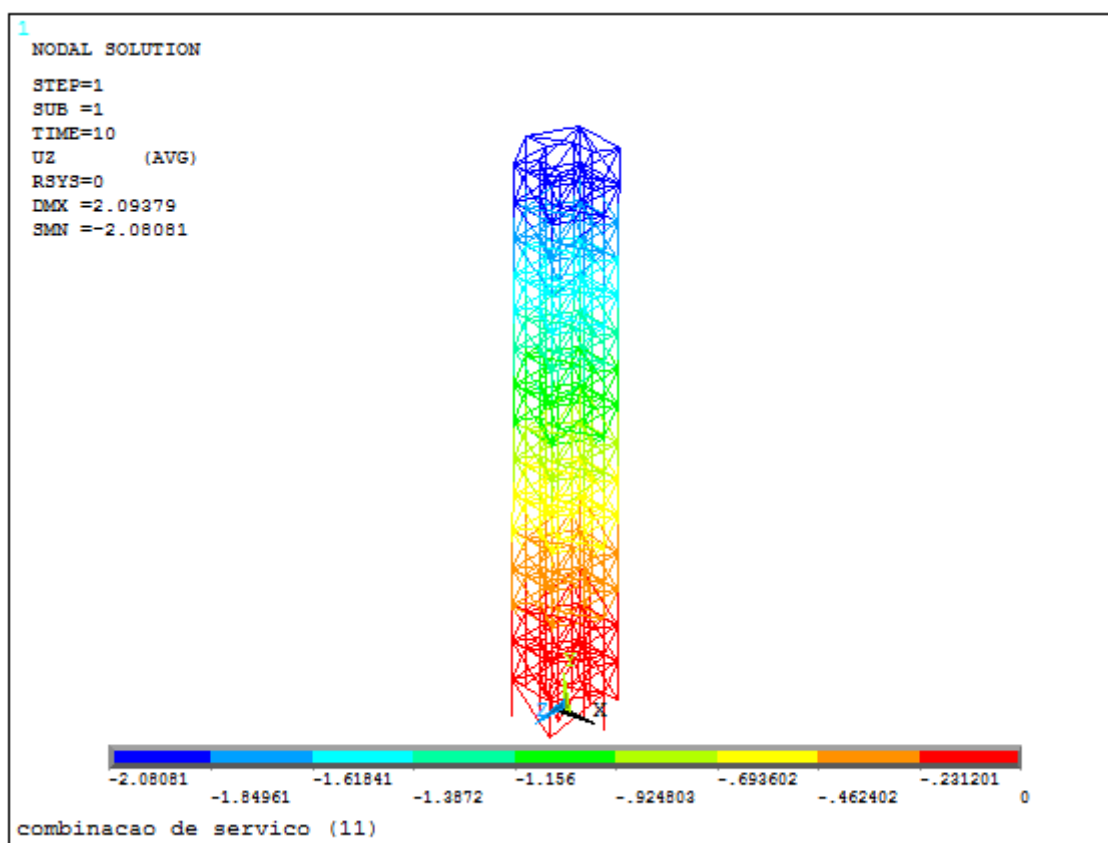
A análise deste estado-limite para estruturas com ocupação de pessoas deve ser feita através da análise não linear para obter o efeito PA . Optou-se pela utilização da análise não linear disponível no ANSYS pela complexidade da estrutura, embora a NBR 8800:2008 apresente uma solução aproximada com a obtenção de fatores de amplificação dos esforços.

A avaliação dos deslocamentos máximos sofridos pela estrutura foram determinados através da análise não linear geométrica, ou seja, foram consideradas as imperfeições geométricas do material, adicionando o carregamento em passos de carga (10 passos), para a obtenção dos resultados. A análise da imperfeição geométrica considera um deslocamento horizontal igual

a $h/333$, que deve ser adicionado à estrutura em cada pavimento. No caso da torre em questão, estes deslocamentos foram introduzidos nas posições dos banzos com h igual a 1,68 metros.

Da mesma forma que a verificação anterior, o modelo foi submetido às combinações definidas anteriormente. Com isso, chegou-se ao deslocamento máximo 2,09 centímetros no topo da estrutura para a combinação de serviço 11. A figura 46 ilustra a deformada e o deslocamento máximo obtido no eixo z , onde foi aplicada a força de vento, como exposto no apêndice A.

Figura 46 – Deslocamento máximo em z para a combinação de serviço 11.



(fonte: ANSYS INC, 2013)

Após definido o deslocamento máximo, consultou-se a tabela C1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 127) onde traz recomendações para deslocamentos em elementos estruturais. No quadro 26 os deslocamentos máximos de acordo com a Norma e no quadro 27, a verificação para o estado-limite de serviço da estrutura.

Quadro 26 – Tabela C1 da NBR 8800:2008.

Tabela C.1 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ ¹⁾
- Travessas de fechamento	$L/180$ ²⁾
	$L/120$ ^{3) 4)}
- Terças de cobertura ⁷⁾	$L/180$ ⁵⁾
	$L/120$ ⁶⁾
- Vigas de cobertura ⁷⁾	$L/250$ ⁸⁾
- Vigas de piso	$L/350$ ⁸⁾
- Vigas que suportam pilares	$L/500$ ⁸⁾
Vigas de rolamento: ¹⁰⁾	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600$ ⁹⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800$ ⁹⁾
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000$ ⁹⁾
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400$ ^{11) 12)}
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500$ ¹³⁾

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, 127)

Quadro 27 – Verificação do estado-limite de serviço.

δ_{est} (cm)	$\delta_{m\acute{a}x} = H / 400$ (cm)	$\delta_{est} / \delta_{m\acute{a}x}$
2,09	6,3	0,33

(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos podem ser considerados extremamente baixos, o que leva a uma situação favorável para o conforto dos usuários. A estrutura pode ainda ser redimensionada, juntamente com a análise dos estados-limites últimos. Ainda, para validar o redimensionamento, serão avaliadas a frequência natural e aceleração da torre.

7 ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 33) aborda no Capítulo 9 desta Norma a determinação dos efeitos dinâmicos causados pelo vento às estruturas, indicando:

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados [...] como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, [...] designadas como resposta flutuante.

[...] edificações com período fundamental superior a 1 segundo, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

A estrutura, sob efeitos dinâmicos, está sujeita a diferentes formas de deformação que se chamam formas modais. Para cada forma modal, tem-se a correspondente frequência natural. As formas modais ainda estão definidas pelo grau de liberdade da estrutura.

A distribuição de massa tem influência na determinação das frequências naturais da estrutura diminuindo-as com o aumento da massa. Considerou-se o peso permanente da estrutura para o cálculo da frequência natural fundamental que para resultou em 27.700 kg.

7.1 FREQUÊNCIAS NATURAIS

A frequência natural fundamental pode ser determinada pelo quociente de Rayleigh, através de um modelo simplificado. A teoria consiste na conservação de energia do sistema vibratório não amortecido igualando-se a energia cinética máxima à energia potencial máxima resultando na fórmula 5 (RAO, 2008, p. 253).

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n F_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2}} \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

f = frequência natural fundamental;

F_i = força nodal aplicada no nó i ;

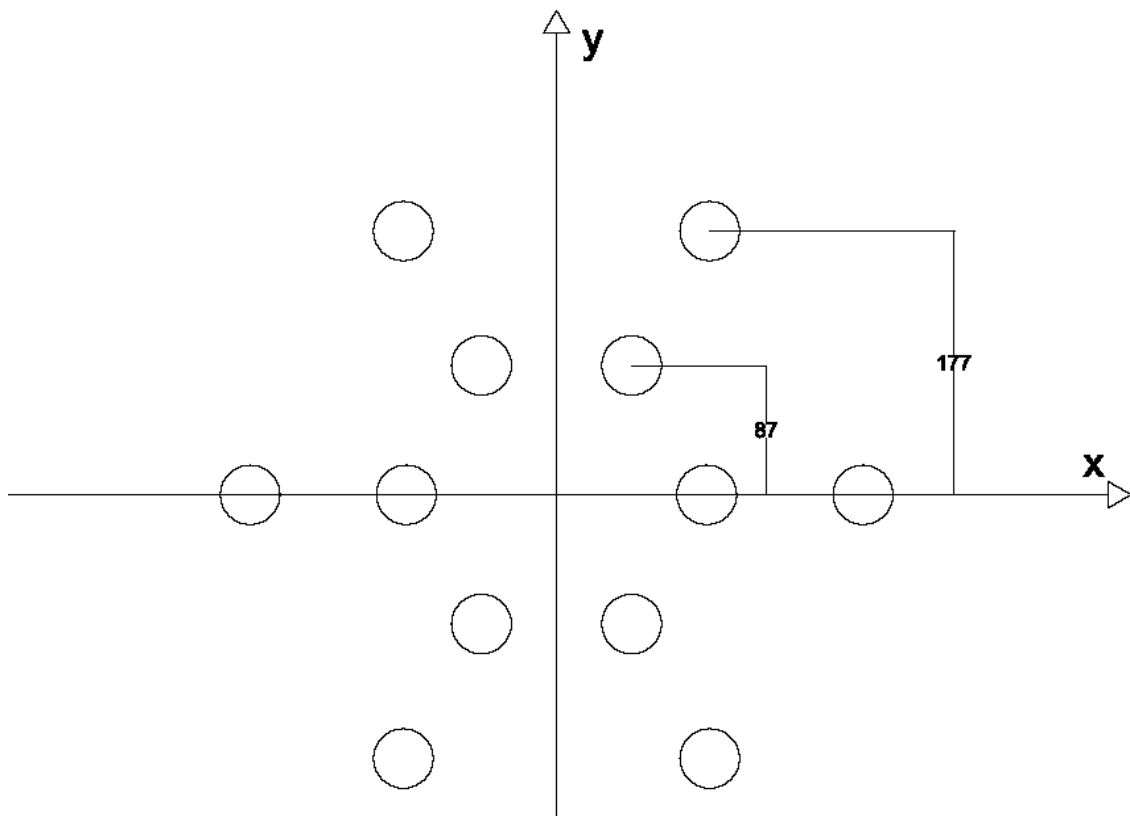
δ_i = deslocamento do nó i devido à força aplicada no nó;

m_i = massa do nó i ;

n = número de nós.

A estrutura modelada foi definida como uma barra engastada livre cuja rigidez foi obtida através do Teorema dos Eixos Paralelos (Teorema de Steiner) utilizando-se a rigidez de cada montante, conforme a figura 47 (cotas em centímetros), chegando-se a uma rigidez equivalente de $0,0625 \text{ m}^4$ para o eixo de menor inércia, que também é o eixo onde foi considerada a direção de atuação do vento. Com este valor de inércia definiu-se um perfil único de inércia equivalente.

Figura 47 – Modelo analítico para cálculo do momento de inércia equivalente.



(fonte: elaborado pelo autor)

O modelo proposto por Rayleigh apresenta resultados satisfatórios, desde que o conjunto de forças nodais represente a deformada da estrutura semelhante à forma modal (RAO, 2008, p.

253). Com isso, a estrutura foi discretizada em 15 nós com alturas de 1,68 metros e massas de 1560 kg para todos os nós e a adição de massa nas cotas das plataformas intermediária e superior, de acordo com a figura 48.

Figura 48 – Discretização da estrutura.

Força	Nó	Cota	Massa
1,0 N →	15	25,20 m	2945 kg
1,0 N →	14	23,52 m	1560 kg
1,0 N →	13	21,84 m	1560 kg
1,0 N →	12	20,16 m	1560 kg
1,0 N →	11	18,48 m	1560 kg
1,0 N →	10	16,80 m	1560 kg
1,0 N →	9	15,12 m	3712 kg
1,0 N →	8	13,44 m	1560 kg
1,0 N →	7	11,76 m	1560 kg
1,0 N →	6	10,08 m	1560 kg
1,0 N →	5	8,40 m	1560 kg
1,0 N →	4	6,72 m	1560 kg
1,0 N →	3	5,04 m	1560 kg
1,0 N →	2	3,36 m	1560 kg
1,0 N →	1	1,68 m	2328 kg

(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos devidos às cargas aplicadas nos nós discretizados foram medidos no FTOOL e com isso, calculou-se a frequência natural fundamental, no quadro 28, pelo Quociente de Rayleigh.

Quadro 28 – Frequência natural fundamental dada pelo Quociente de Rayleigh.

Software	f_1 (Hz)
FTOOL	6,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Mesmo se tratando de uma análise simplificada, nota-se uma convergência para uma frequência característica de torres de transmissão (estruturas semelhantes na concepção estrutural), como indicado na tese de doutorado de Kaminsky (2007, p. 117) em que “No caso

das três torres analisadas, as quais tem uma altura pequena, as frequências de vibração são elevadas (ao redor de 17 Hz), isto é, os períodos fundamentais são pequenos (em torno de 0,06 s)”. Nesse trabalho referenciado, as torres são de transmissão de energia elétrica e possuem altura média de 11 metros.

7.2 DESLOCAMENTO MÁXIMO

A partir da frequência natural determinada anteriormente, através do capítulo 9 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 35-56) calcula-se a resposta dinâmica da estrutura diante do vento pleno utilizando o modelo discreto apresentado na Norma. Depois de aplicado o procedimento de cálculo, considerando somente os montantes como elementos que contribuem para a rigidez da estrutura, chegou-se ao comparativo entre força estática e força dinâmica aplicada à estrutura, como mostra o quadro 29.

Quadro 29 – Comparação entre força estática e dinâmica.

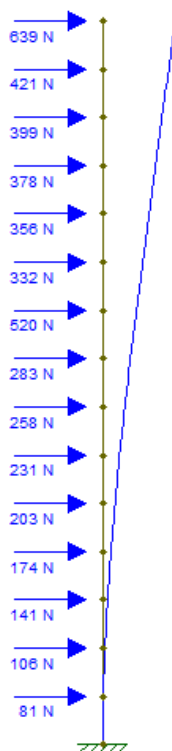
Resposta	Força total (kN)
Estática	2,54
Dinâmica	3,2

(fonte: elaborado pelo autor)

A força estática equivalente (dinâmica) mostrou um aumento de 27% em relação à força estática, e o momento fletor, um aumento de 45%. Isto mostra uma redistribuição das forças para o topo da estrutura.

Com a força dinâmica calculada, aplicou-se o carregamento na estrutura conforme a figura 49 e determinou-se o deslocamento no topo da estrutura (δ) demonstrado no quadro 30.

Figura 49 – Força estática equivalente aplicada na estrutura.



(fonte: MARTHA, 2012)

Quadro 30 – Deslocamento máximo devido à força estática equivalente.

<i>Software</i>	δ (cm)	H/500 (cm)
FTOOL	0,0107	5,04

(fonte: elaborado pelo autor)

Em comparação com o deslocamento encontrado nas combinações do estado-limite de serviço no pré-dimensionamento, obteve-se um deslocamento inferior para o efeito dinâmico da estrutura, o que mostra condizente o valor relativamente alto para a frequência natural fundamental da estrutura.

A estrutura comportou-se dentro dos deslocamentos propostos tanto pela NBR 8800 quanto pela NBR 6123.

7.3 SENSIBILIDADE HUMANA ÀS VIBRAÇÕES DEVIDAS AO VENTO

A estrutura projetada é destinada à ocupação de pessoas, o que torna fundamental à percepção de segurança transmitida aos ocupantes diante da ação do vento. Com isso, deve-se avaliar a

resposta da edificação devida a vibrações causadas pelo vento no topo da estrutura. (TARANATH, c2012, p. 233).

Para avaliar a sensibilidade à vibração, dentre as variadas grandezas utilizadas, foi medida a aceleração, como indica a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 37), que para edifícios, a aceleração máxima deve ser de 0,10 m/s² para o mesmo tempo de retorno do vento.

Com a frequência natural fundamental, a resposta dinâmica definida anteriormente e o deslocamento obtido pela parcela flutuante da força no modelo do FTOOL, calculou-se a aceleração no topo da estrutura através da fórmula 6.

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (\text{fórmula 6})$$

Em que:

A_j = aceleração da forma modal j;

F = frequência natural da forma modal j;

U = deslocamento da forma modal j.

Assim, o quadro 31 apresenta a aceleração medida no topo da estrutura de acordo com a frequência e deslocamento no topo.

Quadro 31 – Aceleração no topo da estrutura.

<i>Software</i>	<i>f₁ (Hz)</i>	<i>Deslocamento dinâmico (m)</i>	<i>Aceleração (m/s²)</i>
FTOOL	6,6	0,00107	0,002

(fonte: elaborado pelo autor)

Diante do resultado encontrado e dos limites estabelecidos pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS), a estrutura mostrou-se dentro da margem aceitável com folga, o que possibilita o redimensionamento junto às verificações do estado-limite último. Ainda assim, o cálculo utilizado para a frequência é simplificado, o que pode causar divergências nos resultados obtidos, como por exemplo, na frequência natural determinada. A metodologia da Norma foi aplicada para a estrutura, embora seja

recomendada para estruturas com frequências naturais abaixo de 1 Hz. Algumas sugestões são feitas para complementar o projeto e validar os resultados obtidos:

- a) redução da rigidez da estrutura utilizando perfiz menos robustos para economia de aço;
- b) Nova verificação da frequência natural com a rigidez obtida a partir do novo perfil empregado;
- c) Modelagem em outros softwares que ofereçam análise modal para comparação dos resultados;
- d) Análise da torre no túnel de vento para obtenção da resposta real acerca do projeto para possíveis melhorias.

8 LIGAÇÕES

Este capítulo trata das ligações entre perfis tubulares, que foram calculadas através do software de uso livre desenvolvido pela UNICAMP e V&M para perfis laminados sem costura. Assim, todas as verificações foram feitas considerando este processo de fabricação dos perfis.

Segundo Araújo et al. (2016, p. 403), as ligações:

[...] desempenham um papel importante no comportamento das estruturas, assim como em seu custo e complexidade de execução, impactando na própria viabilidade econômica do empreendimento. No primeiro caso, a escolha do tipo de ligação está relacionada às suposições feitas pelo engenheiro de estruturas durante o processo de concepção e modelagem da estrutura [...]. No segundo caso, os parâmetros são a facilidade de execução, os custos de material e mão de obra envolvidos e os recursos tecnológicos disponíveis. Portanto, não basta ao engenheiro de estruturas escolher adequadamente o sistema estrutural de uma edificação se a escolha dos tipos de ligação também não for adequada.

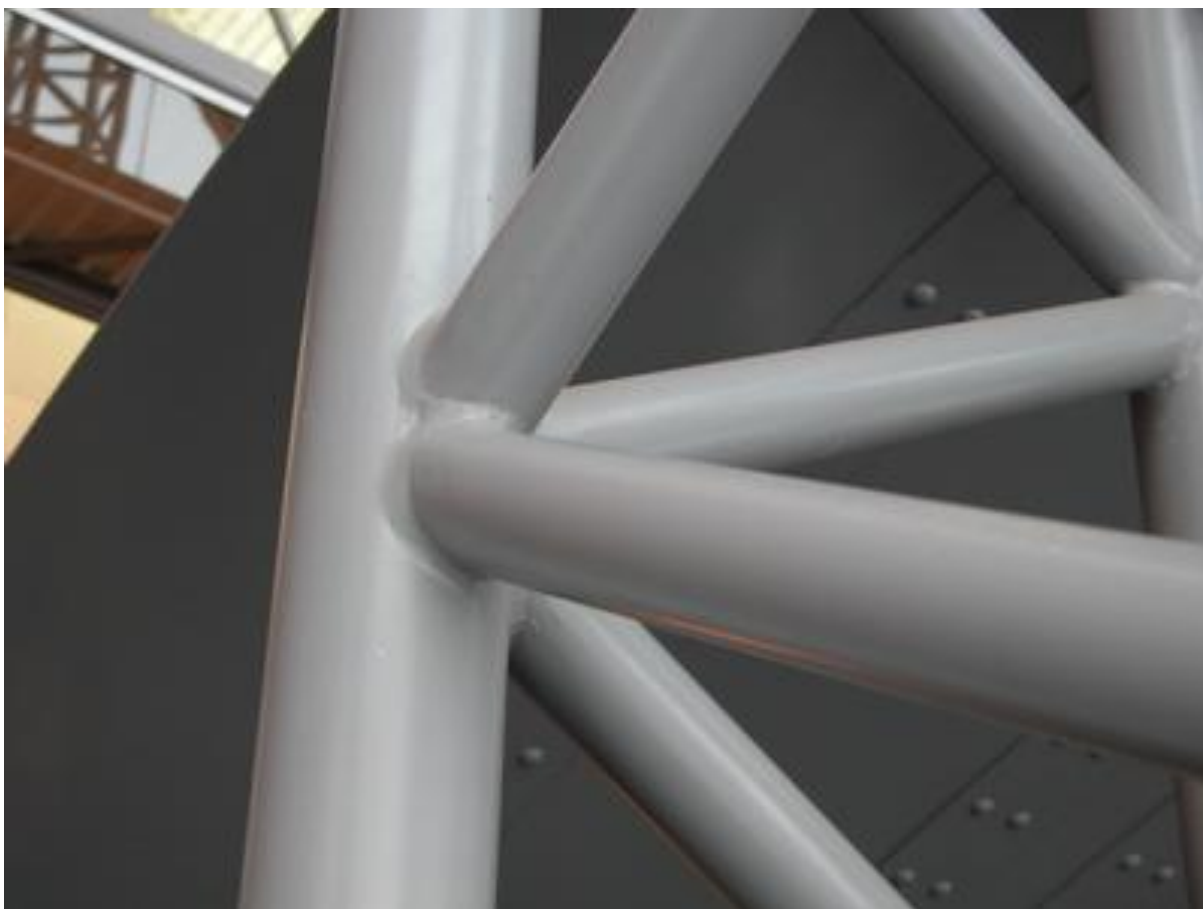
Por diversas razões, pode-se afirmar que essas incertezas são ainda maiores nas ligações, podendo-se destacar: nas ligações, as imperfeições geométricas invariavelmente presentes nas barras somam-se à falta de ajuste perfeito entre as mesmas:

- a) as tensões e deformações residuais oriundas do processo de fabricação são geralmente maiores nas ligações, como, por exemplo, as distorções nas chapas de ligação causadas pela solda, em função de suas dimensões, tipo e sequência de execução;
- b) as complexidades geométricas inerentes, tais como descontinuidades (furos, recortes, etc.), que causam concentração de tensões, e relações de dimensões, que invalidam teorias estruturais normalmente utilizadas (por exemplo, seções planas permanecem planas), são geralmente bastante superiores.

Para iniciar um modelo de uma estrutura com alto nível de complexidade, deve-se fazer uma análise simplificada para obter uma ideia da distribuição de tensões para, posteriormente, refinar o modelo de análise.

Neste projeto foi adotada a ligação direta com solda entre os perfis tubulares, como mostra a figura 50. Há ainda a ligação com chapa e parafusos, mas não será tratado este tipo de ligação no projeto.

Figura 50 – Exemplo de ligação tubular soldada.



(fonte: www.tboake.com)

8.1 LIGAÇÕES SOLDADAS – SISTEMAS TRELIÇADOS

As ligações soldadas são as mais utilizadas para unir barras de perfil tubular, especialmente em sistemas treliçados. São também utilizadas eventualmente para ligar vigas tubulares ou mesmo de seção aberta (por exemplo, de perfil I) a pilares tubulares.

As treliças que utilizam perfis tubulares podem ser formadas por diversas combinações de tubos com seção circular, quadrada e retangular, ligados diretamente por solda, geralmente em todo o perímetro, ou por meio de chapas como elementos de ligação entre as barras.

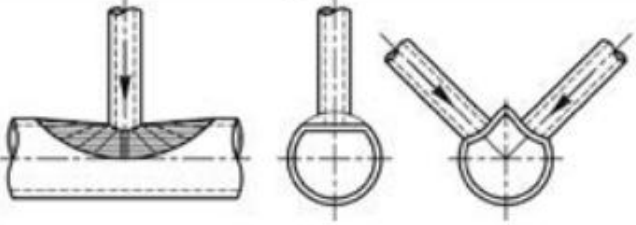
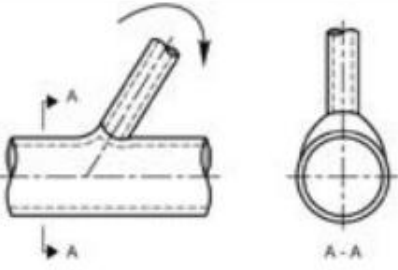
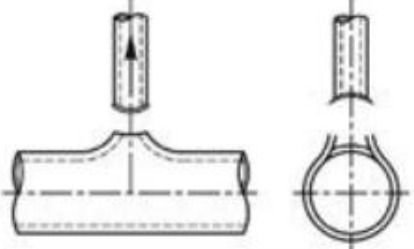
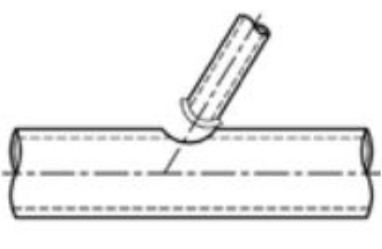
Para ligações soldadas entre barras de treliça são possíveis configurações com ou sem superposição de barras, usualmente identificadas como ligações com sobreposição (*overlap*), ou com afastamento (*gap*), respectivamente. Adicionalmente, as ligações podem resultar com ou sem excentricidade e , considerada negativa ou positiva conforme já mostrado no capítulo de estudo da Norma.

8.2 MODOS DE FALHA DE LIGAÇÕES SOLDADAS

Segundo Araújo et al. (2016, p. 409), “a capacidade resistente de ligações soldadas em sistemas treliçados com tubos é dada em função da força axial resistente de cálculo ou do momento fletor resistente de cálculo das barras ligadas aos banzos, ou seja, as diagonais ou montantes.”. Os modos de falha para ligações entre perfis tubulares estão ilustrados no quadro 32.

Quadro 32 – Modos de falha para ligações soldadas.

Tabela 5.1. Ilustração dos modos de falha para banzos tubulares de seção circular

Modo	Força Axial	Momento Fletor
A		
D		

(fonte: PROJETO DE ESTRUTURAS DE EDIFICAÇÕES COM PERFIS TUBULARES, 2016, p. 413)

Os modos de falha são explicados a seguir:

- a) Modo A - Plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto a diagonais ou montantes;
- b) Modo D - Ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes;

Os distintos modos de falha de uma ligação dependem da tipologia, das condições de carregamento e dos vários parâmetros geométricos da ligação. Dependendo do modo de falha previsto e da composição das barras concorrentes na região nodal em análise, são indicados distintos procedimentos para a verificação dos estados-limites últimos da ligação. Vale dizer

que nem todos os modos de falha apresentados devem ser, necessariamente, verificados para um determinado tipo de ligação. Alguns modos não são considerados ou por não ocorrerem ou por não serem dominantes no comportamento da ligação.

Para a validação das ligações entre perfis tubulares circulares, foram atendidas as limitações de projeto do quadro 33, conforme requisitos do item 6.2.1 da NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 25).

Quadro 33 – Limitações de projeto para ligações soldadas.

Elemento	$0,10 \leq d_i / t_i \leq 50$	$0,2 \leq d_i / d_o \leq 1,0$
Banzo	22,225	0,528
Diagonal	22,225	0,528

(fonte: elaborado pelo autor)

8.3 VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Para iniciar as verificações das ligações, seguiram-se as recomendações necessárias abordadas na NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 17) que são:

- a) os ângulos entre o banzo e as diagonais e entre montantes e diagonais adjacentes não podem ser inferiores a 30°;
- b) as extremidades dos tubos que se encontram em uma ligação devem ser preparadas de modo que a forma da seção transversal não seja modificada. Ligações com extremidades amassadas não estão previstas;
- c) em ligações com afastamento, visando a permitir soldagem adequada, a dimensão g deve ser igual ou superior à soma das espessuras das diagonais ou montantes ligados;
- d) em ligações com sobreposição, a ligação deve ter dimensão suficiente para garantir a adequada transferência dos esforços de uma barra para a outra. Para isso, a razão entre a sobreposição q e a dimensão p deve ser maior ou igual a 0,25;
- e) quando as barras sobrepostas tiverem espessuras ou resistências ao escoamento diferentes, a barra com menor produto entre essas duas grandezas deve se sobrepor à outra;


- f) quando as barras sobrepostas tiverem larguras diferentes no plano da ligação, a barra com menor largura deve se sobrepor à mais larga;
- g) para perfis de aço com resistência ao escoamento superior a 350 MPa, a resistência de cálculo deve ser dividida, ainda, por um coeficiente de ajustamento igual a 1,1, com exceção da resistência da solda;
- h) a espessura nominal da parede dos perfis tubulares não pode ser inferior a 2,5 mm.

As ligações foram definidas como do tipo *K*, pelos critérios explicados anteriormente e, após, aplicaram-se os valores das máximas solicitações de cálculo encontradas para a verificação dos estados-limites últimos das barras. Para simplificação da verificação, os valores máximos para as situações de banzo comprimido e diagonal tracionada, figura 51, e banzo comprimido e diagonal tracionada, figura 56 foram tomadas como caso extremo de forças nas ligações, porém, o procedimento exato, deveria ser feito analisando barra por barra em cada situação de combinação. Fica recomendado para o projeto mais elaborado este tipo de análise.

Figura 51 – Interface do programa com o banzo comprimido e a diagonal tracionada.

Ligação Tubular K - Segundo NBR TUBOS

Banzo

Circular Retangular Tubos 

Diâmetro d_0 (mm) =

Espessura t_0 (mm) =

N_{0p} (kN) =


N_0 (kN) =

M_{0p} (kN.m) =

M_0 (kN.m) =

f_{y0} (MPa) =

Diagonal 1 (ou Sobreponente)

Circular Retangular Tubos 

Diâmetro d_1 (mm) =


Espessura t_1 (mm) =

N_1 (kN) =

θ_1 =

f_{y1} (MPa) =

Diagonal 2 (ou Sobreposta)

Circular Retangular Tubos 

Diâmetro d_2 (mm) =

Espessura t_2 (mm) =

N_2 (kN) =

θ_2 =

f_{y2} (MPa) =

Solda

f_w (MPa) =

Multiplanar

Ligação Multiplanar KK

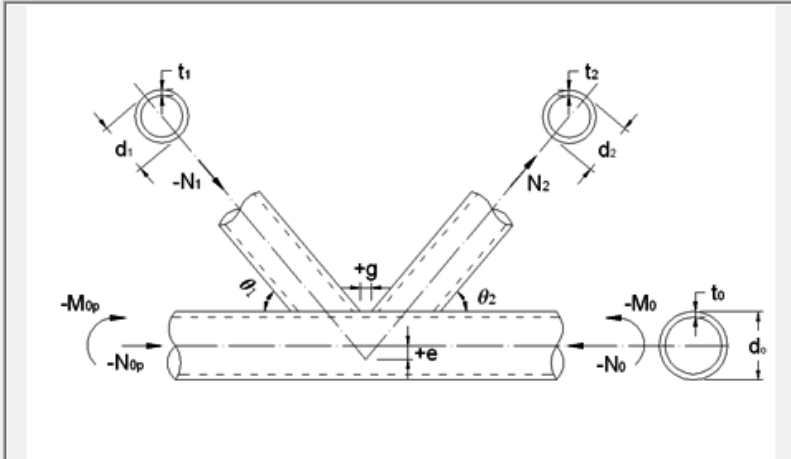
Posição das Diagonais

Distância entre barras

Excentricidade

e (mm) =

Utilizar Chapa de Ligação



(fonte: elaborado pelo autor)

O primeiro passo foi inserir os dados no programa. Nota-se que não existe momento fletor por conta do dimensionamento feito por treliça. A figura 52 detalha os dados de entrada para a configuração de solicitações mostrada acima.

A solda fica verificada pelo item 6.5.1 da NBR 16236 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 24) e o resultado está na figura 54.

Figura 54 – Verificação da solda.

Altura de Solda (hs):

(Solda de Filete - NBR8800/2008)

Menor espessura do metal-base (tmín):

$$t_{\text{mín}} = 4.00 \text{ mm}$$

Perna de Solda (dw):

$$t_{\text{mín}} \leq 6.35 \text{ mm} \rightarrow d_{\text{w mín}} = 3.00 \text{ mm}$$

$$\rightarrow d_{\text{w máx}} = t_{\text{mín}} \rightarrow d_{\text{w máx}} = 4.00 \text{ mm}$$

$$d_{\text{w mín}} \leq dw \leq d_{\text{w máx}}$$

$$3.00 \leq dw \leq 4.00$$

$$\rightarrow dw = 4.00 \text{ mm}$$

$$h_s = (dw \cdot 2^{(1/2)}) / 2$$

$$= (4.00 \cdot 2^{(1/2)}) / 2$$

$$= 2.83 \text{ mm}$$

$$\text{Adota-se} \rightarrow h_s = 3.00 \text{ mm}$$

(fonte: elaborado pelo autor)

As excentricidades são verificadas para definir se deverão ser considerados os momentos fletores secundários, conforme capítulo de estudo da Norma. A verificação apresenta-se na figura 55.

Figura 55 – Verificação da posição das diagonais.

Verificação da Posição das Diagonais:

Distância entre as barras :

$$g = (e + d_0/2) * (\text{sen}(Tet1 + Tet2) / (\text{sen}(Tet1) * \text{sen}(Tet2))) - (d_1 / (2 * \text{sen}(Tet1))) - (d_2 / (2 * \text{sen}(Tet2)))$$

$$g = (0.00 + 168.30/2) * (\text{sen}(90 + 31) / (\text{sen}(90) * \text{sen}(31))) - (88.90 / (2 * \text{sen}(90))) - (88.90 / (2 * \text{sen}(31)))$$

$$g = 9.29 \text{ mm}$$

Limites para a excentricidade:

$$-0.55 \leq e/d_0 \leq 0.25$$

$$-0.55 \leq 0.00 \leq 0.25$$

Excentricidade Ok!

(fonte: elaborado pelo autor)

São verificados os requisitos geométricos para validar a ligação pelo tipo definido pelo projetista, conforme figura 56.

Figura 56 – Verificação da ligação K.

Verificação dos Requisitos da Ligação K:

$$\text{Teta1} \geq 30^\circ \rightarrow 90.0 \geq 30^\circ \rightarrow \text{Ok!}$$

$$\text{Teta2} \geq 30^\circ \rightarrow 31.0 \geq 30^\circ \rightarrow \text{Ok!}$$

$$t0 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow 8.00 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

$$t1 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow 4.00 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

$$t2 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow 4.00 \geq 2,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Ok!}$$

Requisitos da Ligação K Ok!

Verificação dos Requisitos da Ligação K Afastada:

$$|g| \geq t1 + t2 \rightarrow 9.29 \geq 8.00 \rightarrow \text{Ok!}$$

Requisitos da Ligação K Afastada Ok!

Verificação dos Requisitos da Ligação K Circular:

$$0,2 \leq d1/d0 \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,53 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!}$$

$$0,2 \leq d2/d0 \leq 1,0 \rightarrow 0,2 \leq 0,53 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!}$$

$$10 \leq d0/t0 \leq 50 \rightarrow 10 \leq 21,0 \leq 50 \rightarrow \text{Ok!}$$

$$10 \leq d1/t1 \leq 50 \rightarrow 10 \leq 22,2 \leq 50 \rightarrow \text{Ok!}$$

$$10 \leq d2/t2 \leq 50 \rightarrow 10 \leq 22,2 \leq 50 \rightarrow \text{Ok!}$$

Requisitos da Ligação K Circular Ok!

Parâmetros da Ligação K Afastada Circular:

$$\text{Gama} = d0 / (2 * t0) = 168.30 / (2 * 8.00) = 10.52$$

$$\text{Beta} = (d1 + d2) / (2 * d0) = (88.90 + 88.90) / (2 * 168.30) = 0.528$$

$$\begin{aligned} K_g &= \text{Gama}^{0,2} * (1 + (0,024 * \text{Gama}^{1,2}) / (1 + \exp(((0,5 * g) / t0) - 1,33))) \\ &= 10.52^{0,2} * (1 + (0,024 * 10.52^{1,2}) / (1 + \exp(((0,5 * 9.29) / 8.00) - 1,33))) \\ &= 2.040 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_p &= 1 + (0,3 * n_p) - (0,3 * n_p^2) \\ &= 1 + (0,3 * -0.46) - (0,3 * -0.46^2) \\ &= 0.797 \end{aligned}$$

(fonte: elaborado pelo autor)

Na sequência de cálculo, o modo de falha é verificado conforme figuras 57 e 58.

Figura 57 – Verificação dos modos de falha.

Modos de Falha referentes às Ligações Tubulares do Tipo K entre perfis Circulares:

Modo A → Plastificação da face ou de toda a seção transversal do banzo, junto a diagonais ou montantes.

Modo D → Ruptura por punção da parede do banzo na área de contato com diagonais ou montantes.

Resistência quanto ao Modo de Falha A (Plastificação do Banzo):

Diagonal 1:

$$\begin{aligned} N1RdA &= ((Kg * Kp * fy0 * t0^2) / \text{sen}(Tet1)) * ((1,98 + 11,22 * (d1/d0)) / \text{GamaA1}) \\ &= ((2,040 * 0,797 * 0,300 * 8,00^2) / \text{sen}(90,0)) * ((1,98 + 11,22 * (88,90/168,30)) / 1,1) \\ &= 224,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diagonal 2:

$$\begin{aligned} N2RdA &= ((Kg * Kp * fy0 * t0^2) / \text{sen}(Tet2)) * ((1,98 + 11,22 * (d2/d0)) / \text{GamaA1}) \\ &= ((2,040 * 0,797 * 0,300 * 8,00^2) / \text{sen}(31,0)) * ((1,98 + 11,22 * (88,90/168,30)) / 1,1) \\ &= 435,52 \text{ kN} \end{aligned}$$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 58 – Verificação dos modos de falha (continuação).

Resistência quanto ao Modo de Falha D (Ruptura do Banzo):

Diagonal 1:

$$\begin{aligned} d1 &\leq d0 - 2 * t0 \\ 88,9 &\leq 168,3 - 2 * 8,0 \\ 88,9 &\leq 152,3 \end{aligned}$$

→ Condição Ok! Necessária a verificação para a Diagonal 1!

$$\begin{aligned} N1RdD &= ((0,66 * fy0 * t0 * Pi * d1) * ((1 + \text{Sin}(Tet1)) / (2 * (\text{Sin}(Tet1))^2))) / \text{GamaA1} \\ &= ((0,66 * 0,30 * 8,0 * Pi * 88,9) * ((1 + \text{Sin}(90,0)) / (2 * (\text{Sin}(90,0))^2))) / 1,1 \\ &= 402,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diagonal 2:

$$\begin{aligned} d2 &\leq d0 - 2 * t0 \\ 88,9 &\leq 168,3 - 2 * 8,0 \\ 88,9 &\leq 152,3 \end{aligned}$$

→ Condição Ok! Necessária a verificação para a Diagonal 2!

$$\begin{aligned} N2RdD &= ((0,66 * fy0 * t0 * Pi * d2) * ((1 + \text{Sin}(Tet2)) / (2 * (\text{Sin}(Tet2))^2))) / \text{GamaA1} \\ &= ((0,66 * 0,30 * 8,0 * Pi * 88,9) * ((1 + \text{Sin}(31,0)) / (2 * (\text{Sin}(31,0))^2))) / 1,1 \\ &= 1148,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

Diagonal 1:

Força axial atuante = -60,00 kN (Compressão)
Resistência quanto à plastificação do banzo = 224,31 kN
Resistência quanto à ruptura por punção do banzo = 402,17 kN
Aproveitamento = 0,27 < 1 Ok!

Diagonal 2:

Força axial atuante = 90,00 kN (Tração)
Resistência quanto à plastificação do banzo = 435,52 kN
Resistência quanto à ruptura por punção do banzo = 1148,49 kN
Aproveitamento = 0,21 < 1 Ok!

(fonte: elaborado pelo autor)

9 PROTEÇÃO CONTRA DESCARGAS ATMOSFÉRICAS

Em complemento ao projeto, entende-se a necessidade de um sistema de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA) por ser uma estrutura metálica com altura de 25 metros cercada por árvores de mesma altura. A NBR 5419 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 21) define o uso do SPDA para os seguintes exemplos de caso:

- a) locais de grande afluência de público;
- b) locais que prestam serviços públicos essenciais;
- c) áreas com alta densidade de descargas atmosféricas;
- d) estruturas isoladas, ou com altura superior a 25 metros;
- e) estruturas de valor histórico ou cultural.

A estrutura pode ser enquadrada numa construção isolada e altura superior a 25 metros havendo a necessidade de instalação de para-raios, porém, não serão executados cálculos necessários para o dimensionamento do sistema de proteção. Este capítulo tem por objetivo apenas trazer uma ideia de possível solução para o SPDA com base em prescrições normativas pertinentes.

9.1 RISCO DE EXPOSIÇÃO

Para definir a probabilidade de a estrutura ser atingida por um raio em um ano, deve-se determinar a densidade de descargas atmosféricas para a terra pela área de exposição equivalente da estrutura, de acordo com NBR 5419 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 21). A equação que estima a densidade de descargas atmosféricas à terra (N_g) é dada pela fórmula 7.

$$N_g = 0,04T_d^{1,25} \text{ [por km}^2\text{/ano]} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

T_d = número de dias de trovoadas por ano.

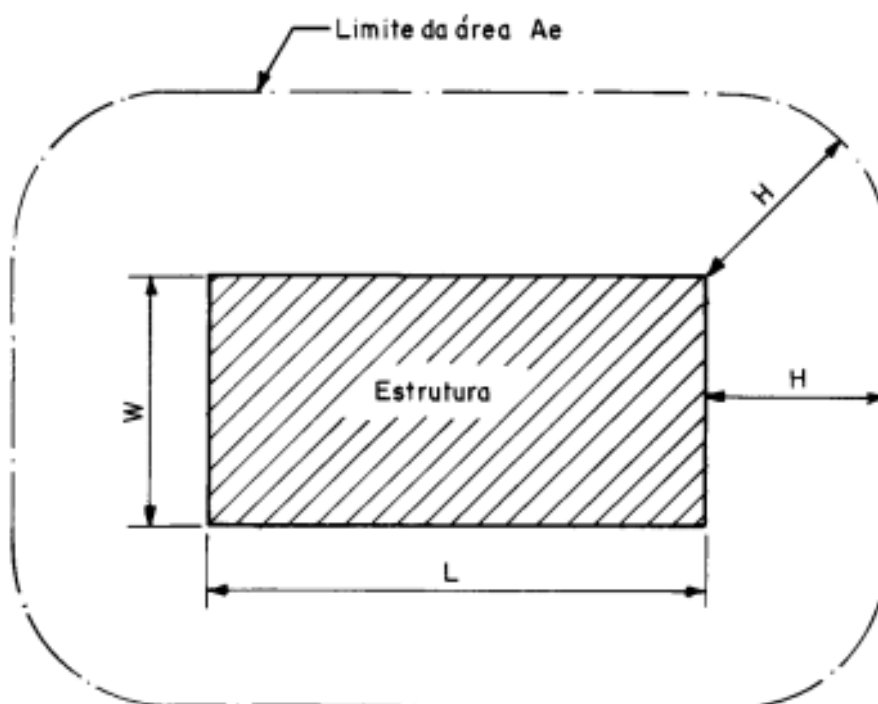
O valor de T_d é obtido através do mapa Isocerânico, conforme figura 59.

Figura 59 – Mapa de curvas Isocerânicas do Brasil.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 22)

Ainda, deve-se determinar a área de exposição equivalente (A_e) do plano da estrutura prolongada em todas as direções, de modo a levar em conta sua altura. Os limites da área de exposição equivalente estão afastados do perímetro da estrutura por uma distância correspondente à altura (H) da estrutura, conforme figura 60.

Figura 60 – Área de exposição equivalente A_e .

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 23)

Com a área equivalente e a densidade de descargas, chega-se na frequência média previsível N_d de descargas atmosféricas sobre a estrutura, conforme a fórmula 8.

$$N_d = N_g A_e 10^{-6} \quad (\text{fórmula 8})$$

Depois de determinado o valor do número provável de raios que atingem a estrutura anualmente (N_d), aplicam-se fatores de ponderação indicados nas tabelas B.1 a B.5 da NBR 5419 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, P. 24-25) para comparação com a frequência admissível de danos indicada a seguir:

- se $N_d \geq 10^{-3}$, a estrutura requer um SPDA;
- se $10^{-3} > N_d > 10^{-5}$, a conveniência de um SPDA deve ser decidida por acordo entre projetista e usuário;
- se $N_d \leq 10^{-5}$, a estrutura dispensa um SPDA.

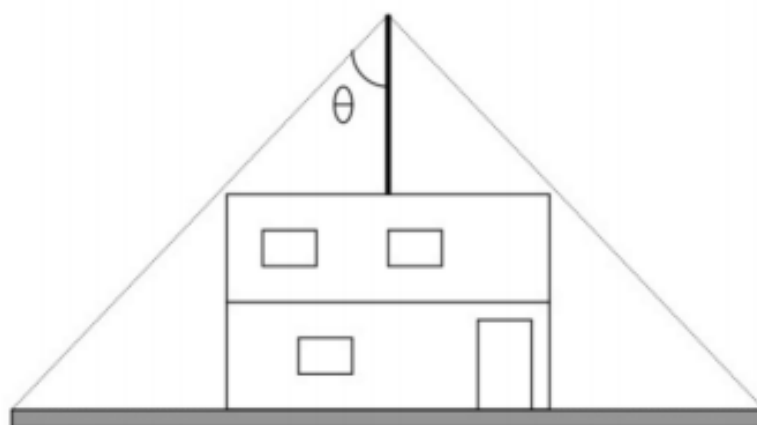
9.2 MODELO DE PARA-RAIOS UTILIZADO

Para a solução da proteção contra descargas atmosféricas, pela estrutura ser metálica e de altura considerável, definiu-se o para-raios tipo Franklin que consiste em hastes chamadas de captadores fixadas no topo da estrutura. Uma haste vertical é elevada no topo da estrutura para que quando a estrutura estiver sob uma nuvem carregada, ocorrerá a produção de cargas elétricas e um campo magnético intenso tomando o ar como condutor entre a haste e a nuvem. A este método dá-se o nome de princípio das pontas.

Além do captor no ponto mais alto da estrutura, também como parte do sistema de aterramento, deve-se prever um condutor de descida que transportará a descarga elétrica da ponta da haste até o solo.

A altura do para-raios tipo Franklin deve ser dimensionada pelo método do ângulo de proteção que determina que as descargas atmosféricas que possam atingir a estrutura dentro do cone de proteção, sejam desviadas para o SPDA e conduzidas até o solo. A altura mínima da haste Franklin deve ser capaz de manter a estrutura dentro do volume de proteção do cone regular obtido pelo ângulo de proteção, conforme ilustrado na figura 61.

Figura 61 – Volume de proteção com haste Franklin.



(fonte: KINDERMANN, 1997)

O sistema de proteção contra descargas atmosféricas deve ser dimensionado e executado corretamente para que as tensões ao longo do sistema mantenham-se dentro dos limites aceitáveis para manter a segurança da edificação e seus ocupantes.

Para efeitos de conhecimento e noção de materiais utilizados, a figura 62 apresenta as tabelas 3, 4 e 5 da NBR 5419 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 9).

Figura 62 – Dimensões mínimas para materiais componentes do SPDA.

Tabela 3 - Seções mínimas dos materiais do SPDA

Material	Captor e anéis intermediários mm ²	Descidas (para estruturas de altura até 20 m) mm ²	Descidas (para estruturas de altura superior a 20 m) mm ²	Eletrodo de aterramento mm ²
Cobre	35	16	35	50
Alumínio	70	25	70	-
Aço galvanizado a quente ou embutido em concreto	50	50	50	80

Tabela 4 - Espessuras mínimas dos componentes do SPDA

Dimensões em milímetros

Material	Captadores			Descidas	Aterramento
	NPQ	NPF	PPF		
Aço galvanizado a quente	4	2,5	0,5	0,5	4
Cobre	5	2,5	0,5	0,5	0,5
Alumínio	7	2,5	0,5	0,5	--
Aço Inox	4	2,5	0,5	0,5	5

NPQ - não gera ponto quente;
NPF - não perfura;
PPF - pode perfurar.

Tabela 5 - Materiais do SPDA e condições de aplicação

Material	Aplicação				Corrosão		
	Ao ar livre	Enterrado	Embutido no concreto	Embutido no reboco	Resistência	Risco agravado	Eletrolítica
Cobre	Maciço, encordoado ou como revestimento de haste de aço		-	Maciço ou encordoado	A mais substâncias	Cloretos altamente concentrados; compostos sulfúricos; materiais orgânicos	-
Aço de construção comum ou galvanizado a quente	Maciço ou encordoado	Maciço ou encordoado	Maciço ou encordoado	-	Boa, mesmo em solos ácidos	-	Com o cobre
Aço inoxidável	Maciço ou encordoado	Maciço ou encordoado	-	Maciço ou encordoado	A muitas substâncias	Água com cloretos dissolvidos	-
Alumínio	Maciço ou encordoado	-	-	-	-	Agentes básicos	Com o cobre
Chumbo	Como revestimento		-	-	Altas concentrações de sulfatos	Solos ácidos	-

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001, p. 9-12)

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O emprego de perfis tubulares circulares, juntamente com o modelo de lançamento da estrutura mostrou-se satisfatório para a primeira análise. A estrutura demonstrou perfeita adequação aos critérios normativos consultados para projeto.

O consumo de aço para cada módulo da estrutura foi de 3.090 kg, dos quais, 66% correspondem ao peso dos tubos que são os elementos estruturais da torre. No total, considerando o peso extra nos módulos intermediário e superior, devido aos pesos adicionados pelas plataformas, a estrutura resultou num total de 27.700 kg.

Determinado o sistema estrutural treliçado, apesar do baixo valor da frequência natural obtido de forma aproximada analiticamente, os deslocamentos obtidos foram baixos, o que torna a estrutura superdimensionada.

Considerando este projeto como básico, sugere-se o correto dimensionamento pelo processo iterativo para otimizar a estrutura, sempre aliado com a análise das frequências que pode ser determinante para o bom uso da torre utilizando, inclusive, diferentes tipos de sistemas treliçados para posterior comparação. Também, pode-se considerar a possibilidade de modelagem da estrutura como um pórtico.

Ainda, considera-se a possibilidade de avaliar a fadiga da estrutura com base em dados históricos de velocidade do vento, variação da temperatura e uma estimativa para ciclos de ocupação. De posse destes dados, buscam-se recomendações normativas para a melhor estimativa da ocorrência da fadiga estrutural, bem como, poder definir a vida útil com mais exatidão e até prolonga-la, viabilizando o investimento que retornará não somente no custo da obra, mas na preservação ambiental da reserva.

11 REFERÊNCIAS

ANSYS INC. **ANSYS Mechanical ADPL** – release 15.0. Canonsburg. USA, 2013.

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

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

_____. **NBR 14762**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 16239**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 6355**: perfis estruturais de aço formados a frio - padronização. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 5419**: proteção de estruturas contra descargas atmosféricas. Rio de Janeiro, 2001.

ARAÚJO, H. M. et al. **Projeto de estruturas de edificações com perfis tubulares de aço**. Ed. do Autor. Belo Horizonte: Rona Editora LTDA, 2016.

BARROS JR., O.; HELLMEISTER, J. C. **Industrialização de estruturas de madeira para cobertura**. 3. ed. São Paulo: Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1989.

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

KAMINSKY Jr., J. **Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão**. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2007, p. 117

KINDERMANN, G. **Descargas atmosféricas**. 2. ed. Porto Alegre: Sagra-DC Lazzutti Editores, 1997.

MARTHA, L. F. **Ftool**: um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas. Versão 3.00 2012. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. Software disponível em <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>>. Acesso em: 22 maio 2017.

QUEIROZ, G. **Elementos das estruturas de aço**. 2. ed. Belo Horizonte, c1988.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009 (reimpressão 2012).

_____. **Estruturas de madeira**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

RAO, S. S. **Vibrações mecânicas**. 4. ed. São Paulo: Pearson, 2008.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Roca Raton, USA: CRC, c2012.

_____. **Structural analysis and design of tall buildings**: steel and composite construction. Roca Raton, USA: CRC, c2012.

APÊNDICE A – Forças devidas ao vento

Pelos procedimentos descritos na NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5), a força que atua em uma estrutura é determinada pela fórmula AP-A1:

$$F = C q A \quad (\text{fórmula AP-A1})$$

Sendo:

F = força de arrasto;

C = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento;

A = área de influência do vento.

A pressão dinâmica do vento é calculada pela fórmula AP-A2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{fórmula AP-A2})$$

Sendo:

q = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento é calculada pela fórmula AP-A3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula AP-A3})$$

Sendo:

V_k = velocidade característica do vento;

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

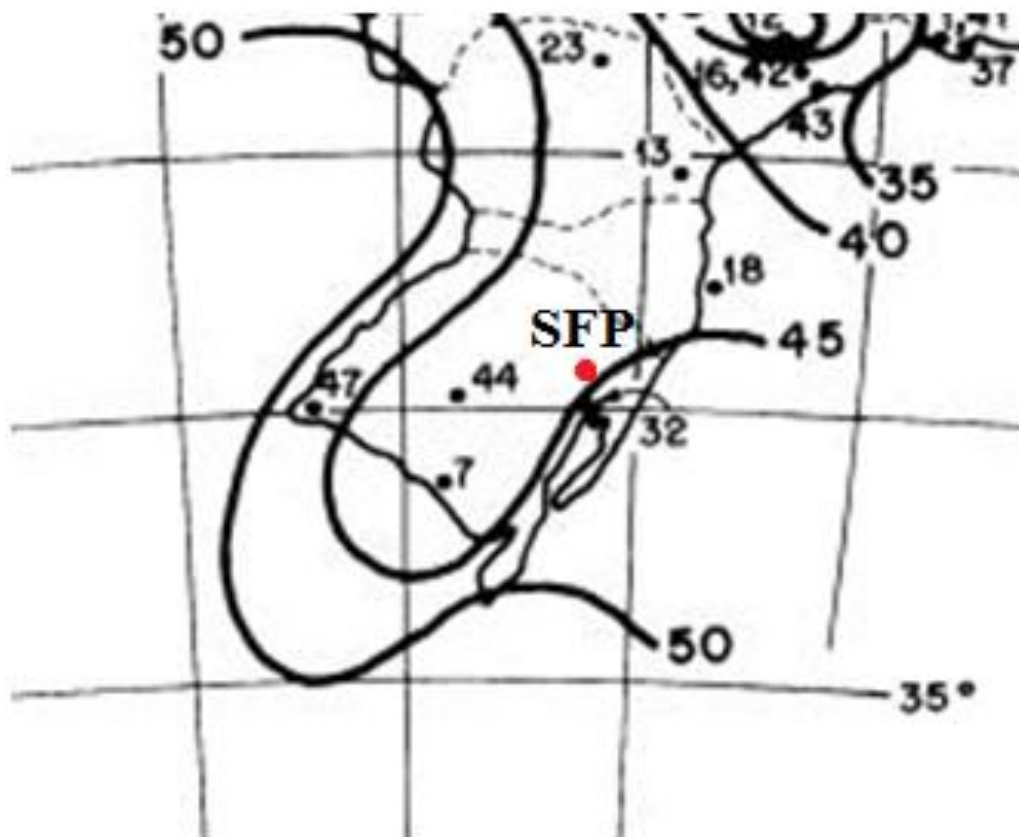
S_2 = fator dependente da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator probabilístico;

Velocidade básica do vento

Para o início do cálculo das cargas de vento atuantes na estrutura, é necessário determinar a velocidade básica do vento para a região onde será construída a torre, que a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6) define como “[...] a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.”. Através do mapa de isopletas, proposto pela Norma, mostrado na figura AP-A1, é possível estimar a velocidade 45 m/s para a região de São Francisco de Paula, referenciada com localização aproximada gráfico das isopletas.

Figura AP-A1 – Gráfico das Isopletas.



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

Neste ponto é importante observar que esta velocidade corresponde a 162 km/h e que, através de acontecimentos recentes, apesar de não ter nenhum dado real, acredita-se que a região tenha sofrido rajadas de 140 km/h¹ (sem medições comprovadas) com período de recorrência inferior a 10 anos.

Fatores para determinação da velocidade característica

Os fatores que definem a velocidade característica são explicados e determinados, para a estrutura desejada, nos subtítulos que seguem.

Fator topográfico S_1

Fator definido de acordo com as variações do terreno. Considerou-se que a estrutura está localizada em terreno plano ou na parte inferior de morros, assim, o fator S_1 é igual a um.

Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno S_2

O fator S_2 está ligado à rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno. Este fator tem como característica a variação conforme a altura da estrutura sobre o terreno, dada pela fórmula AP-A4:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{fórmula AP-A4})$$

¹ <http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2017/03/reconstrucao-de-sao-francisco-de-paula-vai-levar-6-meses-diz-prefeitura.html>

<http://zh.clicrbs.com.br/rs/noticias/noticia/2017/03/destruicao-em-sao-francisco-de-paula-foi-causada-por-provavel-tornado-conclui-inmet-9748829.html>

http://www.jornalnh.com.br/_conteudo/2017/03/noticias/regiao/2083495-vendaval-e-chuvarada-deixam-ao-menos-um-morto-e-um-ferido-em-sao-chico.html

Sendo:

S_2 = Fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

B e p = parâmetros meteorológicos, dependem da maior dimensão da edificação e da rugosidade do terreno;

Fr = fator rajada;

z = altura da estrutura acima do nível do terreno.

Enquadrou-se o local de instalação da torre em zona florestal, definida como Categoria IV de rugosidade do terreno. A altura da estrutura, 25 metros, de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 9) define a torre como Classe B de dimensões da edificação.

Fator estatístico S_3

O fator estatístico S_3 foi determinado pela tabela 3 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10) que define o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação representado no quadro AP-A1.

Quadro AP-A1 – Tabela 3 da NBR 6123

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

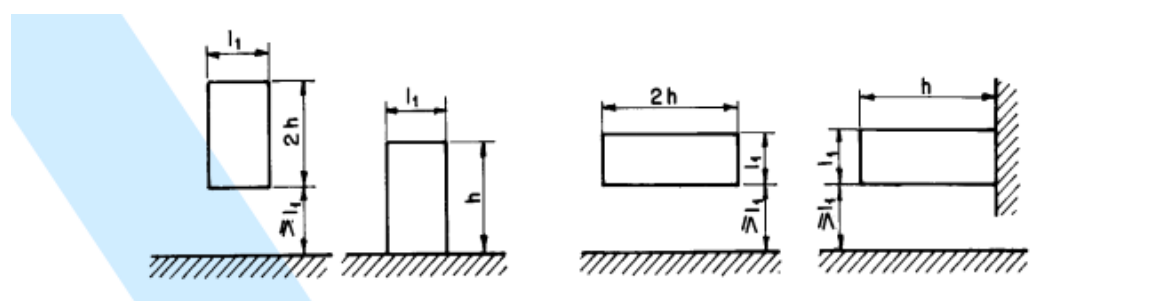
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

O grupo mais adequado definido para a estrutura é o Grupo 3 com valor de 0,95.

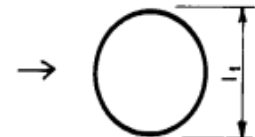
Para obtenção do coeficiente de arrasto da estrutura tubular, seguiu-se o procedimento definido pela tabela 10 da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS

TÉCNICAS, 1988, p. 10), representada no quadro AP-A2. O coeficiente é definido com base nas dimensões em planta perpendicular à ação do vento e a altura da estrutura. Também se deve determinar o regime de escoamento através do número de Reynolds. A figura AP-A2 mostra a direção do vento considerada (maior área de influência).

Quadro AP-A2 – Tabela 10 NBR 6123.



Vento perpendicular ao plano da figura

Planta	$Re^{(A)}$ $\times 10^{-5}$	h/l_1						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
	$\leq 3,5$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
	$\geq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

A tabela 10 desta Norma foi utilizada para determinação do coeficiente de arrasto para as barras com formato circular (montantes, banzos e diagonais). Para a escada, por se tratar de vários elementos de diferentes geometrias interligados, fica difícil estimar através da Norma, já que há interação entre elementos distintos por se tratar de algo muito particular. No caso particular da determinação do coeficiente de arrasto para a escada e plataformas, como nesta situação ocorrerão vórtices devidos à interação entre elementos conectados, estimou-se a utilização de um valor de coeficiente de arrasto igual a 1,5 apenas para determinar a grandeza da ação do vento na estrutura, já que a forma mais correta para isso seria a modelagem no

túnel de vento pra determinar todas as cargas dinâmicas que agem na estrutura. Os coeficientes, bem como os carregamentos gerados ficaram determinados no quadro AP-A3.

Quadro AP-A3 – Coeficientes de arraste – Ca.

Coeficientes de Arrasto - Ca	
Estrutura tubular	0,6
Escada	1,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Aqui cabe uma observação para a consideração feita pelo projetista na determinação dos esforços causados pelo vento na escada. Determinou-se uma área de influência constituída pela área efetiva (projeção da estrutura no plano) e fragmentada em pontos correspondentes ao topo da altura de cada lance de escada, onde neste ponto seria aplicada a carga dinâmica do vento. Esta consideração foi feita, como explicado anteriormente, para obter uma estimativa de solicitações de vento na estrutura, em particular, a torção que esta sofrerá devida a assimetria da escada na projeção do modelo arquitetônico da torre. Também se considerou apenas a estrutura com maior área frontal projetada, já que esta é direção do vento mais afetada, desconsiderando qualquer efeito dinâmico que poderia aparecer, por interação entre diferentes tipos de perfis conectados, num ensaio no túnel de vento. Os valores obtidos para a força de arrasto F nos elementos da torre são apresentados nos quadros AP-A4 a AP-A7.

Quadro AP-A4 – Força de arrasto nos elementos da escada e plataforma.

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	1,5	2,75	2,14
3,36	0,74	31,71	0,62	1,5	2,75	2,54
5,04	0,78	33,35	0,68	1,5	2,75	2,81
6,72	0,81	34,58	0,73	1,5	2,75	3,02
8,40	0,83	35,55	0,77	1,5	2,75	3,20
10,08	0,85	36,37	0,81	1,5	2,75	3,35
11,76	0,87	37,08	0,84	1,5	2,75	3,48
13,44	0,88	37,71	0,87	1,5	2,75	3,59
15,12	0,90	38,26	0,90	1,5	2,75	3,70
16,80	0,91	38,77	0,92	1,5	2,75	3,80
18,48	0,92	39,24	0,94	1,5	2,75	3,89
20,16	0,93	39,67	0,96	1,5	2,75	3,98
21,84	0,94	40,06	0,98	1,5	2,75	4,06
23,52	0,95	40,44	1,00	1,5	2,75	4,13
25,20	0,95	40,79	1,02	1,5	2,75	4,21

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro AP-A5 – Força de arrasto nos montantes

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,283	0,09
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,283	0,10
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,283	0,12
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,283	0,12
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,283	0,13
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,283	0,14
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,283	0,14
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,283	0,15
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,283	0,15
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,283	0,16
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,283	0,16
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,283	0,16
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,283	0,17
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,283	0,17
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,283	0,17

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro AP-A6 – Força de arrasto nos banzos

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,181	0,06
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,181	0,07
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,181	0,07
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,181	0,08
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,181	0,08
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,181	0,09
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,181	0,09
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,181	0,09
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,181	0,10
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,181	0,10
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,181	0,10
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,181	0,10
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,181	0,11
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,181	0,11
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,181	0,11

(fonte: elaborado pelo autor)

Quadro AP-A7 – Força de arrasto nas diagonais

z (m)	S2	Vk (m/s)	q (kPa)	Ca	A (m²)	F (kN)
1,68	0,68	29,07	0,52	0,6	0,235	0,07
3,36	0,74	31,71	0,62	0,6	0,235	0,09
5,04	0,78	33,35	0,68	0,6	0,235	0,10
6,72	0,81	34,58	0,73	0,6	0,235	0,10
8,40	0,83	35,55	0,77	0,6	0,235	0,11
10,08	0,85	36,37	0,81	0,6	0,235	0,11
11,76	0,87	37,08	0,84	0,6	0,235	0,12
13,44	0,88	37,71	0,87	0,6	0,235	0,12
15,12	0,90	38,26	0,90	0,6	0,235	0,13
16,80	0,91	38,77	0,92	0,6	0,235	0,13
18,48	0,92	39,24	0,94	0,6	0,235	0,13
20,16	0,93	39,67	0,96	0,6	0,235	0,14
21,84	0,94	40,06	0,98	0,6	0,235	0,14
23,52	0,95	40,44	1,00	0,6	0,235	0,14
25,20	0,95	40,79	1,02	0,6	0,235	0,14

(fonte: elaborado pelo autor)

Apendice B – Proposta para os elementos industrializados

Este apêndice trata de uma possível solução para a construção do piso e do guarda-corpo, porém, não será avaliada a capacidade de carga de cada estrutura.

Como citado no texto, o piso foi pensado como perfurado para reduzir o peso e anular esforços de sucção devidos às forças do vento. Para isso, buscaram-se algumas soluções no mercado e a que mais se adaptou à proposta da estrutura foi um piso em chapa perfurada. Julgou a mais adequada por possuir furos relativamente pequenos, dependendo da escolha do projetista, o que não causaria um desconforto ao olhar para baixo, gerando um possível pânico aos ocupantes, no topo da plataforma.

As figuras AP-B1 e AP-B2 ilustram como seria a estética do piso com a utilização deste material.

Figura AP-B1 – Piso em chapa perfurada.



(fonte: www.envirowalkgrating.com)

Figura AP-B2 – Piso em chapa perfurada na escada.

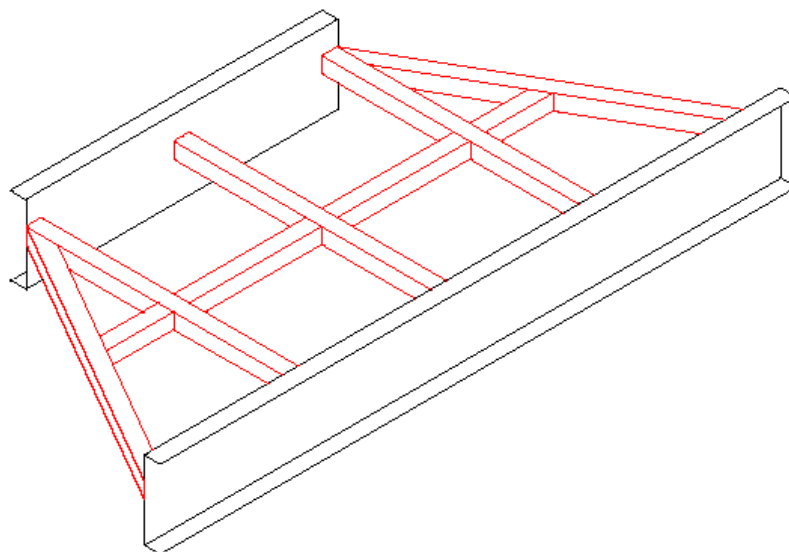


(fonte: www.cristalinolodge.com.br)

Em consulta aos catálogos de fabricantes não se obteve um valor para a capacidade de carga em função da espessura e comprimento de vão, para isso, estimou-se que o peso da chapa perfurada deverá ficar em torno de 30 kg/m^2 .

Para evitar deformações excessivas devidas à ocupação da torre, também deverá ser previsto uma estrutura do tipo grelha que tem por objetivo reduzir o vão livre do piso. A figura AP-B3 traz uma ideia de proposta para a grelha. A contribuição do peso dos perfis que compõem a grelha foi estimada em 10 kg/m^2 .

Figura AP-B3 – Estrutura de grelha para suportar carregamentos do piso.

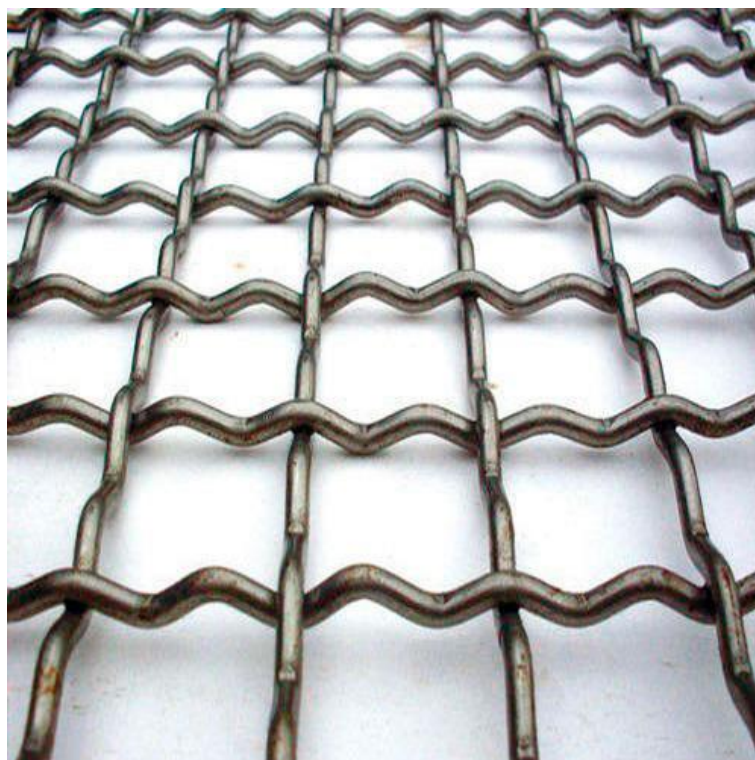


(fonte: elaborado pelo autor)

O projeto do piso proposto resultou em um levantamento de carga que foi utilizado para o dimensionamento global da estrutura, embora, dependendo do método construtivo e materiais utilizados, as cargas resultantes do piso poderão apresentar valores distintos dos utilizados neste projeto, logo, a verificação global deve ser reavaliada para tal situação, levando em conta os estados-limites últimos e de serviço.

Foi selecionada, para compor a estrutura do guarda corpo, a tela ondulada, ilustrada na figura AP-B4, com as especificações mostradas na tabela AP-B1.

Figura AP-B4 – Tela ondulada



(fonte: www.mrochabrasil.com.br)

Tabela AP-B1 – Especificações da tela ondulada

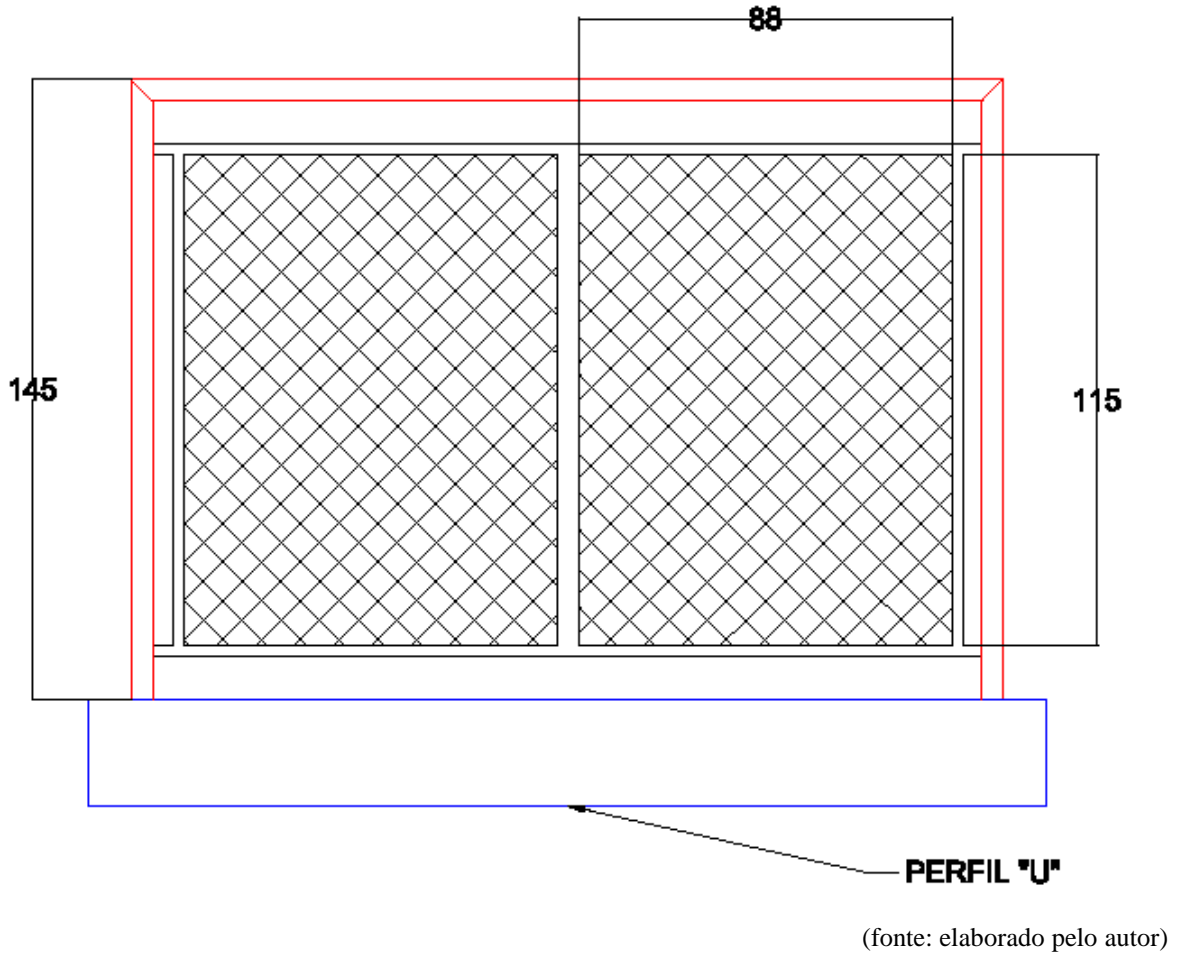
ABERTURA DA MALHA		FIO		PESO POR m ²
POL	mm	BWG	mm	kg
1.3/4"	44,45	6	5,15	6,90
		8	4,19	4,66
		10	3,40	3,12
		12	2,77	2,08

(fonte: adaptado do catálogo de tela ondulada Teciam)

Com os pesos de cada material, adotando uma altura de 1,45 metros para o guarda-corpo, chegou-se ao peso aproximado de 25 kg/m.

A figura AP-B5 traz uma ideia de detalhamento do guarda-corpo pensado para a estrutura.

Figura AP-B5 – Detalhamento do guarda-corpo.



APÊNDICE C – Verificação dos perfis tubulares

Este apêndice trata das verificações necessárias para os estados-limites últimos para perfis tubulares circulares em acordo com a NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Após a determinação dos carregamentos conforme as combinações últimas e de serviço definidas anteriormente, aplicaram-se as cargas no modelo de análise.

Verificação dos estados-limites das barras tracionadas

As barras tracionadas ficam sujeitas às verificações conforme os estados-limites últimos desta seção.

Escoamento da seção bruta (plastificação)

O cálculo para verificação do escoamento da seção bruta segue a formulação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 28) onde a barra encontra-se em plastificação, sofrendo um escoamento excessivo, conforme a fórmula AP-C1.

$$N_{t,sd} \leq \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{formula AP-C1})$$

Sendo:

$N_{t,sd}$ = força axial de tração solicitante de cálculo;

A_g = área bruta da seção transversal;

f_y = resistência ao escoamento do aço.

γ_{a1} = coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,1.

O quadro AP-C1 apresenta a verificação para algumas das barras mais tracionadas de cada elemento.

Quadro AP-C1 – Verificação do estado-limite último das barras tracionadas.

	Ag (cm²)	γ_{a1}	Aço	f_y (kN/cm²)	N_{t,sd} (kN)	N_{t,rd} (kN)	Sd/Rd
Banzo	10,7	1,1	VMB 300	30	60	291,82	0,21
Diagonal	10,7	1,1	VMB 300	30	91	291,82	0,31
Montante	40,3	1,1	VMB 300	30	437	1099,09	0,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Limite do Índice de Esbeltez

Também se faz necessário a verificação quanto ao limite de esbeltez das barras tracionadas, onde a relação entre o comprimento destravado L_d e o raio de giração r não deve exceder o valor indicado na fórmula AP-C2.

$$\left(\frac{L_d}{r}\right)_{max} \leq 300 \quad (\text{fórmula AP-C2})$$

Na análise de Araújo et al. (2016, p. 149), a recomendação desta formulação tem por objetivo evitar que as barras tracionadas fiquem demasiadamente flexíveis, apresentando:

- deformação excessiva causada pelo peso próprio ou por choques durante o transporte e a montagem;
- vibração de grande intensidade quando atuarem ações variáveis, como fortes rajadas de vento, ou quando existirem solicitações de equipamentos vibratórios, como compressores e peneiras, e equipamentos móveis, como pontes rolantes, que podem transmitir vibração para toda a edificação, causando sensações de desconforto aos usuários.

A verificação dos comprimentos destravados das barras mais compridas de cada elemento da estrutura está apresentada no quadro AP-C2.

Quadro AP-C2 – Verificação do índice de esbeltez dos elementos de barra.

Elemento	L_d (cm)	r (cm)	$L_d / r \leq 300$
Banzo	204	3,00	68,0
Diagonal	264	3,00	88,0
Montante	168	5,67	29,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Verificação dos estados-limites últimos das barras comprimidas

Para o projeto da torre, os estados-limites últimos verificados são apresentados nos subtítulos que seguem.

Instabilidade Global por Flexão

Considerando-se a presença de uma curvatura inicial nas barras devidas as imperfeições geométricas, as barras comprimidas deslocam-se transversalmente conforme o acréscimo de compressão, até não resistirem às solicitações atuantes, caracterizando o estado-limite global por flexão (ARAÚJO et al., 2016, p. 150).

Para a determinação da força axial de compressão para a instabilidade global por flexão, em primeiro lugar determinaram-se as cargas de flambagem por flexão para os eixos x e y , que por apresentarem geometria circular, é o mesmo valor para os dois eixos, expressas na fórmula AP-C3.

$$N_e = \frac{\pi^2 E_a I}{(KL)^2} \quad (\text{fórmula AP-C3})$$

Sendo:

N_e = força de flambagem elástica por flexão;

E_a = módulo de elasticidade longitudinal do aço;











I = momento de inércia da seção transversal;

KL = comprimento de flambagem por flexão;

A determinação do KL fica indicada pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 39) de acordo com o quadro AP-C3, onde K é definido pela vinculação das barras e L é o comprimento destravado da mesma. No caso da estrutura, utilizou-se o valor recomendado para barras bi-rotuladas igual a 1,0.

Quadro AP-C3 – Coeficientes K do comprimento de flambagem.

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 39)

O coeficiente de flambagem elástica ainda pode ser reduzido para as treliças formadas apenas por perfis tubulares, mesmo com a consideração de que os nós sejam rotulados, de acordo com a ABNT NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 13), o comprimento de flambagem:

- dos banzos constituídos por uma peça contínua pode ser tomado como igual a $0,90 L$ ($K = 0,9$), no plano e fora do plano, onde L é o comprimento da barra, medido entre os nós no plano e o comprimento entre duas contenções laterais fora do plano;

- das diagonais e montantes ligados diretamente aos banzos por meio de solda em todo o seu perímetro pode ser tomado como igual a $0,90 L$ para $\alpha \geq 0,60$ ou $0,75 L$ para $\alpha < 0,60$ ($K = 0,9$ ou $0,75$), onde L é a distância entre nós e α é a relação entre o diâmetro médio ou largura das diagonais e montantes que chegam ao nó e o diâmetro ou largura do banzo, no plano e fora do plano.

Com os valores das forças de flambagem elástica, calculou-se o índice de esbeltez reduzido dado pela fórmula AP-C4.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_e}} \quad (\text{fórmula AP-C4})$$

Após, foram determinados os valores dos fatores de redução de barras axialmente comprimidas, χ , de acordo com a fórmula AP-C5.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{0,24}} \quad (\text{fórmula AP-C5})$$

Este fator, diferentemente da formulação do item 5.3.3.1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 53), é adotado pela NBR 16239:2013 com origem na norma canadense CAN/CSA S16.1:2003 que foi desenvolvido para perfis com pequena influência das tensões residuais na redução da força axial de compressão resistente, de acordo com Araújo et al. (2016, p. 153).

Assim, a verificação do estado-limite último por flexão de barra fica definida pela fórmula AP-C6:

$$N_{c,sd} \leq \frac{\chi A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula AP-C6})$$

As verificações para as barras mais comprimidas de cada elemento estão no quadro AP-C4.

Quadro AP-C4 – Verificação da flambagem global por flexão de barra.

	Nex = Ney	λ_0	χ	γ_{a1}	Nc,sd (kN)	Nc,rd (kN)	Sd/Rd
Banzo	563,91	0,75	0,897	1,1	60	261,76	0,23
Diagonal	214,36	1,22	0,576	1,1	80	168,09	0,48
Montante	10266,18	0,34	0,996	1,1	560	1094,69	0,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Flambagem Local

A flambagem local é o colapso de um ou mais elementos estruturais, sob efeito de força axial de compressão.

Para início da verificação deste estado limite último para perfis circulares, foi obedecida a seguinte condição da fórmula AP-C6:

$$\frac{d}{t} \leq 0,11 \frac{E_a}{f_y} \quad (\text{fórmula AP-C6})$$

Sendo:

d = diâmetro externo da seção transversal;

t = espessura da parede;

Se esta condição estabelecida for verificada, o fator de redução total Q é igual a 1,0. Caso não seja satisfeita, deve-se determinar o fator de redução pela fórmula AP-C7:

$$Q = \frac{0,0379}{\frac{d}{t}} \frac{E_a}{f_y} + \frac{2}{3} \quad (\text{fórmula AP-C7})$$

Assim, para a determinação do estado-limite último por flambagem local, foi verificado de acordo com a fórmula AP-C8.

$$N_{c,Sd} \leq \frac{Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{fórmula AP-C8})$$

Os valores obtidos nos cálculos relacionados à flambagem global estão no quadro AP-C5.

Quadro AP-C5 – Verificação da flambagem local de barra.

	\varnothing (mm)	t (mm)	λ (d/t)	$0,11(Ea/fy)$	Q	$N_{c,sd}$ (kN)	$N_{c,rd}$ (kN)	Sd/Rd
Banzo	88,9	4,0	22,23	73,3	1,0	60	291,82	0,21
Diagonal	88,9	4,0	22,23	73,3	1,0	80	291,82	0,27
Montante	168,3	8,0	21,04	73,3	1,0	560	1099,09	0,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Interação entre Instabilidade Global e Flambagem Local

A interação entre a instabilidade global e a flambagem local fica definida pela fórmula AP-C9:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (\text{fórmula AP-C9})$$

Como o fator Q determinado anteriormente é igual a 1,0, as verificações e valores obtidos foram os mesmo para a flambagem global por flexão de barra.

Limite de Índice de Esbeltez

Para finalizar as verificações para o estado-limite último, foi analisado o índice de esbeltez das barras comprimidas pela fórmula AP-06.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \quad (\text{fórmula AP-C6})$$

Sendo:

KL = comprimento de flambagem;

r = raio de giração da seção transversal.

A NBR 16239 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 14) recomenda que este valor seja inferior a 200. Este critério de análise tem justificativa nas mesmas pelos mesmos motivos mencionados nas barras tracionadas e, adicionalmente, pelo

fato de que barras comprimidas muito esbeltas são bastante sensíveis a variações nas imperfeições iniciais (ARAÚJO et al., 2016, p. 160).

As verificações para este estado-limite estão no quadro AP-C6.

Quadro AP-C6 – Verificação do limite de esbeltez de barra.

Elemento	<i>KL (cm)</i>	<i>r (cm)</i>	$KL / r \leq 200$
Banzo	183,6	3,00	61,2
Diagonal	237,6	3,00	79,2
Montante	126	5,67	22,2

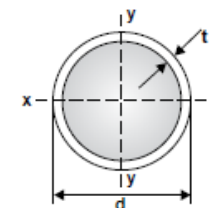
(fonte: elaborado pelo autor)

ANEXO A – Tabela de perfis estruturais tubulares

(VALLOUREC S.A., 2016)

Tabela A1 – Tubos para banzos e diagonais.

Seção Tubular Circular (TC)

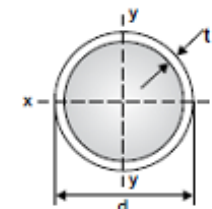


Dimensões externas	Espessura da parede	Massa por Unidade de Comp.	Área da Seção Transversal	Momento de Inércia	Raio de Giração	Módulo de Resistência Elástico	Módulo de Resistência Plástico	Const. Torção	Módulo de Resistência à Torção	Área de superfície por unidade de Comp.
d (mm)	t (mm)	m (kg/m)	A (cm ²)	I _x = I _y (cm ⁴)	r _x = r _y (cm)	W _x = W _y (cm ³)	Z _x = Z _y (cm ³)	J (cm ⁴)	W _t (cm ³)	U (m ² /m)
88,9	3,6	7,57	9,65	87,9	3,02	19,8	26,2	176	39,5	0,279
	4,0	8,38	10,7	96,3	3,00	21,7	28,9	193	43,3	
	4,5	9,37	11,9	107	2,99	24,0	32,1	213	47,9	
	5,0	10,3	13,2	116	2,97	26,2	35,2	233	52,4	
	5,6	11,5	14,7	128	2,95	28,7	38,9	255	57,5	
	6,4	13,0	16,6	142	2,93	31,9	43,6	284	63,9	
	7,1	14,3	18,2	154	2,90	34,6	47,6	308	69,2	
	8,0	16,0	20,3	168	2,87	37,8	52,5	336	75,6	
	8,8	17,4	22,1	180	2,85	40,4	56,7	359	80,9	
	10,0	19,5	24,8	196	2,81	44,1	62,6	392	88,2	
	11,0	21,1	26,9	208	2,78	46,9	67,2	417	93,7	
	12,5	23,6	30,0	225	2,74	50,6	73,6	450	101	

(fonte: CATÁLOGO DE TUBOS VALLOUREC, p. 52)

Tabela A2 – Tubos para montantes.

Seção Tubular Circular (TC)



Dimensões externas	Espessura da parede	Massa por Unidade de Comp.	Área da Seção Transversal	Momento de Inércia	Ralo de Giração	Módulo de Resistência Elástico	Módulo de Resistência Plástico	Const. Torção	Módulo de Resistência à Torção	Área de superfície por unidade de Comp.
d (mm)	t (mm)	m (kg/m)	A (cm ²)	$I_x = I_y$ (cm ⁴)	$r_x = r_y$ (cm)	$W_x = W_y$ (cm ³)	$Z_x = Z_y$ (cm ³)	J (cm ⁴)	W_t (cm ³)	U (m ² /m)
168,3	5,0	20,1	25,7	856	5,78	102	133	1.712	203	0,529
	5,6	22,5	28,6	948	5,76	113	148	1.897	225	
	6,4	25,6	32,6	1.068	5,73	127	168	2.136	254	
	7,1	28,2	36,0	1.170	5,70	139	185	2.340	278	
	8,0	31,6	40,3	1.297	5,67	154	206	2.595	308	
	8,8	34,6	44,1	1.407	5,65	167	224	2.813	334	
	10,0	39,0	49,7	1.564	5,61	186	251	3.128	372	
	11,0	42,7	54,4	1.689	5,57	201	273	3.379	402	
	12,5	48,0	61,2	1.868	5,53	222	304	3.737	444	
	14,2	54,0	68,7	2.058	5,47	245	338	4.116	489	
	16,0	60,1	76,6	2.244	5,41	267	372	4.488	533	
	17,5	65,1	82,9	2.388	5,37	284	400	4.777	568	
	20,0	73,1	93,2	2.608	5,29	310	443	5.216	620	

(fonte: CATÁLOGO DE TUBOS VALLOUREC, p. 53)

ANEXO B – Tabela de perfis estruturais formados a frio

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012)

Tabela B1 – Tabela de perfis padronizados.

Perfil	Dimensões						Eixo x					Eixo y			I_t cm ⁴	C_w cm ⁶	r_0 cm
	U	m kg/m	A cm ²	b_w mm	b_f mm	$t = t_n$ mm	r_i mm	I_x cm ⁴	W_x cm ³	r_x cm	X_g cm	x_0 cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³			
200 × 50 × 4,25	9,54	12,16	200	50	4,25	4,25	634,48	63,45	7,22	1,02	2,23	23,23	5,83	1,38	0,731	1649,85	7,69
200 × 50 × 4,75	10,60	13,51	200	50	4,75	4,75	699,39	69,94	7,20	1,04	2,21	25,55	6,45	1,38	1,015	1807,54	7,65
200 × 50 × 6,30	13,81	17,60	200	50	6,30	6,3	888,08	88,81	7,10	1,11	2,18	32,20	8,27	1,35	2,326	2252,32	7,55
200 × 50 × 8,00	16,97	21,62	200	50	8,00	12	1045,75	104,57	6,95	1,20	2,15	38,34	10,08	1,33	4,608	2668,14	7,40
200 × 75 × 2,65	7,10	9,04	200	75	2,65	2,65	542,22	54,22	7,74	1,72	4,14	47,70	8,26	2,30	0,211	3312,18	9,07
200 × 75 × 3,00	8,01	10,20	200	75	3,00	3	608,93	60,89	7,72	1,74	4,13	53,58	9,30	2,29	0,306	3710,53	9,05
200 × 75 × 3,35	8,91	11,36	200	75	3,35	3,35	674,51	67,45	7,71	1,75	4,12	59,37	10,33	2,29	0,424	4100,12	9,03
200 × 75 × 3,75	9,94	12,66	200	75	3,75	3,75	748,10	74,81	7,69	1,77	4,11	65,87	11,50	2,28	0,593	4534,78	9,01
200 × 75 × 4,25	11,21	14,28	200	75	4,25	4,25	838,04	83,80	7,66	1,79	4,10	73,83	12,94	2,27	0,859	5062,47	8,98
200 × 75 × 4,75	12,47	15,88	200	75	4,75	4,75	925,74	92,57	7,63	1,82	4,09	81,59	14,36	2,27	1,193	5573,07	8,95
200 × 75 × 6,30	16,29	20,75	200	75	6,30	6,3	1183,54	118,35	7,55	1,89	4,05	104,47	18,61	2,24	2,742	7050,81	8,86
200 × 75 × 8,00	20,11	25,62	200	75	8,00	12	1414,39	141,44	7,43	1,99	4,03	126,56	22,95	2,22	5,461	8497,13	8,74
200 × 100 × 2,65	8,14	10,37	200	100	2,65	2,65	671,23	67,12	8,05	2,62	6,19	105,35	14,28	3,19	0,242	7230,50	10,64
200 × 100 × 3,00	9,19	11,70	200	100	3,00	3	754,46	75,45	8,03	2,64	6,18	118,54	16,10	3,18	0,351	8113,14	10,62
200 × 100 × 3,35	10,23	13,03	200	100	3,35	3,35	836,45	83,64	8,01	2,65	6,17	131,57	17,91	3,18	0,487	8979,48	10,60
200 × 100 × 3,75	11,41	14,54	200	100	3,75	3,75	928,63	92,86	7,99	2,67	6,16	146,24	19,96	3,17	0,681	9949,85	10,58
200 × 100 × 4,25	12,88	16,41	200	100	4,25	4,25	1041,61	104,16	7,97	2,70	6,15	164,29	22,49	3,16	0,987	11133,57	10,55
200 × 100 × 4,75	14,33	18,26	200	100	4,75	4,75	1152,09	115,21	7,94	2,72	6,14	182,00	25,00	3,16	1,372	12285,30	10,53
200 × 100 × 6,30	18,76	23,90	200	100	6,30	6,3	1479,01	147,90	7,87	2,79	6,11	234,76	32,57	3,13	3,158	15657,61	10,44
200 × 100 × 8,00	23,25	29,62	200	100	8,00	12	1783,03	178,30	7,76	2,90	6,10	286,79	40,39	3,11	6,313	19025,36	10,35
250 × 100 × 2,65	9,18	11,69	250	100	2,65	2,65	1122,57	89,81	9,80	2,34	5,69	112,63	14,70	3,10	0,273	12228,31	11,75
250 × 100 × 3,00	10,37	13,20	250	100	3,00	3	1262,96	101,04	9,78	2,36	5,68	126,77	16,58	3,10	0,396	13732,54	11,73
250 × 100 × 3,35	11,54	14,71	250	100	3,35	3,35	1401,53	112,12	9,76	2,37	5,67	140,74	18,45	3,09	0,550	15211,69	11,71
250 × 100 × 3,75	12,88	16,41	250	100	3,75	3,75	1557,70	124,62	9,74	2,39	5,66	156,50	20,56	3,09	0,769	16871,78	11,68
250 × 100 × 4,25	14,55	18,53	250	100	4,25	4,25	1749,62	139,97	9,72	2,41	5,65	175,89	23,18	3,08	1,115	18901,83	11,65
250 × 100 × 4,75	16,20	20,63	250	100	4,75	4,75	1937,89	155,03	9,69	2,43	5,64	194,93	25,76	3,07	1,550	20882,49	11,62
250 × 100 × 6,30	21,23	27,05	250	100	6,30	6,3	2498,72	199,90	9,61	2,50	5,60	251,83	33,59	3,05	3,575	26716,05	11,54
250 × 100 × 6,35	21,26	27,08	250	100	6,35	9,525	2488,67	199,09	9,59	2,52	5,61	252,56	33,77	3,05	3,636	26896,67	11,52
250 × 100 × 8,00	26,39	33,62	250	100	8,00	12	3031,02	242,48	9,49	2,60	5,58	308,79	41,74	3,03	7,165	32599,97	11,42
300 × 100 × 2,65		13,02	300	100	2,65	2,65	1720,72	114,71	11,50	2,11	5,27	118,43	15,02	3,02	0,304	18787,48	13,00
300 × 100 × 3,00	11,54	14,70	300	100	3,00	3	1937,22	129,15	11,48	2,13	5,26	133,32	16,94	3,01	0,441	21110,31	12,98
300 × 100 × 3,35	12,86	16,38	300	100	3,35	3,35	2151,24	143,42	11,46	2,15	5,25	148,04	18,85	3,01	0,612	23397,20	12,96

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012, p. 32)