

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
COMISSÃO DE GRADUAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Matheus Vinícius Henrich

**PROJETO ESTRUTURAL DE CONCEPÇÃO ALTERNATIVA
PARA ESTRUTURA METÁLICA DE PASSARELA
EXISTENTE**

Porto Alegre
dezembro 2019

MATHEUS VINÍCIUS HENRICH

**PROJETO ESTRUTURAL DE CONCEPÇÃO ALTERNATIVA
PARA ESTRUTURA METÁLICA DE PASSARELA
EXISTENTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso 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: Felipe Schaedler de Almeida

Porto Alegre
dezembro 2019

MATHEUS VÍNÍCIUS HENRICH

**PROJETO ESTRUTURAL DE CONCEPÇÃO ALTERNATIVA
PARA ESTRUTURA METÁLICA DE PASSARELA
EXISTENTE**

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

Porto Alegre, dezembro de 2019

Prof. Felipe Schaedler de Almeida
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. Techn. Pela Universidade Innsbruck, Áustria

Eng. Luiz Eduardo Pillar da Silva
Eng. pela Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha família, que sempre me apoiou e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação esteve ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Felipe Schaedler de Almeida, orientador deste trabalho, pela ajuda prestada, conhecimentos repassados, empenho e tempo disponibilizado para a orientação desse trabalho.

Agradeço a todos professores do curso de graduação, em especial ao Professor Ruy Carlos Ramos de Menezes, que tive como professor em mais de uma oportunidade e seus conhecimentos repassados sobre estruturas de aço foram essenciais para o desenvolvimento desse trabalho.

Agradeço a Simon Engenharia, em especial ao Eng. Luiz Eduardo Pillar, pela disponibilização dos projetos da estrutura existente abordada nesse trabalho e pela oportunidade de crescimento profissional e pessoal proporcionados.

Agradeço principalmente às quatro pessoas que mais amo, meus pais, Rosa e João, minha irmã, Monique, e minha namorada, Francine, pela compreensão nos momentos de ausência e pelo apoio excepcional.

A todos aqueles que sempre torceram por mim, meus sinceros agradecimentos.

A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar aquilo que ninguém ainda pensou
sobre aquilo que todo mundo vê.

Arthur Schopenhauer

RESUMO

Este trabalho possui como objetivo principal a idealização de uma concepção alternativa para a estrutura metálica de uma passarela existente e dimensionamento dos seus elementos cumprindo critérios de segurança e conforto. Para tal, idealiza-se uma nova concepção visando otimizar a estrutura existente, sendo realizadas alterações na topologia do sistema estrutural e no tipo de perfis estruturais utilizados. É desenvolvido um modelo estrutural para a concepção alternativa, ao qual são aplicados carregamentos e extraídos esforços solicitantes. Os perfis estruturais são determinados tanto para resistir aos esforços solicitantes, quanto para verificar requisitos adicionais a que estão condicionados. São realizadas verificações quanto a deslocamentos e vibrações da estrutura alternativa e as principais ligações entre barras são dimensionadas. O projeto estrutural em forma gráfica é desenvolvido de forma a apresentar de forma clara a estrutura dimensionada.

Palavras-chave: Projeto Estrutural de Passarela. Estruturas Metálicas. Perfis Tubulares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Passarela existente	14
Figura 2 - Vista aproximada da passarela existente	15
Figura 3 - Interior da passarela existente	15
Figura 4 - Projeto estrutural da estrutura existente: vista lateral	16
Figura 5 - Projeto estrutural da estrutura existente: corte transversal na região do vão	17
Figura 6 - Projeto estrutural da estrutura existente: nível inferior	17
Figura 7 - Projeto estrutural da estrutura existente: nível superior	17
Figura 8 - Projeto estrutural da estrutura existente: corte transversal na região dos apoios	18
Figura 9 - Ligações parafusadas nas diagonais	19
Figura 10 - Içamento da estrutura existente	19
Figura 11 - Comparativo do comprimento das barras das treliças Warren e Pratt	21
Figura 12 - Projeto estrutural da concepção alternativa: vista lateral	21
Figura 13 - Projeto estrutural da concepção alternativa: nível inferior	22
Figura 14 - Ligações parafusadas em vista lateral da estrutura	24
Figura 15 - Ligações parafusadas em corte transversal da estrutura	24
Figura 16 - Modelo estrutural: perspectiva	25
Figura 17 - Excentricidade das ligações	26
Figura 18 - Requisitos necessários para adoção do modelo de nós rotulados	27
Figura 19 - Modelo estrutural: vista lateral	28
Figura 20 - Modelo estrutural: nível inferior	28
Figura 21 - Modelo estrutural: nível superior	28
Figura 22 - Modelo estrutural: corte transversal na região do vão	29
Figura 23 - Modelo estrutural: corte transversal na região dos apoios	29
Figura 24 - Modelo estrutural: apoios	30
Figura 25 - Ângulo entre lingas de elevação	30
Figura 26 - Modelo estrutural: içamento	31
Figura 27 - Estruturação do fechamento externo	33
Figura 28 - Carga de peso próprio do fechamento externo em kN	34
Figura 29 - Carga de peso do steel deck distribuída em área em kN/m ²	35
Figura 30 - Carga de peso do steel deck atuante nas vigas do piso em kN/m	35
Figura 31 - Carga de impacto: ponto de aplicação 1	38
Figura 32 - Carga de impacto: ponto de aplicação 2	38
Figura 33 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)	39
Figura 34 - Coeficiente de arrasto, C_a , para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados	41
Figura 35 - Fator de proteção, η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados	41
Figura 36 - Coeficiente de pressão na cobertura e laje de piso para cada caso de vento	47
Figura 37 - Ação na estrutura devido as cargas de vento na cobertura e no piso para o caso vento 1A	47
Figura 38 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação peso próprio	55
Figura 39 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação elementos construtivos	56
Figura 40 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação sobrecarga na cobertura	56
Figura 41 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação carga móvel	56
Figura 42 - Esforço axial nas treliças laterais em condição de içamento devido a ação peso próprio	56

Figura 43 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 1A: vento atuando da direita para a esquerda e carga descendente no piso e cobertura	57
Figura 44 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 1B: vento atuando da direita para a esquerda e carga ascendente no piso e cobertura	57
Figura 45 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 2A: vento atuando da esquerda para a direita e carga descendente no piso e cobertura.....	58
Figura 46 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 2B: vento atuando da esquerda para a direita e carga descendente no piso e cobertura.....	58
Figura 47 - Esforço axial nos banzos devido a ação impacto 1.....	58
Figura 48 - Esforço axial nos banzos devido a ação impacto 2.....	58
Figura 49 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação vento 1A.....	58
Figura 50 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação vento 2A.....	59
Figura 51 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação impacto 1.....	59
Figura 52 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação impacto 2.....	59
Figura 53 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação de peso próprio	59
Figura 54 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação elementos construtivos.....	60
Figura 55 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação de carga móvel.....	60
Figura 56 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação vento 1A ...	60
Figura 57 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação vento 1B...	61
Figura 58 - Momento Fletor no quadro rígido devido a ação vento 1A.....	61
Figura 59 - Momento fletor no quadro rígido devido a ação vento 2A	61
Figura 60 - largura e espessura dos elementos para perfis tubulares retangulares	66
Figura 61 - Ligações com afastamento e sobreposição	74
Figura 62 - Ligação com sobreposição na treliça K.....	75
Figura 63 - Ligação com sobreposição na treliça Pratt	75
Figura 64 - Problema local nas paredes dos banzos	76
Figura 65 - Solução de condição adicional nos banzos, balanços e vigas do piso e cobertura	76
Figura 66 - Solução de condição adicional no quadro rígido e banzos	77
Figura 67 - Planilha eletrônica programada: dados de entrada	78
Figura 68 - Planilha eletrônica programada: forças axiais de tração e compressão resistentes	79
Figura 69 - Planilha eletrônica programada: força cortante resistente	79
Figura 70 - Planilha eletrônica programada: momento fletor resistente	80
Figura 71 - Planilha eletrônica programada: módulo de resistência elástico para mesa comprimida $b = bef$ devido ao estado-limite de flambagem local da mesa.....	80
Figura 72 - Planilha eletrônica programada: momento de torção resistente	81
Figura 73 - Planilha eletrônica programada: esforços resistentes	81
Figura 74 - Grupos de barras para dimensionamento.....	82
Figura 75 - Numeração barras do banzo inferior.....	83
Figura 76 - Numeração barras do banzo superior.....	84
Figura 77 - Numeração das diagonais da treliça lateral.....	85
Figura 78 - Numeração dos montantes da treliça lateral	86
Figura 79 - Numeração das diagonais das treliças do piso e cobertura.....	87
Figura 80 - Numeração das vigas do piso e cobertura.....	88
Figura 81 - Numeração das barras do quadro rígido	91
Figura 82 - Deslocamento vertical.....	92
Figura 83 - Deslocamento lateral.....	93

Figura 84 - Deslocamento lateral relativo entre nível inferior e superior na região dos quadros rígidos	93
Figura 85 - 1º modo de vibração	96
Figura 86 - 2º modo de vibração	97
Figura 87 - 3º modo de vibração	97
Figura 88 - 4º modo de vibração	97
Figura 89 - 4º modo de vibração: corte transversal	98
Figura 90 - 8º modo de vibração	98
Figura 91 - Ligação soldada de nó da treliça Pratt	99
Figura 92 - Ligação K com sobreposição	99
Figura 93 - Condições de validade de ligações soldadas entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares	100
Figura 94 - Força axial resistente de cálculo da ligação soldada.....	101
Figura 95 - Parâmetros <i>bef</i> e <i>be, ov</i>	101
Figura 96 - Modo de falha	102
Figura 97 - Ligação flangeada	103
Figura 98 - Parâmetros ligação flangeada	103
Figura 99 - Vista lateral ligação flangeada.....	103
Figura 100 - Efeito de alavanca.....	106
Figura 101 - Ligação aporticada do quadro rígido	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resistência ao escoamento e ruptura de aços estruturais de perfis tubulares quadrados ou retangulares comercializados pela Vallourec Tubos do Brasil S.A	24
Tabela 2 - Numeração perfis tubulares.....	28
Tabela 3 - Massa por unidade de comprimento dos perfis tubulares	32
Tabela 4 - Coeficientes de força, C_x e C_y , para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito	43
Tabela 5 - Valores do fator de redução, K , para barras de comprimento finito	43
Tabela 6 - Coeficientes de força, C_f , para muros e placas retangulares	45
Tabela 7 - Coeficiente de pressão em coberturas isoladas a uma água plana	46
Tabela 8 - Coeficientes de ponderação de ações γ_f	49
Tabela 9 - Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis.....	49
Tabela 10 - Abreviação da nomenclatura das ações.....	50
Tabela 11 - Combinações últimas	52
Tabela 12 - Combinações de serviço.....	54
Tabela 13 - Coeficientes de flambagem por flexão de elementos isolados.....	65
Tabela 14 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	68
Tabela 15 - Cores dos grupos de barras.....	82
Tabela 16 - Planilha eletrônica programada: verificação barras do banzo inferior.....	83
Tabela 17 - Planilha eletrônica programada: verificação barras do banzo superior.....	84
Tabela 18 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça lateral.....	85
Tabela 19 - Planilha eletrônica programada: verificação dos montantes da treliça lateral	86
Tabela 20 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça K do piso ..	87
Tabela 21 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça K da cobertura.....	87
Tabela 22 - Planilha eletrônica programada: verificação das vigas do piso.....	89
Tabela 23 - Planilha eletrônica programada: verificação das vigas da cobertura	89
Tabela 24 - Planilha eletrônica programada: verificação das barras do quadro rígido	90
Tabela 25 - Planilha eletrônica programada: verificação do balanço.....	91
Tabela 26 - Intervalos críticos de frequências naturais	94
Tabela 27 - Faixas de risco de frequências naturais	95
Tabela 28 - Planilha eletrônica programada: verificação da ligação aporticada do quadro rígido.....	108

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EXISTENTE.....	14
2.1 ASPECTOS ARQUITETÔNICOS	14
2.2 ASPECTOS ESTRUTURAIS.....	16
2.3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS	18
3 CONCEPÇÃO ALTERNATIVA.....	20
3.1 TOPOLOGIA DAS TRELIÇAS	20
3.2 PERFIL ESTRUTURAL.....	22
3.2.1 Perfil Tubular	22
3.2.2 Fabricação	23
3.3 TRANSPORTE E MONTAGEM	24
4 MODELO ESTRUTURAL.....	25
4.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL	25
4.2 TRELIÇAS.....	26
4.3 MODELO DE NÓS E BARRAS	27
4.4 ANÁLISE DA CONDIÇÃO DE IÇAMENTO	30
5 CARREGAMENTOS.....	32
5.1 AÇÕES PERMANENTES.....	32
5.1.1 Peso Próprio dos Perfis Metálicos	32
5.1.2 Elementos construtivos	32
5.2 AÇÕES VARIÁVEIS	37
5.2.1 Sobrecarga na Cobertura.....	37
5.2.2 Carga Móvel	37
5.2.3 Carga de Impacto	37
5.2.4 Carga de Vento	38
5.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	48
5.4 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	53
6 ESFORÇOS SOLICITANTES.....	55
7 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS TUBULARES.....	62
7.1 TRAÇÃO	62
7.2 COMPRESSÃO	63
7.3 FLEXÃO	67
7.4 CISALHAMENTO	69
7.5 TORÇÃO	71
7.6 AMPLIFICAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES.....	72

7.7 COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES.....	73
7.7.1 Força Axial e Momentos Fletores.....	73
7.7.2 Momento de Torção, Força Axial, Momento Fletor e Força Cortante	73
7.8 CONDIÇÕES ADICIONAIS.....	74
7.8.1 Ligações com Afastamento e Sobreposição	74
7.8.2 Ligação dos Balanços, Banzos e Vigas de Piso e Cobertura.....	76
7.8.3 Quadro rígido.....	77
7.9 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	77
7.10 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO	81
7.10.1 Banzo Inferior	82
7.10.2 Banzo Superior	83
7.10.3 Diagonais Treliça Lateral.....	84
7.10.4 Montantes Treliça Lateral.....	86
7.10.5 Diagonais Treliças do Piso e Cobertura.....	87
7.10.6 Vigas do Piso e Cobertura	88
7.10.7 Quadro Rígido.....	90
7.10.8 Balanço	91
8 VERIFICAÇÕES EM SERVIÇO.....	92
8.1 DESLOCAMENTOS	92
8.2 VIBRAÇÕES	94
9 LIGAÇÕES.....	99
9.1 LIGAÇÃO SOLDADA DE NÓ DA TRELIÇA PRATT	99
9.2 LIGAÇÃO FLANGEADA DE DIAGONAL DA TRELIÇA PRATT.....	103
9.3 LIGAÇÃO APORTICADA DO QUADRO RÍGIDO	107
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109

1 INTRODUÇÃO

As passarelas são pontes destinadas a pedestres com objetivo de possibilitar a locomoção através de obstáculos como rios, depressões ou vias de tráfego de veículos. Atualmente, as passarelas participam de forma expressiva do visual das cidades, e para tanto, são demandadas estruturas cada vez mais arrojadas para essa função.

A estrutura metálica é uma solução bastante eficaz para a construção de passarelas, devido a sua grande versatilidade arquitetônica, resistência, durabilidade e rapidez de montagem. O projeto de passarelas em estruturas metálicas exige do engenheiro a concepção de estruturas que conciliem aspectos arquitetônicos, estruturais e construtivos singulares de cada passarela.

Este trabalho tem como motivação se aproximar da atividade real de projeto estrutural de passarelas metálicas. Para tanto, é proposta uma concepção alternativa para a estrutura metálica de uma passarela existente de modo a realizar o projeto estrutural considerando as mesmas condições impostas a estrutura original.

De forma a proporcionar um melhor entendimento das etapas desenvolvidas, este trabalho foi dividido em 10 capítulos. Este capítulo introduz os assuntos abordados nos demais capítulos. Já no capítulo 2 é descrita a estrutura existente, quanto aos seus aspectos arquitetônicos, estruturais e construtivos.

O capítulo 3 apresenta a concepção alternativa para a estrutura existente, abordando as alterações realizadas e seus propósitos. Os capítulos 4, 5 e 6 tratam sobre o modelo estrutural desenvolvido, os carregamentos considerados e os esforços solicitantes atuantes nas barras. E no capítulo 7 são apresentados os critérios de dimensionamento dos perfis estruturais, juntamente com os perfis dimensionados.

O capítulo 8 aborda verificações quanto a deslocamentos e vibrações da estrutura e o capítulo 9 trata sobre dimensionamento e verificação de ligações. No capítulo 10 são abordadas as considerações finais e o projeto estrutural em forma gráfica é apresentado no Anexo A ao fim desse trabalho.

2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EXISTENTE

A estrutura em estudo nesse trabalho é uma passarela metálica existente, ilustrada nas figuras 1 e 2. A passarela está situada no bairro Boa Vista em Porto Alegre e tem como função possibilitar a travessia da Av. Dr. Nilo Peçanha e conectar o Colégio Anchieta ao Campus da Unisinos.

Figura 1 - Passarela existente



(fonte: foto do autor)

2.1 ASPECTOS ARQUITETÔNICOS

O visual externo da passarela é composto por um fechamento em chapas expandidas, sendo um importante fator arquitetônico da estrutura. As chapas expandidas são fixadas nas faces laterais e inferior através de uma estrutura exclusiva de suporte com pequeno afastamento da estrutura principal, como pode ser visualizado na figura 2.

As chapas expandidas são feitas a partir de ranhuras e, posteriormente, esticamento de chapas metálicas formando aberturas losangulares. O fechamento externo é formado por uma alternância entre chapas expandidas com 55% e 78% de área aberta, as quais formam o aspecto visual característico da estrutura.

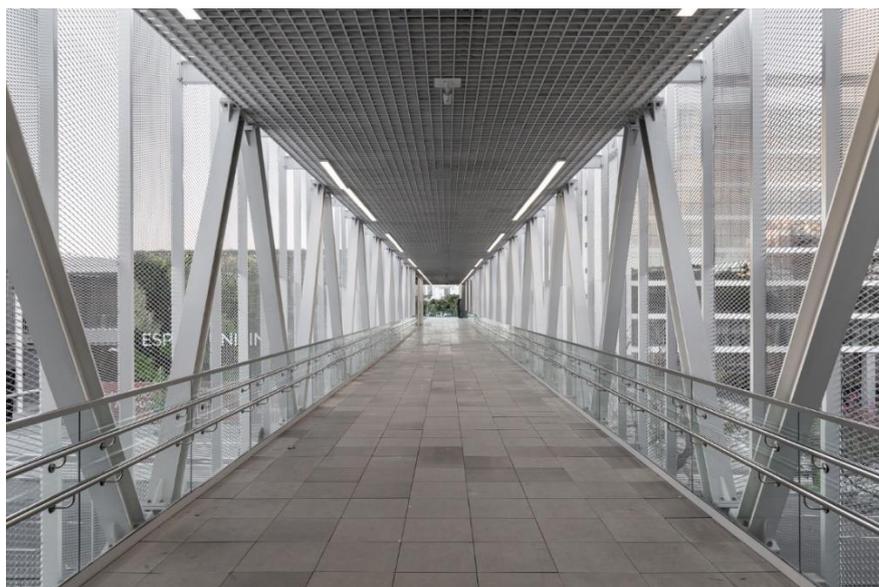
Figura 2 - Vista aproximada da passarela existente



(fonte: foto de Marcelo Donadussi)

Já em seu interior, por toda sua extensão, podem ser citados os elementos arquitetônicos de piso elevado com revestimento em placas de basalto; guarda corpo em vidro e forro tipo colmeia em alumínio com iluminação acoplada como principais componentes da arquitetura (ver figura 3).

Figura 3 - Interior da passarela existente



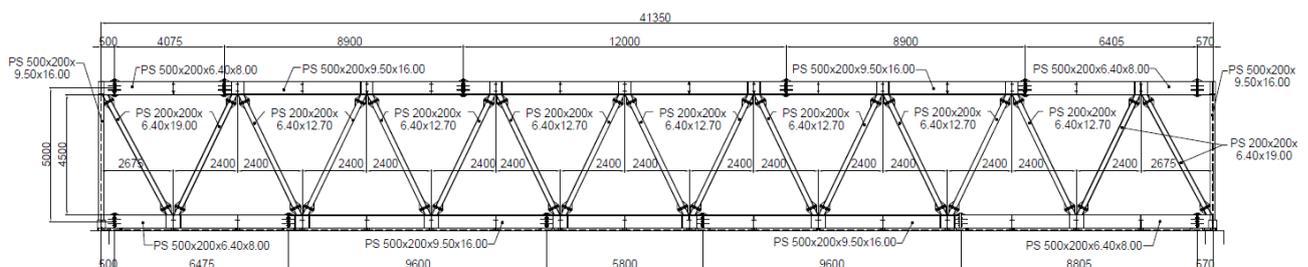
(fonte: foto de Marcelo Donadussi)

2.2 ASPECTOS ESTRUTURAIS

A passarela apoia-se em estruturas de concreto armado em ambos os lados da via, vencendo um vão de 41,35 metros. O arranjo estrutural utilizado para resistir às cargas verticais é composto de treliças planas tipo Warren sem montantes, constituídas por perfis metálicos soldados de seção I. A altura da treliça vertical (distância entre eixos dos banzos) é de 5 metros e as diagonais são igualmente espaçadas, exceto as próximas dos apoios, conforme é apresentado na figura 4.

A nomenclaturas dos perfis I soldados segue o formato: PS “altura”x“largura”x“espessura da alma”x“espessura das mesas”.

Figura 4 - Projeto estrutural da estrutura existente: vista lateral



(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

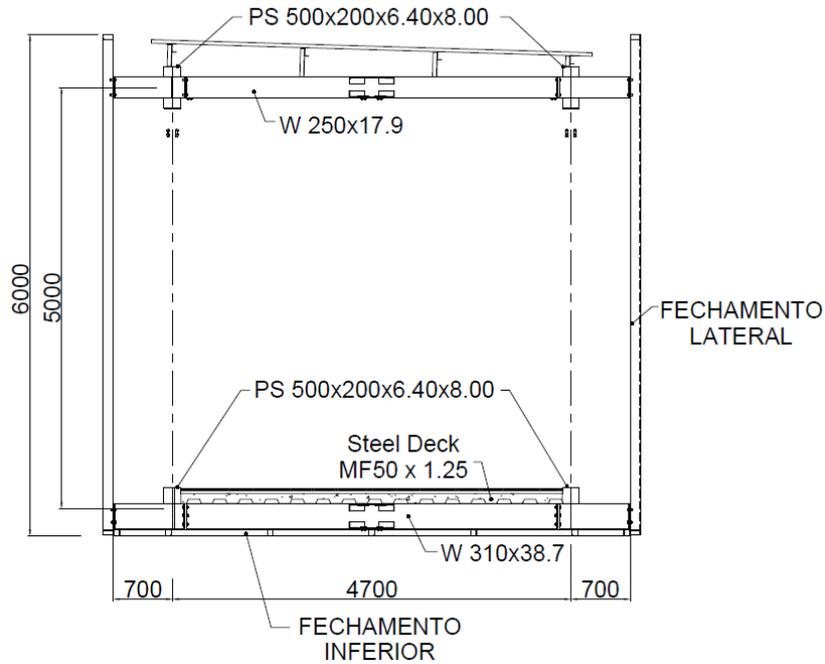
Tanto os banzos inferiores quanto os banzos superiores das treliças são formados pelos perfis soldados PS 500x200x6.40x8.00 na região próxima aos apoios e PS 500x200x9.50x16.00 na região no centro do vão. O mesmo acontece para as barras das diagonais, em que é utilizado PS 200x200x6.40x19.00 próximo aos apoios e PS 200x200x6.40x12.70 na região do centro do vão.

Conforme mostra a figura 5, a estrutura do piso é constituída de laje steel deck MF50 x 1,25 mm, com altura total de 12 cm, apoiada unidirecionalmente em perfis laminados W 310x38,7 espaçados em 2,4 metros. Já a cobertura é constituída de telha metálica apoiada sobre terças as quais se apoiam em perfis laminados W 250x17,9 também espaçados em 2,4 metros por toda extensão da passarela.

Para resistir às cargas horizontais, são formadas treliças do tipo K nos planos do piso (figura 6) e da cobertura (figura 7). Os montantes dessas treliças são os perfis I laminados de apoio do

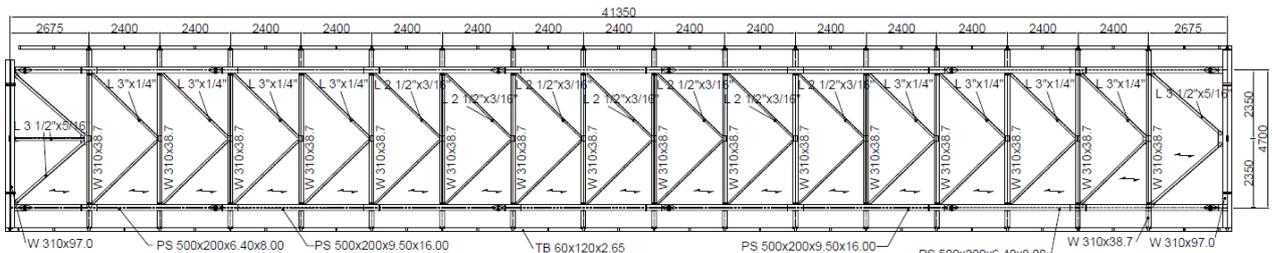
piso e da cobertura, e as diagonais são cantoneiras laminadas L 3 1/2" x 5/16", L 3" x 1/4" ou L 2 1/2" x 3/16", selecionadas conforme a região em que a barra se encontra.

Figura 5 - Projeto estrutural da estrutura existente: corte transversal na região do vão



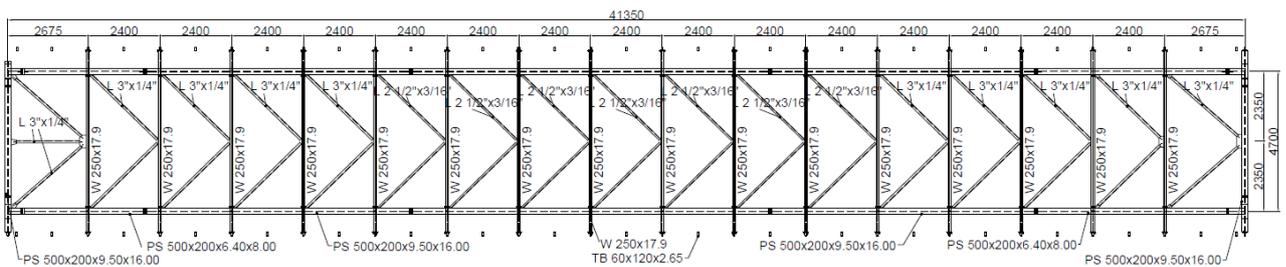
(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

Figura 6 - Projeto estrutural da estrutura existente: nível inferior



(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

Figura 7 - Projeto estrutural da estrutura existente: nível superior

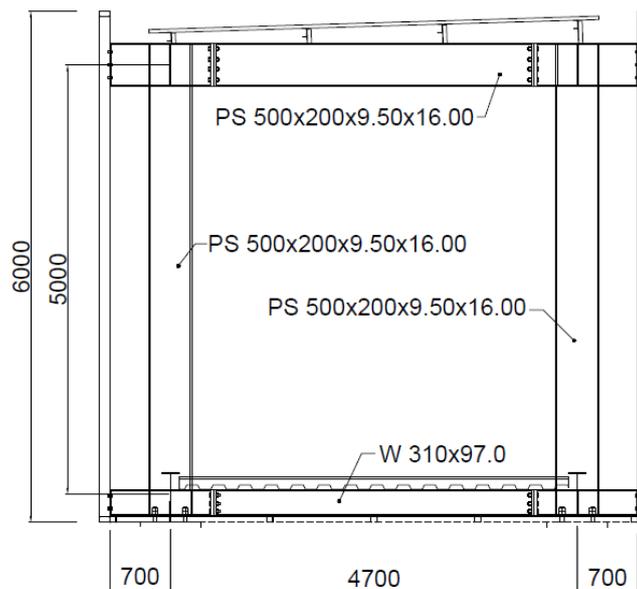


(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

Nos extremos da estrutura, são dispostos quadros rígidos e os aparatos de apoio no nível do piso da estrutura. Os quadros rígidos possuem a função de transmitir os esforços, principalmente devido a cargas horizontais, do nível da cobertura para os apoios situados no nível do piso, sendo formados por perfis I soldados PS 500x200x9.50x16.00 nas laterais e nível superior e perfil I laminado W 310x97.0 no nível inferior (figura 8). As ligações entre as barras que constituem os quadros rígidos são feitas de modo que possibilite a transferência de momentos fletores entre elas.

Nas conexões com a estrutura de concreto, em pontos de apoio específicos, são projetados apoios de neoprene fretado dispondo de ligações parafusadas com furos oblongos, tendo como objetivo permitir o deslocamento da estrutura na sua direção longitudinal.

Figura 8 - Projeto estrutural da estrutura existente: corte transversal na região dos apoios



(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

2.3 ASPECTOS CONSTRUTIVOS

O processo construtivo da estrutura pode ser sintetizado nas etapas de: transporte da estrutura fragmentada até o local da obra; montagem da estrutura pela ligação dos segmentos; içamento da estrutura até a posição final e adição de elementos construtivos e arquitetônicos.

A estrutura dispõe estrategicamente de diversas ligações parafusadas com o intuito de possibilitar a fragmentação da estrutura para o transporte, e posterior montagem da mesma no

local da obra. As conexões entre barras são essencialmente soldadas, as quais são executadas ainda na fábrica. Parafusos foram utilizados somente nas ligações com objetivo de facilitar a montagem, sendo as únicas executadas em campo.

As figuras 4 e 5 ilustram as ligações parafusadas presentes em grande parte das barras para possibilitar a segmentação da estrutura, e na figura 9 é possível visualizar a ligação parafusada executada das diagonais.

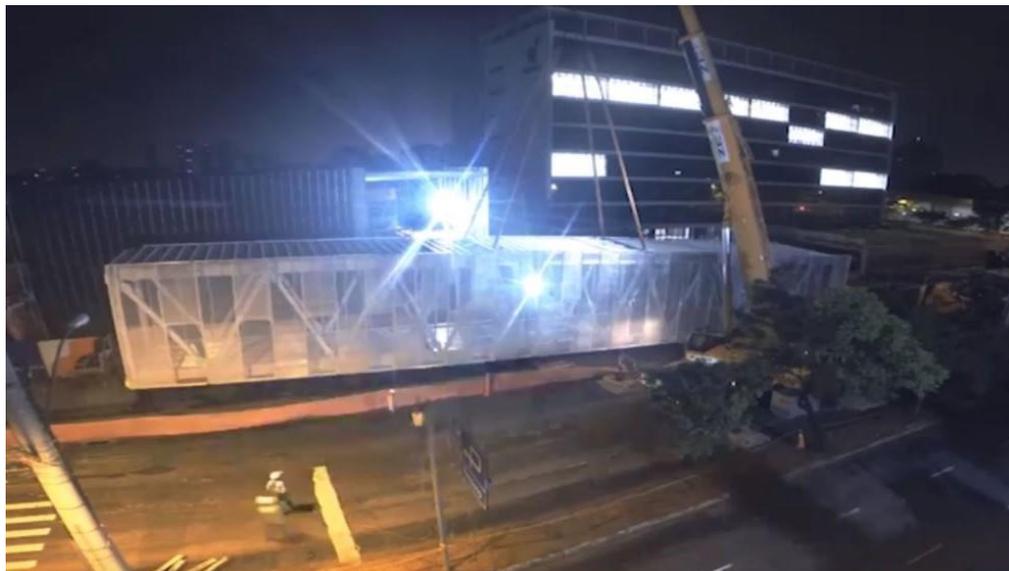
Figura 9 - Ligações parafusadas nas diagonais



(fonte: foto do autor)

Após a montagem, a estrutura é içada através de um guindaste, utilizando 4 lingas de elevação fixadas em encontros de diagonais com os banzos superiores das treliças conforme a figura 10.

Figura 10 - Içamento da estrutura existente



(fonte: adaptado de NOVA JVA)

3 CONCEPÇÃO ALTERNATIVA

Nessa seção, será apresentada uma concepção alternativa para o projeto estrutural da passarela existente, adotando tanto os aspectos arquitetônicos quanto construtivos da estrutura existente como premissas para o projeto da nova estrutura.

3.1 TOPOLOGIA DAS TRELIÇAS

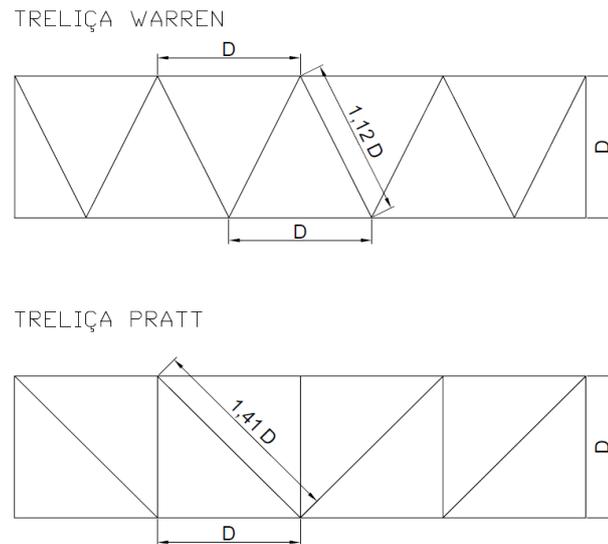
Na estrutura existente, foi utilizada a treliça Warren sem montantes para resistir as cargas verticais. Quando essa configuração está submetida a cargas gravitacionais ao longo de toda sua extensão, as barras do banzo superior estão sujeiras a esforços de compressão, as barras do banzo inferior a esforços de tração, e as diagonais a esforços de tração e compressão, alternadamente.

Como o principal carregamento na passarela é a carga móvel que atua na mesma direção da carga de peso próprio, essas ações definem um comportamento predominante de esforços na estrutura. Já as forças ascendentes causadas pelo vento precisam superar a carga de peso próprio para causar esforços inversos na estrutura.

Na concepção alternativa, foi adotada a treliça Pratt (figura 12) com intuito de otimizar os perfis metálicos tendo em vista o comportamento predominante de esforços. Quando submetida a cargas gravitacionais, as barras do banzo superior da treliça Pratt também estão sujeiras a esforços de compressão e as barras do banzo inferior a esforços de tração, já as diagonais estão sujeitas somente a esforços de tração e os montantes somente a esforços de compressão.

Comparando treliças Warren e Pratt com mesma altura e mesmo espaçamento entre nós, é observado que as diagonais da treliça Pratt, sujeitas unicamente a tração, têm comprimento 26% maior que as diagonais da treliça Warren; e os montantes da treliça Pratt, sujeitos unicamente a compressão, têm comprimento 11% menor que as diagonais da treliça Warren (figura 11).

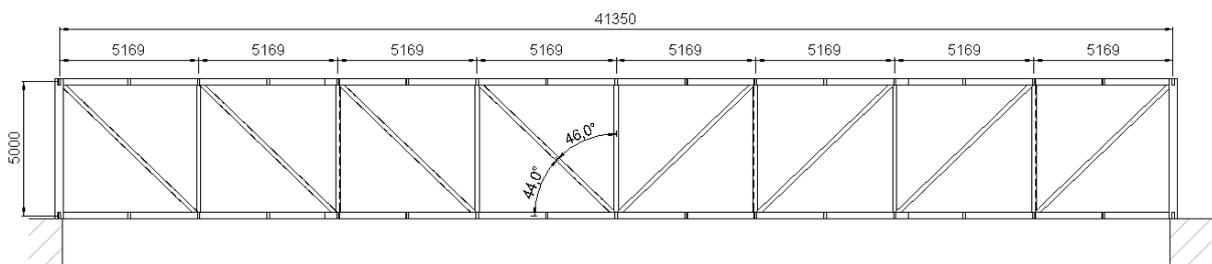
Figura 11 - Comparativo do comprimento das barras das treliças Warren e Pratt



(fonte: elaborada pelo autor)

O dimensionamento de uma barra a tração, respeitando o limite de esbeltez, não depende do comprimento da barra. Por outro lado, o dimensionamento de uma barra a compressão é influenciado fortemente por seu comprimento devido aos estados-limites de flambagem a qual ela está sujeita. A adoção da treliça Pratt é justificada com o objetivo de conduzir os esforços de compressão por barras de menor comprimento, para atenuar os efeitos de flambagem, e os esforços de tração por barras de maior comprimento, não havendo penalidades nessa prática.

Figura 12 - Projeto estrutural da concepção alternativa: vista lateral

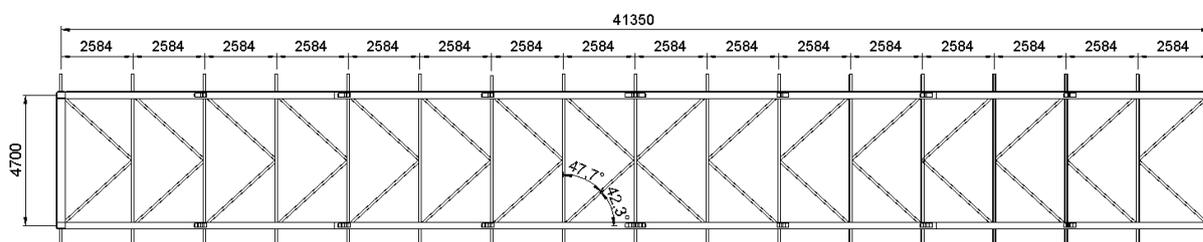


(fonte: elaborada pelo autor)

Para resistir às cargas horizontais, optou-se por manter a concepção original utilizando a treliça K, pois essa é a única configuração usual que possui os ângulos entre banzos e diagonais, e montantes e diagonais, maior que 30° . Essa é uma condição necessária para utilização das prescrições da NBR 16239:2013, que serão vistas no decorrer do trabalho. Decidiu-se,

entretanto, por alterá-la de maneira a formar um eixo de simetria no centro da estrutura, característica que será utilizada no dimensionamento das barras (figura 13).

Figura 13 - Projeto estrutural da concepção alternativa: nível inferior



(fonte: elaborada pelo autor)

3.2 PERFIL ESTRUTURAL

A escolha de um tipo de perfil estrutural alternativo aos utilizados na estrutura original visa, primeiramente, expandir o conhecimento do autor a respeito de todos aspectos que envolvem o projeto estrutural com um tipo de perfil pouco abordado durante o período acadêmico e que possui diversas características particulares. Adicionalmente, buscou-se utilizar um perfil estrutural que trouxesse vantagens em relação aos perfis da estrutura existente, considerando as características da estrutura projetada.

3.2.1 Perfil Tubular

A estrutura existente é composta de banzos, diagonais das treliças Warren e quadro rígido em perfis I soldados; vigas do piso e cobertura em perfis I laminados e diagonais das treliças K em cantoneiras laminadas. Na estrutura alternativa, serão utilizados perfis tubulares retangulares em todos elementos que compõem a estrutura da passarela.

Por se tratar de uma estrutura constituída de treliças, suas barras são submetidas predominantemente a esforços axiais de compressão e tração, uma vez que as ligações entre barras de uma treliça podem ser concebidas como rótulas devido a desprezível transferência de momentos fletores entre barras nos nós desse sistema estrutural.

Tubos são elementos que possuem uma seção transversal adequada para suportar esforços de compressão axial e, quando comparados com as seções abertas, são mais eficazes, conduzindo a seções com menor consumo de aço (ARRAÚJO et al., 2016 p. 23).

Os tubos com seções transversais quadradas apresentam momentos de inércia cerca de 2,0 vezes superior e raio de giração da ordem de 1,4 vez superior ao eixo de menor inércia de seções H equivalentes em massa, o que demonstra sua melhor eficiência a esforços axiais de compressão, os quais sujeitam a barra a instabilidade global por flexão em ambos os eixos (ARRAÚJO et al., 2016 p. 21).

3.2.2 Fabricação

Os tubos estruturais de aço podem ser produzidos de maneiras distintas. Dois processos de produção se destacam por serem os mais utilizados: tubos sem costura laminados a quente e tubos com costura, provenientes de chapas devidamente conformadas e soldadas (ARRAÚJO et al., 2016 p. 53).

Os tubos retangulares e quadrados, podem ser produzidos por laminação a quente, como acontece com produtos produzidos internacionalmente ou por conformação a frio de tubos circulares, como o que ocorre no Brasil, onde as seções quadradas e retangulares são conformadas a frio através de equipamentos de perfilação (quadradoras). Essa conformação pode ser feita tanto em tubos sem costura como nos tubos com costura (ARRAÚJO et al., 2016 p. 59).

Esse trabalho adotou as especificações dos tubos retangulares produzidos pela Vallourec Tubos do Brasil S.A. Esses perfis são conformados a frio e obtidos a partir de tubos circulares sem costura laminados a quente, podendo ainda ser fornecidos com tratamentos térmicos para alívio de tensões residuais.

A tabela 1 apresenta as propriedades mecânicas dos aços estruturais dos tubos retangulares da Vallourec conforme o catálogo da empresa. Os perfis tubulares deste trabalho serão dimensionados considerando a utilização do aço VMB 350 e emprego de tratamento térmico para alívio de tensões residuais, para máximo aproveitamento dos perfis estruturais.

Tabela 1 - Resistência ao escoamento e ruptura de aços estruturais de perfis tubulares quadrados ou retangulares comercializados pela Vallourec Tubos do Brasil S.A

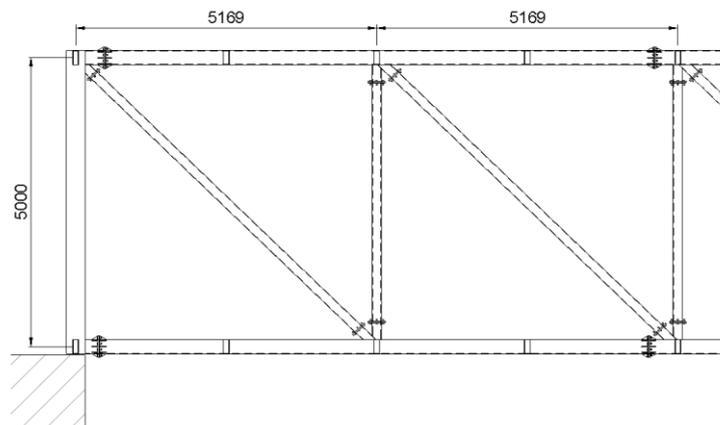
Designação Comercial	Resistência ao escoamento do aço (fy)	Resistência à ruptura do aço (fu)
	[MPa]	[MPa]
VMB 250	250	400
VMB 300	300	415
VMB 350	350	485

(fonte: adaptado de VALLOUREC TUBOS DO BRASIL S.A, p. 33)

3.3 TRANSPORTE E MONTAGEM

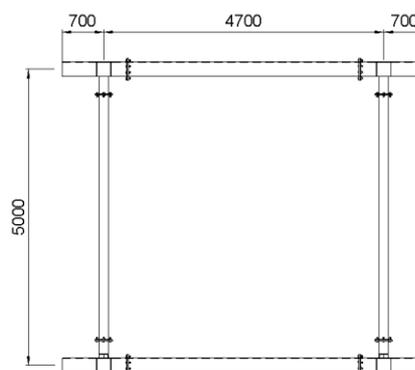
Na concepção alternativa são adotados os mesmos meios utilizados para o transporte e a montagem da estrutura existente, tendo como principal artifício as ligações parafusadas que possibilitam o fracionamento da estrutura (figuras 14 e 15)

Figura 14 - Ligações parafusadas em vista lateral da estrutura



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 15 - Ligações parafusadas em corte transversal da estrutura



(fonte: elaborada pelo autor)

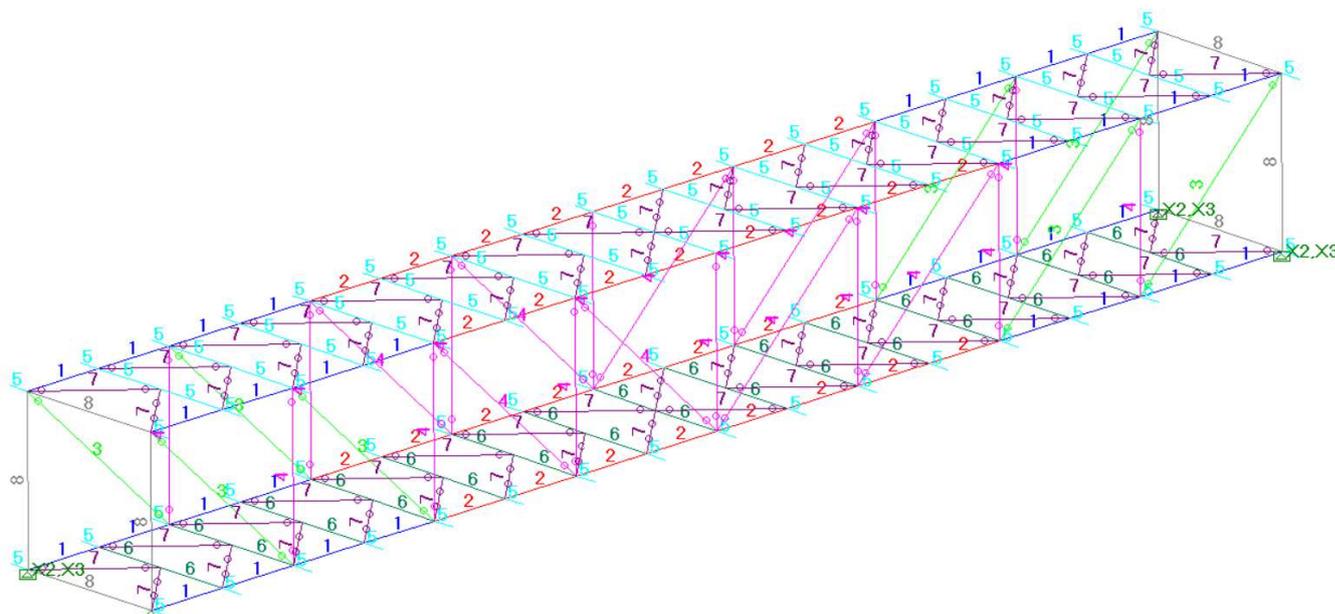
4 MODELO ESTRUTURAL

O projeto estrutural é uma atividade iterativa que demanda sucessivas tentativas de resolução. Neste trabalho são apresentados os resultados referentes a solução final do projeto estrutural, após todas iterações necessárias para se chegar a essa solução.

4.1 PROGRAMA COMPUTACIONAL

O modelo estrutural foi analisado pelo software STRAP. São realizadas as etapas de lançamento de barras, atribuição de propriedades geométricas e de matérias das seções e definição de vinculações (ver figura 16), além da definição de carregamentos e combinações. As solicitações, deslocamentos e reações podem ser visualizados de maneira gráfica e através de tabelas.

Figura 16 - Modelo estrutural: perspectiva



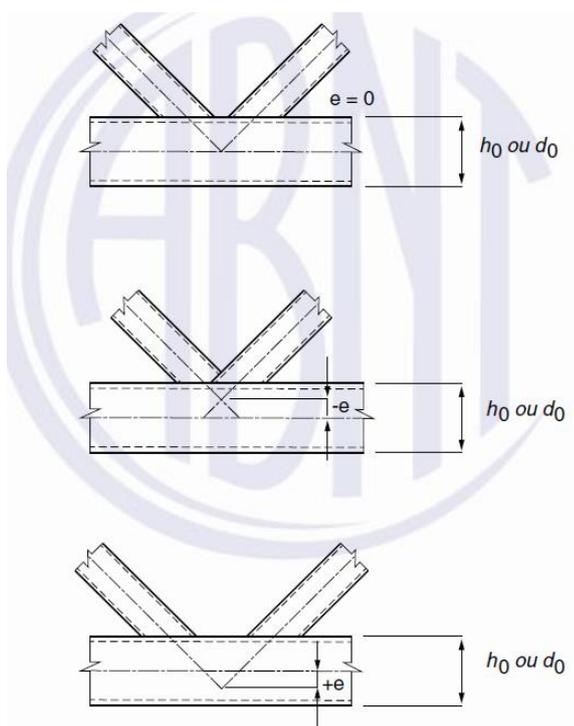
(fonte: elaborada pelo autor)

Optou-se por posicionar as barras dos banzos do modelo estrutural conforme o eixo central dos banzos do projeto original, tendo em vista prováveis alterações de dimensões dos perfis. Através dessa definição, alterações nos perfis causam variações de dimensões internas e externas da estrutura na mesma proporção, visto que ambas são aspectos arquitetônicos a serem observados.

4.2 TRELIÇAS

Tomou-se como premissa a utilização de nós com excentricidade nula, em que os eixos das barras se encontram em um mesmo ponto na ligação, conforme pode ser visualizado na primeira situação da figura 17. A presença de excentricidades resulta no aparecimento de momentos fletores nos nós, circunstância que se buscou evitar.

Figura 17 - Excentricidade das ligações



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

Segundo a NBR 16239:2013 (item 4.2), as forças axiais nas barras das treliças podem ser determinadas considerando que os nós sejam rotulados, desde que:

- a) as geometrias dos nós e barras estejam nas faixas de validade especificadas na Seção 6.1.2 da NBR 16239:2013 conforme mostra a figura 18;
- b) a razão entre o comprimento das barras, medido entre os nós, e a altura da seção transversal no plano da treliça não seja inferior a 6.

A relação entre o comprimento e a altura da seção transversal das diagonais da treliça Pratt (λ_{dp}), montantes da treliça Pratt (λ_{mp}), e montantes das treliças K (λ_{mk}) são:

$$\lambda_{dp} = \frac{L}{h} = \frac{719}{16} = 44,94 \geq 6 \quad (\text{equação 01})$$

$$\lambda_{mp} = \frac{L}{h} = \frac{500}{16} = 31,25 \geq 6 \quad (\text{equação 02})$$

$$\lambda_{mk} = \frac{L}{h} = \frac{349}{9} = 38,78 \geq 6 \quad (\text{equação 03})$$

Figura 18 - Requisitos necessários para adoção do modelo de nós rotulados

- a) os ângulos θ_i 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 de tubos com extremidades amassadas não são previstas;
- c) em ligações com afastamento (Figura 5 a)), 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 (Figura 5 b)), 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, dada nesta Seção, deve ser dividida, ainda, por um coeficiente de ajustamento, γ_n , igual a 1,1, com a exceção da resistência da solda, dada em 6.1.5 e no Anexo A;
- h) a espessura nominal da parede dos perfis tubulares não pode ser inferior a 2,5 mm.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 17)

Dentre os requisitos descritos na figura 18, o item “a” é verificado conforme as figuras 12 e 13, já os itens restantes são adotados como premissas a serem seguidas nos processos de dimensionamento das barras e nós para que a condição de nós rotulados seja utilizada.

4.3 MODELO DE NÓS E BARRAS

Os perfis empregados para cada barra são apresentados nas figuras 19 a 23, conforme a numeração descrita na tabela 2. A nomenclatura dos perfis segue o padrão do catálogo da fabricante Vallourec, em que TQ refere-se a tubo quadrado e TR a tubo retangular. As dimensões da seção estão no formato “altura”x”base”x”espessura”. Os círculos presentes nas

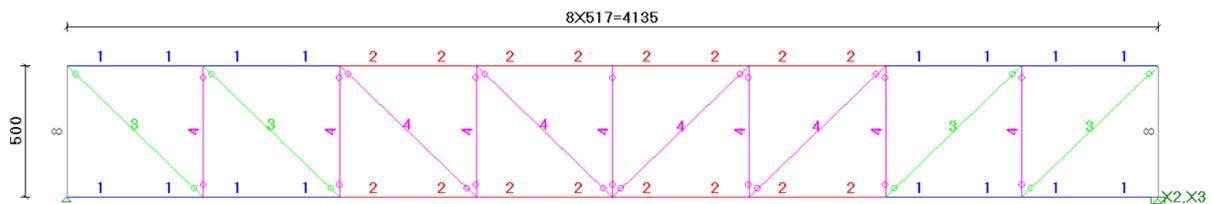
extremidades de diagonais e montantes representam as rótulas empregadas segundo o item anterior.

Tabela 2 - Numeração perfis tubulares

Nº	Perfil	A [cm ²]	I _x [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]
1	TQ 250x250x8,8	82,2	7835	7835
2	TQ 250x250x10,0	93	8707	8707
3	TQ 160x160x8,0	46,7	1741	1741
4	TQ 160x160x6,4	37,7	1461	1461
5	TR 250x100x6,4	42,1	3106	739
6	TR 250x100x7,1	46,6	3380	801
7	TQ 90x90x4,0	13,1	162	162
8	TQ 250x320x16,0	171	15120	22100

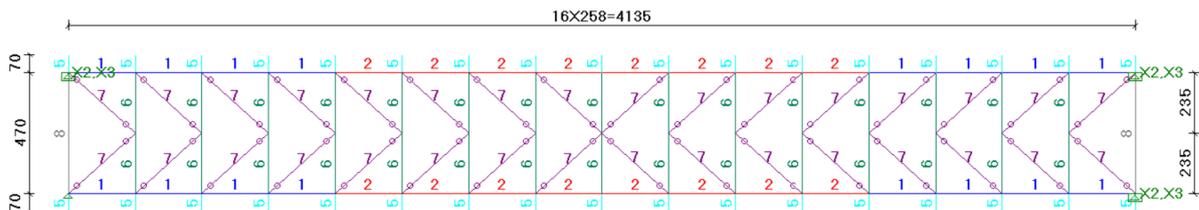
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 19 - Modelo estrutural: vista lateral



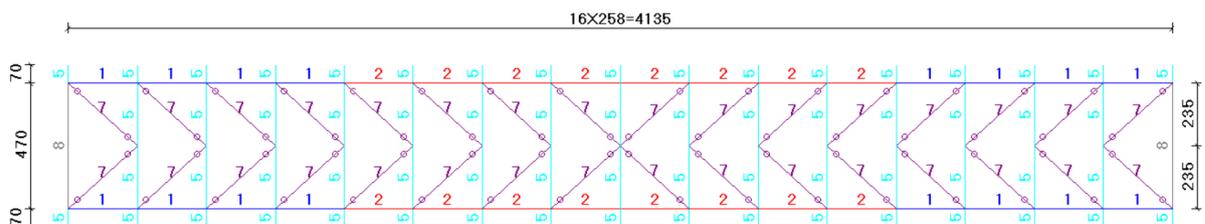
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 20 - Modelo estrutural: nível inferior



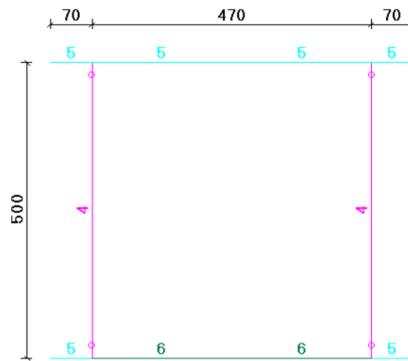
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 21 - Modelo estrutural: nível superior



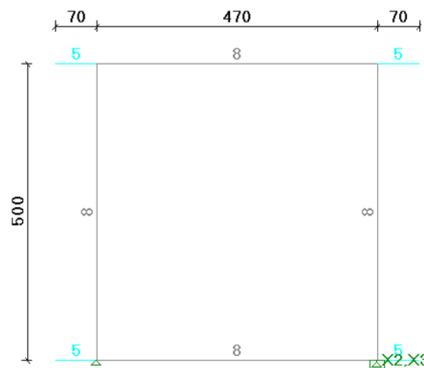
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 22 - Modelo estrutural: corte transversal na região do vão



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 23 - Modelo estrutural: corte transversal na região dos apoios

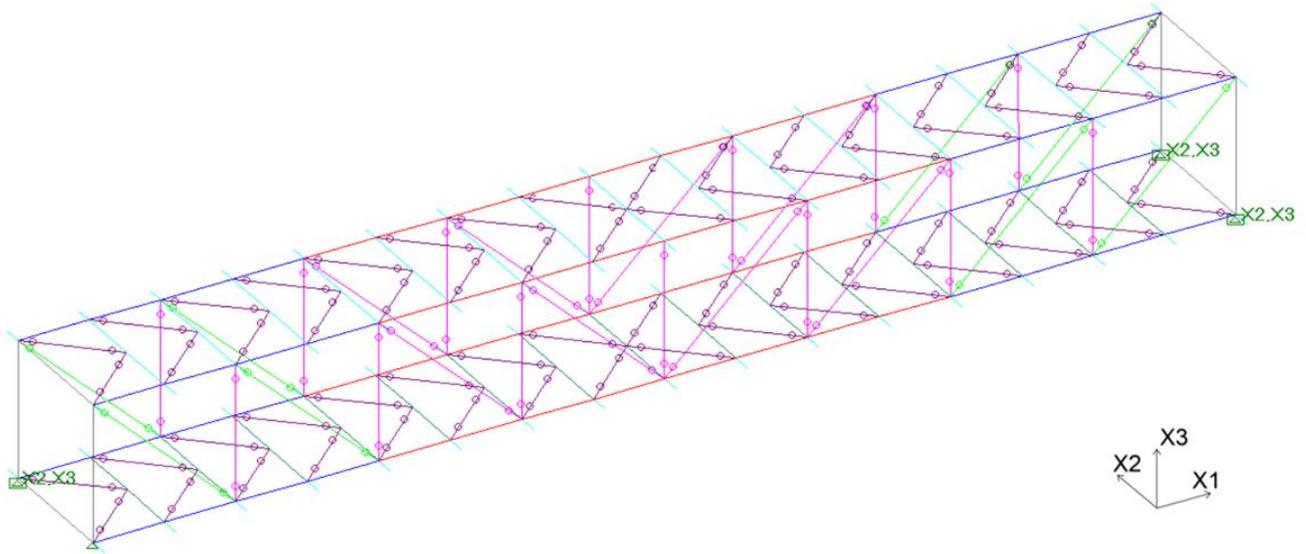


(fonte: elaborada pelo autor)

De forma a representar a mesma condição da estrutura original, com apoios de neoprene fretado dispondo de ligações parafusadas com furos, são adotados apoios no modelo estrutural que permitem o deslocamento na direção longitudinal da estrutura, direção em que não age nenhuma ação.

O intuito de liberar o deslocamento na direção X1 dos apoios (exceto em um para não tornar a estrutura isostática), conforme a figura 24, é evitar a ocorrência de reações na estrutura de concreto provindos da hiperstaticidade externa das treliças. Dessa forma, os únicos esforços transmitidos para a estrutura de concreto são reações verticais resultantes das cargas verticais e reações horizontais resultantes e na mesma direção das cargas horizontais.

Figura 24 - Modelo estrutural: apoios



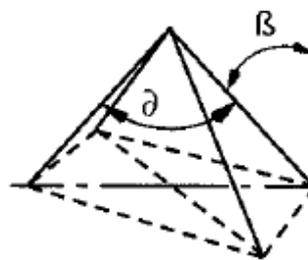
(fonte: elaborada pelo autor)

4.4 ANÁLISE DA CONDIÇÃO DE IÇAMENTO

A forma de içamento proposta para a estrutura buscou se aproximar da situação ocorrida na estrutura original, considerando as diferenças na distribuição das barras entre a estrutura original e a concepção alternativa desse trabalho.

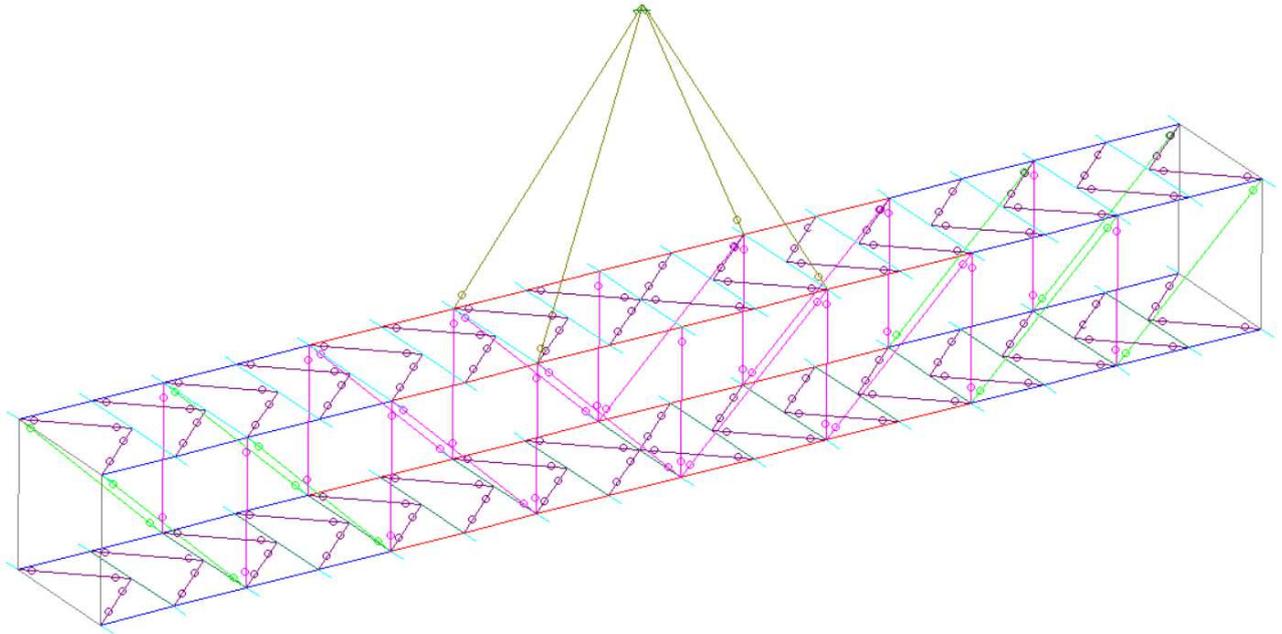
Na concepção alternativa, as lingas de elevação responsáveis pelo içamento são fixadas em encontros entre o banzo superior e os montantes diretamente ao lado do montante central. Pela difícil aferição do ângulo formado entre as lingas através das imagens do içamento da estrutura existente, foi adotado um ângulo médio entre valores limites recomendados. Os valores limites recomendados para o ângulo ϑ (figura 25), são 0° e 120° (GUNNEBO, 2016 p.45), sendo adotado o ângulo de 60° para o modelo estrutural da situação de içamento (figura 26).

Figura 25 - Ângulo entre lingas de elevação



(fonte: GUNNEBO INDUSTRIES, 2016, p. 45)

Figura 26 - Modelo estrutural: içamento



(fonte: elaborada pelo autor)

5 CARREGAMENTOS

Nesse capítulo serão apresentadas as ações e combinações de ações consideradas no projeto da estrutura alternativa.

5.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da estrutura; na estrutura em questão são ações permanentes o peso próprio dos perfis metálicos e elementos construtivos.

5.1.1 Peso Próprio dos Perfis Metálicos

Os pesos próprios dos perfis metálicos são obtidos a partir de suas massas por unidade de comprimento, as quais foram obtidas no catálogo da fabricante Vallourec para cada perfil utilizado na nova estrutura, ver tabela 3. A ação peso próprio é definida como carga linearmente distribuída nas barras do modelo estrutural.

Tabela 3 - Massa por unidade de comprimento dos perfis tubulares

Perfil	Massa por Unidade de Comprimento [kg/m]
TQ 90x90x4,0	10,3
TQ 160x160x6,4	29,6
TR 250x100x6,4	33,1
TR 250x100x7,1	36,6
TQ 160x160x8,0	36,7
TQ 250x250x8,8	64,5
TQ 250x250x10,0	73,0
TQ 250x320x16,0	134,0

(fonte: elaborada pelo autor)

5.1.2 Elementos construtivos

Os elementos construtivos englobam tanto elementos não estruturais, quanto elementos estruturais que não compõem o sistema estrutural principal, os quais não serão dimensionados nesse trabalho.

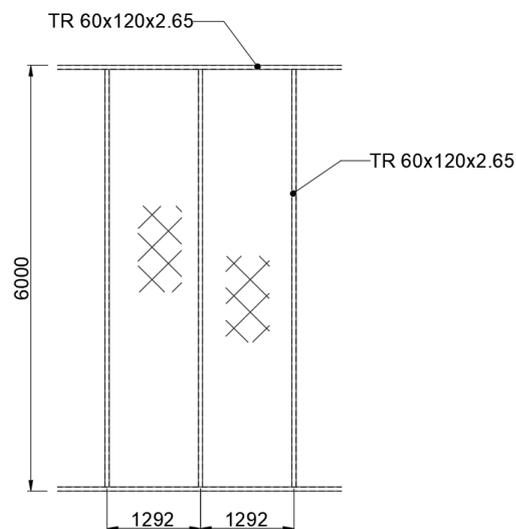
A ação de peso próprio de elementos construtivos é constituída dos pesos do fechamento externo, laje steel deck, piso elevado, revestimento de piso, guarda-corpo, forro, terças de cobertura e telha; sendo aplicado nos apoios desses elementos como cargas concentradas ou distribuídas.

5.1.2.1 Fechamento Externo

O fechamento externo da passarela é formado por uma alternância entre as chapas expandidas com 55% e 78% de área aberta. Para fins da análise estrutural, será adotado uma única chapa expandida comercial com área aberta e dimensões com valores intermediários aos observados na passarela existente. A chapa expandida escolhida possui malha de 5,5 cm x 10 cm, área aberta de 66 % e peso próprio de 2,70 kg/m².

Para o suporte da malha, são utilizados quadros constituídos de perfis tubulares retangulares com dimensões 120 mm x 60 mm x 2,65 mm na configuração conforme a figura 27:

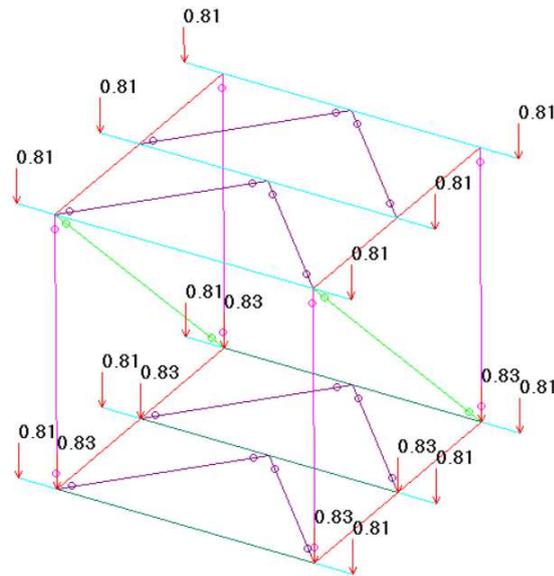
Figura 27 - Estruturação do fechamento externo



(fonte: adaptado de SIMON ENGENHARIA, 2016)

A massa por unidade de comprimento do perfil de suporte é de 7,22 kg/m, o que resulta na massa por unidade de área do quadro de 7,99 kg/m². Em conjunto, o quadro e a chapa expandida equivalem a 10,69 kg/m², o que consiste em uma carga de 104,8 N/m². A carga é aplicada no modelo como cargas concentradas nos pontos de apoio do fechamento externo através da consideração de suas áreas de influência (figura 28).

Figura 28 - Carga de peso próprio do fechamento externo em kN



(fonte: elaborado pelo autor)

A área de influência dos pontos de apoio do fechamento externo lateral (A_1) e a carga atuante devido ao peso do fechamento (P_1) são:

$$A_1 = 3 * 2,585 = 7,755 \text{ m}^2 \quad (\text{equação 04})$$

$$P_1 = 7,755 * 104,8 = 812,7 \text{ N} \quad (\text{equação 05})$$

A área de influência dos pontos de apoio do fechamento externo inferior (A_2) e a carga atuante devido ao peso do fechamento (P_2) são:

$$A_2 = 3,05 * 2,585 = 7,884 \text{ m}^2 \quad (\text{equação 06})$$

$$P_2 = 7,884 * 104,8 = 826,3 \text{ N} \quad (\text{equação 07})$$

5.1.2.2 Steel Deck

A distância entre apoios da laje steel deck na estrutura original é de 2,40 metros e na estrutura alternativa passa a ser 2,585 metros. Tendo em vista a pequena alteração da distância entre apoios, decidiu-se por utilizar o peso referente ao mesmo steel deck dispensando a verificação

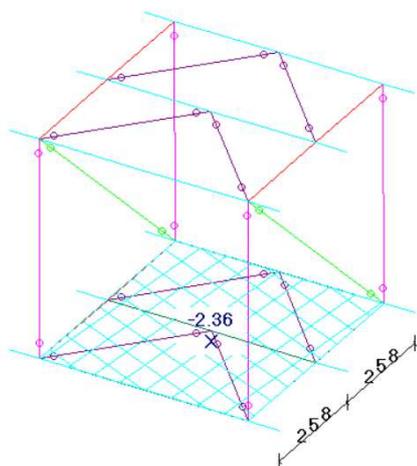
desse elemento estrutural, entendendo que não haveria alterações significativas no peso desse elemento. O mesmo pressuposto é assumido para as terças da cobertura.

O steel deck utilizado é o MF50 com espessura de 1,25 mm e com laje de concreto de 12 cm (figura 5), conforme catálogo do fabricante Metform. A carga referente ao peso do steel deck é de 2360 N/m².

O programa possibilita o lançamento de cargas distribuídas em área através da delimitação do contorno da área e seleção das barras em que a carga deve ser aplicada. Automaticamente, a carga atuante nas barras selecionadas é calculada através de suas áreas de influência.

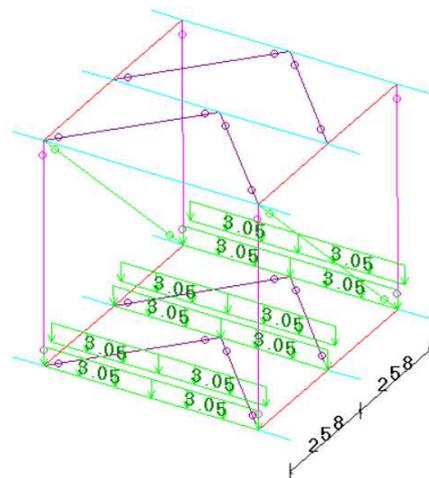
A carga referente ao peso do steel deck é aplicada em toda área interna do nível inferior e atua somente nas vigas do piso, as quais sustentam o steel deck. As figuras 29 e 30 ilustram as duas representações do programa para a carga de peso do steel deck. Esse mesmo procedimento é adotado também para as cargas do piso elevado, revestimento do piso e carga móvel.

Figura 29 - Carga de peso do steel deck distribuída em área em kN/m²



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 30 - Carga de peso do steel deck atuante nas vigas do piso em kN/m



(fonte: elaborada pelo autor)

5.1.2.3 Piso Elevado

A passarela possui uma estrutura de piso elevado por toda sua extensão. A NBR 6120:2019 prescreve, em sua tabela 4, a utilização da carga permanente de 500 N/m² para piso elevado interno com placas de aço e altura até 30 cm. Sendo essa a situação que mais se aproxima da existente na estrutura, é adotada a carga indicada pela norma.

5.1.2.4 Revestimento de Piso em Basalto

O revestimento do piso é constituído de placas de basalto de 2 cm de espessura. O peso específico do basalto é de 29 kN/m² conforme a NBR 6120:2019, resultando na carga de 580 N/m².

5.1.2.5 Guarda-corpo

O guarda-corpo é feito de vidro com 1,2 cm de espessura e 1,10 m de altura. O peso específico do vidro é de 26 kN/m² conforme a NBR 6120:2019, resultando na carga de 343,2 N/m, que é aplicada nas barras dos banzos inferiores.

5.1.2.6 Forro

A NBR 6120:2019 prescreve, em sua tabela 8, a utilização da carga permanente de 100 N/m² para forro de placas de alumínio, incluindo a estrutura de suporte. Sendo essa a situação que mais se aproxima da existente na estrutura, é adotada a carga indicada pela norma. O mesmo procedimento de aplicação de carga distribuída ilustrado para o steel deck é utilizado para o forro, no entanto a carga atua nas vigas de cobertura no nível superior.

5.1.2.7 Terças da cobertura

A terça utilizada é um perfil de chapa dobrada UDC 100x50x2,65 de peso linear de 3,98 kg/m (figura 5), resultando na carga de carga 39,0 N/m. O comprimento de influência de cada ponto de apoio das terças é de 2,585 m, a carga atuante nos pontos de apoio das terças (P_3) é igual a:

$$P_3 = 2,585 * 39,0 = 100,8 N \quad (\text{equação 08})$$

5.1.2.8 Telha

São utilizadas telhas trapezoidais TP40 de aço com espessura de 0,50 mm na cobertura da estrutura. A NBR 6120:2019 prescreve, em sua tabela 5, a utilização da carga permanente de 60 N/m² para telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,5 mm.

Sendo a área de influência de cada ponto de apoio das terças que suportam as telhas igual a 4,05 m², a carga de peso da telha atuante nos pontos de apoio das terças (P_4) é igual a:

$$P_4 = 4,05 * 60,0 = 243 N \quad (\text{equação 09})$$

5.2 AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da estrutura. Na estrutura em questão são ações variáveis: sobrecarga na cobertura, carga móvel, carga de impacto e carga de vento.

5.2.1 Sobrecarga na Cobertura

Segundo a NBR 8800:2008 (item B.5.1), deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 250 N/m² nas coberturas comuns.

Sendo a área de influência de cada ponto de apoio das terças igual a 4,05 m², a carga atuante nos pontos referente a sobrecarga na cobertura (P_5) é igual a:

$$P_5 = 4,05 * 250 = 1012,5 N \quad (\text{equação 10})$$

5.2.2 Carga Móvel

Segundo a NBR 7188:2013 (item 6.1), deve ser adotada a carga distribuída com intensidade de 5000 N/m² sobre o pavimento entre os guarda-corpos em passarelas, referente a carga móvel de pedestres.

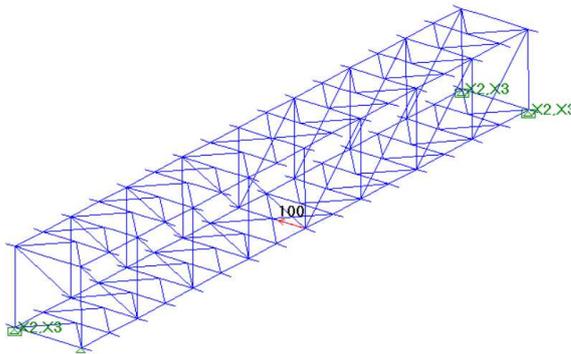
A distância entre os perfis que apoiam o piso é de 2,585 m; portanto, atua sobre cada viga de apoio do piso a carga linearmente distribuída de 12925 N/m referente a carga móvel.

5.2.3 Carga de Impacto

Ainda segundo a NBR 7188:2013, como medida mitigadora de eventuais impactos, deve ser considerada uma carga horizontal excepcional pontual de 100 kN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela no sentido do tráfego.

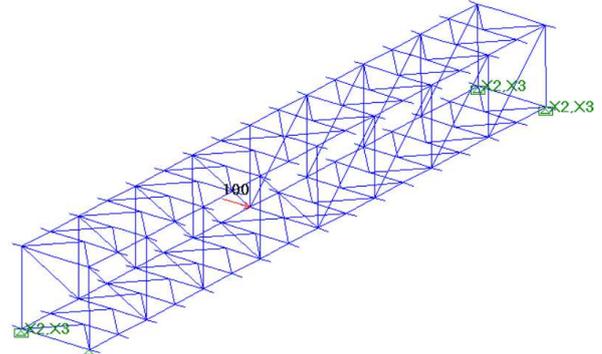
Os pontos de aplicação da carga de impacto podem ser visualizados nas figuras 31 e 32.

Figura 31 - Carga de impacto: ponto de aplicação 1



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 32 - Carga de impacto: ponto de aplicação 2



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2.4 Carga de Vento

Por não haver definições normativas específicas para determinação da carga de vento em passarelas, serão adotadas as prescrições da NBR 6123:1988 que mais se aproximam das condições da estrutura projetada. Serão adotadas, quando necessário, as situações de cargas mais conservadoras na falta de prescrições que contemplem a situação encontrada na estrutura.

O vento que atua perpendicularmente às faces laterais da estrutura encontra primeiramente como obstáculo o fechamento externo lateral em chapa expandida, para depois entrar em contato com os perfis tubulares e guarda-corpo. Não há prescrições normativas que possibilitem calcular a carga de vento atuante nos perfis tubulares considerando a existência do painel de chapa expandida, que produz turbulência na rajada de vento. Dessa forma, será considerado de maneira conservadora a soma das cargas atuantes nos fechamentos externos, perfis tubulares e guarda-corpo isoladamente.

5.2.4.1 Pressão Dinâmica

Primeiramente, a pressão dinâmica é calculada pelas expressões:

$$q = 0,613 V_k \quad (\text{equação 11})$$

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (\text{equação 12})$$

Sendo:

q = pressão dinâmica;

V_k = velocidade característica do vento;

V_o = velocidade básica do vento;

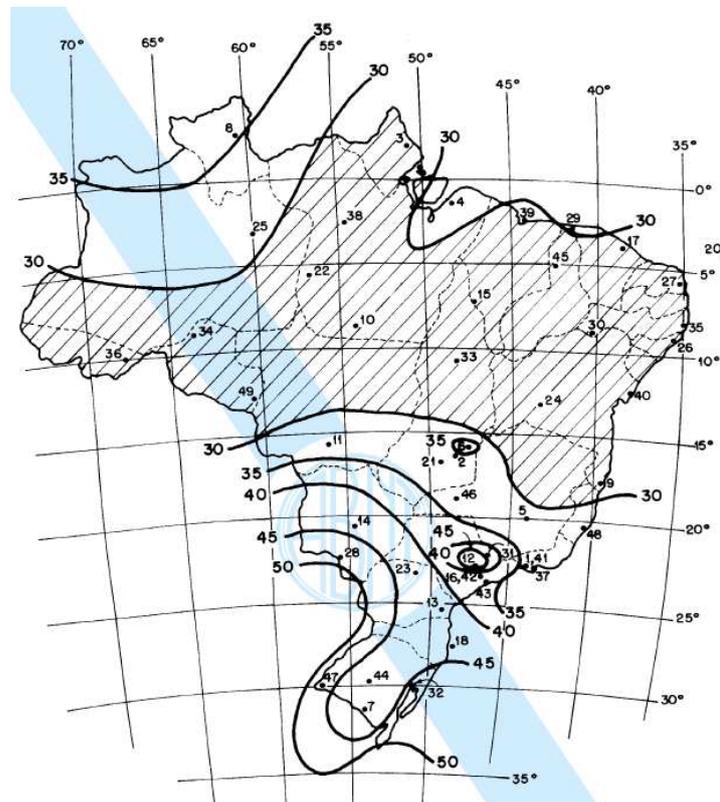
S_1 = fator topográfico;

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

S_3 = fator estatístico;

A velocidade básica do vento, V_o , para a cidade de Porto Alegre é obtida no mapa de isopletas disposto na NBR 6123:1988 (figura 33), sendo igual a 46 m/s.

Figura 33 - Isopletas de velocidade básica V_o (m/s)



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

O fator topográfico (S_1) para terreno plano ou fracamente acidentado, sendo esta a situação do local em que se encontra a estrutura, tem o valor igual a 1,0.

O fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2) é obtido através da equação 13 e envolve na sua determinação a classificação quanto as dimensões da estrutura e quanto a rugosidade do terreno em que se encontra.

Quanto a rugosidade do terreno, pode-se adotar a Categoria III referente a terrenos planos ou ondulados com obstáculos com cota média igual a 3,0 m. Quanto as dimensões da estrutura, pode-se adotar a Classe B referente a edificações para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (\text{equação 13})$$

Sendo:

$b = 0,94$ para Categoria III e Classe B;

$F_r = 0,98$ para Classe B;

z = cota do topo da estrutura igual a 12 m;

$p = 0,105$ para Categoria III e Classe B;

Portanto o fator S_2 para as condições da estrutura tem o valor de 0,94.

O fator estatístico (S_3), para o grupo 2, em que se enquadram edificações com alto fator de ocupação, situação característica da estrutura, tem o valor igual a 1,0.

A velocidade característica do vento e pressão dinâmica obtidos são:

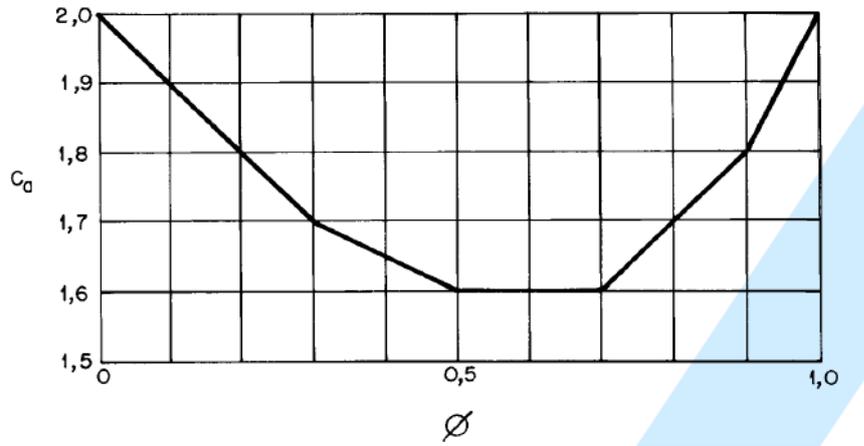
$$V_k = 43,24 \text{ m/s} \quad (\text{equação 14})$$

$$q = 1146,1 \text{ N/m}^2 \quad (\text{equação 15})$$

5.2.4.2 Carga de Vento no Fechamento Externo Lateral

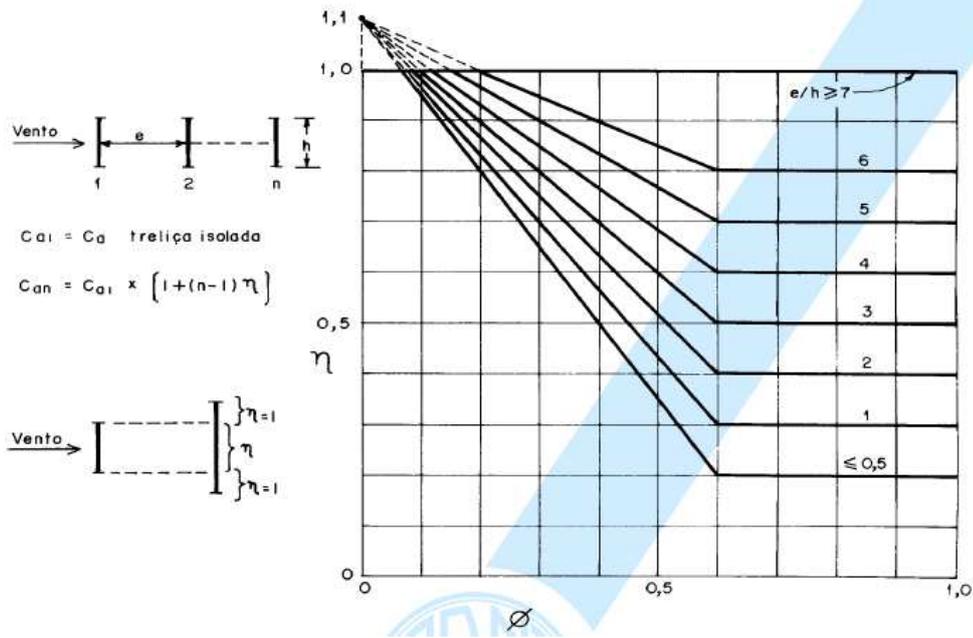
Os itens 7.5 e 7.6 da NBR 6123:1988 fornecem os parâmetros para o cálculo da carga devida ao vento em reticulados planos utilizando-se dos ábacos presentes nas figuras 34 e 35 extraídas da norma.

Figura 34 - Coeficiente de arrasto, C_a , para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 27)

Figura 35 - Fator de proteção, η , para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 29)

O fechamento externo constituído da chapa expandida com área aberta de 66% estruturada com perfis tubulares com dimensões de 120 mm x 60 mm x 2,65 mm, considerando as áreas dos dois elementos, possui um índice de área exposta $\varnothing = 0,38$, o qual resulta no coeficiente de arrasto $C_a = 1,66$ extraído do ábaco da figura 34.

Sendo a razão entre o espaçamento entre os fechamentos externos paralelos e sua altura, $e/h = 6/6,2 = 0,97$, é extraído do ábaco da figura 35 o fator de proteção $\eta = 0,59$. O coeficiente de arrasto do conjunto (C_{an}) obtido é:

$$C_{an} = C_{a1}(1 + (n - 1)\eta) = 1,66(1 + (2 - 1) * 0,59) = 2,64 \quad (\text{equação 16})$$

Portanto, isolando-se os coeficientes de arrasto para cada fechamento externo: a barlavento (C_{a1}) e a sotavento (C_{a2}):

$$C_{a1} = 1,66 \quad (\text{equação 17})$$

$$C_{a2} = C_{an} - C_{a1} = 2,64 - 1,66 = 0,98 \quad (\text{equação 18})$$

A força exercida pelo vento em cada ponto de fixação do fechamento lateral a barlavento ($F_{fl,1}$) e a sotavento ($F_{fl,2}$) é obtida considerando a área de influência cada ponto de fixação (A_1).

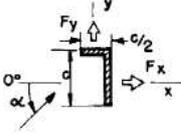
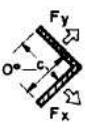
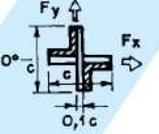
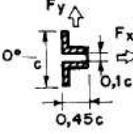
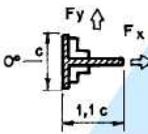
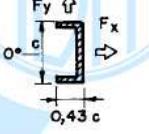
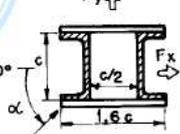
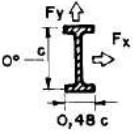
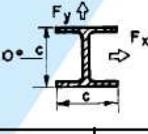
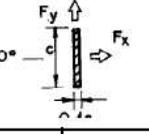
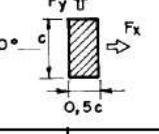
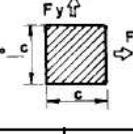
$$F_{fl,1} = C_{a1} q A_1 \phi = 1,66 * 1146,1 * 7,755 * 0,38 = 5606,6 \text{ N} \quad (\text{equação 19})$$

$$F_{fl,2} = C_{a2} q A_1 \phi = 0,98 * 1146,1 * 7,755 * 0,38 = 3309,9 \text{ N} \quad (\text{equação 20})$$

4.2.4.2 Carga de Vento nos Banzos, Montantes e Diagonais

Os itens 7.1 e 7.2 da NBR 6123:1988 fornecem os parâmetros para o cálculo da carga devida ao vento em barras prismáticas utilizando-se das tabelas 4 e 5 extraídas da norma.

Tabela 4 - Coeficientes de força, C_x e C_y , para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito

								
α	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0
								
α	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+2,0	0	+2,5	0	+1,4	0	+2,05	0
45°	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6
90°	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+2,2	+0,5	+0,9
135°	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	-	-	-	-
180°	-1,7	+2,1	-1,8	0	-	-	-	-
								
α	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 25)

Tabela 5 - Valores do fator de redução, K, para barras de comprimento finito

l/c_a ou l/d	2	5	10	20	40	50	100	∞
Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico ($Re < 4,2 \cdot 10^5$)	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
Barras prismáticas de seção circular em regime acima do crítico ($Re \geq 4,2 \cdot 10^5$)	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
Barras prismáticas de faces planas	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 25)

Como os perfis dos banzos, diagonais e montantes da treliça Pratt são perfis tubulares quadrados em que o raio da borda é pequeno em relação as dimensões da seção, pode-se adotar a seção quadrada presente na tabela 4 no cálculo da carga de vento nos perfis.

Para o vento que age a 0° , nos perfis dos banzos, diagonais e montantes, o coeficiente de força (C_x) tem o valor de 2,0. O fator de redução (K), retirado da tabela 5, e a força na direção x para cada perfil a barlavento são apresentados a seguir:

Banzos:

$$\frac{l_b}{c_b} = \frac{41,35}{0,25} = 165,4 \text{ portanto, } K_b = 1,0 \quad (\text{equação 21})$$

$$F_{b,1} = C_x q K_b c_b = 2,0 * 1146,1 * 1,0 * 0,25 = 573,1 \text{ N/m} \quad (\text{equação 22})$$

Diagonais:

$$\frac{l_d}{c_d} = \frac{7,19}{0,16} = 44,9 \text{ portanto, } K_d = 0,88 \quad (\text{equação 23})$$

$$F_{d,1} = C_x q K_d c_d = 2,0 * 1146,1 * 0,88 * 0,16 = 322,7 \text{ N/m} \quad (\text{equação 24})$$

Montantes:

$$\frac{l_m}{c_m} = \frac{5,00}{0,16} = 31,3 \text{ portanto, } K_m = 0,84 \quad (\text{equação 25})$$

$$F_{m,1} = C_x q K_d c_d = 2,0 * 1146,1 * 0,84 * 0,16 = 308,1 \text{ N/m} \quad (\text{equação 26})$$

Sendo:

l_i = comprimento da barra;

c_i = largura da barra;

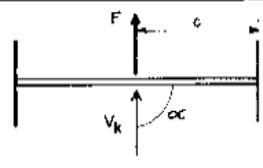
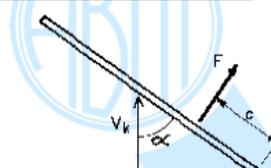
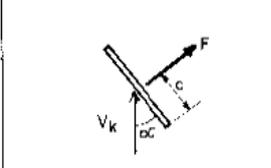
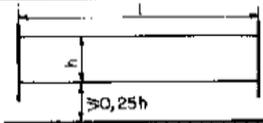
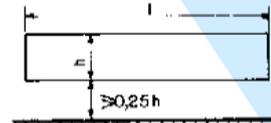
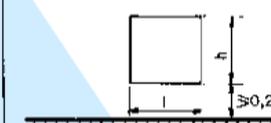
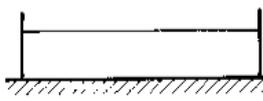
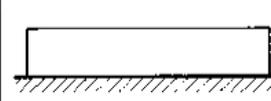
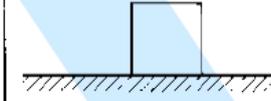
$F_{i,1}$ = força atuante nas barras a barlavento;

Os subíndices b, d e m referem-se a banzo, diagonal e montante.

5.2.4.3 Carga de Vento no Guarda-Corpo

O item 8.1 da NBR 6123:1988 fornece os parâmetros para o cálculo da carga devida ao vento em placas retangulares utilizando-se da tabela 6 extraída da norma.

Tabela 6 - Coeficientes de força, C_f , para muros e placas retangulares

$l/h = 60$ (sem placas de extremidade) $l/h = 10$ (com placas de extremidade)	$l/h = 10$	$l/h = 1$
		
$\alpha = 90^\circ$: $c = 0,5 l$	$\alpha = 50^\circ$: $c = 0,3 l$	$\alpha = 40^\circ$: $c = 0,4 l$
		
$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 2,0$	$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 1,3$ $\alpha = 50^\circ$: $C_f = 1,6$	$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 1,15$ $\alpha = 40^\circ$: $C_f = 1,8$
		
$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 1,2$	$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 1,2$ $\alpha = 50^\circ$: $C_f = 1,5$	$\alpha = 90^\circ$: $C_f = 1,1$ $\alpha = 40^\circ$: $C_f = 1,5$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 32)

Sendo a razão entre o comprimento e a altura do guarda-corpo $l/h = 41,35/1,1 = 37,6$ e considerando a situação de afastamento do solo, a carga devida ao vento a barlavento no guarda-corpo ($F_{g,1}$) é obtida a seguir:

$$F_{g,1} = C_f q h = 2,0 * 1146,1 * 1,10 = 2521,4 \text{ N/m} \quad (\text{equação 27})$$

5.2.4.4 Carga de Vento nos Banzos, Diagonais, Montantes e Guarda-Corpo a Sotavento

Pode-se calcular a carga de vento dos banzos, diagonais, montantes e guarda-corpo a sotavento através da utilização do fator de proteção, η , obtido no ábaco da figura 35 ao se considerar esse grupo um reticulado plano.

O grupo possui índice de área exposta $\phi = 0,37$; sendo a razão entre o espaçamento entre os grupos paralelos e sua altura, $e/h = 4,7/5,25 = 0,90$, é extraído do ábaco da figura 35 o fator

de proteção $\eta = 0,60$. O fator de proteção, no caso em que haja somente dois reticulados, pode ser interpretado como um multiplicador do coeficiente de arrasto do reticulado a barlavento para se obter o coeficiente de arrasto do reticulado a sotavento. Portanto, basta multiplicar a carga de vento a barlavento pelo fator de proteção para obtenção da carga de vento a sotavento.

$$F_{b,2} = 573,1 * 0,6 = 343,9 \text{ N/m} \quad (\text{equação 28})$$

$$F_{d,2} = 322,7 * 0,6 = 193,6 \text{ N/m} \quad (\text{equação 29})$$

$$F_{m,2} = 308,1 * 0,6 = 184,9 \text{ N/m} \quad (\text{equação 30})$$

$$F_{g,2} = 2521,4 * 0,6 = 1512,8 \text{ N/m} \quad (\text{equação 31})$$

Sendo:

$F_{i,2}$ = força atuante nos elementos a sotavento;

Os subíndices b, d, m e g referem-se a banzo, diagonal, montante e guarda-corpo.

5.2.4.5 Carga de Vento na Cobertura e no Piso

De maneira a englobar os diversos casos possíveis de incidência do vento na cobertura e no piso devido as laterais da estrutura permitirem a passagem do vento, o piso e cobertura serão consideradas coberturas isoladas a uma água. A da carga devida ao vento de coberturas isoladas a uma água é obtida segundo o item 8.2 da NBR 6123:1988 (tabela 7).

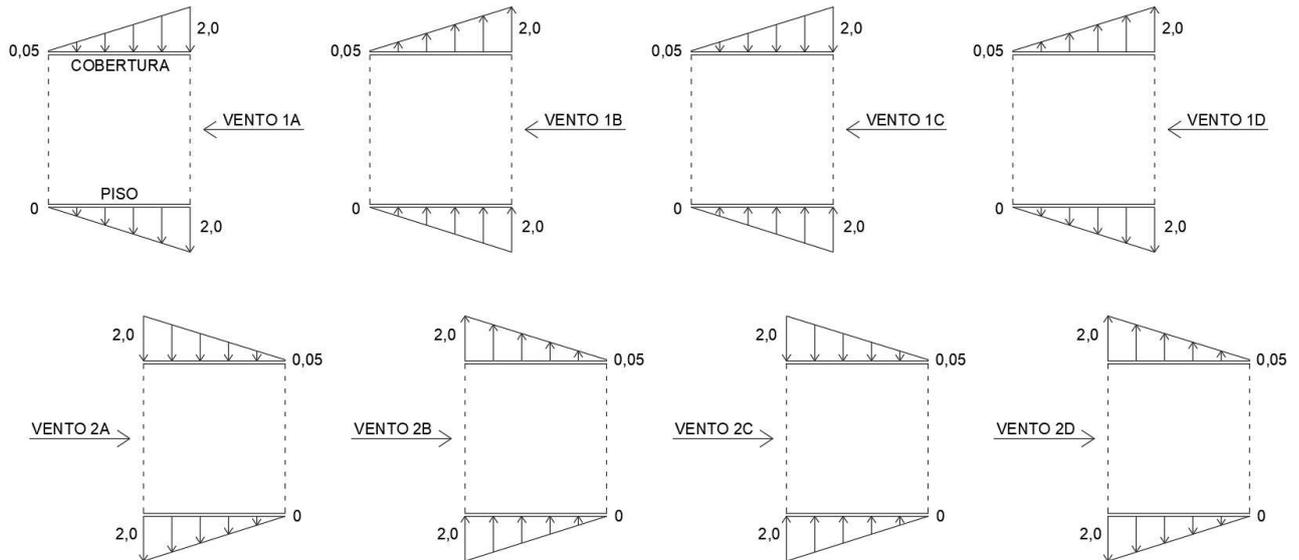
Tabela 7 - Coeficiente de pressão em coberturas isoladas a uma água plana

Vento	Primeiro carregamento	Segundo carregamento	
	$0 \leq \text{tg } \theta \leq 0,7$	$0 \leq \text{tg } \theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \text{tg } \theta \leq 0,3$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 34)

O piso possui inclinação igual a zero, e a cobertura possui inclinação de 5%, resultando no ângulo (θ) de $2,86^\circ$. Através da consideração dos dois carregamentos em cada nível (tabela 7) para cada direção do vento, são possíveis 8 casos diferentes de vento, conforme apresentado na figura 36.

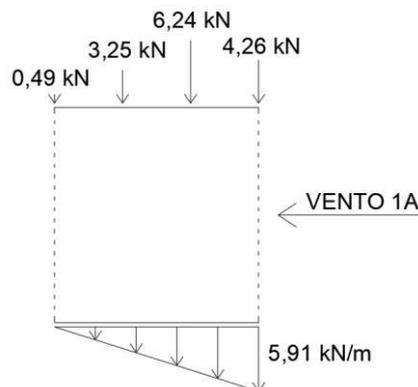
Figura 36 – Coeficiente de pressão na cobertura e laje de piso para cada caso de vento



(fonte: elaborada pelo autor)

A carga que age na cobertura é transmitida para a estrutura através das terças apoiadas na viga da cobertura, e a carga que age no piso através da laje apoiada nas vigas do piso. Tendo como base o caso Vento 1A, a figura 37 apresenta a carga que age em cada viga de cobertura e viga de piso, as quais são espaçadas em 2,58 m.

Figura 37 - Ação na estrutura devido as cargas de vento na cobertura e no piso para o caso vento 1A



(fonte: elaborada pelo autor)

5.2.4.6 Carga de Vento Total

As cargas de vento totais, portanto, são resultado das somas das cargas de vento nos fechamentos externos, diagonais, montantes, banzos e guarda-corpos (a barlavento e a sotavento) com os 8 casos de carga de vento na cobertura e no piso, resultando nos 8 casos de carga de vento utilizados nas combinações de ações. Serão usadas as denominações dadas aos casos de vento sobre a cobertura e laje de piso para designar as cargas de vento totais (figura 36).

5.3 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

Segundo a NBR 8800:2008, a combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis na estrutura.

A NBR 8800:2008 estabelece quatro tipos de combinações últimas para verificação do estado limite último: normais, especiais ou de construção e excepcionais. As combinações são descritas conforme as equações 32 a 34, sendo os coeficientes de ponderação de ações apresentados na tabela 8 e dos fatores de combinação e redução de ações variáveis na tabela 9.

Combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{oj} F_{Qj,k} \quad (\text{equação 32})$$

Combinações últimas especiais ou de construção:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj,k} \quad (\text{equação 33})$$

Combinações últimas excepcionais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q1,exc} + \sum_{j=1}^n \gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj,k} \quad (\text{equação 34})$$

Sendo:

γ_g = coeficiente de ponderação de ações permanentes;

γ_q = coeficiente de ponderação de ações variáveis;

ψ = fator de combinação de ações variáveis;

$F_{G,k}$ = valores característicos de ações permanentes;

$F_{Q,k}$ = valores característicos de ações variáveis;

Tabela 8 - Coeficientes de ponderação de ações γ_f

Combinações	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		

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 18)

Tabela 9 - Fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para ações variáveis

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

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 19)

Na tabela 10 são apresentadas as ações atuantes, suas abreviações utilizadas na apresentação das combinações, seus coeficientes de ponderação para cada tipo de combinação e os fatores de combinação das ações variáveis.

Tabela 10 - Abreviação da nomenclatura das ações

AÇÃO	ABREVIACÃO	AÇÃO	γ_f			ψ_0
			Combinações			
			Normais	Const.	Excep.	
Peso Próprio da Estrutura	PP	Permanente	1,4	1,15	1,1	-
Elementos Construtivos	EC	Permanente	1,4	1,3	1,2	-
Sobrecarga Cobertura	SC	Variável	1,5	1,3	1	0,8
Carga Móvel	CM	Variável	1,5	1,3	1	0,6
Vento 1A	V1A	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 1B	V1B	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 1C	V1C	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 1D	V1D	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 2A	V2A	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 2B	V2B	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 2C	V2C	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Vento 2D	V2D	Variável	1,4	1,2	1	0,6
Impacto 1	IM1	Excepcional	-	-	1	-
Impacto 2	IM2	Excepcional	-	-	1	-

(fonte: elaborada pelo autor)

O grande número de ações atuantes na estrutura gera consequentemente um grande número de combinações de ações. Visando a otimização das combinações, decidiu-se por realizar uma avaliação das solicitações geradas por cada ação a fim de reduzir o número de combinações sem comprometer a correta verificação da segurança.

A avaliação teve como foco identificar grupos de ações que causam solicitações de mesmo sentido simultaneamente em todas as barras da estrutura. A consideração conjunta dessas ações em uma combinação, quando desfavoráveis à segurança, apresenta solicitações mais críticas para as todas as barras ao se comparar às ações isoladas. Tais ações serão denominadas ações conjuntas para melhor assimilação.

Com a finalidade de englobar nesta consideração ações que possuem casos excepcionais de barras com solicitações em sentidos opostos, decidiu-se por arbitrar um limite ao se comparar

as solicitações dessas barras que ainda possibilite a consideração de que as ações sejam conjuntas. O limite arbitrado é descrito através da equação 35.

$$\text{se } \frac{S_n}{S_m} < 0, \quad \frac{|S_n|}{|S_m|} < 5\% \text{ sendo } |S_m| > |S_n| \quad (\text{equação 35})$$

Sendo:

S_n = solicitação causada pela ação “n” na barra analisada;

S_m = solicitação causada pela ação “m” na barra analisada;

Respeitado esse limite, pode-se afirmar com confiança que a consideração das ações conjuntas para redução do número de combinações não compromete a verificação da segurança das barras.

Portanto, se para duas ações, todas as barras simultaneamente apresentem solicitações de mesmo sentido, ou excepcionalmente, um pequeno número de barras apresente solicitações de sentidos opostos que respeitem o limite arbitrado, as ações são denominadas conjuntas.

A avaliação das solicitações em cada barra resultou na constatação de que as ações de peso próprio, elementos construtivos, sobrecarga na cobertura e carga móvel são ações conjuntas. Portanto, em casos em que a ação de peso próprio é desfavorável a segurança, suas ações conjuntas também são desfavoráveis a segurança, e não se faz necessário a consideração de combinações em que a ação de peso próprio esteja presente sem suas ações conjuntas. Conforme será apresentado no seção 7.

Para verificação do estado limite último, chega-se às combinações últimas conforme mostra a tabela 11.

Tabela 11 - Combinações últimas

nº	COMBINAÇÃO ÚLTIMA	TIPO
1	1,25*PP + 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
2	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V1A	Normal
3	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V1B	Normal
4	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V1C	Normal
5	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V1D	Normal
6	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V2A	Normal
7	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V2B	Normal
8	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V2C	Normal
9	1,25*PP+ 1,4*EC + 1,5*CM + 1,4*0,8*SC + 1,4*0,6*V2D	Normal
10	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM	Normal
11	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V1A	Normal
12	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V1B	Normal
13	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V1C	Normal
14	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V1D	Normal
15	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V2A	Normal
16	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V2B	Normal
17	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V2C	Normal
18	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*SC + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,6*V2D	Normal
19	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V1A	Normal
20	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V1B	Normal

continua

continuação

nº	COMBINAÇÃO ÚLTIMA	TIPO
21	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V1C	Normal
22	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V1D	Normal
23	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V2A	Normal
24	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V2B	Normal
25	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V2C	Normal
26	1,0*PP + 1,0*EC + 1,4*V2D	Normal
27	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V1A + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
28	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V1B + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
29	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V1C + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
30	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V1D + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
31	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V2A + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
32	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V2B + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
33	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V2C + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
34	1,25*PP + 1,4*EC + 1,4*V2D + 1,5*0,6*CM + 1,4*0,8*SC	Normal
35	1,0*PP + 1,0*EC + 1,0*IM1	Excepcional
36	1,0*PP + 1,0*EC + 1,0*IM2	Excepcional
37	1,10*PP + 1,20*EC + 1,0*IM1 + 1,0*0,6*CM + 1,0*0,8*SC	Excepcional
38	1,10*PP + 1,20*EC + 1,0*IM2 + 1,0*0,6*CM + 1,0*0,8*SC	Excepcional
39	1,15*PP + 1,3*EC IÇAMENTO	Construção

(fonte: elaborada pelo autor)

5.4 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

A NBR 8800:2008 estabelece três tipos de combinações de serviço de acordo com a sua permanência na estrutura: quase permanente, frequente e rara.

As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, sendo utilizadas para os efeitos de longa duração e para aparência da estrutura. As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante a vida da estrutura, sendo utilizadas para estados-limites que não causam danos permanentes à estrutura, incluindo relacionados ao conforto e movimentos laterais excessivos. As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura, sendo utilizadas para estados-limites que causam danos irreversíveis.

Uma combinação quase permanente será empregada para avaliação do deslocamento vertical da estrutura tendo como ação principal a carga móvel e uma combinação frequente será empregada para avaliação do deslocamento lateral tendo como ação principal o vento (tabela 12).

As combinações são descritas conforme as equações 36 e 37.

Combinação de quase permanente de serviço:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (\text{equação 36})$$

Combinação frequente de serviço:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (\text{equação 37})$$

Tabela 12 - Combinações de serviço

nº	COMBINAÇÃO DE SERVIÇO	TIPO
1	PP + EC + 0,3*CM + 0,6*SC	Quase Permanente
2	PP + EC + 0,3*V1A	Frequente

(fonte: elaborada pelo autor)

6 ESFORÇOS SOLICITANTES

Nesta seção são apresentados os esforços solicitantes nas barras devido as ações apresentadas na seção 6. São apresentados apenas os diagramas dos esforços solicitantes de situações de grande relevância ao projeto, devido à dificuldade na apresentação gráfica das solicitações de um grande número de barras em uma única imagem e da grande quantidade de situações que impossibilita a apresentação de todos dados graficamente.

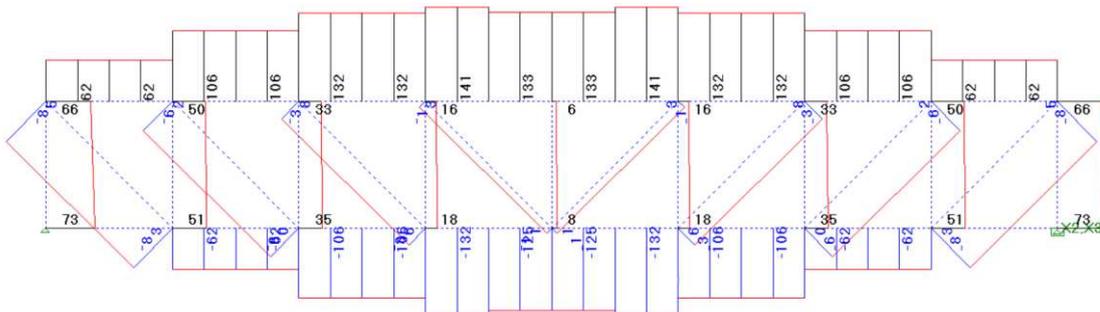
Nas figuras 38 a 59 a seguir, os esforços solicitantes são representados de acordo com:

- Os esforços axiais de compressão são apresentados em preto com unidade kN;
- Os esforços axiais de tração são apresentados em azul com unidade kN;
- Os momentos fletores positivos são apresentados em preto com unidade kN.m;
- Os momentos fletores negativos são apresentados em azul com unidade kN.m;
- As barras são representadas por linhas pontilhadas.

Quanto aos esforços axiais nas barras das treliças laterais devido as ações atuantes na direção vertical (figuras 38 a 42), pode-se destacar:

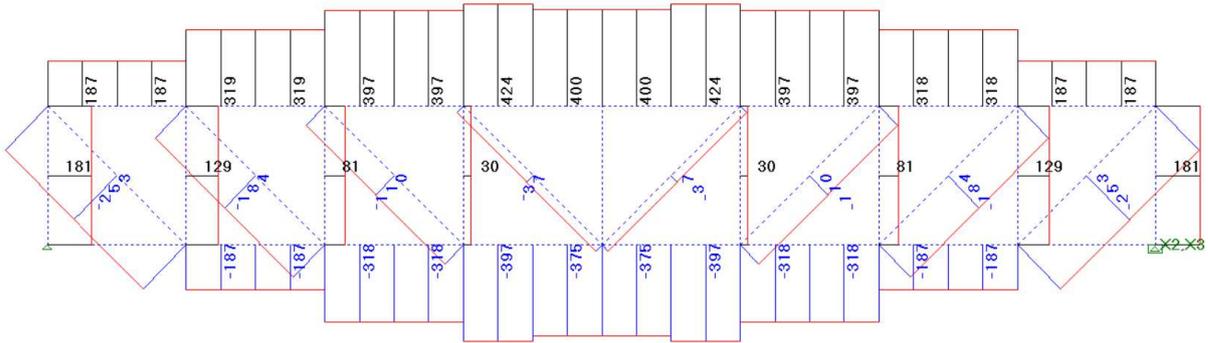
- As ações peso próprio, elementos construtivos, sobrecarga na cobertura e carga móvel apresentam a mesma distribuição de esforços axiais: banzo superior e montantes comprimidos e banzo inferior e diagonais tracionados.
- As ações carga móvel e elementos construtivos apresentam as solicitações axiais de maiores magnitudes;
- A ação sobrecarga na cobertura apresenta as solicitações axiais de menores magnitudes;
- Na condição de içamento, a ação peso próprio apresenta inversão da distribuição dos esforços, porém não apresentam grandes magnitudes;

Figura 38 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação peso próprio



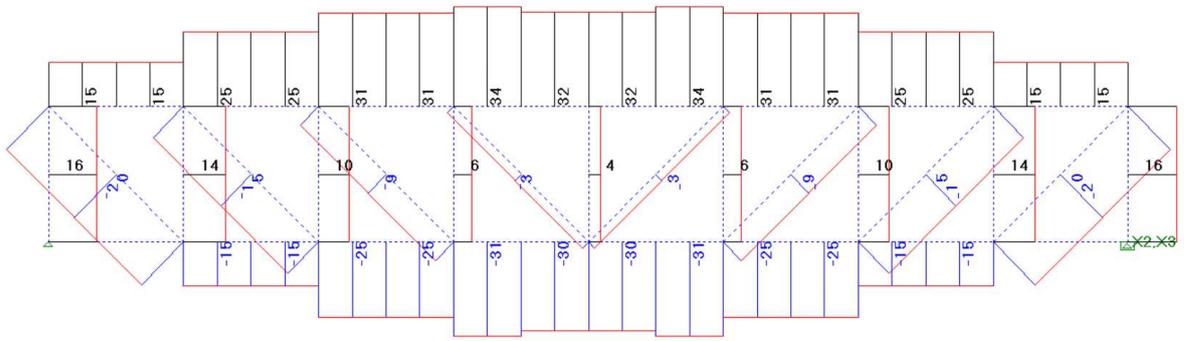
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 39 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação elementos construtivos



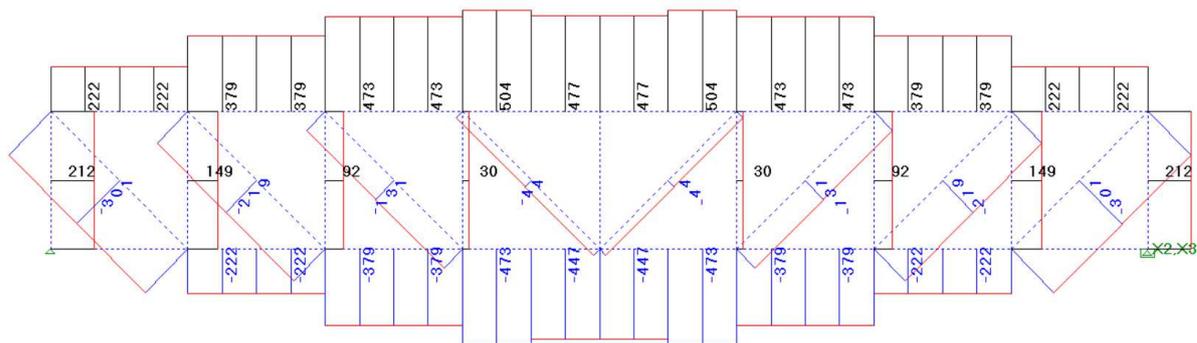
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 40 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação sobrecarga na cobertura



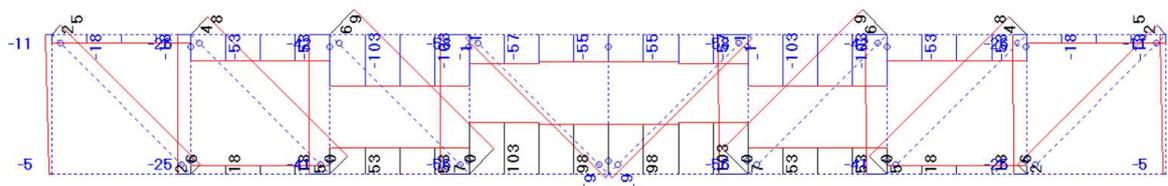
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 41 - Esforço axial nas treliças laterais devido a ação carga móvel



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 42 - Esforço axial nas treliças laterais em condição de içamento devido a ação peso próprio

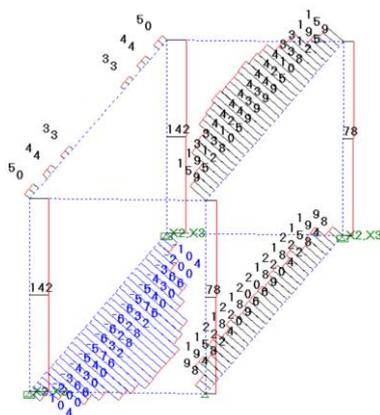


(fonte: elaborada pelo autor)

Quanto aos esforços axiais nos banzos devido a ações de vento e impacto (figuras 43 e 48), pode-se destacar:

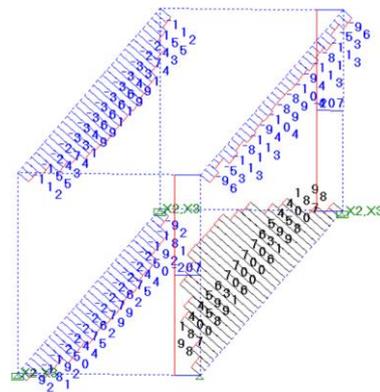
- Para a ação vento 1A, o esforço axial no banzo superior direito é praticamente zerado. Isso ocorre devido a parcela horizontal da carga de vento causar tração e a parcela vertical, que atua de forma descendente no piso e cobertura, causar compressão na barra. As magnitudes similares resultam na anulação dos esforços de cada parcela. O mesmo efeito ocorre simetricamente para a ação de vento 2A.
- A ação vento 1A apresenta o esforço de compressão de maior magnitude para o banzo superior direito e o esforço de tração de maior magnitude para o banzo inferior esquerdo. Isso ocorre devido as parcelas horizontal e vertical da carga de vento causarem esforços iguais nessas barras. O mesmo efeito ocorre simetricamente para a ação de vento 2A.
- A ação vento 1B apresenta o esforço de compressão de maior magnitude para o banzo inferior direito e o esforço de tração de maior magnitude para o banzo superior esquerdo. Isso ocorre devido as parcelas horizontal e vertical da carga de vento causarem esforços iguais nessas barras. O mesmo efeito ocorre simetricamente para a ação de vento 2B.

Figura 43 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 1A: vento atuando da direita para a esquerda e carga descendente no piso e cobertura



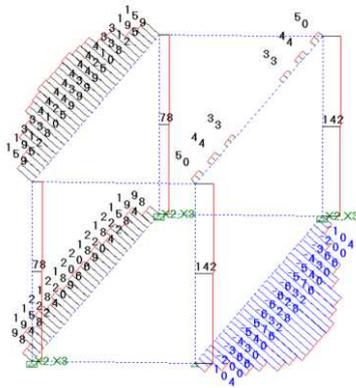
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 44 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 1B: vento atuando da direita para a esquerda e carga ascendente no piso e cobertura



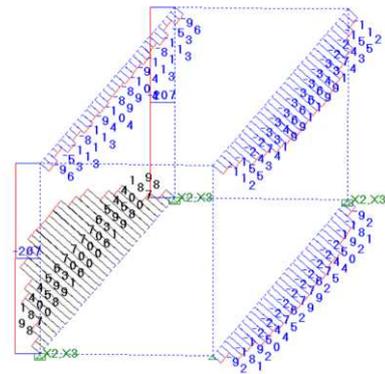
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 45 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 2A: vento atuando da esquerda para a direita e carga descendente no piso e cobertura



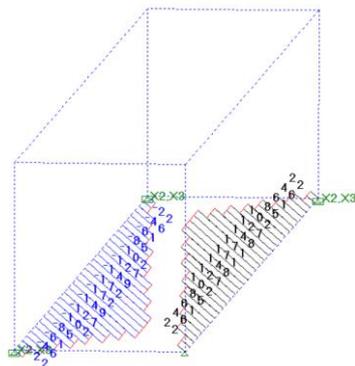
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 46 - Esforço axial nos banzos devido a ação vento 2B: vento atuando da esquerda para a direita e carga descendente no piso e cobertura



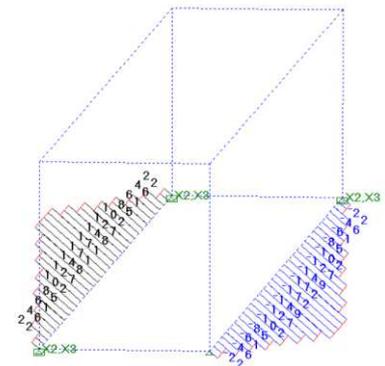
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 47 - Esforço axial nos banzos devido a ação impacto 1



(fonte: elaborada pelo autor)

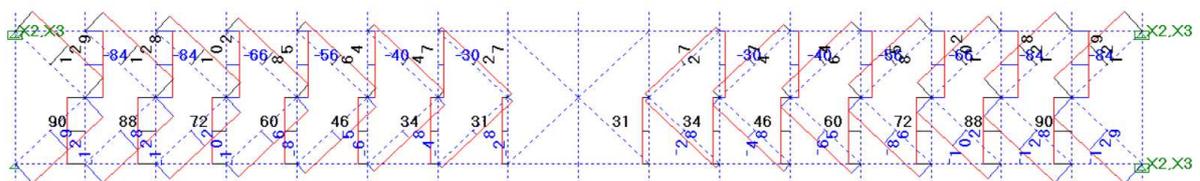
Figura 48 - Esforço axial nos banzos devido a ação impacto 2



(fonte: elaborada pelo autor)

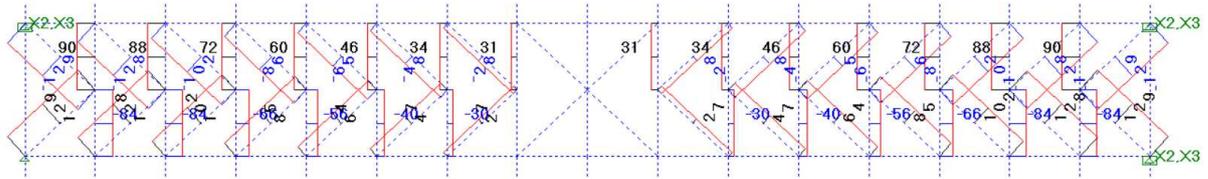
Quanto aos esforços axiais nas diagonais e vigas do piso devido a ações de vento e impacto (figuras 49 a 52), pode-se destacar que as ações de vento 1A e 2A são responsáveis pelos esforços axiais de maiores magnitudes atuantes nessas barras, com exceção da barra central em que as ações de impacto apresentam os maiores esforços axiais.

Figura 49 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação vento 1A



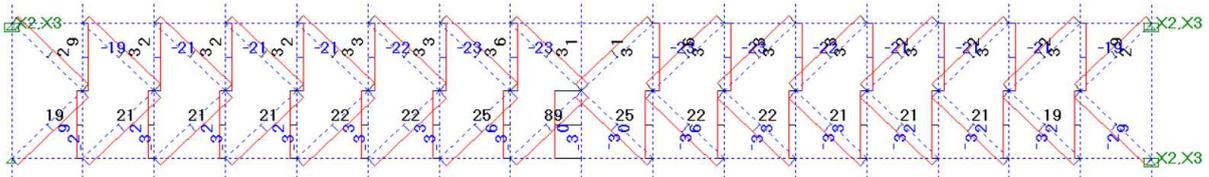
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 50 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação vento 2A



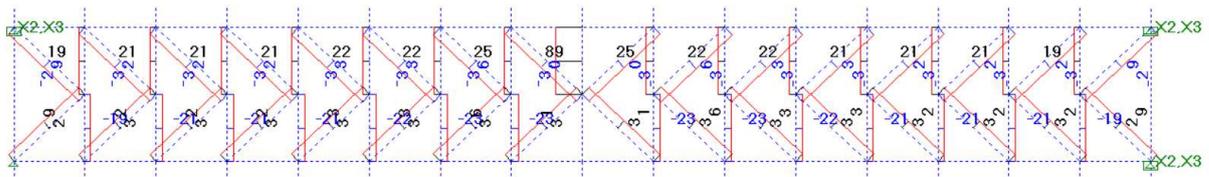
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 51 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação impacto 1



(fonte: elaborada pelo autor)

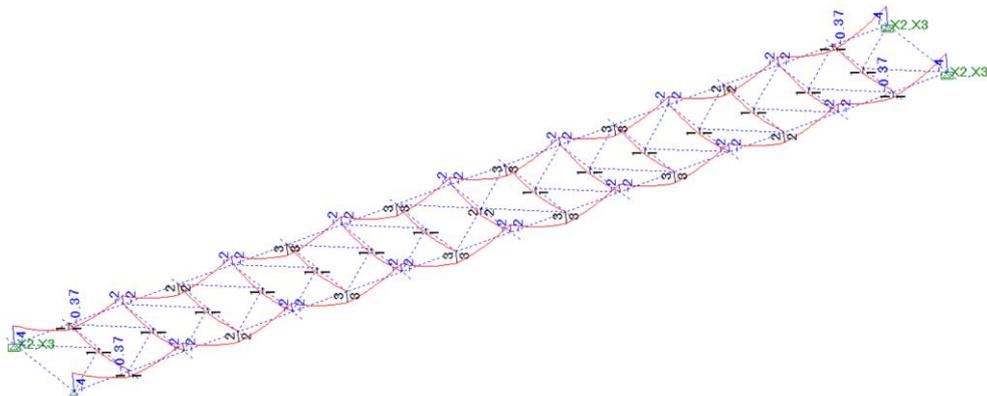
Figura 52 - Esforço axial nas diagonais e vigas do piso devido a ação impacto 2



(fonte: elaborada pelo autor)

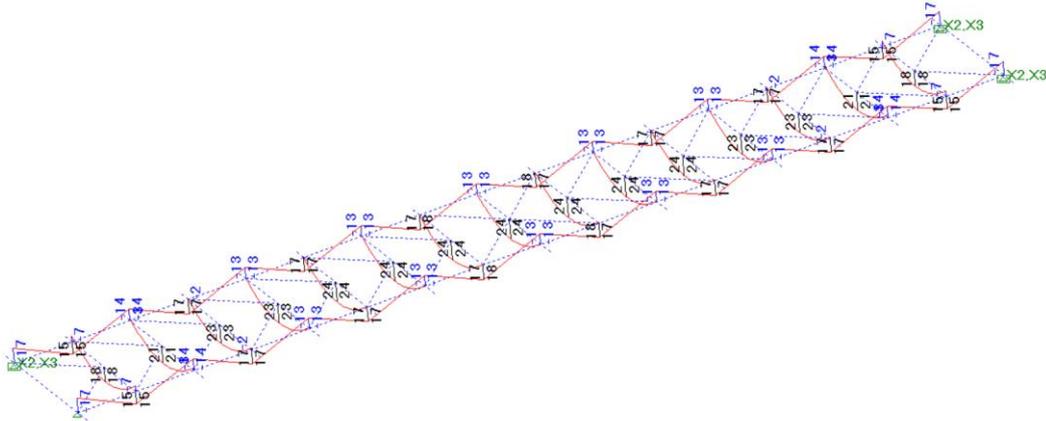
Quanto aos momentos fletores nos banzos inferiores e vigas do piso (figura 53 a 57), pode-se destacar que as ações elementos construtivos são responsáveis pelos momentos fletores de maiores magnitudes atuantes nessas barras.

Figura 53 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação de peso próprio



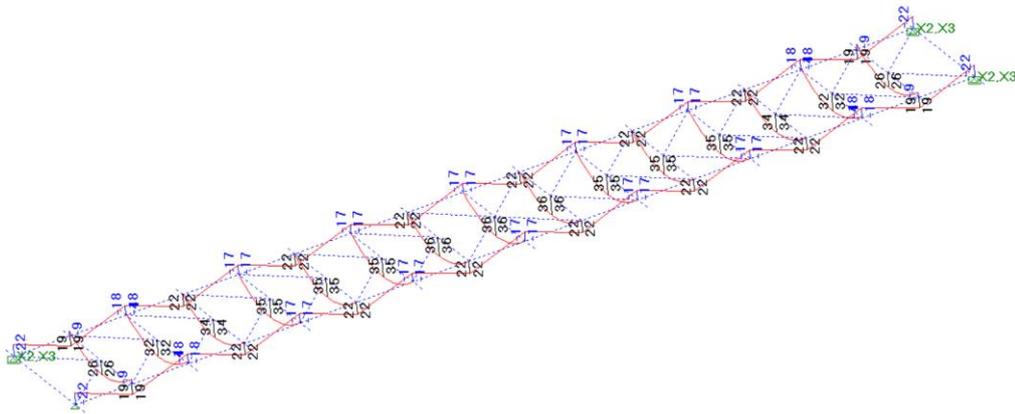
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 54 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação elementos construtivos



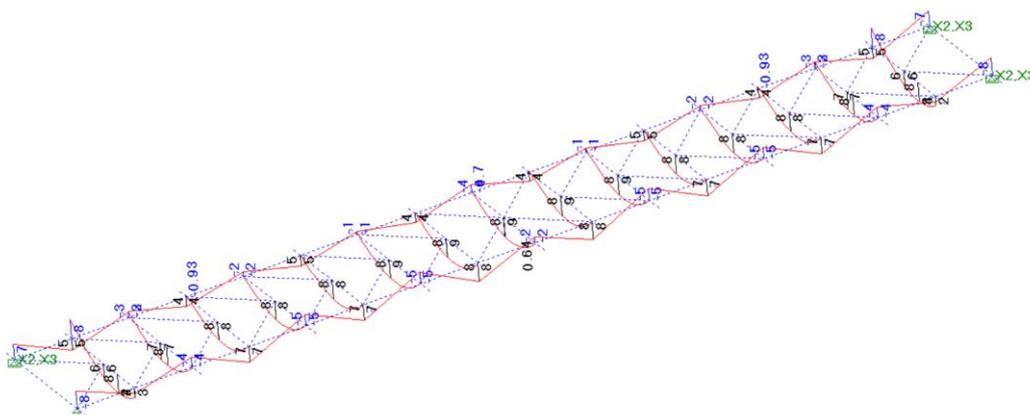
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 55 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação de carga móvel



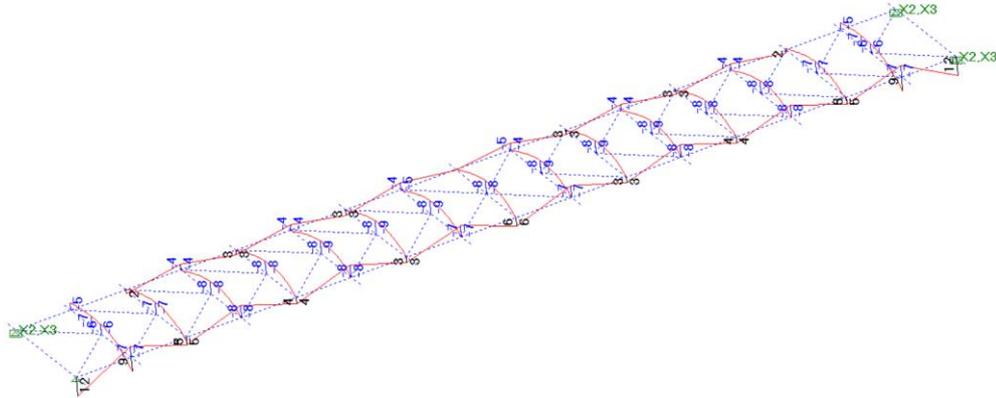
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 56 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação vento 1A



(fonte: elaborada pelo autor)

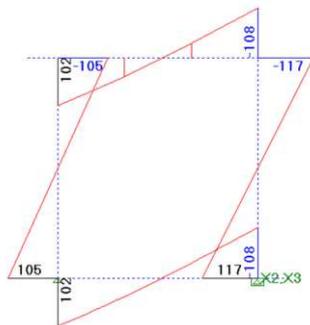
Figura 57 - Momento fletor nos banzos inferiores e vigas do piso devido a ação vento 1B



(fonte: elaborada pelo autor)

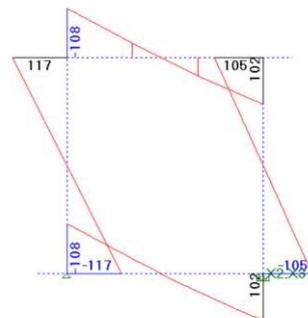
Quanto aos momentos fletores no quadro rígido (figuras 58 e 59), pode-se destacar que as ações de vento 1A e vento 2A são responsáveis pelos momentos fletores de maiores magnitudes atuantes nessas barras.

Figura 58 - Momento Fletor no quadro rígido devido a ação vento 1A



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 59 - Momento fletor no quadro rígido devido a ação vento 2A



(fonte: elaborada pelo autor)

7 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS TUBULARES

O dimensionamento tem como propósito a verificação da segurança da estrutura através da seleção de perfis estruturais que apresentem esforços resistentes superiores aos esforços solicitantes a que são submetidos.

7.1 TRAÇÃO

O dimensionamento de barras submetidas a esforços de tração deve respeitar a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (\text{equação 38})$$

Sendo:

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

$N_{t,Rd}$ = força axial de tração resistente de cálculo.

Conforme a NBR 8800:2008, a força axial de tração resistente de cálculo é obtida através da consideração dos estados-limites últimos de escoamento da seção bruta, referente a plastificação integral da seção transversal da barra, e de ruptura da seção líquida, a qual ocorre em regiões em que há redução da área efetiva da seção transversal da barra.

Como as ligações deste projeto são feitas através de soldas por todo perímetro dos perfis tubulares, não necessitam de furos e recortes. A determinação da força axial resistente se deve unicamente através do estado-limite último de escoamento da seção bruta, de acordo com a equação 39.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{equação 39})$$

Sendo:

A_g = área bruta da seção transversal;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação da resistência.

Adicionalmente, o índice de esbeltez de barras tracionadas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado (L) e o raio de giração correspondente (r) é limitado conforme a equação 40.

$$\frac{L}{r} \leq 300 \quad (\text{equação 40})$$

7.2 COMPRESSÃO

O dimensionamento de barras submetidas a esforços de compressão deve respeitar a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (\text{equação 41})$$

Sendo:

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo;

A força axial de compressão resistente de cálculo é obtida através da consideração dos estados-limites últimos de instabilidade global por flexão ou por torção, e por flambagem local. Se as dimensões da seção transversal e comprimentos de flambagem das barras forem tais que esses estados-limites não possam ocorrer, o colapso se dá por escoamento da seção bruta. A força axial de compressão resistente de cálculo é determinada pela equação 42.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{equação 42})$$

Sendo:

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução associado à flambagem local.

A NBR 16239:2013 apresenta um procedimento específico para a obtenção do fator de redução associado à resistência à compressão de perfis tubulares laminados a quente sem costura, ou tratados termicamente para alívio de tensões com ou sem costura. Conforme a NBR

16239:2013, este procedimento não invalida o apresentado pela NBR 8800:2008, apenas reflete com maior precisão o comportamento dos perfis tubulares.

O fator de redução associado à resistência à compressão dado pela NBR 16239:2013 é obtido através das equações 43 e 44.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} \quad (\text{equação 43})$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (\text{equação 44})$$

Sendo:

λ_0 = índice de esbeltez reduzido;

N_e = força axial de flambagem elástica.

A força axial de flambagem elástica, determinada no Anexo E da NBR 8800:2008, para seções com dupla simetria, é dado pelo menor resultado das equações 45, 46 e 47, referente a flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x, ao eixo central de inércia y, e a flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z, respectivamente. Devido à grande rigidez a torção dos perfis tubulares, salvo em condições específicas, a flambagem por flexão em relação aos eixos centrais de inércia é predominante à flambagem por torção.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (\text{equação 45})$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (\text{equação 46})$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \quad (\text{equação 47})$$

Sendo:

I_x = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_x L_x$ = comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

I_y = momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_y L_y$ = comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

E = módulo de elasticidade do aço;

C_w = constante de empenamento da seção transversal;

G = módulo de elasticidade transversal do aço;

J = constante de torção da seção transversal;

r_o = raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

O comprimento de flambagem por flexão é dado pelo produto entre o coeficiente de flambagem (K) e o comprimento da barra (L). Na tabela 13, extraída da NBR 8800:2008, são fornecidos os valores teóricos do coeficiente de flambagem por flexão para seis casos ideais de condições de contorno de elementos isolados.

Tabela 13 - Coeficientes 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	<ul style="list-style-type: none"> Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres 					

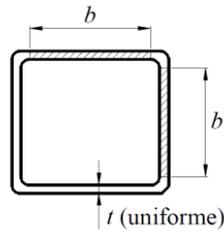
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 125)

O fator de redução associado a flambagem local (Q) é determinado, através do Anexo F da NBR 8800:2008, considerando-se a flambagem local de elementos AL (apoiado-livre) e AA (apoiado-apoiado) da seção transversal. No caso dos perfis tubulares retangulares, a seção transversal é constituída somente de elementos AA.

As barras nas quais todos elementos possuem relações entre largura e espessura (b/t) que não superam o valor limite para mesas e almas de seções tubulares retangulares conforme a equação 48, têm o fator de redução associado a flambagem local igual a 1,0. Especificamente para os perfis tubulares retangulares, nas quais os elementos possuem relação (b/t) maiores que o

limite, o fator de redução é dado pelas equações 49 a 52. A largura e a espessura dos elementos para perfis tubulares retangulares são tomadas conforme a figura 60.

Figura 60 - largura e espessura dos elementos para perfis tubulares retangulares



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 128)

$$(b/t)_{lim} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{equação 48})$$

$$Q = Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (\text{equação 49})$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t \quad (\text{equação 50})$$

$$b_{ef} = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (\text{equação 51})$$

$$\sigma = \chi f_y \quad (\text{equação 52})$$

Sendo:

Q_a = fator de redução associado à flambagem local dos elementos AA;

A_{ef} = Área efetiva da seção transversal;

b = largura da parte plana do elemento;

b_{ef} = largura efetiva da parte plana do elemento;

t = espessura do elemento;

σ = tensão que pode atuar no elemento;

χ = fator de redução associado à resistência à compressão obtido adotando $Q = 1,0$;

Adicionalmente, o índice de esbeltez de barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento de flambagem ($K L$) e o raio de giração do eixo correspondente (r) é limitado conforme a equação 53.

$$\frac{K L}{r} \leq 200 \quad (\text{equação 53})$$

7.3 FLEXÃO

O dimensionamento de barras submetidas a momentos fletores deve respeitar a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (\text{equação 54})$$

Sendo:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo.

O momento fletor resistente de cálculo de perfis tubulares retangulares é obtido através da consideração dos estados-limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local das almas (FLA). Se as dimensões da seção transversal e comprimentos destravados das barras forem tais que esses estados-limites não possam ocorrer, o colapso se dá pela plastificação total da seção transversal.

Para barras de seções tubulares retangulares, o momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite FLT é dado pelas equações 55 a 57:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 55})$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 56})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{equação 57})$$

Já o momento fletor resistente de cálculo para os estados-limite FLM e FLA é dado pelas equações 58 a 60:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 58})$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 59})$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (não aplicável à FLA)} \quad (\text{equação 60})$$

Os parâmetros envolvidos no cálculo do momento fletor resistente, extraídos na NBR 8800:2008, são sintetizados na tabela 14 para os estados-limites envolvidos.

Tabela 14 - Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
FLT	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{2,00 C_b E}{\lambda} \sqrt{JA}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0,13 E}{M_{pl}} \sqrt{JA}$	$\frac{2,00 E}{M_r} \sqrt{JA}$
FLM	$f_y W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$	b/t	$1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	$2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 134)

Sendo:

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo;

M_{pl} = momento fletor de plastificação da seção transversal;

M_r = momento fletor correspondente ao início do escoramento;

λ = índice de esbeltez;

λ_p = índice de esbeltez limite para seções compactas;

λ_r = índice de esbeltez limite para seções semicompactas;

σ_r = tensão residual de compressão nas mesas, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento;

L_b = maior comprimento destravado a flambagem lateral por torção;

r_y = raio de giração da seção em relação ao eixo principal perpendicular ao eixo da flexão;

W = módulo de resistência elástico da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_{ef} = módulo de resistência elástico da seção com mesa comprimida de largura igual a b_{ef} ;

h = altura da parte plana da alma;

t_w = espessura da alma;

O fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (C_b) tem a função de levar em conta a influência da variação de momento fletor ao longo do comprimento destravado no valor do momento resistente. O C_b tem um valor mínimo de 1,0, que ocorre quando o momento fletor é constante ao longo da barra, sendo essa a situação mais desfavorável possível. Exceto em trechos de balanço, em que seu valor é tomado igual a 1,0, o C_b pode ser calculado pela equação 61:

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \leq 3,0 \quad (\text{equação 61})$$

Sendo:

M_{max} = momento fletor máximo solicitante de cálculo;

M_A = momento fletor máximo de cálculo, em módulo, na seção a um quarto do comprimento destravado;

M_B = momento fletor máximo de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C = momento fletor máximo de cálculo, em módulo, na seção a três quartos do comprimento destravado;

R_m = parâmetro de monossimetria, para perfis tubulares retangulares é igual a 1,0.

7.4 CISALHAMENTO

O dimensionamento de barras submetidas a esforços cortantes deve respeitar a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (\text{equação 62})$$

Sendo:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo.

A força cortante resistente de cálculo de perfis tubulares retangulares é obtida através da consideração do estado-limite último de flambagem da alma por tensões de cisalhamento. Se as dimensões da seção transversal das barras forem tais que esse estado-limite não possa ocorrer, o colapso se dá pela plastificação da parte da área da seção transversal que trabalha à cisalhamento.

Para barras de seções tubulares retangulares, a força cortante resistente de cálculo, é dada pelas equações 63 a 70.

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 63})$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 64})$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{equação 65})$$

$$\lambda = h/t_w \quad (\text{equação 66})$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{5E/f_y} \quad (\text{equação 67})$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{5E/f_y} \quad (\text{equação 68})$$

$$V_{pl} = 0,60 A_w f_y \quad (\text{equação 69})$$

$$A_w = 2 h t_w \quad (\text{equação 70})$$

Sendo:

V_{pl} = força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento;

A_w = área efetiva do cisalhamento.

7.5 TORÇÃO

O dimensionamento de barras submetidas a momentos de torção deve respeitar a condição:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} \quad (\text{equação 71})$$

Sendo:

T_{Sd} = momento de torção solicitante de cálculo;

T_{Rd} = momento de torção resistente de cálculo.

O momento de torção resistente de cálculo de perfis tubulares retangulares é obtido através da consideração do estado-limite último de flambagem local da parede provocado por tensões de cisalhamento que surgem devido ao esforço de torção. Se as dimensões da seção transversal das barras forem tais que esse estado-limite não possa ocorrer, o colapso se dá pelo escoamento total da seção transversal.

Para barras de seções tubulares retangulares de lados H e B, o momento de torção resistente de cálculo é dado pelas equações 72 a 78:

$$W_T = 2(B - t)(H - t)t - 4,5(4 - \pi)t^3 \quad (\text{equação 72})$$

$$T_{Rd} = \frac{0,60 W_T f_y}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (\text{equação 73})$$

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,60 W_T f_y (2,45 \sqrt{E/f_y})}{\frac{h_p}{t}}, \text{ para } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (\text{equação 74})$$

$$T_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{0,46 \pi^2 W_T E}{\left(\frac{h_p}{t}\right)^2}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (\text{equação 75})$$

$$\lambda = \frac{h_p}{t} \quad (\text{equação 76})$$

$$\lambda_p = 2,45 \sqrt{E/f_y} \quad (\text{equação 77})$$

$$\lambda_r = 3,07 \sqrt{E/f_y} \quad (\text{equação 78})$$

Sendo:

W_T = módulo de resistência à torção;

h_p = maior comprimento entre as partes planas das paredes dos lados da seção transversal.

7.6 AMPLIFICAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES

Dadas as características da estrutura da passarela, os esforços solicitantes de 2ª ordem não são afetados significativamente pelos deslocamentos globais da estrutura; portanto, a amplificação de esforços solicitantes decorrentes de efeitos de 2º ordem se limita a consideração dos efeitos locais. A amplificação de esforços aplica-se através do coeficiente B_1 em barras sujeitas simultaneamente a esforços axial de compressão e momentos fletores por meio das equações 79 a 81:

$$M_{II} = B_1 M_I \quad (\text{equação 79})$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd}}{N_e}} \quad (\text{equação 80})$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (\text{equação 81})$$

Sendo:

B_1 = coeficiente de amplificação de efeitos locais de 2º ordem;

M_{II} = momento fletor de 2º ordem;

M_I = momento fletor de 1º ordem;

C_m = fator de equivalência de momentos;

M_1 = maior momento fletor atuante na barra;

M_l = menor momento fletor atuante na barra;

A equação 81 é válida para situações em que não há ocorrência de forças transversais na barra no plano de flexão; no caso da existência de forças transversais, C_m pode ser tomado conservadoramente igual a 1,0.

7.7 COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES

Nessa seção são apresentadas as condições a serem atendidas para barras submetidas a efeitos combinados de solicitações.

7.7.1 Força Axial e Momentos Fletores

O dimensionamento de barras submetidas simultaneamente a esforços de tração ou compressão e de momentos fletores deve respeitar as condições segundo as equações 82 e 83:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (\text{equação 82})$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad \text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (\text{equação 83})$$

7.7.2 Momento de Torção, Força Axial, Momento Fletor e Força Cortante

Para os casos em que o momento de torção solicitante de cálculo é superior a 20% do momento de torção resistente de cálculo, deve-se respeitar a condição segundo a equação 84:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{equação 84})$$

7.8 CONDIÇÕES ADICIONAIS

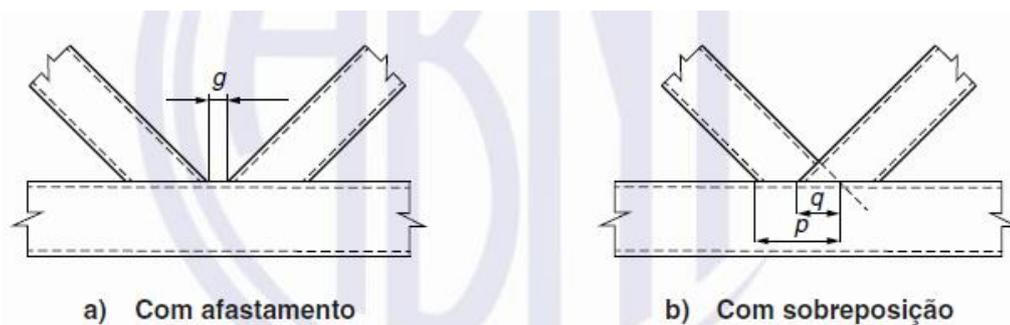
Na escolha dos perfis tubulares que compõe a estrutura, além de respeitar as condições referentes a resistência das barras, a esbeltez limite e disponibilidade da barra no catálogo da fabricante Vallourec, outros importantes aspectos são observados. As condições adicionais presentes na determinação dos perfis tubulares são apresentadas a seguir já com a disposição dos perfis escolhidos que as satisfazem.

7.8.1 Ligações com Afastamento e Sobreposição

Para que os procedimentos de cálculo das ligações dos perfis tubulares sejam válidos, a NBR 16239:2013, no item 6.1.2, estabelece que:

- a) 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 (figura 61);
- b) 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 (figura 61).

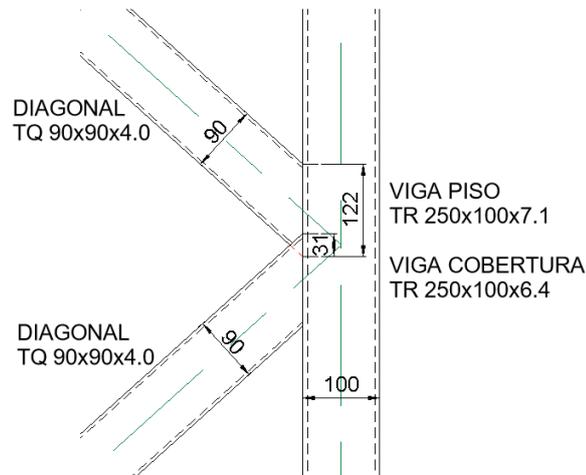
Figura 61 - Ligações com afastamento e sobreposição



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

Nas treliças K, na ligação das diagonais com a viga do piso e cobertura, é observada a condição de sobreposição, que é resolvida conforme figura 62. A sobreposição g é de 31 mm e a dimensão p é de 122 mm, resultando na razão (g/p) de 0,254, superior a 0,25.

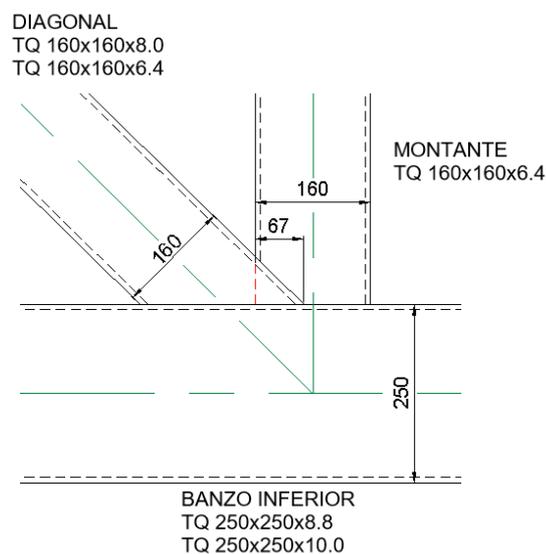
Figura 62 - Ligação com sobreposição na treliça K



(fonte: elaborado pelo autor)

Nas treliças Pratt, na ligação das diagonais e montantes nos banzos inferior e superior, é observada a condição de sobreposição, que é resolvida conforme a figura 63. A sobreposição g é de 67 mm e a dimensão p é de 160 mm, resultando na razão (g/p) de 0,419 superior a 0,25.

Figura 63 - Ligação com sobreposição na treliça Pratt



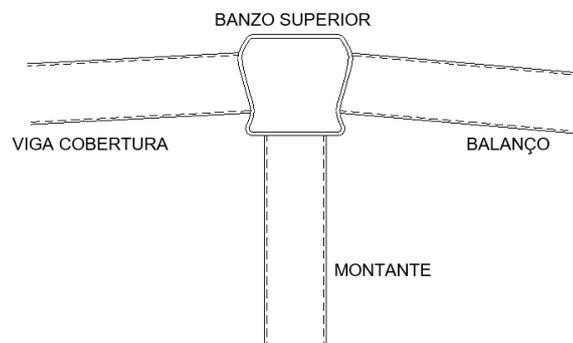
(fonte: elaborado pelo autor)

Adicionalmente, as dimensões das barras que compõem as treliças, considerando os esforços atuantes, também estão condicionadas a verificação da resistência da ligação nos nós, conforme a NBR 16239:2013. Nesse trabalho se adota como premissa a não utilização de reforços nas ligações das barras.

7.8.2 Ligação dos Balanços, Banzos e Vigas de Piso e Cobertura

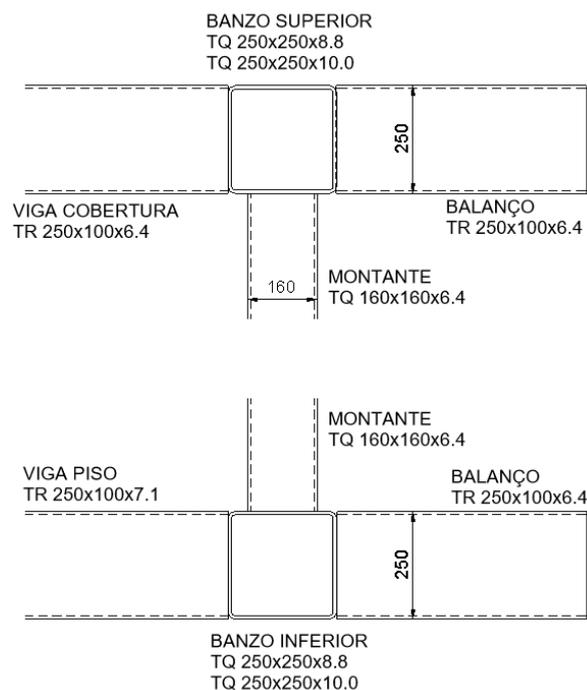
Tanto no nível superior, quanto no nível inferior, a altura dos perfis dos balanços e vigas do piso e cobertura foram condicionadas a altura dos banzos, a fim de proporcionar uma ideal transferência de esforços, pois as paredes dos banzos estão sujeitas a problemas locais conforme a figura 64, situação que não há instruções na NBR 16239:2013. Evitando esse problema, os perfis dos banzos, balanços e vigas do piso e cobertura foram dimensionados com a mesma altura de 250 mm, conforme mostra a figura 65.

Figura 64 - Problema local nas paredes dos banzos



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 65 - Solução de condição adicional nos banzos, balanços e vigas do piso e cobertura

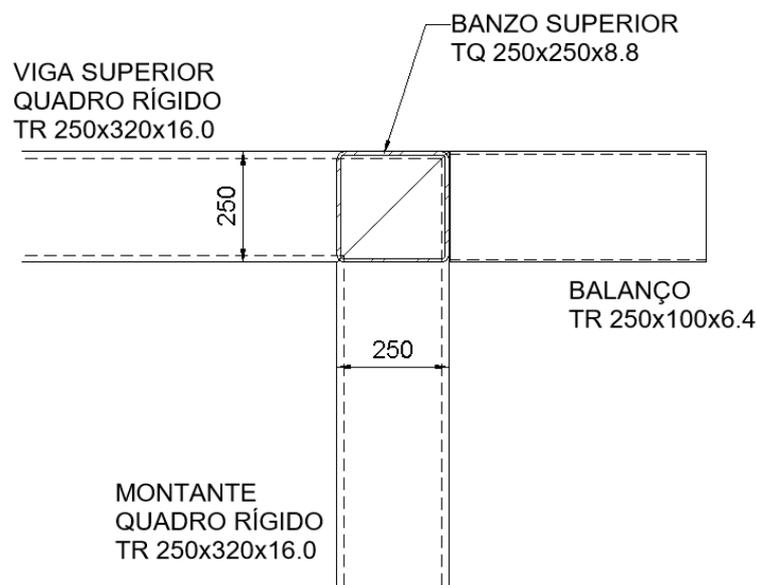


(fonte: elaborado pelo autor)

7.8.3 Quadro rígido

A fim de proporcionar a ideal transferência dos esforços na ligação entre os banzos e o quadro rígido, decidiu-se por compatibilizar as dimensões desses perfis. Para evitar problemas locais nas paredes do quadro rígido devido ao momento de torção e grandes esforços verticais e horizontais transmitidos pelos banzos, os perfis foram dimensionados com dimensões compatibilizadas conforme a figura 66.

Figura 66 - Solução de condição adicional no quadro rígido e banzos



(fonte: elaborado pelo autor)

Como a estrutura possui apoios somente em seu nível inferior, o quadro rígido possui a importante função de transmitir os esforços do nível superior para os apoios no nível inferior. Essa condição impõe ao quadro rígido grande influência na magnitude de deslocamentos e vibrações da estrutura. Sendo assim, o dimensionamento de suas barras está fortemente condicionado também a esses aspectos do desempenho da estrutura.

7.9 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O meio utilizado para o cálculo dos esforços resistentes dos perfis tubulares consistiu na elaboração de planilhas eletrônicas programadas, sendo os dados de entrada as propriedades geométricas da seção, comprimentos e coeficientes de flambagem. A planilha apresenta como

resultado as forças axiais de tração e compressão resistentes; os momentos fletores resistentes em torno de ambos os eixos; as forças cortantes resistentes em ambos os eixos e o momento de torção resistente.

A verificação da segurança quanto aos esforços solicitantes de todas combinações, juntamente com a combinação de esforços e amplificação de esforços devido aos efeitos locais de 2ª ordem é feita paralelamente pela planilha eletrônica.

É apresentado nas figuras 67 a 73 um exemplo de uma situação hipotética para ilustração das etapas realizadas pela planilha eletrônica no cálculo dos esforços resistentes.

Os dados de entrada são informados conforme a figura 67. As propriedades geométricas dos perfis tubulares são retiradas do catálogo da fabricante Vallourec.

Figura 67 - Planilha eletrônica programada: dados de entrada

TR 320x200x6,4		I_x [cm ⁴]	9031	r_x [cm]	11,9
		I_y [cm ⁴]	4401	r_y [cm]	8,3
H [cm]	32	W_x [cm ³]	564	r_o [cm]	14,5
B [cm]	20	W_y [cm ³]	440	J [cm ⁴]	9473
t [cm]	0,64	Z_x [cm]	681	W_t [cm ³]	737
A [cm ²]	63,8	Z_y [cm]	495	C_w [cm ⁶]	0
Comprimentos e Coeficientes de Flambagem		Aço			
		VMB-350			
L_x [cm]	600	f_y [kN/cm ²]	35		
L_y [cm]	600	f_u [kN/cm ²]	48,5		
L_z [cm]	600	E [kN/cm ²]	20000		
K_x	1	G [kN/cm ²]	7700		
K_y	1				
K_z	1				

(fonte: elaborada pelo autor)

As figuras 68 e 69 apresentam os cálculos realizados para obtenção das forças resistentes de tração, compressão e cortante.

Figura 68 - Planilha eletrônica programada: forças axiais de tração e compressão resistentes

Força Axial de Tração Resistente		
Ntrd [kN]	-2030,0	
Força Axial de Compressão Resistente		
Força Axial de Flambagem Elástica		
Nex [kN]	4952	
Ney [kN]	2413	
Nez [kN]	346518	
Ne [kN]	2413	
Fator de Redução χ		
λ_0	0,962	
χ	0,762	
Fator de Redução Q		
σ [kN/cm ²]	26,66	
A-A	Mesas	Almas
b [cm]	17,44	29,44
λ	27,25	46,00
λ lim	33,47	33,47
Situação	Compacta	Esbelta
bef [cm]	17,44	26,04
Área Perfil [cm ²]	63,80	
Área Ret. [cm ²]	4,35	
Área Efet. [cm ²]	59,45	
Q	0,93	
Ncrd [kN]	1440,7	

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 69 - Planilha eletrônica programada: força cortante resistente

Força Cortante Resistente			
Eixo Y		Eixo X	
h [cm]	29,44	b [cm]	17,44
λ	46,00	λ	27,25
λ_p	58,80	λ_p	58,80
λ_r	73,23	λ_r	73,23
Situação	Compacta	Situação	Compacta
Aw,y [cm ²]	37,68	Aw,x [cm ²]	22,32
Vpl,y [kN]	791,35	Vpl,x [kN]	468,79
Vrk,y [kN]	791,35	Vrk,x [kN]	468,79
Vrk,y [kN]	719,4	Vrk,x [kN]	426,2

(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 70 e 71 apresentam, respectivamente, os cálculos realizados para obtenção do momento fletor resistente e módulo de resistência elástico para mesa comprimida não efetiva devido ao estado-limite de flambagem local da mesa.

Figura 70 - Planilha eletrônica programada: momento fletor resistente

Momento Fletor Resistente			
Em torno do Eixo X			
Utilizar Cb = 1		Cb	1,00
Estado-limite	FLT	FLM	FLA
λ	72,29	27,25	46,00
λ_p	84,80	26,77	57,85
λ_r	2250,45	33,47	136,26
Regime	Plástico	Inelástico	Plástico
Mpl [kN.cm]	23835,0	23835,0	23835,0
Mr [kN.cm]	13818,0	19755,3	19740,0
Mcr [kN.cm]	430170,8	19770,6	-
Mrk,x [kN.cm]	23835,0	23544,3	23835,0
Mrd,x [kN.m]	214,0		
Em torno do Eixo Y			
Utilizar Cb = 1		Cb	1,00
Estado-limite	FLT	FLM	FLA
λ	50,42	46,00	27,25
λ_p	116,67	26,77	57,85
λ_r	2884,66	33,47	136,26
Regime	Plástico	Elástico	Plástico
Mpl [kN.cm]	17325,0	17325,0	23835,0
Mr [kN.cm]	10780,0	13290,2	15400,0
Mcr [kN.cm]	616750,9	11469,5	-
Mrk,y [kN.cm]	17325,0	11469,5	23835,0
Mrd,y [kN.m]	104,3		

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 71 - Planilha eletrônica programada: módulo de resistência elástico para mesa comprimida $b = b_{ef}$ devido ao estado-limite de flambagem local da mesa

Módulo de resistência elástico para mesa comprimida $b=b_{ef}$ FLM			
Wxef		Wyef	
b [cm]	17,44	b [cm]	29,44
λ	27,25	λ	46,00
λ lim	33,47	λ lim	33,47
Situação	Compacta	Situação	Esbelta
bef [cm]	17,44	bef [cm]	23,57
Lret	0,00	Lret	5,87
Aret	0,00	Aret	3,75
Aef	63,80	Aef	60,05
d	15,68	d	9,68
ΔY_g	0,00	ΔX_g	0,61
Y_g	16,00	X_g	10,00
Y_g'	16,00	X_g'	10,61
Ixret	0,00	Iyret	351,95
Ixef*	9031,00	Iyef*	4049,05
Ixef	9031,00	Iyef	4027,05
Wxef	564,44	Wyef	379,72

(fonte: NBR 8800:2008)

As figuras 72 e 73 apresentam, respectivamente, os cálculos realizados para obtenção do momento de torção resistente e uma síntese dos esforços resistentes calculados para a barra.

Figura 72 - Planilha eletrônica programada:
momento de torção resistente

Momento de Torção Resistente	
h [cm]	29,44
λ	46,00
λ_p	58,57
λ_r	73,39
Situação	Compacta
Trk [kN.cm]	15477,0
Trd [kN.m]	140,7

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 73 - Planilha eletrônica programada:
esforços resistentes

Esforços Resistentes	
Ntrd [kN]	-2030,0
Ncrd [kN]	1440,7
Vrd,y [kN]	719,4
Vrd,x [kN]	426,2
Mrd,x [kN.m]	214,0
Mrd,y [kN.m]	104,3
Trd [kN.m]	140,7

(fonte: elaborada pelo autor)

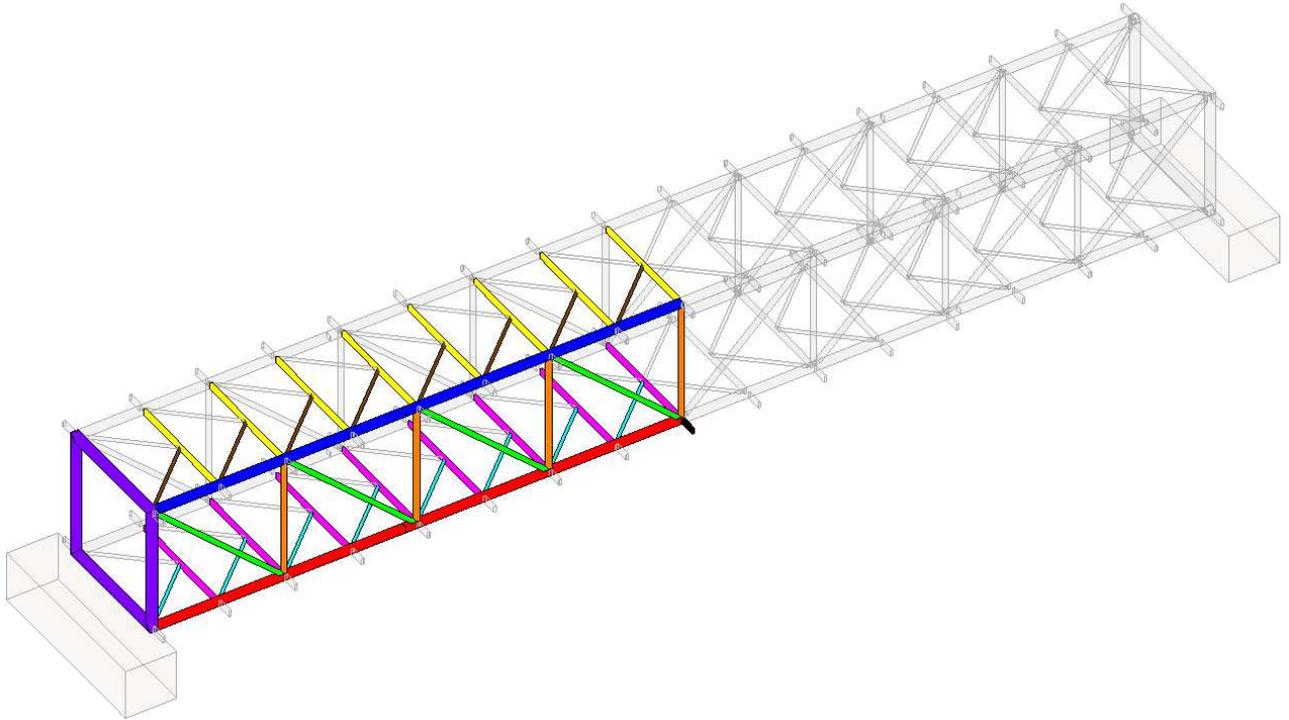
7.10 RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO

Nessa seção serão apresentadas de forma sintetizada as verificações quanto ao estado-limite último. Para cada barra, é apresentada a verificação para a combinação que possui os esforços solicitantes mais próximos dos esforços resistentes.

Os perfis adotados verificam não somente ao estado limite último, como também aos estados limites de serviço (seção 8) e condições adicionais impostas as barras (seção 7.8).

Valendo-se das condições de simetria da estrutura e dos carregamentos, o dimensionamento das barras foi realizado conforme grupos de barras que compartilham de mesmas condições relacionadas ao dimensionamento, como: comprimento das barras, principais solicitações atuantes e geometria externa do perfil. Os grupos de barras são listados na tabela 15 e ilustrados na figura 74.

Figura 74 - Grupos de barras para dimensionamento



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 15 - Cores dos grupos de barras

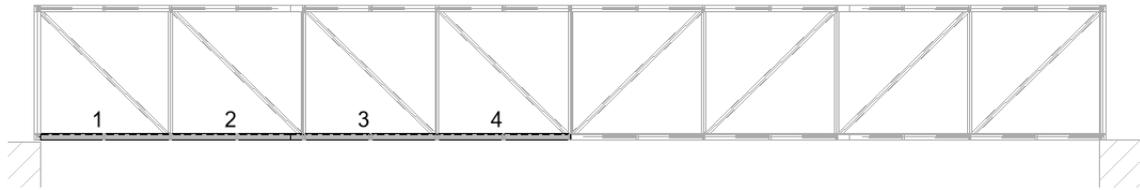
Grupo	Cor
Banzo Inferior	Vermelho
Banzo Superior	Azul
Diagonais Treliça Lateral	Verde
Montantes Treliça Lateral	Laranja
Diagonais Treliça Piso	Ciano
Diagonais Treliça Cobertura	Marrom
Vigas Piso	Rosa
Vigas Cobertura	Amarelo
Quadro Rígido	Roxo
Balanço	Preto

(fonte: elaborado pelo autor)

7.10.1 Banzo Inferior

O dimensionamento do banzo inferior para as combinações críticas de cada barra é apresentado na tabela 16 seguindo a numeração das barras conforme a figura 75.

Figura 75 - Numeração barras do banzo inferior



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16 - Planilha eletrônica programada: verificação barras do banzo inferior

Barras	1 e 2	TQ 250x250x8,8				Resistências							
Lx [cm]	517	Ly [cm]	258	Lz [cm]	258	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	Trd [kN.m]			
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-2615,5	2402,9	721,7	233,9	181,9			
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Tsd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Tsd / Trd	Interação N e M	Interação N, M, V e T	Situação
1	6	-187,7	48,9	68,8	41,4	7%	7%	1,00	29%	23%	33%	41%	OK
2	6	-1049,4	45,4	63,4	12,7	40%	6%	1,00	27%	7%	64%	0%	OK
Barra	3 e 4	TQ 250x250x10,0				Resistências							
Lx [cm]	517	Ly [cm]	258	Lz [cm]	258	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	Trd [kN.m]			
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-2959,1	2710,1	801,8	261,5	202,7			
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Tsd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Tsd / Trd	Interação N e M	Interação N, M, V e T	Situação
3	6	-1658,7	44,9	65,3	8,8	56%	6%	1,00	25%	4%	78%	0%	OK
4	6	-1996,8	45,0	65,5	8,2	67%	6%	1,00	25%	4%	90%	0%	OK

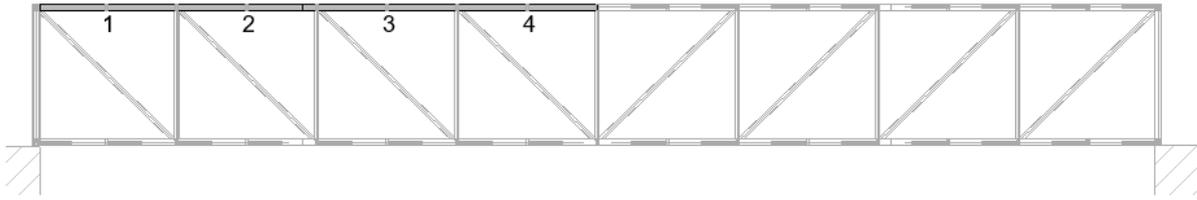
(fonte: NBR 8800:2008)

No dimensionamento do banzo inferior, pode-se destacar o baixo aproveitamento da barra 1 (41%) e da barra 2 (64%). Isso se deve ao fato de o perfil necessitar na verificação da ligação soldada do nó da treliça (seção 9) de uma espessura maior do que a necessária para a verificação dos esforços solicitantes.

7.10.2 Banzo Superior

O dimensionamento do banzo superior para as combinações críticas de cada barra é apresentado na tabela 17 Tabela 16 seguindo a numeração das barras conforme a figura 76.

Figura 76 - Numeração barras do banzo superior



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17 - Planilha eletrônica programada: verificação barras do banzo superior

Barras	1 e 2	TQ 250x250x8,8				Resistências							
Lx [cm]	517	Ly [cm]	258	Lz [cm]	258	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	Trd [kN.m]			
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-2615,5	2402,9	721,7	233,9	181,9			
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Tsd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Tsd / Trd	Interação N e M	Interação N, M, V e T	Situação
1	2	851,9	17,9	44,1	2,4	35%	2%	1,17	22%	1%	55%	0%	OK
2	2	1458,9	11,1	20,7	2,6	61%	2%	1,34	12%	1%	71%	0%	OK
Barras	3 e 4	TQ 250x250x10,0				Resistências							
Lx [cm]	517	Ly [cm]	258	Lz [cm]	258	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	Trd [kN.m]			
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-2959,1	2710,1	801,8	261,5	202,7			
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Tsd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Tsd / Trd	Interação N e M	Interação N, M, V e T	Situação
3	2	1822,7	9,9	17,7	2,9	67%	1%	1,40	9%	1%	76%	0%	OK
4	2	1940,5	9,6	19,8	2,8	72%	1%	1,43	11%	1%	81%	0%	OK

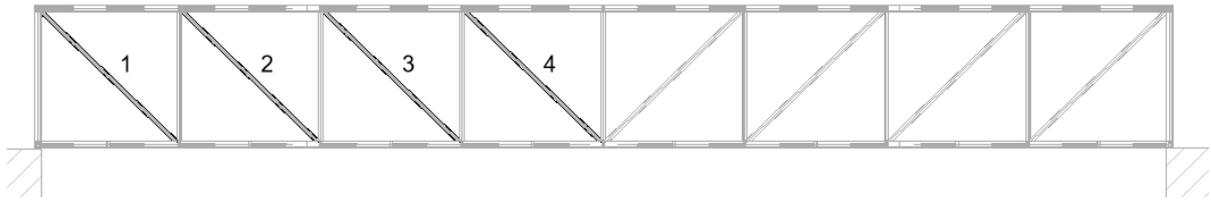
(fonte: elaborado pelo autor)

No dimensionamento do banzo inferior, pode-se destacar o baixo aproveitamento da barra 1 (55%), devido a mesma condição citada para o banzo inferior.

7.10.3 Diagonais Treliça Lateral

O dimensionamento das diagonais da treliça lateral para as combinações críticas de cada barra é apresentado na tabela 18Tabela 16 seguindo a numeração das barras conforme a figura 77.

Figura 77 - Numeração das diagonais da treliça lateral



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 18 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça lateral

Barras	1 e 2	TQ 160x160x8,0				Resistências	
Lx [cm]	719	Ly [cm]	719	Lz [cm]	719	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-1485,9	571,5
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Nsd / Nrd	Situação			
1	2	-1064,3	72%	OK			
2	2	-780,2	53%	OK			
Barras	3 e 4	TQ 160x160x6,4				Resistências	
Lx [cm]	719	Ly [cm]	719	Lz [cm]	719	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-1199,5	477,3
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Nsd / Nrd	Situação			
3	2	-467,2	39%	OK			
4	2	-155,5	13%	OK			

(fonte: elaborado pelo autor)

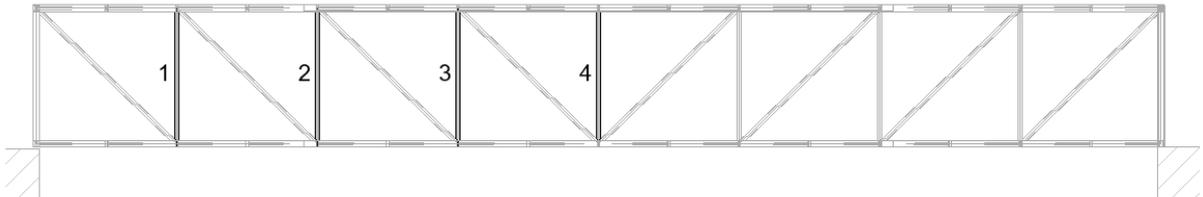
Sobre o dimensionamento das diagonais da treliça lateral, pode-se destacar que:

- As dimensões externas adotadas tiveram forte influência da condição sobre dimensões de ligações com sobreposição citada no item 7.8.1;
- A espessura do perfil das barras 1 e 2 foi determinada pela verificação da ligação soldada do nó da treliça, para os esforços solicitantes uma espessura menor seria suficiente;
- A espessura do perfil das barras 3 e 4 foi determinada pela menor espessura disponível no catálogo do fabricante para as dimensões externas utilizadas, o aproveitamento das barras indica que seria possível utilizar uma espessura menor se houvesse fornecimento.

7.10.4 Montantes Treliça Lateral

O dimensionamento dos montantes da treliça lateral para as combinações críticas de cada barra é apresentado na tabela 19 Tabela 16 seguindo a numeração das barras conforme a figura 78.

Figura 78 - Numeração dos montantes da treliça lateral



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 19 - Planilha eletrônica programada: verificação dos montantes da treliça lateral

Barras	1 a 4	TQ 160x160x6,4				Resistências	
Lx [cm]	500	Ly [cm]	500	Lz [cm]	500	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-1199,5	818,9
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Nsd / Nrd	Situação			
1	2	563,8	69%	OK			
2	2	362,1	44%	OK			
3	2	143,1	17%	OK			
4	29	44,2	5%	OK			

(fonte: elaborado pelo autor)

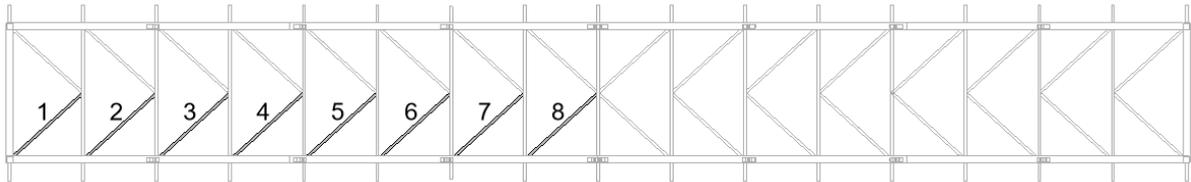
Sobre o dimensionamento dos montantes da treliça lateral, pode-se destacar que:

- As dimensões externas adotadas tiveram forte influência da condição sobre dimensões de ligações com sobreposição citada no item 7.8.1;
- A espessura do perfil adotado foi determinada pela menor espessura disponível no catálogo do fabricante para as dimensões externas utilizadas, o aproveitamento das barras indica que seria possível utilizar uma espessura menor se houvesse fornecimento.

7.10.5 Diagonais Treliças do Piso e Cobertura

O dimensionamento diagonais das treliça K do piso e cobertura para as combinações críticas de cada barra é apresentado nas tabelas 20 e 21 seguindo a numeração das barras conforme a figura 79.

Figura 79 - Numeração das diagonais das treliças do piso e cobertura



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 20 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça K do piso

Barras	1 a 8	TQ 90x90x4,0				Resistências	
Lx [cm]	349	Ly [cm]	349	Lz [cm]	349	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-416,8	213,3
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Nsd / Nrd	Situação			
1	23	181,6	85%	OK			
2	23	177,8	83%	OK			
3	23	141,2	66%	OK			
4	23	118,2	55%	OK			
5	23	87,7	41%	OK			
6	23	64,4	30%	OK			
7	23	36,0	17%	OK			
8	2	-136,3	33%	OK			

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 21 - Planilha eletrônica programada: verificação das diagonais da treliça K da cobertura

Barras	1 a 8	TQ 90x90x4,0				Resistências	
Lx [cm]	349	Ly [cm]	349	Lz [cm]	349	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-416,8	213,3
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Nsd / Nrd	Situação			
1	32	86,5	41%	OK			
2	32	81,9	38%	OK			
3	32	73,5	34%	OK			
4	32	62,0	29%	OK			
5	32	49,5	23%	OK			
6	32	37,4	18%	OK			
7	32	22,1	10%	OK			
8	6	139,0	65%	OK			

(fonte: elaborado pelo autor)

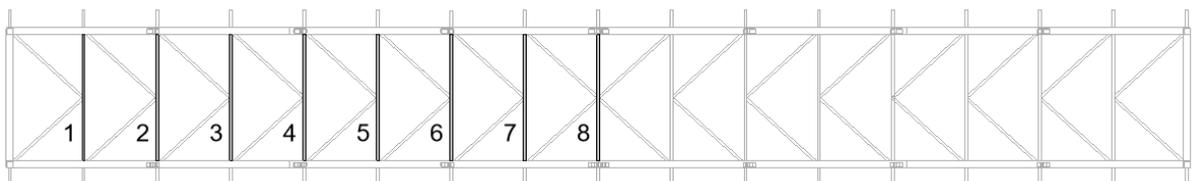
Sobre o dimensionamento das diagonais das treliças do piso e cobertura, pode-se destacar que:

- As dimensões externas adotadas tiveram forte influência da condição sobre dimensões de ligações com sobreposição citada no item 7.8.1;
- A espessura do perfil adotado foi determinada pela menor espessura disponível no catálogo do fabricante para as dimensões externas utilizadas, o aproveitamento das barras indica que seria possível utilizar uma espessura menor em algumas barras se houvesse fornecimento.

7.10.6 Vigas do Piso e Cobertura

O dimensionamento das vigas do piso e cobertura para as combinações críticas de cada barra é apresentado nas tabelas 22 e 23 seguindo a numeração das barras conforme a figura 80.

Figura 80 - Numeração das vigas do piso e cobertura



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 - Planilha eletrônica programada: verificação das vigas do piso

Barras	1 a 8	TR 250x100x7,1				Resistências				
Lx [cm]	470	Ly [cm]	235	Lz [cm]	470	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-1482,7	1326,4	600,7	110,7	
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Interação N e M	Situação
1	5	68,4	82,8	71,7	5%	14%	1,02	66%	69%	OK
2	5	67,9	83,7	85,6	5%	14%	1,02	79%	82%	OK
3	5	56,2	84,1	91,5	4%	14%	1,02	84%	86%	OK
4	2	48,9	84,2	94,1	4%	14%	1,02	86%	88%	OK
5	2	37,6	84,2	95,2	3%	14%	1,01	87%	88%	OK
6	2	31,9	84,2	95,6	2%	14%	1,01	87%	88%	OK
7	2	92,0	84,0	95,7	7%	14%	1,03	89%	93%	OK
8	2	17,4	84,2	96,2	1%	14%	1,01	87%	88%	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 23 - Planilha eletrônica programada: verificação das vigas da cobertura

Barra	1	TR 250x100x6,4				Resistências				
Lx [cm]	470	Ly [cm]	235	Lz [cm]	470	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]	
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-1339,5	1203,8	548,4	101,2	
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Interação N e M	Situação
1	29	61,6	13,6	14,3	5%	2%	1,02	14%	17%	OK
2	27	59,1	10,8	14,3	5%	2%	1,02	14%	17%	OK
3	29	48,3	10,9	14,9	4%	2%	1,02	15%	17%	OK
4	29	40,2	11,3	15,0	3%	2%	1,01	15%	17%	OK
5	29	30,8	11,3	15,3	3%	2%	1,01	15%	17%	OK
6	29	20,8	11,4	15,3	2%	2%	1,01	15%	16%	OK
7	29	-67,6	11,0	15,7	5%	2%	1,00	16%	18%	OK
8	29	4,6	11,2	15,9	0%	2%	1,00	16%	16%	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

Sobre o dimensionamento das vigas do piso e cobertura, pode-se destacar que:

- a) Os perfis adotados tiveram a altura determinada pela altura dos banzos;
- b) Para as vigas de cobertura, foi adotado o perfil com menor base e menor espessura disponível no catálogo do fabricante para a altura utilizada, o aproveitamento das barras indica que seria possível utilizar menores dimensões se houvesse fornecimento.

7.10.7 Quadro Rígido

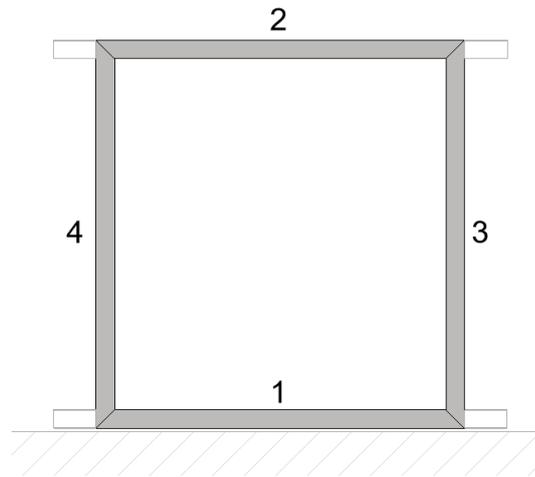
O dimensionamento do quadro rígido para as combinações críticas de cada barra é apresentado nas tabela 24 seguindo a numeração das barras conforme a figura 81.

Tabela 24 - Planilha eletrônica programada: verificação das barras do quadro rígido

Barras	1 e 2	TR 250x320x16,0				Resistências					
Lx [cm]	470	Ly [cm]	470	Lz [cm]	470	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd,y [kN]	Vrd,x [kN]	Mrd,x [kN.m]	Mrd,y [kN.m]
Kx	1	Ky	1	Kz	1	-5440,9	5089,4	1136,3	1563,9	458,8	542,5
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Msd,x [kN.m]	Msd,y [kN.m]	Nsd / Nrd	B1,x	Msd,x / Mrd,x	B1,y	Msd,y / Mrd,y	Interação N e M	Situação
1	28	0,0	170,2	18,0	0%	1,00	37%	1,00	3%	40%	OK
2	28	6,4	172,7	17,2	0%	1,00	38%	1,00	3%	41%	OK
Barras	3 e 4	TR 250x320x16,0				Resistências					
Lx [cm]	500	Ly [cm]	500	Lz [cm]	500	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd,y [kN]	Vrd,x [kN]	Mrd,x [kN.m]	Mrd,y [kN.m]
Kx	2	Ky	1	Kz	1	-5440,9	2491,5	1136,3	1563,9	458,8	542,5
Barra	Comb.	Nsd [kN]	Msd,x [kN.m]	Msd,y [kN.m]	Nsd / Nrd	B1,x	Msd,x / Mrd,x	B1,y	Msd,y / Mrd,y	Interação N e M	Situação
3	31	751,3	195,2	56,1	30%	1,34	57%	1,04	11%	90%	OK
4	27	751,3	195,2	56,1	30%	1,34	57%	1,04	11%	90%	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 81 - Numeração das barras do quadro rígido



(fonte: elaborado pelo autor)

Sobre o dimensionamento do quadro rígido, pode-se destacar que foi o grupo de barras que mais sofreu influência de outras condições de projeto, sendo elas:

- A compatibilização de dimensões com os perfis dos banzos;
- A verificação da ligação apertada (seção 9.3);
- A verificação quanto a deslocamentos horizontais (seção 8.1);
- A verificação quanto a vibrações (seção 8.2);

7.10.8 Balanço

O dimensionamento do balanço para a combinação crítica é apresentado na tabela 25 Tabela 24.

Tabela 25 - Planilha eletrônica programada: verificação do balanço

Barra	1	TR 250x100x6,4				Resistências			
Lx [cm]	70	Ly [cm]	70	Lz [cm]	70	Ntrd [kN]	Ncrd [kN]	Vrd [kN]	Mrd [kN.m]
Kx	2,1	Ky	2,1	Kz	2	-1339,5	1297,2	548,4	101,2
Comb.	Nsd [kN]	Vsd [kN]	Msd [kN.m]	Nsd / Nrd	Vsd / Vrd	B1	Msd / Mrd	Interação N e M	Situação
19	7,8	1,1	0,7	1%	0%	1,00	1%	1%	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

8 VERIFICAÇÕES EM SERVIÇO

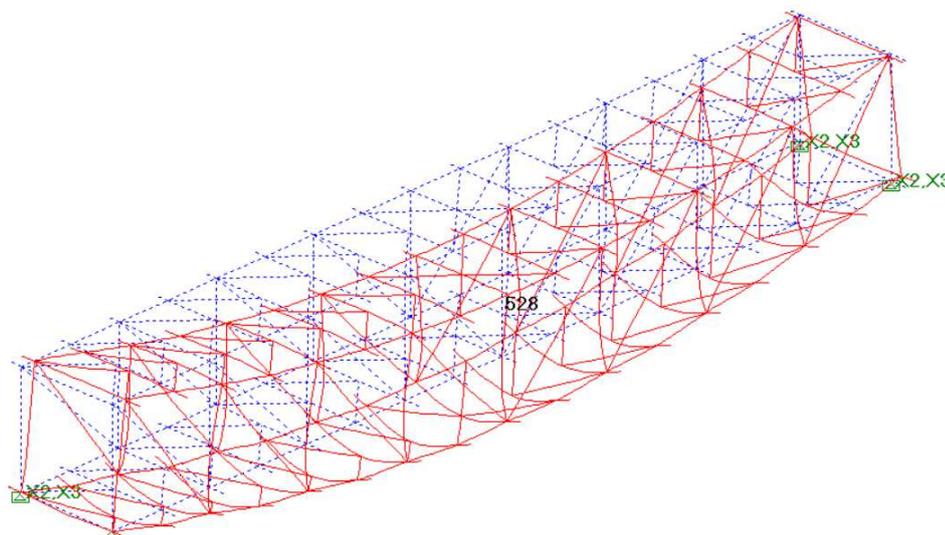
A verificação da estrutura em serviço está relacionada com seu desempenho sob condições normais de utilização. Nessa seção são apresentadas as verificações quanto aos deslocamentos e vibrações excessivos.

8.1 DESLOCAMENTOS

Devido ao fato de não haver prescrições normativas de deslocamentos limites específicos para passarelas, são usados, de forma adaptada, as recomendações do Anexo C da NBR 8800:2008 que trata de deslocamentos máximos requeridos para situações usuais das construções.

Para o deslocamento vertical da estrutura utilizou-se como limite $L/350$, indicado pela norma para vigas de piso, limitando o deslocamento máximo em 11,81 cm. O deslocamento vertical global, na combinação quase permanente de serviço (tabela 12), observado no centro do vão é de 5,28 cm, estando dentro do limite estabelecido. A figura 82 ilustra a deformação da estrutura para a combinação analisada.

Figura 82 - Deslocamento vertical

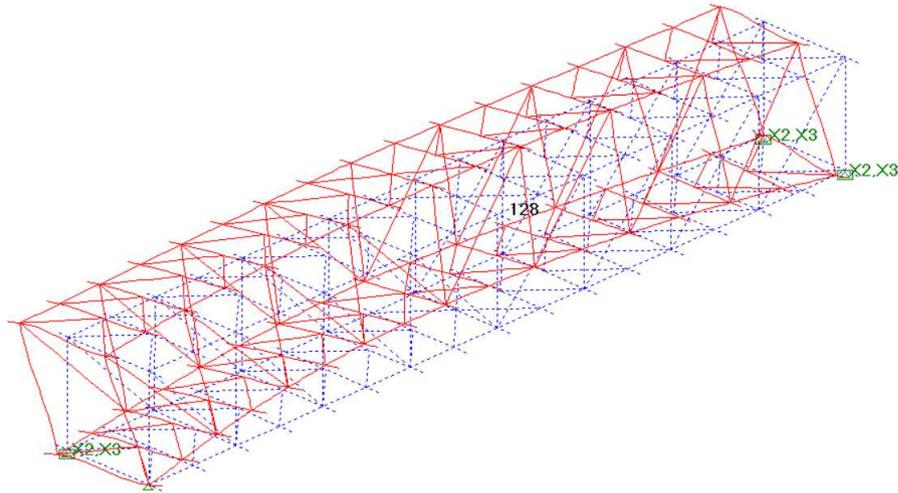


(fonte: elaborado pelo autor)

Para o deslocamento lateral da estrutura utilizou-se também como limite $L/350$, limitando o deslocamento máximo em 11,81 cm. O deslocamento horizontal global, na combinação frequente de serviço (tabela 12), observado no centro do vão é de 1,28 cm, estando dentro do

limite estabelecido. A figura 83 ilustra a deformação da estrutura para a parcela horizontal da carga de vento da combinação analisada.

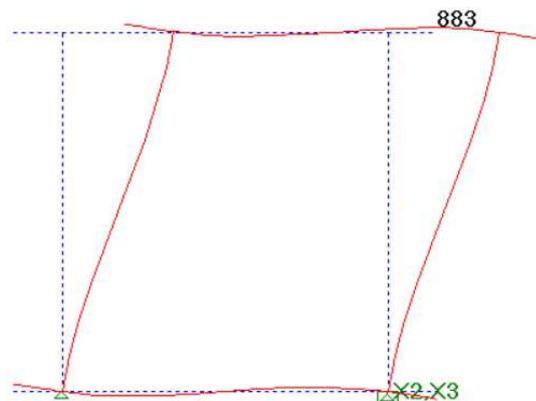
Figura 83 - Deslocamento lateral



(fonte: elaborado pelo autor)

Para o deslocamento lateral relativo entre o nível inferior e o superior da estrutura utilizou-se como limite $L/300$, indicado pela norma para o deslocamento horizontal do topo de pilares em relação a base de edifícios de um pavimento, limitando o deslocamento máximo em 1,67 cm. O deslocamento horizontal do nível superior, na combinação frequente de serviço, observado no quadro rígido é de 0,88 cm, estando dentro do limite estabelecido. A figura 84 ilustra a deformação do quadro rígido para a combinação analisada.

Figura 84 - Deslocamento lateral relativo entre nível inferior e superior na região dos quadros rígidos



(fonte: elaborado pelo autor)

8.2 VIBRAÇÕES

Os problemas relacionados às vibrações em estruturas podem ser divididos em dois grupos: os que podem produzir danos estruturais, causados pelo vento ou terremotos, e os relacionados ao conforto dos usuários, causados pela utilização da estrutura ou também pelo vento. Será tratado, nesse trabalho, somente sobre vibrações induzidas pelos usuários relacionadas ao conforto, as quais não podem produzir danos estruturais.

As normas brasileiras não apresentam critérios de avaliação de vibrações em passarelas, sendo necessário a utilização de recomendações internacionais. Diversas normas internacionais e manuais técnicos apresentam parâmetros para avaliar o desempenho estrutural quanto as vibrações induzidas por humanos em passarelas, os quais podem ser divididos em dois grupos: os que limitam as frequências e os que limitam as acelerações. Este trabalho se limita a análise do desempenho da estrutura quanto as suas frequências de vibração, não sendo englobado a análise das acelerações.

A análise das frequências segue o conceito de que a proximidade entre as frequências naturais da estrutura e as frequências de excitação levam a condição de ressonância e o consequente desconforto dos usuários. Os manuais técnicos HIVOSS (2008) e SÉTRA (2006) definem intervalos de frequências naturais que indicam as chances se aproximar das frequências de excitação causadas usuários.

De acordo com o manual HIVOSS (2008), os intervalos críticos de frequências naturais quanto a ressonância são apresentados na tabela 26.

Tabela 26 - Intervalos críticos de frequências naturais

Vibrações		Intervalo Crítico
1º Harmônico	Verticais e Longitudinais	$1,25 \text{ Hz} \leq f_n \leq 2,3 \text{ Hz}$
	Laterais	$0,5 \text{ Hz} \leq f_n \leq 1,2 \text{ Hz}$
2º Harmônico	Verticais e Longitudinais	$2,5 \text{ Hz} \leq f_n \leq 4,6 \text{ Hz}$
	Laterais	-

(fonte: HIVOSS, 2008, p. 9)

De acordo com o manual SÉTRA (2006), as faixas de risco de frequências naturais quanto a ressonância são apresentadas na tabela 27.

Tabela 27 - Faixas de risco de frequências naturais

Vibrações Verticais e Longitudinais		
Faixa	Risco de ressonância	Intervalo
1	Máximo	1,7 Hz ≤ fn ≤ 2,1 Hz
2	Médio	1,0 Hz ≤ fn ≤ 1,7 Hz 2,1 Hz ≤ fn ≤ 2,6 Hz
3	Baixo	2,6 Hz ≤ fn ≤ 5,0 Hz
4	Desprezível	fn ≤ 1,0 Hz 5,0 Hz ≤ fn
Vibrações Laterais		
Faixa	Risco de ressonância	Intervalo
1	Máximo	0,5 Hz ≤ fn ≤ 1,1 Hz
2	Médio	0,3 Hz ≤ fn ≤ 0,5 Hz 1,1 Hz ≤ fn ≤ 1,3 Hz
3	Baixo	1,3 Hz ≤ fn ≤ 2,5 Hz
4	Desprezível	fn ≤ 0,3 Hz 2,5 Hz ≤ fn

(fonte: SÉTRA, 2006, p. 33)

Através de uma análise modal realizada pelo programa STRAP, são calculadas as frequências naturais e seus respectivos modos de vibração da estrutura. Para tal, o programa resolve o problema de vibrações livres não amortecidas, o que envolve a solução da equação de autovalores e autovetores:

$$K \varphi_k = \omega_k^2 M \varphi_k \quad (\text{equação 85})$$

Sendo:

K = matriz de rigidez;

M = matriz de massa;

φ_k = modo de vibração k ;

ω_k = frequência natural correspondente ao modo de vibração k ;

O programa possibilita a conversão de cargas estáticas já definidas para massas nodais, as quais são concentradas nos nós do modelo; são convertidas, portanto, as cargas de peso próprio e elementos construtivos.

Referente a consideração da massa dos usuários, o manual HIVOSS (2008) define que a massa dos pedestres deve ser considerada quando essa representar mais que 5% da massa tabuleiro da

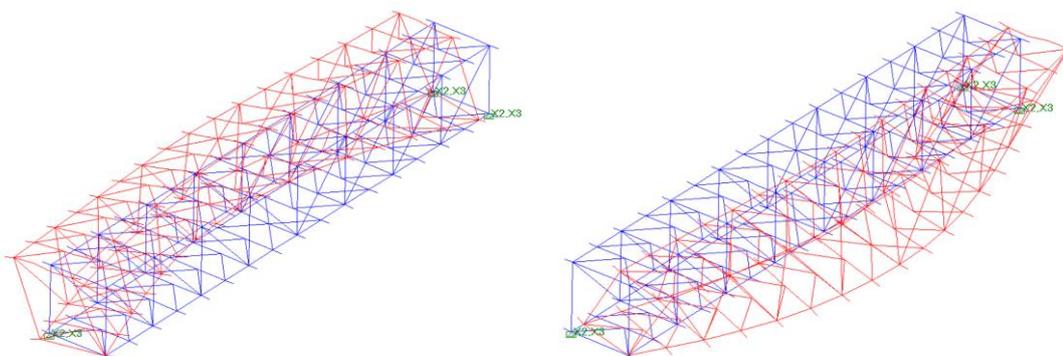
estrutura. Já o manual SÉTRA (2006) define a consideração de duas situações: a passarela vazia e carregada com a carga correspondente a um pedestre por metro quadrado (700 N/m^2). Será adotada na análise modal, de maneira a englobar uma gama maior cenários, as duas situações de carregamento definidas no manual SÉTRA (2006), sendo apresentado os resultados das situações mais críticas perante os limites considerados.

Após análise dos resultados, foi constatado que a consideração da carga correspondente aos usuários aproxima as frequências naturais dos intervalos críticos de frequências; portanto, os resultados apresentados são referentes a essa consideração.

O 1º modo de vibração corresponde ao primeiro harmônico de vibração lateral da estrutura com frequência natural de 2,01 Hz. A frequência natural conforme HIVOSS (2008) está fora do intervalo crítico e conforme SÉTRA (2006) está na faixa de baixo risco de ressonância.

A figura 85 apresenta o 1º modo de vibração em dois instantes de tempo para melhor visualização, é adotado esse formato de apresentação também para os modos de vibrações seguintes.

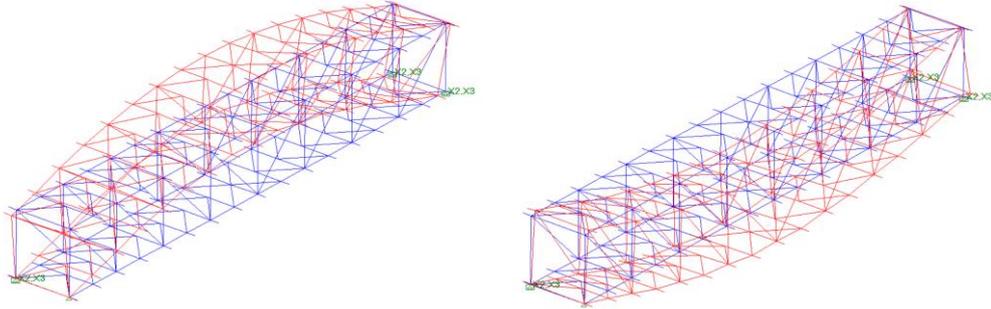
Figura 85 - 1º modo de vibração



(fonte: elaborado pelo autor)

O 2º modo de vibração corresponde ao primeiro harmônico de vibração vertical da estrutura com frequência natural de 2,85 Hz (figura 86). A frequência natural está fora do intervalo crítico e está na faixa de baixo risco de ressonância.

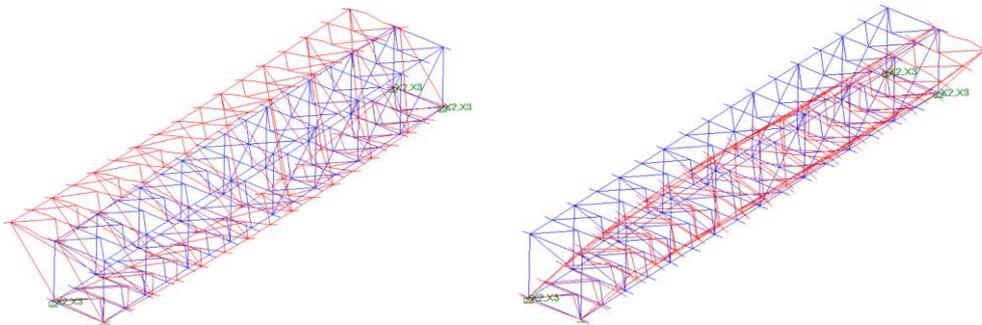
Figura 86 - 2º modo de vibração



(fonte: elaborado pelo autor)

O 3º modo de vibração corresponde a uma vibração longitudinal em que o nível superior da estrutura se desloca lateralmente com frequência natural de 3,28 Hz (figura 87). A frequência natural está fora do intervalo crítico e está na faixa de baixo risco de ressonância.

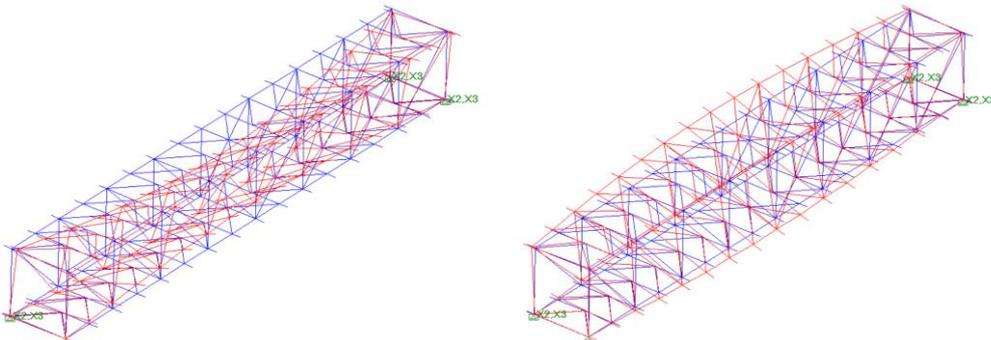
Figura 87 - 3º modo de vibração



(fonte: elaborado pelo autor)

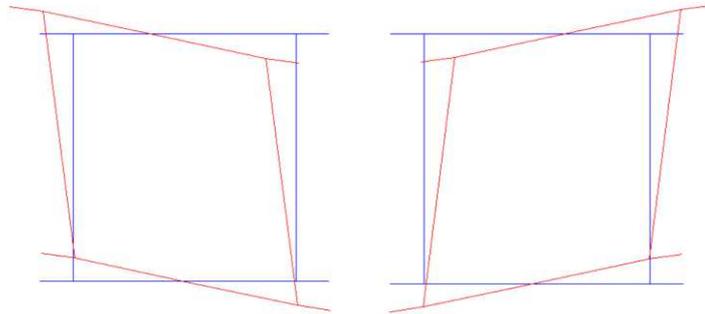
O 4º modo de vibração corresponde a uma vibração longitudinal em que as laterais alternam movimentos ascendentes e descendente com frequência natural de 3,83 Hz (figuras 88 e 89). A frequência natural está fora do intervalo crítico e está na faixa de baixo risco de ressonância.

Figura 88 - 4º modo de vibração



(fonte: elaborado pelo autor)

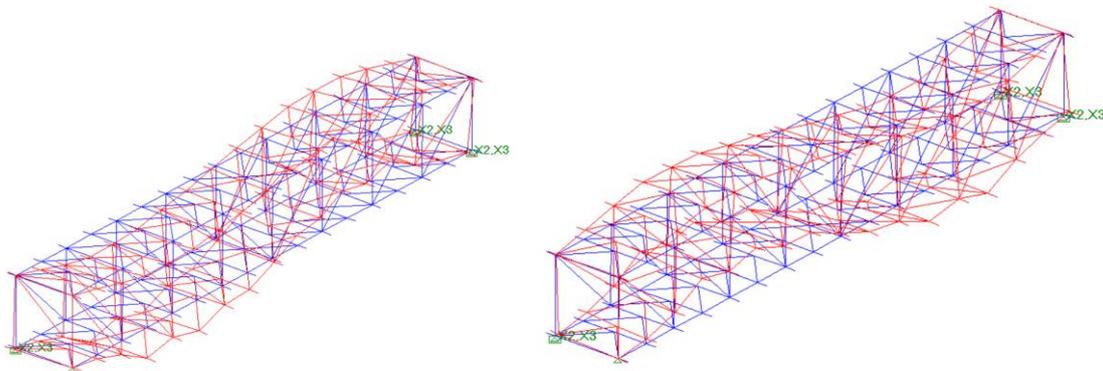
Figura 89 - 4º modo de vibração: corte transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

Segundo HIVOSS (2008), as estruturas de passarelas podem ser excitadas a ressonância pelo segundo harmônico de vibrações verticais, sendo o intervalo crítico entre 2,5 Hz e 4,6 Hz. O 8º modo de vibração da estrutura corresponde ao segundo harmônico de vibrações verticais com frequência natural de 7,19 Hz (figura 90). A frequência natural está fora do intervalo crítico e está na faixa de desprezível risco de ressonância.

Figura 90 - 8º modo de vibração



(fonte: elaborado pelo autor)

9 LIGAÇÕES

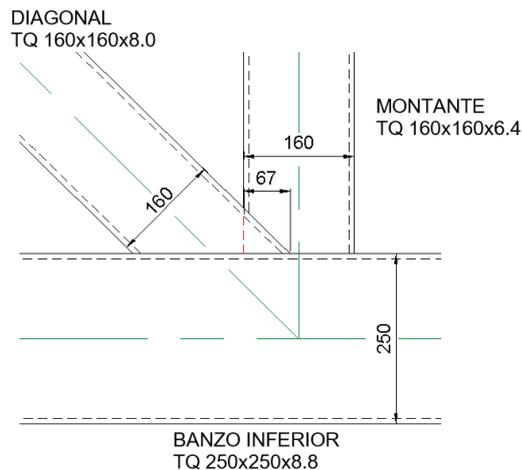
Nesta seção são apresentadas as verificações das principais ligações presentes na estrutura.

9.1 LIGAÇÃO SOLDADA DE NÓ DA TRELIÇA PRATT

Para determinação da força resistente e verificação da segurança de ligações soldadas entre diagonais, montantes e banzos de perfis tubulares conforme a NBR 16239:2013, são estabelecidas condições que devem ser respeitadas conforme figura 93 a extraída da norma. A figura 91 ilustra a ligação a ser verificada e figura 92.

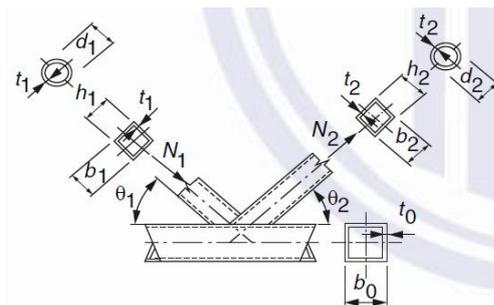
A ligação dimensionada corresponde ao encontro da diagonal e montante mais solicitados da treliça lateral (figura 91), correspondentes as barras de número 1 das figuras 77 e 78. A figura 92 ilustra a nomenclatura utilizada para as dimensões das barras.

Figura 91 - Ligação soldada de nó da treliça Pratt



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 92 - Ligação K com sobreposição



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 33)

Figura 93 - Condições de validade de ligações soldadas entre diagonais e montantes de perfis tubulares circulares ou retangulares e banzos de perfis tubulares retangulares

Perfil das diagonais ou montantes e tipo de ligação	Condições de validade				
	Compressão	Tração	Tração ou compressão		
Retangular T, Y ou X	$\frac{b_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$		$\frac{b_i}{b_0} \geq 0,25$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	—
Retangular K e N com afastamento	$\frac{h_i}{t_i} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{b_i}{t_i} \leq 35$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 35$	$\frac{b_i}{b_0} \geq \begin{cases} 0,35 \\ 0,1 + 0,01\frac{b_0}{t_0} \end{cases}$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{h_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\frac{g}{b_0} \leq 1,5(1-\beta)^a$ $\frac{g}{b_0} \geq 0,5(1-\beta)^a$ $0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} \leq 2,0$ $0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 2,0$
Retangular K e N com sobreposição	$\frac{b_i}{t_i} \leq 1,10\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ $\frac{h_i}{t_i} \leq 1,10\sqrt{\frac{E}{f_y}}$		$\frac{b_i}{b_0} \geq 0,25$	$\frac{b_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$ $\frac{h_0}{t_0} \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} \end{cases}$	$\lambda_{ov} \geq 25\%^{b,c}$ $\lambda_{ov} \leq 100\%^{b,c}$ $\frac{b_i}{b_0} \geq 0,75^d$
Circular	$\frac{d_i}{t_i} \leq 0,05\frac{E}{f_y}$	$\frac{d_i}{t_i} \leq 50$	$0,4 \leq \frac{d_i}{b_0} \leq 0,8$	$\frac{d_0}{t_0} \leq \begin{cases} 50 \\ 0,05\frac{E}{f_y} \end{cases}$	Conforme acima, substituindo b_i por d_i e b_j por d_j , onde aplicável.

^a Se $\frac{g}{b_0} > 1,5(1-\beta)$ e $g > t_1 + t_2$, tratar a ligação como duas ligações T separadas ou como duas ligações Y separadas.
^b A sobreposição pode ser aumentada para permitir que a extremidade da barra sobreposta seja soldada no banzo.
^c λ_{ov} igual a $100\frac{g}{p}$ (ver Figura 5).
^d Nas ligações com sobreposição, i = diagonais ou montantes subpostas, j = diagonais ou montantes sobrepostas.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 31)

O encontro das barras corresponde a uma ligação N com sobreposição. Sendo a diagonal a barra subposta, as verificações da figura 93 com parâmetros com subíndice “i” são referentes a ela. A diagonal é submetida predominantemente a esforços de tração, mas também é submetida a esforço de compressão na combinação de construção; portanto, deve respeitar as condições impostas também a esse caso. As condições são verificadas nas expressões a seguir:

$$\frac{b_i}{t_i} = \frac{h_i}{t_i} = \frac{16}{0,8} = 20 < 1,1\sqrt{E/f_y} = 1,1\sqrt{20000/35} = 26,3 < 35 \quad (\text{equação 86})$$

$$\frac{b_i}{b_0} = \frac{16}{25} = 0,64 > 0,25 \quad (\text{equação 87})$$

$$\frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{25}{0,8} = 31,25 < 1,45\sqrt{E/f_y} = 1,45\sqrt{20000/35} = 34,66 < 36 \quad (\text{equação 88})$$

$$25\% < \lambda_{ov} = \frac{q}{p} = \frac{67,2}{160} = 42\% < 100\% \quad (\text{equação 89})$$

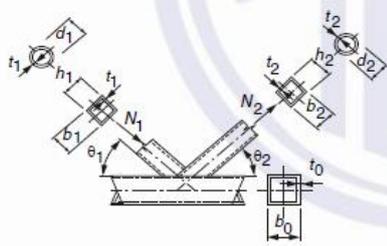
$$\frac{b_i}{b_j} = \frac{16}{16} = 1 > 0,75 \quad (\text{equação 90})$$

$$0,5 < \frac{h_0}{b_0} = \frac{25}{25} = 1 < 2 \quad (\text{equação 91})$$

$$0,5 < \frac{h_i}{b_i} = \frac{16}{16} = 1 < 2 \quad (\text{equação 92})$$

Satisfeitas as condições de validade, a força axial resistente de cálculo, conforme a tabela 9 da NBR 16239:2013, é calculada segundo as equações apresentadas nas figuras 94 e 95. Os parâmetros com subíndice 1 referem-se ao montante (sobrepосто) e os parâmetros com subíndice 2 referem-se a diagonal (subposta).

Figura 94 - Força axial resistente de cálculo da ligação soldada

Modo de falha E – Ligações K e N com sobreposição a, (ver Figura 6 a)	
 <p>As diagonais ou montantes 1 e 2 podem ser tracionadas ou comprimidas, mas uma deve ser tracionada e a outra comprimida. Caso contrário, consultar ligação X, Tabela 15.</p>	Para $25\% \leq \lambda_{ov} < 50\%$
	$N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 \left(b_{ef} + b_{e,ov} + \frac{\lambda_{ov}}{50} (2h_1 - 4t_1) \right) / \gamma_{a1}$
	Para $50\% \leq \lambda_{ov} < 80\%$
	$N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 (b_{ef} + b_{e,ov} + 2h_1 - 4t_1) / \gamma_{a1}$
	Para $\lambda_{ov} \geq 80\%$
$N_{1,Rd} = 1,1 f_{y1} t_1 (b_1 + b_{e,ov} + 2h_1 - 4t_1) / \gamma_{a1}$	
	$N_{2,Rd} = N_{1,Rd} \left(\frac{A_2 f_{y2}}{A_1 f_{y1}} \right)$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 33)

Figura 95 - Parâmetros b_{ef} e $b_{e,ov}$

$b_{ef} = \frac{10 f_{y0} t_0}{b_0 / t_0 f_{y1} t_1} b_1, \text{ mas } b_{ef} \leq b_1$
$b_{e,ov} = \frac{10 f_{y2} t_2}{b_2 / t_2 f_{y1} t_1} b_1, \text{ mas } b_{e,ov} \leq b_1$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 33)

$$b_{ef} = \frac{10}{25/0,88} * \frac{35 * 0,88}{35 * 0,64} * 16 = 7,74 \text{ cm} \quad (\text{equação 93})$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{16/0,8} * \frac{35 * 0,8}{35 * 0,64} * 16 = 10 \text{ cm} \quad (\text{equação 94})$$

$$N_{1,Rd} = 1,1 * 35 * 0,64 \frac{7,74 + 10 + \frac{42}{50} * (2 * 16 - 4 * 0,64)}{1,1} = 951,3 \text{ kN} \quad (\text{equação 95})$$

$$N_{2,Rd} = 951,3 * \frac{46,7 * 35}{37,7 * 35} = 1178,4 \text{ kN} \quad (\text{equação 96})$$

Sendo:

$N_{1,Rd}$ = força axial resistente de cálculo da ligação do montante sobreposto;

$N_{2,Rd}$ = força axial resistente de cálculo da ligação da diagonal subposta;

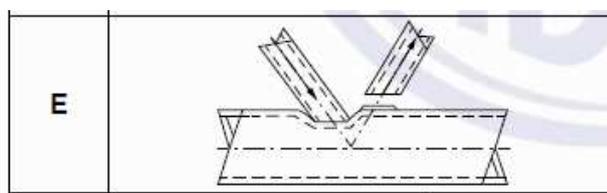
A segurança da ligação é verificada ao se comparar as máximas solicitações presentes no montante, $N_{1,Ed}$, e na diagonal, $N_{2,Ed}$, com as resistências da ligação. Para ambas as barras, as solicitações máximas ocorrem na combinação 2, sendo verificada a segurança conforme:

$$N_{1,Ed} = 563,8 \text{ kN} < N_{1,Rd} = 921,3 \text{ kN} \quad (\text{equação 97})$$

$$N_{2,Ed} = 1064,3 \text{ kN} < N_{2,Rd} = 1141,2 \text{ kN} \quad (\text{equação 98})$$

Para esse tipo de ligação em específico, a norma descreve a possibilidade de ocorrência de um único modo de falha (modo de falha E), para o qual é determinada a resistência. Esse modo de falha pode ser visualizado na figura 96 e refere-se a ruptura ou plastificação de diagonais ou montantes na região da solda oriunda da distribuição não uniforme de tensão.

Figura 96 - Modo de falha



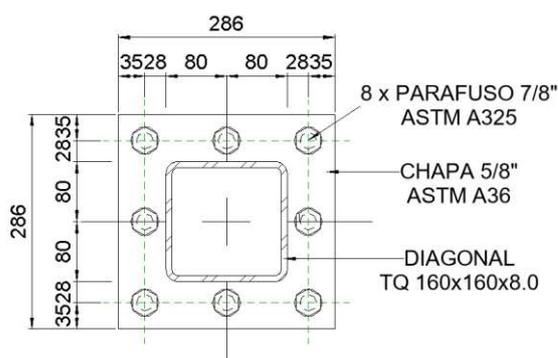
(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 22)

9.2 LIGAÇÃO FLANGEADA DE DIAGONAL DA TRELIÇA PRATT

A seção 7 da NBR 16239:2013 descreve o procedimento de cálculo de ligações flangeadas de perfis tubulares. As ligações flangeadas são constituídas por duas placas ligadas por solda de filete na extremidade dos perfis a serem conectados, com as placas unidas entre si por parafusos. Para o dimensionamento das ligações flangeadas, os estados-limites últimos a serem observados são: escoamento das placas do flange, ruptura por tração dos parafusos e ruptura por cisalhamento da solda de filete.

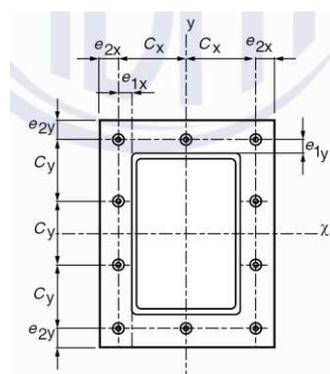
A ligação flangeada é dimensionada para o maior esforço de tração atuante nas barras das diagonais da treliça lateral, o qual ocorre na diagonal de número 1 na combinação 2, igual a 1064,3 kN (figura 77). A ligação flangeada dimensionada é ilustrada nas figuras 97 e 99.

Figura 97 - Ligação flangeada



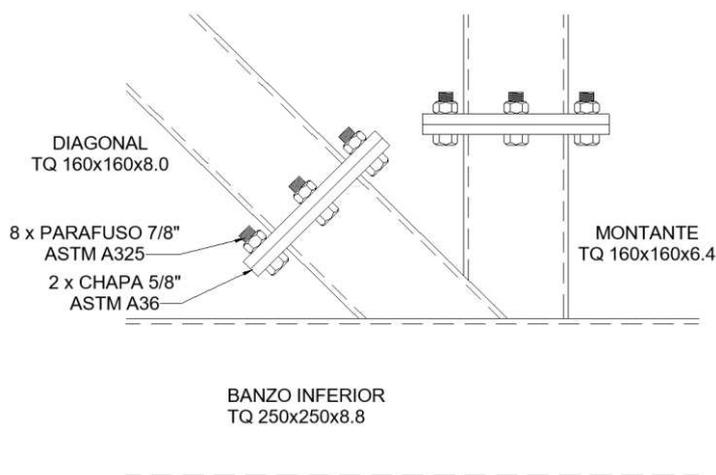
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 98 - Parâmetros ligação flangeada



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 51)

Figura 99 - Vista lateral ligação flangeada



(fonte: elaborado pelo autor)

A norma estabelece limitações geométricas para a ligação (ver figura 98), as quais são verificadas nas equações 99 a 101:

$$C_x = C_x = 108 \text{ mm} \geq 2(d_b + e_1) = 2(22,2 + 28) = 100,4 \text{ mm} \quad (\text{equação 99})$$

$$e_2 = 35 \text{ mm} \leq 1,25 e_1 = 35 \text{ mm} \quad (\text{equação 100})$$

$$1,25 d_b = 27,8 \text{ mm} \leq e_1 = 28 \text{ mm} \leq 2 d_b = 44,5 \text{ mm} \quad (\text{equação 101})$$

Sendo:

d_b = diâmetro do parafuso.

A condição de segurança quanto ao estado-limite último de ruptura por tração dos parafusos dos flanges retangulares é dada por:

$$F_{t,Sd} + Q_{a1} \leq F_{t,Rd} \quad (\text{equação 102})$$

Sendo:

$F_{t,Sd}$ = força de tração solicitante de cálculo de cada parafuso, sem o efeito de alavanca;

Q_{a1} = o efeito de alavanca correspondente a um parafuso;

$F_{t,Rd}$ = força de tração resistente de cálculo de cada parafuso.

Para satisfazer a condição de segurança quanto ao estado-limite último de escoamento das placas dos flanges retangulares, levando-se em conta o efeito de alavanca, as placas devem possuir uma espessura (t_f) que atenda a condição:

$$t_f \geq \sqrt{\frac{4 \gamma_{a1} b F_{t,Sd}}{p (1 + \delta \alpha_p) f_y}} \quad (\text{equação 103})$$

O parafuso utilizado na ligação é de aço ASTM A325 e tem diâmetro nominal de 7/8" (22,2 mm); a resistência de cálculo à tração do parafuso é obtida pelas equações 104 e 105.

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi 2,22^2}{4} = 3,88 \text{ cm}^2 \quad (\text{equação 104})$$

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} = \frac{0,75 * 3,88 * 82,5}{1,35} = 177,8 \text{ kN} \quad (\text{equação 105})$$

Sendo:

A_b = área bruta do parafuso;

A_{be} = área efetiva do parafuso;

γ_{a2} = coeficiente de redução da resistência

O aço utilizado nas placas é o ASTM A36; a espessura das placas é calculada através das equações 106 a 114.

$$p = 2(d_b + e_1) = 2(2,22 + 2,8) = 10,4 \text{ cm} \quad (\text{equação 106})$$

$$b = e_1 - \frac{d_b}{2} = 2,8 - \frac{2,22}{2} = 1,69 \text{ cm} \quad (\text{equação 107})$$

$$\delta = 1 - \frac{d_f}{p} = 1 - \frac{2,22 + 0,15}{10,4} = 0,772 \quad (\text{equação 108})$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{t,Sd}}{8} = \frac{1064,3}{8} = 133,0 \text{ kN} \quad (\text{equação 109})$$

$$\rho = \frac{b}{e_2 + d_b} = \frac{1,69}{3,5 + 2,22} = 0,295 \quad (\text{equação 110})$$

$$\beta = \frac{1}{\rho} \left(\frac{F_{t,Rd}}{F_{t,Sd}} - 1 \right) = \frac{1}{0,295} * \left(\frac{177,8}{133,0} - 1 \right) = 1,142 \quad (\text{equação 111})$$

$$\alpha_p = 1,0 \text{ para } \beta \geq 1,0 \quad (\text{equação 112})$$

$$t_f \geq \sqrt{\frac{4 \gamma_{a1} b F_{t,Sd}}{p (1 + \delta \alpha_p) f_y}} = \sqrt{\frac{4 * 1,1 * 1,69 * 133,0}{10,4 * (1 + 0,772 * 1,0) * 25}} = 1,47 \text{ cm} \quad (\text{equação 113})$$

$$t_f = 5/8" = 1,59 \text{ cm} \quad (\text{equação 114})$$

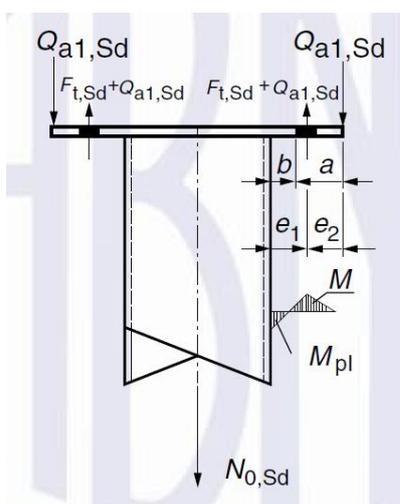
Sendo:

d_f = diâmetro dos furos;

f_y = resistência ao escoamento do aço da placa.

Na determinação da força de tração solicitante de cálculo dos parafusos deve-se considerar a força adicional decorrente do efeito de alavanca, o qual pode ser visualizado na figura 100. A força ocasionada pelo efeito de alavanca (Q_{a1}) é calculada através das equações 115 a 117.

Figura 100 - Efeito de alavanca



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 54)

$$t_c = \sqrt{\frac{4 \gamma_{a1} b F_{t,Sd}}{p f_y}} = \sqrt{\frac{4 * 1,1 * 1,69 * 133,0}{10,4 * 25}} = 1,95 \text{ cm} \quad (\text{equação 115})$$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \left(\frac{t_c}{t_f} \right)^2 - 1 \right) = \frac{1}{0,772} * \left(\frac{133,0}{177,8} * \left(\frac{1,95}{1,59} \right)^2 - 1 \right) = 0,162 \quad (\text{equação 116})$$

$$Q_{a1} = F_{t,Rd} \left(\delta \alpha \rho \left(\frac{t_f}{t_c} \right)^2 \right) = 177,8 \left(0,772 * 0,162 * 0,295 * \left(\frac{1,59}{1,95} \right)^2 \right) \quad (\text{equação 117})$$

$$Q_{a1} = 4,4 \text{ kN}$$

Sendo:

t_c = espessura de referência.

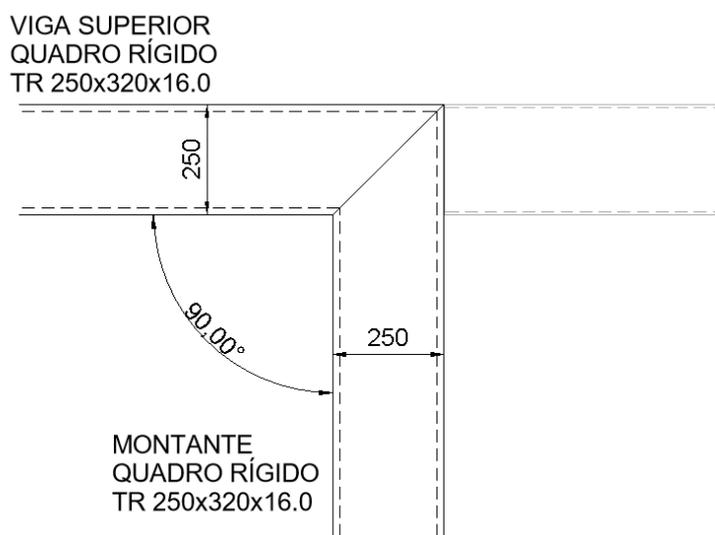
A condição de segurança para o estado-limite último de ruptura por tração dos parafusos é verificada através de equação 118:

$$F_{t,Sd} + Q_{a1} = 133,0 + 4,4 = 137,4 \leq F_{t,Rd} = 177,8 \quad (\text{equação 118})$$

9.3 LIGAÇÃO APORTICADA DO QUADRO RÍGIDO

A tabela 14 da NBR 16239:2013 descreve o critério de cálculo de ligações soldadas aporticadas de perfis tubulares retangulares, conforme as equações 119 a 121. A figura 101 ilustra a solução adotada para o quadro rígido que verifica o critério de cálculo apresentado.

Figura 101 - Ligação aporticada do quadro rígido



(fonte: elaborado pelo autor)

$$N_{Sd} \leq 0,2N_{pl,Rd} \quad (\text{equação 119})$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq \kappa \quad (\text{equação 120})$$

$$\kappa = \frac{3\sqrt{b_o/h_o}}{(b_o/t_o)^{0,8}} + \frac{1}{1 + 2b_o/h_o} = \frac{3\sqrt{32/25}}{(32/1,6)^{0,8}} + \frac{1}{1 + 2 * 32/25} = 0,59 \quad (\text{equação 121})$$

Sendo:

$N_{pl,Rd}$ = força axial de plastificação resistente de cálculo;

$M_{pl,Rd}$ = momento fletor de plastificação resistente de cálculo;

São verificadas as condições para todas combinações de ações, a tabela 28 apresentada a verificação para a combinação que obteve o maior fator κ .

Tabela 28 - Planilha eletrônica programada: verificação da ligação aporticada do quadro rígido

Barra		TR 250x320x16,0				
Npl,rd [kN]	5440,9	Mpl,rd [kN.m]	458,8	κ	0,59	
Comb.	Nsd [kN]	Msd [kN.m]	Nsd / Npl,rd	Msd / Mpl,rd	Interação N e M	Situação
31	751,3	195,2	0,14	0,43	0,56	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo idealizar uma concepção alternativa para a estrutura metálica de uma passarela existente e dimensionar seus elementos cumprindo critérios de segurança e conforto. Pode-se concluir que o trabalho teve seu objetivo principal alcançado e merecem destaque algumas observações a respeito do trabalho desenvolvido.

A determinação das cargas de vento na cobertura e piso adotando o procedimento para coberturas isoladas a uma água resultou em cargas ascendentes e descendentes na estrutura com magnitudes próximas a metade da magnitude da carga móvel, principal ação atuante na estrutura. Isso demonstra a grande influência dessas parcelas da carga de vento no dimensionamento da estrutura, as quais são provavelmente negligenciadas em projetos usuais desse tipo de estrutura.

Quanto ao dimensionamento dos perfis estruturais, a maior parte dos perfis determinados apresentaram bom aproveitamento para os esforços solicitantes mesmo sendo dimensionados também por outras condições. A ocorrência de perfis com baixo aproveitamento, a exemplo das vigas de cobertura, deve-se aos baixos esforços solicitantes atuantes nos perfis em comparação aos esforços resistentes dos perfis disponíveis em catálogo que cumprem as condições adicionais. Outro aspecto a ser observado é que nenhuma barra teve como combinação crítica as combinações excepcionais e de construção.

Quanto ao peso total da estrutura alternativa, igual a 30676 kg, comparado de forma informativa com o peso da estrutura existente, igual a 34485 kgf, pode-se constatar somente que a ordem de grandeza do valor encontrado está condizente com o esperado. Não é possível afirmar que as alterações realizadas conduzem a reduções de consumo de aço para o tipo de estrutura estudado, pois não é conhecido o aproveitamento dos perfis da estrutura existente e se houve interferência arquitetônica nas definições dos perfis.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8.800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16.239**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7.188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

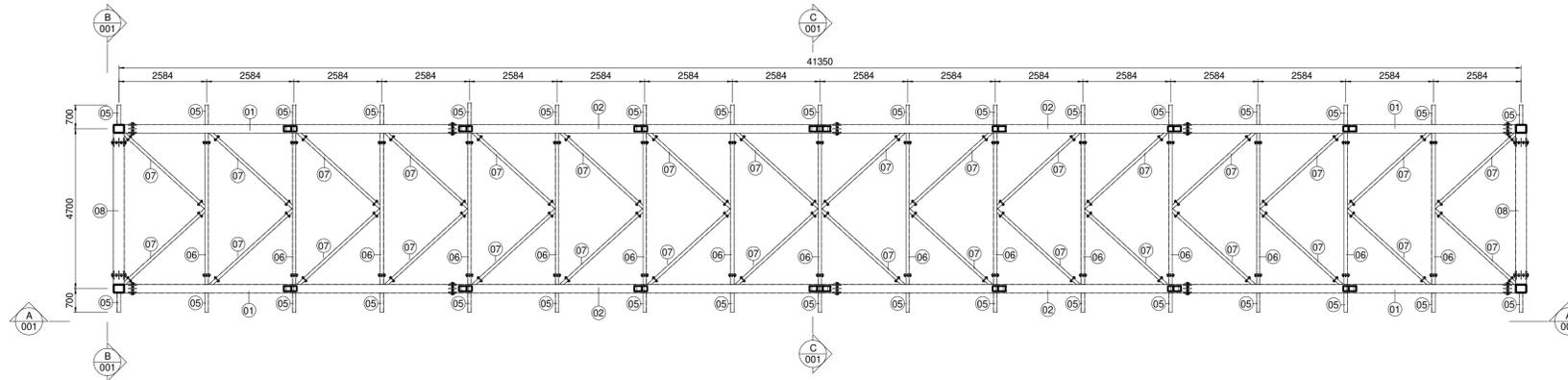
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.120**: ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ARRAÚJO et al. **Projeto de Estruturas de Edificações com Perfis Tubulares em Aço**. Belo Horizonte, 2016.

GUNNEBO INDUSTRIES. **Guia de Elevação**. Vasteras, 2016.

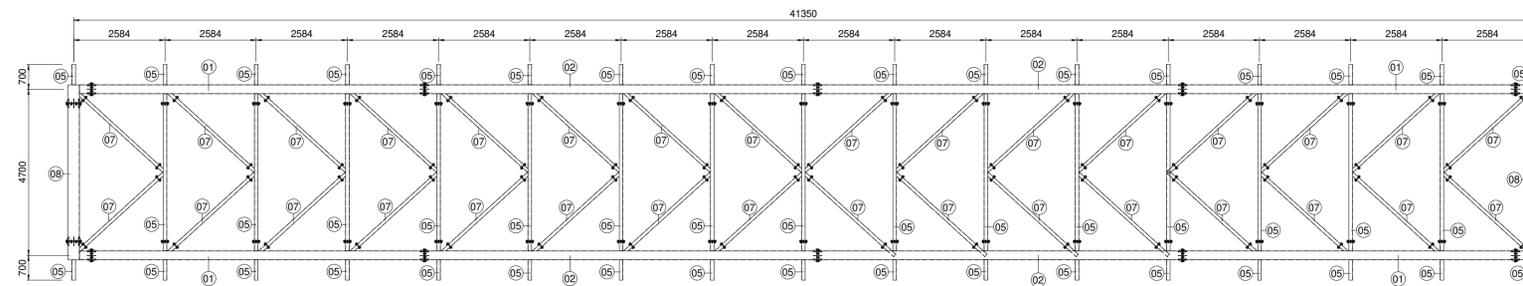
HIVOSS (HUMAN INDUCED VIBRATIONS OF STEEL STRUCTURES). **Design of Footbridges**: guideline. Porto, 2008.

SÉTRA (SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROTES). **Footbridges**: assessment of vibrational behavior of footbridges under pedestrian loading. Paris, 2006.



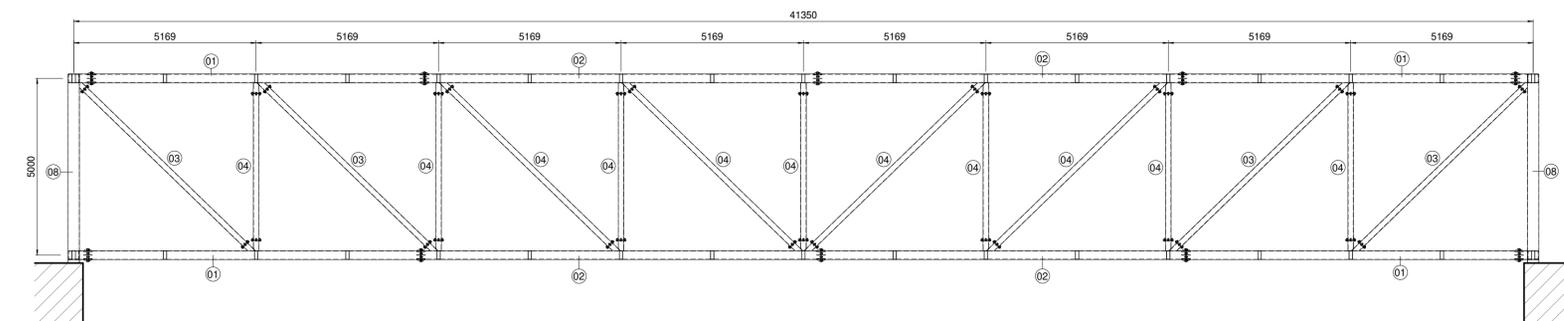
PLANTA BAIXA - NÍVEL INFERIOR

1 : 100



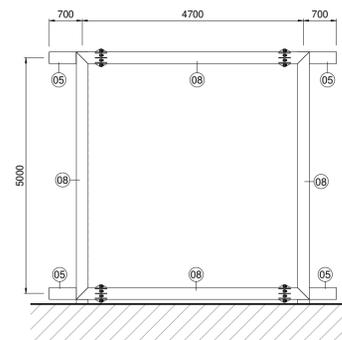
PLANTA BAIXA - NÍVEL SUPERIOR

1 : 100

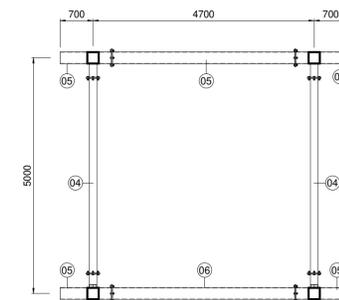


CORTE A - A

1 : 100
VISTA LATERAL

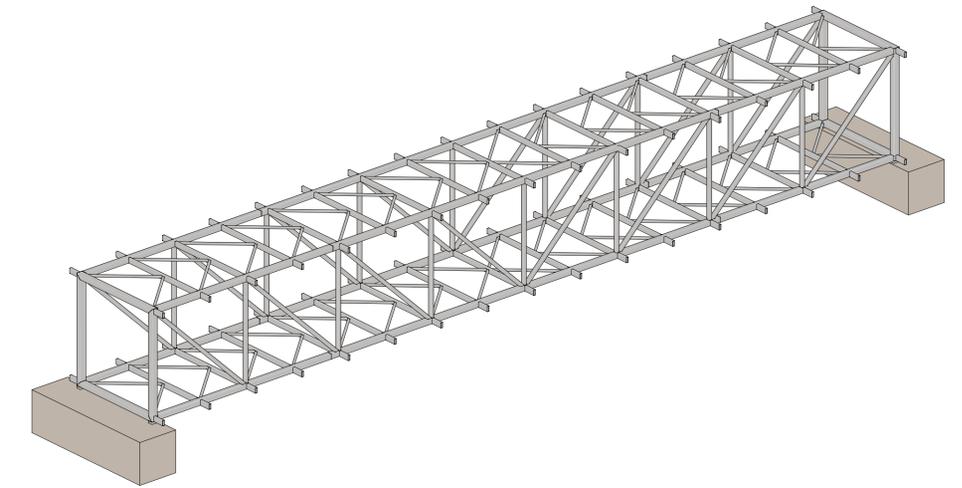
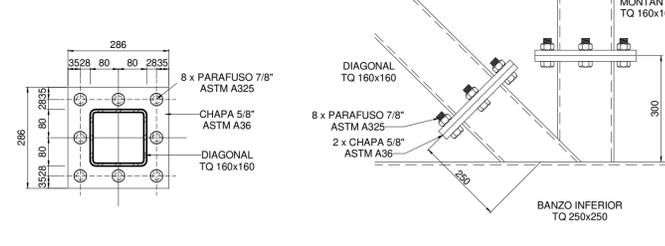


CORTE B - B
1 : 75
QUADRO RÍGIDO



CORTE C - C
1 : 75
SEÇÃO TÍPICA

DETALHE LIGAÇÃO FLANGEADA DAS DIAGONAIS
ESC.: 1/10



PERSPECTIVA

CONVENÇÕES:

- 1 - AS PLANTAS BAIXAS ESTÃO DESENHADAS VISTAS DE CIMA PARA BAIXO.
- 2 - AS DIMENSÕES SÃO APRESENTADAS EM MILÍMETROS
- 3 - OS PERFIS ESTRUTURAIS SÃO INDICADOS PELOS NÚMEROS CIRCUNSCRITOS. A LISTA DE MATERIAIS APRESENTA OS PERFIS CORRESPONDENTES CONFORME NUMERAÇÃO
- 4 - A NOMENCLATURA DOS PERFIS ESTRUTURAIS É APRESENTADA CONFORME:
TQ - TUBO QUADRADO
TR - TUBO RETANGULAR
DIMENSÕES ALTURA x LARGURA x ESPESURA EM MILÍMETROS

AÇOS ESTRUTURAIS:

PERFIS TUBULARES FABRICANTE VALLOUREC: VMB 350
CHAPAS: ASTM A36
PARAFUSOS: ASTM A325

LISTA DE MATERIAIS

COD.	PERFIL	(m)	(kg/m)	PESO (kg)	PESO TOTAL (kg)
01	TQ 250x250x8.8	77,82	64,50	5019,20	30676,25
02	TQ 250x250x10.0	86,30	73,00	6299,75	
03	TQ 160x160x8.0	55,92	36,70	2052,35	
04	TQ 160x160x6.4	123,02	29,60	3641,53	
05	TR 250x100x6.4	105,86	33,10	3504,07	
06	TR 250x100x7.1	66,75	36,60	2443,05	
07	TR 90x90x4.0	213,16	10,30	2195,50	
08	TR 250x320x16.0	41,20	134,00	5520,80	

VERSÃO	DATA	VERSÃO ORIGINAL DESCRIÇÃO	MATHEUS AUTOR
A	02/12/2019		

OBRA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
PROJETO ESTRUTURAL DE CONCEPÇÃO ALTERNATIVA PARA ESTRUTURA METÁLICA DE PASSARELA EXISTENTE

PROPRIETÁRIO: UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

ASSUNTO: PROJETO ESTRUTURAL DA ESTRUTURA METÁLICA
PLANTAS BAIXAS, CORTES E PERSPECTIVA

ESCALA: INDICADA

DATA: 02/12/2019

PROJETO: MATHEUS VINÍCIUS HENRICH

PRANCHA: 001

VERSÃO: A