

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

**Bibiana Cunha de Quadros**

**PASSARELA EM ARCO COM TABULEIRO INFERIOR:  
PROPOSTA DE PROJETO PARA O CAMPUS CENTRAL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**

Porto Alegre  
dezembro 2012

**BIBIANA CUNHA DE QUADROS**

**PASSARELA EM ARCO COM TABULEIRO INFERIOR:  
PROPOSTA DE PROJETO PARA O CAMPUS CENTRAL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**

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

**Orientador: Rubem Clécio Schwingel**

Porto Alegre  
dezembro 2012

**BIBIANA CUNHA DE QUADROS**

**PASSARELA EM ARCO COM TABULEIRO INFERIOR:  
PROPOSTA DE PROJETO PARA O CAMPUS CENTRAL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, janeiro de 2013

Prof. Rubem Clécio Schwingel  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)**  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Ana Lucia e Daison, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Professor Rubem Schwingel, orientador deste trabalho, pelo auxílio na escolha do tema, pela ajuda no entendimento de conteúdos essenciais e pelo tempo dedicado a orientação desse trabalho.

Agradeço à Professora Carin Schmitt, pela competência, dedicação e auxílio a mim e minhas dúvidas durante todas as etapas desse trabalho.

Agradeço aos demais professores da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por todos os conhecimentos repassados ao longo de toda a graduação.

Agradeço aos meus colegas de curso, pelo incentivo, por compartilhar dúvidas e conhecimentos e tornar a faculdade mais divertida.

Agradeço à Estádio 3 pela oportunidade de estágio e confiança na minha capacidade.

Agradeço aos colegas da Estádio 3 pela ajuda no desenvolvimento do trabalho e sugestões de soluções.

Agradeço as minhas amigas, Camila, Carolina, Gabriela, Giovanna, Nathália, Paula, Shirley e Vanessa, por serem amigas para a vida toda.

Agradeço a minha tia Ana Beatriz por estar presente durante todos os momentos da minha vida.

Agradeço especialmente aos meus pais, Ana Lucia e Daison, por serem os responsáveis por toda a minha educação, me incentivarem e sempre proporcionarem todas as condições que culminaram nessa grande conquista.

A todos, que sempre me apoiaram e incentivaram, meus sinceros agradecimentos.

Cada sonho que você deixa para trás,  
é um pedaço do seu futuro que deixa de existir.

*Steve Jobs*

## RESUMO

Este trabalho apresenta uma proposta de projeto arquitetônico e estrutural para uma passarela, localizada na rua Sarmiento Leite. A estrutura tem como objetivo promover a continuidade do Campus Central da UFRGS, solucionando o problema provocado pelo grande número de veículos, que dificultam o deslocamento de alunos e professores de um quarteirão ao outro. A passarela deve vencer um vão de 25 m, imposto pela pista de rolamento e pelas calçadas dos dois lados. O modelo de passarela estudado é em arco com tabuleiro inferior sustentado por pendurais verticais, que é adequado para pequenos vãos, como o do caso em estudo. A passarela terá dois apoios nas extremidades e possuirá o tabuleiro protendido. O acesso se dará por escadas e elevadores localizados nas duas terminações. É importante ressaltar que, nesse estudo, não são testados outros modelos estruturais. Os elementos que constituem a passarela são as fundações, os pilares, o tabuleiro, os arcos e os pendurais verticais. Os pilares e as fundações deverão ser construídos com concreto moldado no local enquanto o tabuleiro e o arco serão montados a partir de peças pré-fabricadas de concreto armado, objetivando a execução da estrutura em um prazo reduzido. Para realizar-se o dimensionamento dos elementos, foi utilizado um programa de análise estrutural. Inicialmente foram definidos os materiais e seções de cada elemento e em seguida desenhado um modelo com essas características, representando a passarela a ser construída. Concluído o desenho do modelo, foram atribuídos três tipos de carregamentos: o peso próprio, o devido ao tráfego e o devido ao vento em duas direções. Com o auxílio do programa foram encontradas as solicitações geradas por cada carregamento em cada seção da estrutura. A partir dessas solicitações, foram elaboradas tabelas contendo o valor das solicitações máximas em cada elemento. O dimensionamento das estruturas foi realizado posteriormente, multiplicando-se a máxima solicitação encontrada por um coeficiente de segurança. Os pilares e arcos foram dimensionados como seções retangulares de concreto armado submetidos à flexão composta e o tabuleiro como uma laje protendida. Concluído o dimensionamento, as estruturas foram detalhadas, para melhor entendimento do projeto. É possível afirmar-se que os resultados encontrados para as seções das estruturas e armaduras são coerentes com os valores esperados, e, portanto, indicar que a passarela proposta por esse trabalho é uma boa solução para o problema já apresentado.

Palavras-chave: Passarela em Arco com Tabuleiro Inferior. Projeto Estrutural de Passarela em Concreto Protendido.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Quarteirões 1 e 2 do Campus Central .....	18
Figura 2 – Diagrama das etapas do trabalho .....	24
Figura 3 – (a) viga com cabo de protensão; (b) deformação e momento devido ao peso próprio e (c) deformação e momento devido à força de protensão .....	27
Figura 4 – (a) colocação dos blocos e cunhas; (b) posicionamento do macaco hidráulico e (c) tensionamento dos cabos .....	29
Figura 5 – Elementos constituintes de uma ponte .....	39
Figura 6 – Seção transversal de tabuleiro de obra rodoviária .....	40
Figura 7 – Esquema estático de pontes em viga simplesmente apoiadas: (a) tramo único e (b) sucessão de tramos .....	44
Figura 8 – Esquema estático de pontes em vigas contínuas .....	45
Figura 9 – Exemplos de pontes com vigas contínuas: (a) com altura constante e (b) com altura variável (mísulas curvas) .....	46
Figura 10 – Exemplos de pontes em pórticos: (a) viaduto em pórtico biengastado e (b) ponte em pórtico, sobre uma via navegável .....	47
Figura 11 – Exemplo de ponte pênsil .....	47
Figura 12 – Exemplos de pontes estaiadas com cabos disposto em forma de: (a) harpa e (b) leque .....	48
Figura 13 – Seção transversal de pontes estaiadas: (a) torre individual, (b) torres em forma de quadros e (c) torre em forma de A .....	49
Figura 14 – Geometria de um arco .....	50
Figura 15 – Arcos com tabuleiro: (a) superior; (b) intermediário e (c) inferior .....	51
Figura 16 – Arcos: (a) biengastados; (b) biarticulados e (c) triarticulados .....	52
Figura 17 – Vista lateral da passarela .....	58
Figura 18 – Vista superior da passarela .....	59
Figura 19 – Vista tridimensional da passarela .....	59
Figura 20 – Direções do vento .....	62
Figura 21 – Modelo estrutural .....	64
Figura 22 – Esquema geral do sistema de coordenadas locais .....	66
Figura 23 – Esforço axial nos arcos .....	69
Figura 24 – Momento fletor M11 no tabuleiro, em kN.m/m .....	72
Figura 25 – Momento fletor M22 no tabuleiro devido ao carregamento do peso próprio, em kN.m/m .....	73
Figura 26 – Esforço cortante V13 no tabuleiro devido ao carregamento do peso próprio, em kN/m .....	73
Figura 27 – Flexo-compressão: situação em que não é necessária armadura .....	76



Figura 28 – Situação de cálculo .....	81
Figura 29 – Seção transversal do tabuleiro da passarela .....	83
Figura 30 – Seções verificadas .....	84
Figura 31 – Sequência construtiva de um arco em concreto armado .....	96
Figura 32 – Aduelas pré-fabricadas .....	98

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Elementos estruturais constituintes da passarela.....	61
Quadro 2 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem nos pilares .....	80
Quadro 3 – Materiais e características da seção transversal .....	83
Quadro 4 – Limites da força de protensão .....	84
Quadro 5 – Perdas por retração do concreto .....	87
Quadro 6 – Armadura passiva do tabuleiro .....	89

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Forças devidas ao vento .....	63
Tabela 2 – Reações nos vínculos .....	67
Tabela 3 – Solicitações máximas e mínimas nas barras dos arcos .....	68
Tabela 4 – Solicitações máximas e mínimas nos pilares .....	70
Tabela 5 – Solicitações máximas e mínimas nas barras de contraventamento .....	70
Tabela 6 – Solicitações nos pendurais verticais .....	71
Tabela 7 – Solicitações no tabuleiro .....	74
Tabela 8 – Solicitações para o dimensionamento dos arcos .....	75
Tabela 9 – Solicitações para o dimensionamento dos pilares .....	79
Tabela 10 – Perdas imediatas .....	86
Tabela 11 – Esforços devidos à protensão .....	86
Tabela 12 – Perdas por relaxação dos aços de protensão .....	88
Tabela 13 – Verificações das tensões .....	89
Tabela 14 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 1 .....	90
Tabela 15 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 2 .....	91
Tabela 16 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 3 .....	91
Tabela 17 – Frequência natural da estrutura .....	93

## LISTA DE SÍMBOLOS

$E_c$  – módulo de elasticidade longitudinal (MPa)

$f_{ck}$  – resistência característica à compressão (MPa)

$f_{ptk}$  – resistência característica à ruptura por tração (MPa)

$E_p$  – módulo de elasticidade dos aços de protensão (MPa)

$i$  – inclinação da rampa (%)

$h$  – altura do desnível (m)

$c$  – comprimento de projeção horizontal (m)

$p$  – piso (m)

$e$  – espelho (m)

$m$  – relação entre o piso e o espelho (m)

$F$  – força de arrasto (N)

$C_f$  – coeficiente adimensional de força

$q$  – pressão dinâmica do vento ( $N/m^2$ )

$A$  – área de referência ( $m^2$ )

$\gamma_f$  – coeficiente adimensional de ponderação.

$e_2$  – excentricidade do esforço normal em relação à área de aço ( $cm^2$ )

$N_d$  – esforço atuante normal de cálculo (kN)

$b$  – base da seção retangular (cm)

$d'$  – distancia entre o eixo da armadura comprimida à face mais próxima do elemento (cm)

$\rho_{min}$  – taxa mínima de armadura (%)

$A_{s,min}$  – armadura mínima de tração ( $\text{cm}^2$ )

$A_c$  – área da seção ( $\text{cm}^2$ )

$V_{sd}$  – força cortante solicitante de cálculo (kN)

$V_{RD2}$  – força resistente de cálculo (kN)

$A_{sw,min}$  – armadura transversal mínimo ( $\text{cm}^2/\text{m}$ )

$f_{yk}$  – resistência ao escoamento do aço (MPa)

$\lambda$  – índice adimensional de esbeltez

$\lambda_1$  – índice limite adimensional de esbeltez

$\ell_e$  – comprimento equivalente (cm)

$\alpha_b$  – parâmetro adimensional que depende da forma do diagrama de momentos de primeira ordem em um pilar

$\Delta\sigma_{pu}$  – perda de tensão por atrito ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )

$\sigma_{po}$  – tensão na armadura de protensão ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )

$\mu$  – coeficiente 1 para perda por atrito (1/rad)

$\gamma$  – coeficiente 2 para perda por atrito (rad/m)

$\Delta\sigma_{p\lambda_0}$  – perda de tensão nas ancoragens na seção 0 ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )

$\Delta\sigma_{p\lambda}$  – perda de tensão nas ancoragens no eixo de simetria ( $\text{kN}/\text{cm}^2$ )

$\epsilon_{cs}(t,t_0)$  – deformação por retração que ocorre em um intervalo de tempo determinado (%)

$\epsilon_{cs\infty}$  – deformação total por retração (%)

$\beta_s(t)$  – função de tempo para definição do intervalo a considerar

$\epsilon_{cc}$  – fluência ao longo do tempo no concreto

$\epsilon_{cca}$  – fluência rápida irreversível

$\epsilon_{ccf}$  – fluência lenta reversível

$\epsilon_{ccd}$  – fluência lenta irreversível

$\chi(t,t_0)$  – função relaxação do aço de protensão

$\psi(t,t_0)$  – coeficiente de relaxação para o intervalo  $(t,t_0)$

$V_k$  – velocidade característica do vento (m/s)

$V_0$  – velocidade básica do vento (m/s)

$S_1$  – fator adimensional topográfico

$S_2$  – fator adimensional rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

$S_3$  – fator adimensional estatístico

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	18
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	21
<b>2.2.1 Objetivo Principal</b> .....	21
<b>2.2.2 Objetivos Secundários</b> .....	21
2.3 PRESSUPOSTOS .....	22
2.4 PREMISA .....	22
2.5 DELIMITAÇÕES .....	22
2.6 LIMITAÇÕES .....	23
2.7 DELINEAMENTO .....	23
<b>3 FUNDAMENTOS DO CONCRETO PROTENDIDO</b> .....	28
3.1 MODALIDADES DE PROTENSÃO .....	28
<b>3.1.1 Protensão por aderência inicial</b> .....	28
<b>3.1.2 Protensão por aderência posterior</b> .....	28
<b>3.1.3 Protensão não aderente</b> .....	29
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS .....	29
<b>3.2.1 Concreto</b> .....	30
<b>3.2.2 Armaduras não protendidas</b> .....	31
<b>3.2.3 Armaduras protendidas</b> .....	31
3.3 GRAUS DE PROTENSÃO .....	32
<b>3.3.1 Protensão completa</b> .....	32
<b>3.3.2 Protensão limitada</b> .....	32
<b>3.3.3 Protensão parcial</b> .....	33
3.4 PERDAS NA PROTENSÃO .....	34
<b>3.4.1 Perdas por atrito</b> .....	34
<b>3.4.2 Perdas nas ancoragens</b> .....	35
<b>3.4.3 Perdas por relaxação do aço</b> .....	35
<b>3.4.4 Perdas por encurtamento elástico do concreto</b> .....	35
<b>3.4.5 Perdas por retração e fluência do concreto</b> .....	36
<b>4 PONTES</b> .....	37
4.1 DEFINIÇÃO .....	37
4.2 CLASSIFICAÇÃO .....	38

4.3 FUNÇÕES .....	38
4.4 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS ESTRUTURAS DAS PONTES .....	39
<b>4.4.1 Superestrutura</b> .....	39
4.4.1.1 Tabuleiro .....	40
4.4.1.1.1 <i>Laje do tabuleiro</i> .....	40
4.4.1.1.2 <i>Passeios para pedestres</i> .....	41
4.4.1.1.3 <i>Guarda-corpo</i> .....	41
4.4.1.2 Vigamento principal .....	41
4.4.1.3 Contraventamento .....	41
4.4.1.4 Apoios .....	42
<b>4.4.2 Mesoestrutura</b> .....	42
<b>4.4.3 Infraestrutura</b> .....	43
4.5 TIPOS ESTRUTURAIS DE PONTES DE CONCRETO .....	43
<b>4.5.1 Pontes em viga</b> .....	44
4.5.1.1 Pontes em viga simplesmente apoiadas .....	44
4.5.1.4 Pontes em vigas contínuas .....	44
<b>4.5.2 Pontes em pórtico</b> .....	46
<b>4.5.3 Pontes pênses</b> .....	47
<b>4.5.4 Pontes estaiadas</b> .....	48
<b>4.5.5 Pontes em arco</b> .....	49
4.5.5.1 Características .....	49
4.5.5.2 Classificação .....	50
4.5.5.2.1 <i>Posição do arco em relação ao tabuleiro</i> .....	51
4.5.5.2.2 <i>Sistemas estruturais</i> .....	52
<b>5 PROJETO ARQUITETÔNICO</b> .....	53
5.1 DETERMINAÇÃO DOS VÃOS .....	53
5.2 ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL .....	54
5.3 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA .....	54
<b>5.3.1 Largura da passarela</b> .....	55
<b>5.3.2 Arcos</b> .....	55
<b>5.3.3 Acessos</b> .....	55
5.3.3.1 Escadas .....	57
5.3.3.2 Elevadores .....	58
<b>6 PROJETO ESTRUTURAL</b> .....	60
6.1 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS .....	60



<b>6.1.1 Carregamento permanente</b> .....	60
<b>6.1.2 Carregamento variável</b> .....	61
6.1.2.1 Carregamento móvel .....	61
6.1.2.2 Carregamento devido ao vento .....	61
<b>6.1.3 Carregamento excepcional</b> .....	63
<b>6.2 MODELO ESTRUTURAL</b> .....	63
<b>6.3 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES</b> .....	65
<b>6.3.1 Reações nos vínculos externos</b> .....	67
<b>6.3.2 Arcos</b> .....	68
<b>6.3.3 Pilares</b> .....	69
<b>6.3.4 Barras de contraventamento</b> .....	70
<b>6.3.5 Pendurais verticais</b> .....	71
<b>6.3.6 Tabuleiro</b> .....	72
<b>6.4 DIMENSIONAMENTO</b> .....	74
<b>6.4.1 Arcos</b> .....	75
<b>6.4.2 Pilares</b> .....	79
<b>6.4.3 Barras de contraventamento</b> .....	82
<b>6.4.4 Pendurais verticais</b> .....	82
<b>6.4.5 Tabuleiro</b> .....	82
6.4.5.1 Dimensionamento da armadura de protensão .....	82
6.4.5.2 Dimensionamento da armadura passiva .....	89
<b>6.5 VERIFICAÇÃO À FLAMBAGEM</b> .....	90
<b>6.6 AÇÕES DINÂMICAS</b> .....	92
<b>7 MÉTODOS CONSTRUTIVOS</b> .....	94
<b>7.1 CONCRETAGEM TRADICIONAL</b> .....	94
<b>7.2 PRÉ-FABRICAÇÃO DAS ESTRUTURAS</b> .....	95
<b>7.3 MÉTODO DOS BALANÇOS SUCESSIVOS</b> .....	95
<b>7.4 CONSTRUÇÃO EM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS</b> .....	97
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	99

REFERÊNCIAS .....	100
APÊNDICE A .....	102
APÊNDICE B .....	108
APÊNDICE C .....	111
APÊNDICE D .....	115
APÊNDICE E .....	121
APÊNDICE F .....	126
APÊNDICE G .....	130
APÊNDICE H .....	133



## 1 INTRODUÇÃO

O crescimento e o desenvolvimento das cidades têm como resultado, entre outros, um número cada vez maior de veículos circulantes nas ruas e avenidas. Essa condição prejudica a circulação de pedestres, tornando-se necessárias medidas que proporcionem travessias seguras para os que se deslocam a pé. Assim é importante a criação de vias exclusivas que visem separar os fluxos de veículos e de pedestres, evitando assim acidentes de trânsito. Vasconcelos (1993, p. 604) destaca:

A construção de rodovias ou grandes artérias nas cidades gera dificuldades para os pedestres. Torna-se então necessária a construção de passagens reservadas aos que transitam sem veículos. Algumas vezes essas passagens se situam por baixo da via sob a forma de túneis. Mais frequentemente, entretanto, a passagem é superior e então se denomina passarela.

Dentro deste contexto está o Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, localizado na cidade de Porto Alegre, capital do Rio Grande do Sul. É formado por dois quarteirões principais, que estão separados pela rua Sarmiento Leite (figura 1).

Figura 1 – Quarteirões 1 e 2 do Campus Central da UFRGS



(fonte: adaptado de UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2012a)

Hoje, a travessia de uma quadra à outra dentro do Campus Central pode ser feita por uma faixa de segurança com sinaleira para pedestres, localizada entre o prédio 11107 (ex-Parobé), situado no quarteirão 1, e o pátio entre os prédios 12103 (Faculdade de Arquitetura) e 12102 (Rádio da Universidade), localizados no quarteirão 2. Existem alguns problemas nessa solução, pois a prioridade é o fluxo de veículos e não, o de pedestres. O tempo de espera na sinaleira é longo, em torno de dois minutos, enquanto o tempo de travessia é curto, de aproximadamente 15 segundos, conforme cronometrado no local. A espera demasiada para atravessar a rua tem como consequência que muitos pedestres, com pressa, se arrisquem no meio dos veículos. Além disso, o tempo de travessia não é suficiente para que pessoas com dificuldade de locomoção possam atravessar a rua de maneira segura.

Além dos mais de trinta mil alunos matriculados em cursos de graduação e pós-graduação, a UFRGS também conta com cerca de 2.550 docentes e igual número de técnicos administrativos (UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, 2012b). A grande quantidade de pessoas que estudam e trabalham na UFRGS tem como consequência um fluxo elevado de pedestres no Campus Central, razão pelo qual o deslocamento, entre quarteirões, deveria ser realizado de maneira mais prática e segura. Nesse sentido, as passarelas apresentam-se como boas soluções para este tipo de problema.

O projeto de uma passarela deve considerar o conforto no deslocamento do pedestre. O uso de passarelas, em que os usuários são obrigados a se elevarem vários metros ou caminhar grandes distâncias, acaba sendo desestimulado. Um bom projeto pode diminuir esses problemas, ao determinar que a posição da passarela seja no local em que a maioria dos pedestres deseja atravessar, diminuindo o deslocamento horizontal. A posição da passarela em estudo seria no mesmo ponto em que hoje é feita a travessia com faixa de segurança, já que esse está localizado próximo às entradas dos quarteirões. O uso da passarela também pode ser incentivado colocando-se grades, gradis, guarda-corpos ou outro dispositivo que vise direcionar os pedestres para a passarela. Esses dispositivos tornam menos provável que o pedestre utilize a travessia no nível da pista.

Além disso, deve-se sempre buscar a minimização da distância vertical, porém considerando que a passarela deve ser suficientemente alta para acomodar a altura máxima dos veículos. Existem passarelas que são parcialmente removíveis para permitir a circulação ocasional de veículos extraordinariamente altos.

Considerando o que Vasconcelos (1993, p. 604) indica, “[...] as passagens inferiores não são muito apreciadas pelos pedestres [...]”, assim, a fim de resolver o problema, este trabalho propõe a elaboração de um projeto de uma passarela que ligue os dois quarteirões da UFRGS, promovendo uma continuidade do Campus Central e proporcionando benefícios a todos os usuários.

A fim de proporcionar um adequado entendimento sobre o estudo realizado, esse trabalho foi dividido em oito capítulos. Após esse capítulo inicial, no qual é apresentada uma breve introdução sobre o assunto que foi desenvolvido, o **capítulo 2** expõe as diretrizes da pesquisa, descrevendo a questão, os objetivos principais e secundários, os pressupostos, a premissa, as delimitações, as limitações e o delineamento para esse trabalho de conclusão de curso.

Os capítulos 3 e 4 são frutos de revisão bibliográfica, e forneceram o embasamento teórico para a realização desse TCC. O **capítulo 3** aborda os fundamentos do concreto protendido, explicando as modalidades de protensão, os materiais utilizados, os graus e perdas na protensão. O **capítulo 4** aborda conceitos gerais sobre as pontes, apresentando algumas definições, classificações e funções, os elementos que constituem essas estruturas e os tipos estruturais de pontes de concreto.

O **capítulo 5** explica todos os procedimentos e critérios adotados para a elaboração do projeto arquitetônico da passarela, e apresenta imagens que compactam todas as informações em planta e em vista tridimensional. O **capítulo 6** apresenta os elementos principais para a elaboração de um projeto estrutural, expondo a determinação dos carregamentos, a análise das solicitações encontradas e, por fim, o dimensionamento e o detalhamento dos elementos que compõem a passarela. Além disso, no mesmo capítulo são feitas considerações sobre a flambagem na estrutura e ações dinâmicas.

O **capítulo 7** aborda alguns métodos construtivos e apresenta algumas sugestões para o procedimento de construção da estrutura proposta. Por fim, no **capítulo 8** foram realizadas as considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: qual seria um modelo adequado de projeto estrutural para uma passarela na situação estudada?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

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

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural adequado de uma passarela que ligue os dois quarteirões do Campus Central da UFRGS, sobre a rua Sarmiento Leite.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

O objetivo secundário do trabalho é criação do projeto arquitetônico da passarela estudada, justificando suas características.

## 2.3 PRESSUPOSTOS

São pressupostos desse trabalho:

- a) que uma passarela em arco com tabuleiro inferior é um modelo estrutural adequado para a situação estudada;
- b) que são tomadas como verdadeiras e válidas, as especificações contidas nos seguintes documentos, para a proposta de trabalho apresentada,
  - NBR 7188/1984 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestres;
  - NBR 7187/1987 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido;
  - NBR 6123/1987 – Forças devido ao Vento em Edificações;
  - NBR 6118/2004 – Projeto de Estruturas de Concreto;
  - NBR 9050/2004 – Acessibilidade a Edificações, Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos.

## 2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, em um cenário com um número crescente de veículos, que acabam dificultando a circulação de pessoas, surge a necessidade de construção de vias exclusivas para os que se deslocam a pé, que separem fisicamente o fluxo de veículos do fluxo de pedestres. Essas vias exclusivas são principalmente necessárias em ruas e avenidas com grande movimento de pessoas, para que essas possam realizar travessias que sejam além de rápidas, seguras, evitando, assim, acidentes de trânsito.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

Este trabalho ficou delimitado ao estudo de uma passarela, para a travessia da rua Sarmento Leite, ligando as duas quadras do Campus Central da UFRGS.



## 2.6 LIMITAÇÕES

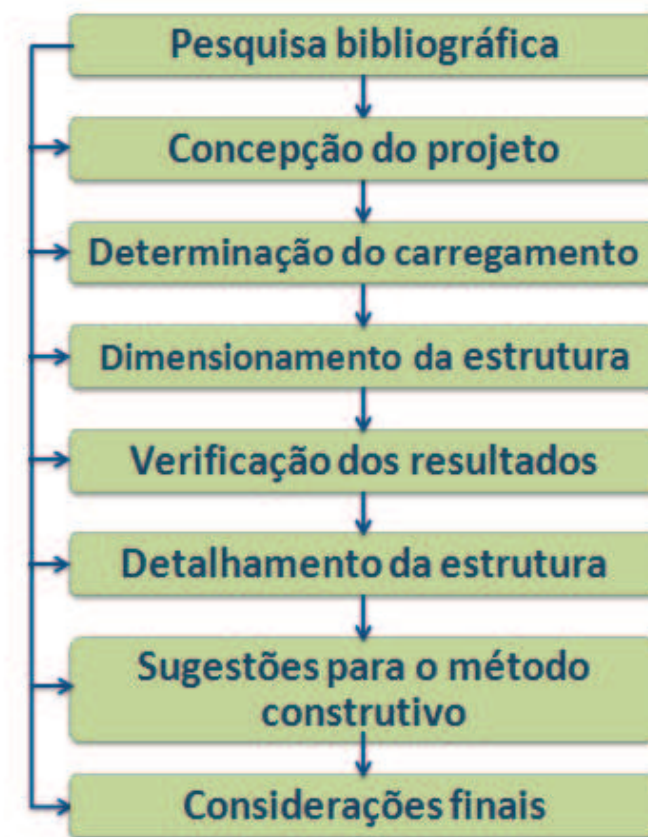
São limitações do trabalho o estudo de apenas um modelo estrutural, uma geometria e uma seção transversal de uma passarela para pedestres. Considerando a etapa de dimensionamento, as fases construtivas não são consideradas no processo. No que diz respeito ao software de análise numérica, o trabalho fica limitado ao uso de apenas um programa de cálculo de elementos finitos, o SAP2000, e, portanto, os recursos computacionais ali disponibilizados. Além disso, o projeto proposto por esse trabalho de conclusão tem somente fins didáticos, pois apresenta limitações quanto às verificações de segurança da estrutura.

## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 2, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) concepção do projeto;
- c) determinação do carregamento;
- d) dimensionamento da estrutura;
- e) verificação dos resultados;
- f) detalhamento da estrutura;
- g) sugestões para o método construtivo;
- h) considerações finais.

Figura 2 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** foi a base para realização deste trabalho, pois forneceu o embasamento teórico necessário para o correto desenvolvimento do projeto e entendimento do comportamento da estrutura. Ela foi fundamental para a resolução de todas as etapas deste trabalho de diplomação e, por esse motivo, está relacionada diretamente a todas as fases do projeto.

Para a **concepção do projeto**, primeiramente foi essencial determinar as dimensões da passarela. Para isso, foi imprescindível o conhecimento do vão livre e da altura livre, que são, respectivamente, a distância, medida horizontalmente, entre dois apoios, e a distância, medida verticalmente, entre o ponto mais baixo da superestrutura (chamado infradorso da obra) até o ponto mais alto da superfície de rolamento da via, que pode ser, por exemplo, o topo do pavimento da rua. É recomendável que a altura livre exceda, com razoável folga, a altura do veículo mais alto, para assim, evitar acidentes. Conhecido o vão livre, foi possível, fazer a escolha do modelo estrutural a ser utilizado, buscando um tipo que seja eficiente para o vão e ao mesmo tempo priorize a forma arquitetônica, pois passarelas são, geralmente, elementos

embelezadores das cidades. Com o modelo escolhido e as dimensões determinadas, foi possível realizar-se os desenhos da passarela, constituindo, assim, o projeto arquitetônico da estrutura.

A **determinação do carregamento** permanente e variável foi fundamental para o cálculo da estrutura, pois a partir do conhecimento das cargas atuantes, foi viável determinar os esforços que solicitam a estrutura, e obter as de máximas solicitações. Para determinação das solicitações foi elaborado um modelo da estrutura do *software* de análise estrutural SAP2000. Multiplicando-se a máximas solicitações por coeficientes de segurança, foram encontrados valores de cálculo. A partir desses valores, foi realizado o **dimensionamento da estrutura**, com o auxílio de programas específicos para dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Concluído o dimensionamento, os elementos constituintes da estrutura foram **detalhados**, para ilustrar o correto posicionamento das armaduras e as ligações entre elementos. Os detalhes devem ser feitos em escalas adequadas, para que não haja dúvidas na identificação das partes, e assim evitar problemas.

As seções da estrutura projetada foram então **verificadas**, quanto aos estados limite último e de serviço, conforme indicações contidas nas normas de cálculo. Foram então **sugeridos alguns métodos construtivos** que, devido à suas características, apresentam vantagens técnicas e são bastante apropriados para a situação estudada. Após concluídas todas as etapas descritas anteriormente, foram realizadas as **considerações finais** sobre o trabalho desenvolvido.

### 3 FUNDAMENTOS DO CONCRETO PROTENDIDO

Araújo (2010, p. 1) define o concreto como:

[...] material resultante da mistura dos agregados (naturais ou britados) com cimento e água. Em função de necessidades específicas são acrescentados aditivos químicos (retardadores ou aceleradores de pega, plastificantes e superplastificantes, etc.) e adições minerais (escórias de alto-forno, pozolanas, fileres calcários, microsilica, etc.) que melhoram as características do concreto fresco ou endurecido.

A associação desse material com barras de aço, convenientemente colocadas no seu interior constitui o concreto armado (ARAÚJO, 2010, p. 1). Devido à **ação solidária**, ou seja, a aderência entre o concreto e a superfície da armadura, as deformações das barras de aço e do concreto que as envolve devem ser iguais. Sabendo que o concreto possui uma baixa resistência à tração (cerca de 10% da resistência à compressão), ele não poderá deformar-se tanto quanto o aço. Assim, o concreto fissa-se na zona tracionada da estrutura, e os esforços de tração devem então ser absorvidos somente pelas armaduras. Uma viga de concreto simples romperia bruscamente após atingida a baixa resistência à tração do material, sem que fosse aproveitada a sua alta resistência à compressão. A armadura, sendo responsável pela absorção dos esforços de tração, permite que a alta resistência à compressão do concreto seja aproveitada, sendo essa a forma econômica e racional para aproveitar as resistências de cada material (LEONHARDT; MÖNNING, 1977, p. 1).

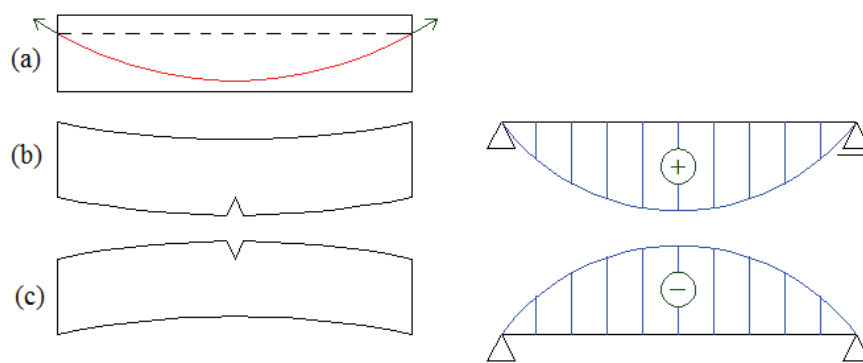
Porém, as estruturas de concreto armado têm a sua aplicação restrita em virtude, principalmente, da limitação da aderência entre o aço e o concreto, o que impede o uso de aço duro de alta resistência. Isso ocorre porque, antes que seja atingida a tensão máxima, a aderência será vencida e o concreto apresentará fissuras de grandes aberturas. Assim, o objetivo do concreto protendido é criar um processo que permita usar, no concreto armado, aços de alta resistência sem esse inconveniente. O problema da limitação da aderência entre o aço e o concreto é resolvido, pois na protensão, o aço, depois que fica aderido ao concreto, só recebe uma parcela pequena do esforço total de tração. A maior parte do esforço, ele recebe durante a protensão, quando ainda não está aderido ao concreto (ROCHA, 1964, p. 10-11).

Leonhardt (1983, p. 3) explica que:

A deficiente resistência à tração do concreto fez com que, desde o início, se pensasse em colocar sobre compressão as zonas tracionadas da estrutura do concreto, através de uma protensão, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, de anular estas tensões de compressão antes que surjam tensões de tração no concreto.

A situação pode ser compreendida pela análise da figura 3. A figura 3a mostra uma viga com cabo posicionado, antes que seja aplicada a protensão. A figura 3b ilustra o deslocamento e o momento fletor positivo provocado pelo peso próprio da estrutura e o carregamento atuante. A realização da força de protensão irá ocasionar na peça um momento fletor negativo, pois o concreto sofrerá tração na fibra superior e compressão na fibra inferior, indicado na figura 3c.

Figura 3 – (a) viga com cabo de protensão; (b) deformação e momento devido ao peso próprio e (c) deformação e momento devido à força de protensão



(fonte: adaptado de ROCHA, 1964, p. 15)

Através da força de protensão aplicada, originam-se tensões prévias de compressão no concreto as quais se sobrepõem com as tensões de tração produzidas pelo peso próprio e carregamento atuante, que anulam ou diminuem sensivelmente as tensões no concreto. Dessa forma, a protensão pode ser entendida como um carregamento controlável que atua a favor da segurança, pois além de permitir vãos maiores e estruturas mais esbeltas, também limita a abertura e incidência de fissuras a um valor não prejudicial, o que aumenta a durabilidade da obra (LEONHARDT, 1983, p. 3).

Nos próximos itens são apresentados as modalidades, os materiais, os graus e as perdas na protensão, com o objetivo de aprimorar o conhecimento sobre a técnica do concreto protendido.

### 3.1 MODALIDADES DE PROTENSÃO

As modalidades de protensão podem ser classificadas como:

- a) pré-tensão: protensão por aderência inicial;
- b) pós-tensão: que se divide em protensão,
  - por aderência posterior;
  - não aderente.

Os sistemas com armaduras pré-tracionadas são mais indicados para instalações fixas (por exemplo, as fábricas de pré-moldados), enquanto os sistemas com armaduras pós-tracionadas são mais utilizados quando a protensão é realizada na obra (PFEIL, 1988, p. 5). As armaduras pré-tensionadas devem, necessariamente, ser dispostas retas e as pós-tensionadas podem ser dispostas em curvas. Nos itens a seguir, são detalhadas essas modalidades.

#### 3.1.1 Protensão por aderência inicial

Conforme relata Leonhardt (1983, p. 7):

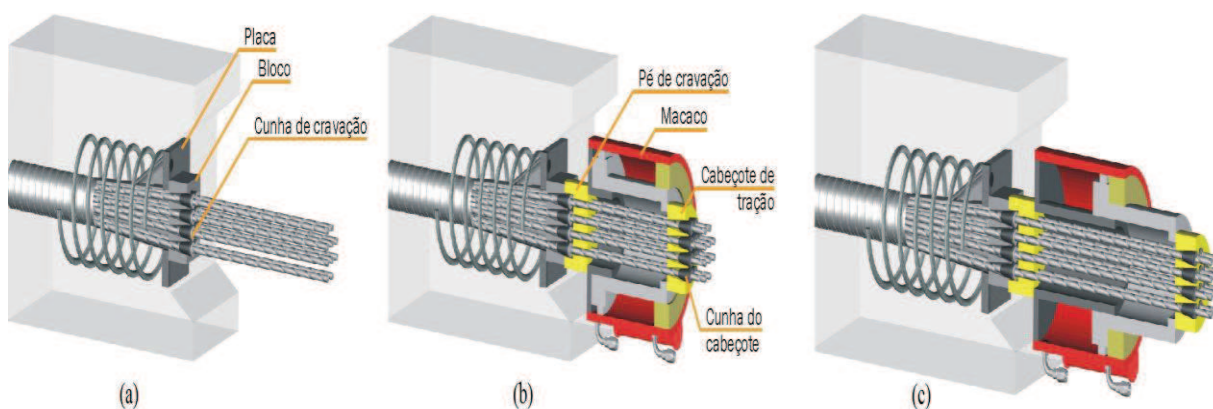
[...] obtém-se [a protensão por aderência inicial] tensionando-se a armadura de protensão antes do endurecimento do concreto. Os fios de protensão são tensionados entre blocos de ancoragem fixos e são assim concretados [...]. Obtém-se assim uma aderência imediata entre a armadura de protensão e o concreto. Após o concreto ter endurecido o suficiente, os fios são desligados dos blocos de ancoragem, de modo que a força de protensão se transfere ao concreto por aderência ou por dispositivos de ancoragem.

#### 3.1.2 Protensão por aderência posterior

A protensão por aderência posterior é caracterizada por apresentar a armadura de protensão solta dentro de bainhas – geralmente metálicas – dispostas no interior da peça a concretar. Após a concretagem e o endurecimento do concreto, a armadura de protensão é então tensionada e ancorada nas extremidades da peça. A protensão é realizada por meio de macacos hidráulicos que puxam os cabos da armadura (figura 4). Após realizada a protensão, a aderência é obtida injetando-se, nas bainhas, uma argamassa ou nata de cimento, que também protege os cabos contra a corrosão (LEONHARDT, 1983, p. 7-8).

Essa modalidade apresenta alguns custos adicionais em relação à protensão por aderência inicial, pois são necessárias bainhas e equipamentos adicionais. Além disso, a nata de cimento deve ser inserida com pressão elevada e apresenta como inconveniente, o risco de decantação, que pode deixar vazios dentro da bainha reduzindo a aderência e a proteção contra corrosão.

Figura 4 – (a) colocação dos blocos e cunhas; (b) posicionamento do macaco hidráulico e (c) tensionamento dos cabos



(fonte: adaptado de RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA, 2012, p. 22)

### 3.1.3 Protensão não aderente

Na protensão não aderente, a armadura de protensão não tem contato com o concreto e fica solta, envolta por uma graxa – que deve proteger contra corrosão –, no interior das bainhas plásticas, sendo capaz de deslizar. A aderência é obtida por meio de dispositivos de ancoragem fixos nas extremidades da estrutura. Os cabos de protensão sem aderência permitem a substituição em caso de necessidade (LEONHARDT, 1983, p. 8).

## 3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

Pfeil (1988, p. 10) indica que os principais materiais utilizados em concreto protendido são:

- concreto;
- armaduras não protendidas (armaduras passivas);
- armaduras protendidas (armaduras ativas).

### 3.2.1 Concreto

Pfeil (1988, p. 10, grifo do autor) afirma que “As principais propriedades mecânicas do concreto acham-se relacionadas com a sua **resistência [característica] à compressão simples** ( $f_{ck}$ ).”. Pfeil (1975, p. 2) indica que a resistência à compressão do concreto é medida em ensaios de curta duração (carregamento rápido) de corpos de prova cilíndricos de diâmetro 15 e altura de 30 cm, com idade de 28 dias. O autor também salienta que o aumento de resistência após esse período (em torno de 20%) é deixado como segurança adicional. Araújo (2010, p. 3) complementa as indicações e define que a resistência característica é um valor estatístico mínimo acima do qual devem ficar situados 95% dos resultados experimentais. Em resumo, o engenheiro deve especificar um valor da resistência característica e, em função desse valor, dimensionar a seção das peças.

Quanto ao **módulo de deformação longitudinal** do concreto ( $E_c$ ), Leonhardt e Mönning (1977, p. 20) afirmam que o comportamento puramente elástico do concreto, só acontece no caso de tensões baixas e de curta duração. Araújo (2010, p. 11) complementa essa informação, pois explica que o comportamento não linear acontece em função da microfissuração progressiva que ocorre na interface entre agregado graúdo e pasta de cimento.

Segundo Araújo (2010, p. 12), “Diversas correlações entre o módulo de deformação longitudinal e a resistência à compressão do concreto têm sido encontradas em trabalhos de pesquisa, estando algumas recomendadas nas normas de projeto.”. De acordo com a NBR 6118, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a fórmula 1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 23):

$$E_c = 5600 \times f_{ck}^{1/2} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$E_c$  = módulo de elasticidade longitudinal, em MPa;

$f_{ck}$  = resistência característica à compressão, em MPa.



### 3.2.2 Armaduras não protendidas

As principais propriedades mecânicas dos aços das armaduras passivas podem ser obtidas por meio de ensaios de tração simples do material. Desenhando-se um gráfico com as deformações nas abscissas e as tensões equivalentes nas ordenadas, é possível obter um diagrama tensão-deformação para o aço em estudo (ARAÚJO, 2010, p. 42).

Pfeil (1988, p. 14, grifo nosso) indica que:

Os aços empregados como armadura suplementar são designados pelas letras CA (concreto armado) seguidas do **valor característico do limite de escoamento** ( $f_{yk}$ ) em kgf/mm<sup>2</sup>. Alguns tipos de aço têm patamar de escoamento real [aços classe A, obtidos por um processo de laminação a quente]; outros aços não tem patamar de escoamento [aços classe B], definindo-se uma tensão convencional de escoamento [...], correspondente a uma deformação unitária residual de 0,2% após a descarga.

### 3.2.3 Armaduras protendidas

Pfeil (1988, p. 15-17) indica que os aços das armaduras ativas são, geralmente, designados pelas letras CP (concreto protendido), seguidas da **resistência característica à ruptura por tração** ( $f_{ptk}$ ), que é o esforço de ruptura da barra dividida pela área da seção inicial (área da seção com carga igual a zero). O autor ainda aponta que os aços utilizados como armadura de protensão podem ser divididos em três categorias:

- a) **fios trefilados** de aço carbono, com diâmetros entre três e oito milímetros;
- b) **cordoalhas**, constituídas por fios trefilados, enrolados em forma de hélice, fornecidas, geralmente, em bobinas;
- c) **barras de aço de baixa liga**, laminadas a quente, fornecida em peças retilíneas de comprimento limitado.

As armaduras protendidas ancoradas com tensões elevadas apresentam, com o passar do tempo, uma perda de tensão devida à **relaxação** do aço, que é detalhada posteriormente nesse trabalho. Os fios com alívio de tensão são, geralmente, denominados de aços aliviados ou de **relaxação normal** (RN). Nos fios e cordoalhas pode-se fazer um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz a perda por relaxação, sendo o aço então denominado de estabilizado ou de **relaxação baixa** (PFEIL, 1988, p. 17).

O mesmo autor indica que o **módulo de elasticidade dos aços de protensão** ( $E_p$ ) tem valores diferentes para fios e barras ( $E_p = 205.000$  MPa) e cordoalhas ( $E_p = 195.000$  MPa). Recomenda também que seja adotado um valor único igual a 200.000 MPa.

### 3.3 GRAUS DE PROTENSÃO

Os graus de protensão estão relacionados aos estados limites de utilização, referentes à abertura de fissuras, e a escolha destes está relacionada ao nível de agressividade do ambiente. A protensão pode ser completa, limitada ou parcial, de acordo com as definições a seguir.

#### 3.3.1 Protensão completa

Segundo a NBR 7197, a protensão será completa quando verificadas as seguintes situações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 6):

- a) para combinação frequente de ações, é respeitado o estado limite de descompressão, ou seja, quando sob ação desse carregamento, não são admitidas tensões de tração no concreto;
- b) para combinações raras de ações, é respeitado o estado limite de formação de fissuras.

Leonhardt (1983, p. 8) conclui que é errôneo pensar que com a protensão completa o concreto não ficará sujeito à tração. A utilização desse grau de protensão é interessante em obras situadas em meios muito agressivos.

#### 3.3.2 Protensão limitada

Segundo a NBR 7197, a protensão será limitada quando verificadas as seguintes situações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 6):

- a) para combinação quase permanente de ações, é respeitado o estado limite de descompressão;
- b) para combinações frequentes de ações é respeitado o estado limite de formação de fissuras, ou seja, o concreto estará sujeito a tensões de tração menores que os valores admissíveis.

### 3.3.3 Protensão parcial

Segundo a NBR 7197, a protensão será parcial quando verificadas as seguintes situações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 6):

- a) para combinação quase permanente de ações, é respeitado o estado limite de descompressão;
- b) para combinações frequentes de ações, é respeitado o estado limite de abertura de fissuras, ou seja, ao final do carregamento, o concreto estará fissurado com abertura máxima limitada a 0,2 mm.

Leonhardt (1983, p. 9) afirma que “A limitação da fissuração é garantida por meio da armadura passiva.”. A utilização da protensão parcial é indicada em ambientes não agressivos.

É importante ressaltar que é errado concluir que uma protensão completa conduz a um melhor comportamento estrutural que uma protensão limitada ou parcial. Se a tensão de compressão aplicada for muito elevada, o resultado pode ser justamente o inverso, provocando uma acentuada flecha negativa, criando fissuras na parte superior da estrutura (em geral, a zona comprimida) e diminuído a altura útil da estrutura (LEONHARDT, 1983, p. 69-70).

Leonhardt (1983, p. 71, grifo do autor) afirma ainda que:

Os **conhecimentos** obtidos [...] através de danos causados às estruturas de concreto protendido e através de ensaios **indicam claramente** que, para as pontes e grandes estruturas usuais, **uma protensão limitada ou parcial conduz a um comportamento estrutural mais favorável do que a protensão total.**

## 3.4 PERDAS NA PROTENSÃO

Conforme visto anteriormente, uma peça de concreto protendido está submetida a um sistema de forças, que são as forças de protensão. Essas forças devem ser permanentes, porém estão sujeitas a variações de intensidades. A diminuição da intensidade da força de protensão é, de modo geral, chamada de perda. A NBR 7197 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 25) determina que as perdas devam ser consideradas no cálculo do esforço de protensão.

Quanto ao agente causador, as perdas podem ser classificadas em:

- a) por atrito;
- b) nas ancoragens;
- c) por relaxação do aço;
- d) por encurtamento do concreto,
  - encurtamento elástico;
  - retração do concreto;
  - fluência do concreto.

Pfeil (1988, p. 48) indica que as perdas ainda podem ser classificadas como **imediatas**, que são aquelas verificadas durante a operação de esticamento e ancoragem dos cabos ou **retardadas ou progressivas**, que se processam ao longo de vários anos. As perdas por atrito, nas ancoragens e por encurtamento elástico do concreto são perdas imediatas, enquanto as perdas por relaxação do aço e retração e fluência do concreto são perdas retardadas. Essas perdas são apresentadas, mais detalhadamente, nos próximos itens.

### 3.4.1 Perdas por atrito

Nas armaduras pré-tensionadas, as perdas por atrito não precisam ser consideradas na análise das peças. Isso ocorre, pois a perda que é verificada nos macacos hidráulicos de protensão e nas ancoragens é medida e pode ser compensada por um aumento de pressão manométrica nos macacos. Além disso, as perdas nos pontos de mudança de direção da armadura podem ser reduzidas por diversos artificios mecânicos (PFEIL, 1988, p. 49).

Já no cálculo das armaduras pós-tensionadas, Pfeil (1988, p. 49-50) afirma que as perdas que ocorrem por atrito dos cabos no interior nos macacos e nas ancoragens são em torno de 5%, e não podem ser desprezadas. O autor também aponta que as perdas por atrito ao longo dos cabos são especialmente importantes quanto mais longos esses forem, pois ao atritarem contra as bainhas provocam perdas no esforço de protensão. O mesmo autor indica que essas perdas “[...] dependem do coeficiente médio de atrito entre o cabo e a bainha e da configuração geométrica do cabo [...]”.

### 3.4.2 Perdas nas ancoragens

Pfeil (1988, p. 53) define as perdas nas ancoragens como “[...] as perdas de alongamento do cabo, quando o esforço é transferido do elemento tensor (macaco) para a ancoragem.”. No caso das armaduras pré-tensionadas, essa perda não existe, pois a ancoragem das armaduras é feita pela aderência com o concreto.

No processo com as armaduras pós-tensionadas, os cabos são esticados com o auxílio de macacos hidráulicos. O esforço nos macacos é então transferido para as ancoragens mecânicas. Se esta ancoragem for feita por meio de **cunhas**, estas ao penetrarem nos furos, absorvem as cargas, o que resulta numa perda de alongamento do cabo (PFEIL, 1988, p. 53-54). A NBR 7197 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1989, p. 30) indica que as perdas nas ancoragens “[...] devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.”.

### 3.4.3 Perdas por relaxação do aço

A relaxação do aço corresponde à diminuição da tensão do aço, que ocorre nas armaduras ancoradas com comprimento não variável e mantidas sob tensão elevada. Ou seja, ocorre um alívio de tensão na armadura enquanto ela é mantida com comprimento e deformação constante (PFEIL, 1988, p. 55).

O mesmo autor indica que “Os fatores mais importantes que influem na quantidade de relaxação são as características metalúrgicas (tipo de aço, tratamento térmico, etc.), a tensão sob a qual o aço é ancorado e a temperatura ambiente.”. No Brasil, os valores máximos de relaxação do aço podem ser obtidos em catálogos fornecidos pelos fabricantes.

### 3.4.4 Perdas por encurtamento elástico do concreto

Pfeil (1988, p. 61-62) indica que no caso das armaduras pré-tensionadas, quando a armadura é liberada das ancoragens, a força de protensão é transferida ao concreto, que se deforma. Essa deformação provoca uma perda de tensão na armadura, já que essa está aderida ao material.

O autor também explica que no caso das armaduras pós-tensionadas, o macaco hidráulico apoia-se em parte da própria peça a ser protendida e, portanto, à medida que se traciona a armadura, está se comprimindo o concreto. A compressão deforma e reduz o volume do concreto provocando um alívio nas tensões. Numa viga, cujos cabos fossem protendidos e ancorados simultaneamente, não haveria perda de encurtamento elástico a considerar. Porém, o usual é que, quando se utilizem vários cabos, eles sejam tracionados um de cada vez e a deformação no concreto, provocada pelo cabo que está sendo tracionado, resulta em perda de tensão dos cabos já ancorados.

### 3.4.5 Perdas por retração e fluência do concreto

Pfeil (1988, p. 62-64) explica que devido à sua reologia, o concreto é um material que está sujeito a deformações ao longo do tempo. A **retração** é um fenômeno que está associado ao equilíbrio higrotérmico do concreto com o meio em que ele se encontra, e provoca um encurtamento do elemento de concreto. A **fluência** – que ocorre no concreto submetido a ações de longa duração – produz deformações elásticas e plásticas nas regiões solicitadas e, igualmente, provoca um encurtamento da peça construída com esse material.

O mesmo autor ainda destaca que, se o concreto sofre um encurtamento ao longo do tempo, o cabo ancorado também sofre, resultando em uma perda da tensão inicialmente aplicada. Portanto, as deformações decorrentes da retração e fluência do concreto causam uma perda progressiva da força de protensão, fazendo com que o valor inicialmente instalado, sofra uma redução progressiva, até se estabilizar em um tempo infinito.

## 4 PONTES

Conforme Wittfoht<sup>1</sup> (1975 apud EL DEBS; TAKEYA, 2009, p. 15-16):

Desde que o homem habita este mundo, as pontes são a expressão de sua vontade de superar os obstáculos que encontra no caminho para atingir o seu objetivo. As pontes são testemunho do progresso, poder e decadência; nos falam da cultura dos povos e de sua mentalidade. Desde a obra modesta, somente funcional, até o monumento de formas aperfeiçoadas – mais ou menos carregada artisticamente – encontramos tal multiplicidade de expressões.

Neste capítulo, são apresentadas as definições, as classificações, as funções, os elementos constituintes e os tipos estruturais de pontes de concreto. Dessa forma, é possível obter um melhor entendimento sobre o assunto em estudo.

### 4.1 DEFINIÇÃO

Vasconcelos (1993, p. 13) define ponte como uma “Obra de arte construída com fim de permitir que uma via de comunicação ou uma canalização transponha um vale, uma depressão do terreno ou outro qualquer obstáculo.”. Quando uma ponte é destinada ao tráfego exclusivo de pedestres, Pfeil (1983, p. 14) a classifica como **passarela**.

As pontes também são chamadas de **obras de arte especiais**. Elas diferenciam-se das **obras de arte corrente**, pois, em geral, apresentam um projeto específico elaborado para cada obra; ao contrário das demais, que são realizadas, geralmente, a partir de projetos-tipo padronizados, por serem obras amplamente utilizadas ao longo de toda a estrada, como, por exemplo, muros e bueiros. O termo obra de arte é utilizado, pois antigamente essas obras eram construídas empiricamente por artífices, daí serem considerados trabalhos de arte. A partir do século XVIII, o empirismo, gradativamente, cedeu lugar aos métodos científicos de análise utilizados até hoje, porém a nomenclatura permaneceu a mesma (PFEIL, 1983, p. 12).

---

<sup>1</sup> WITTFOHT, H. **Puentes**: ejemplos internacionales. Barcelona: Gustavo Gili, 1975.

## 4.2 CLASSIFICAÇÃO

A classificação das pontes pode obedecer a vários critérios. Pfeil (1983, p. 14) apresenta os seguintes:

- a) **finalidade:** as pontes podem ser rodoviárias, ferroviárias e passarelas. Podem, ainda, ser destinadas ao suporte de tubulações para água, esgoto, óleo, etc.;
- b) **material:** as pontes podem ser de madeira, de alvenaria, metálicas ou de concreto armado e protendido;
- c) **período de utilização:** as pontes podem ser permanentes ou provisórias. As provisórias são construídas em madeira ou aço, e, em grande parte dos casos, são desmontáveis, para serem utilizadas em situações de emergência, quando o tráfego deve ser reestabelecido em um prazo muito curto;
- d) **tipo estrutural:** as pontes podem ser em viga, em treliça, em quadro, em arco, estaiadas, etc. Esses esquemas estruturais são apresentados posteriormente.

Além destes critérios, Mason (1977, p. 3) acrescenta os seguintes:

- a) **sistema construtivo:** as pontes em concreto armado e protendido podem ser em escoramento direto, em vigas pré-moldadas, em balanços progressivos, etc.;
- b) **desenvolvimento planimétrico:** as pontes podem ter eixo retilíneo ou serem pontes em curva;
- c) **ângulo de cruzamento:** as pontes podem ser normais ou esconsas. Nas pontes normais, o cruzamento do curso de água ou vale, pela obra de arte, será normal aos mesmos e, nas pontes esconsas, em ângulos diferentes de 90°;
- d) **forma da seção transversal:** as pontes podem ter seção aberta ou celular.

## 4.3 FUNÇÕES

Pfeil (1983, p. 13) afirma que as funções principais das pontes são as viárias, as estáticas e as estéticas. A **função viária** de uma ponte é dar continuidade à estrada na transposição de qualquer obstáculo. É responsável por determinar as características geométricas da estrutura, como a largura e comprimento da obra.

As **funções estáticas** são as responsáveis por transferir as cargas recebidas pela estrutura até o solo. As lajes, os vigamentos principal e secundário, os pilares, os blocos de transição e as fundações constituem os principais elementos estruturais com função estática. As **funções estéticas** são aquelas com o objetivo de embelezar, principalmente, as pontes urbanas. São



estruturas esteticamente agradáveis, caracterizadas por uma geometria equilibrada e em harmonia com o meio ambiente (PFEIL, 1983, p. 13-14).

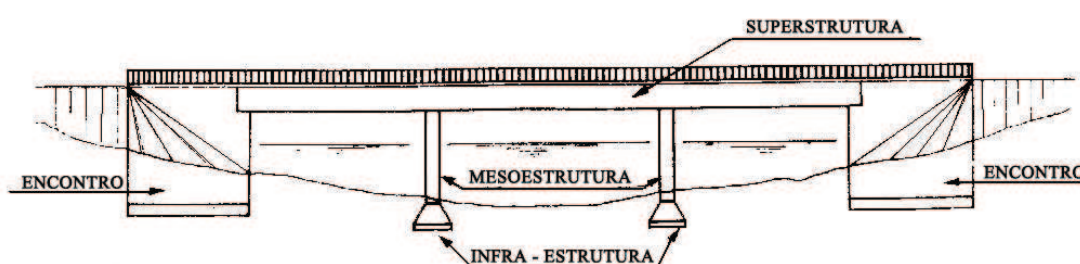
#### 4.4 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS ESTRUTURAS DE PONTES

De acordo com Pfeil (1983, p. 9), os elementos constituintes de uma ponte podem ser divididos em:

- a) superestrutura;
- b) mesoestrutura;
- c) infraestrutura;
- d) encontros.

A **superestrutura** recebe diretamente as cargas de tráfego, transmitindo-as à **mesoestrutura**, que é constituída pelo corpo dos pilares. A **infraestrutura**, também chamada de fundação da obra, compreende os elementos de transmissão dos esforços da mesoestrutura ao solo (MASON, 1977, p. 2). Os **encontros** são peças de ligação entre a ponte e o terrapleno (PFEIL, 1983, p. 10). A figura 5 ilustra, de forma geral, a subdivisão da ponte em seus elementos.

Figura 5 – Elementos constituintes de uma ponte



(fonte: PFEIL, 1983, p. 9)

##### 4.4.1 Superestrutura

A superestrutura caracteriza-se por ser a parte útil da estrutura, pois permite, à carga útil, vencer o vão propiciado pela ponte (PFEIL, 1983, p. 10). Diversos tipos estruturais podem ser

usados como superestruturas no projeto de uma ponte, dentre eles, é possível citar as vigas, os pórticos, os arcos, entre outros. Vários fatores devem ser considerados para realizar-se a escolha do tipo estrutural a ser utilizado, dentre eles a extensão da ponte, o vão livre necessário, o gabarito a ser obedecido, aspectos estéticos, os recursos disponíveis para obra.

Pfeil (1983, p. 52) afirma que a superestrutura é composta dos seguintes elementos:

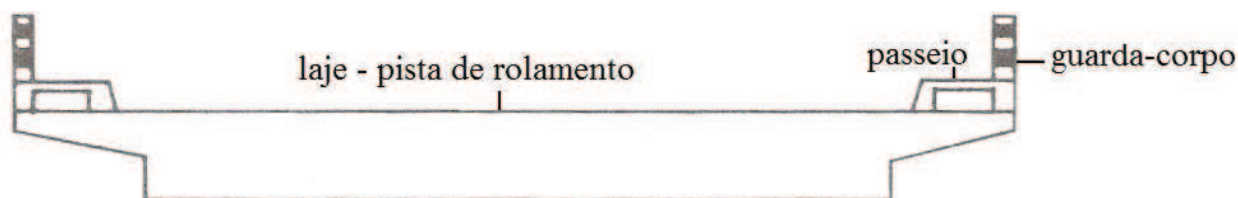
- a) estrado ou tabuleiro;
- b) vigamentos principais;
- c) contraventamentos;
- d) apoios.

#### 4.4.1.1 Tabuleiro

Segundo Pfeil (1983, p. 18, grifo do autor), “Denomina-se **estrado** ou **tabuleiro** de uma ponte a parte que serve de apoio imediato aos elementos de função viária, tais como vias férreas, pistas, passeio, dutos, etc.”. A função do estrado é receber diretamente as cargas úteis que transitam sobre a ponte.

Pfeil (1983, p. 22) aponta que o estrado das pontes é constituído por elementos estruturais e não estruturais. Nas passarelas, os elementos estruturais mais importantes são a laje e o vigamento do tabuleiro, enquanto os elementos não estruturais relevantes são os passeios e guarda-corpo para proteção de pedestres. Esses elementos estão ilustrados na figura 6.

Figura 6 – Seção transversal de tabuleiro de obra rodoviária



(fonte: adaptado de PFEIL, 1983, p. 19)

##### 4.4.1.1.1 Laje do tabuleiro

Pfeil (1983, p. 22) indica que “A laje do tabuleiro é o elemento de suporte direto da pista de rolamento e, eventualmente, dos passeios.”. Nas pontes de pequeno vão, como é o caso da

passarela em estudo, a laje pode constituir também o vigamento principal e nesta solução, o vigamento do tabuleiro é composto apenas pela laje, que pode ser maciça ou vazada.

#### *4.4.1.1.2 Passeios para pedestres*

Passeios são as partes do estrado destinadas ao tráfego de pedestres. A largura recomendável é em torno de 1,5 m, pois essa é a largura necessária para que se realizem ultrapassagens e para que uma cadeira de rodas possa manobrar (PFEIL, 1983, p. 26).

#### *4.4.1.1.3 Guarda-corpo*

Os guarda-corpos são peças laterais de proteção para pedestres, com altura que pode variar entre 0,75 e 1,00 m e devem ser colocados ao lado dos passeios. São dimensionados para resistir a um esforço horizontal transversal, aplicado na parte mais alta, que é o corrimão (PFEIL, 1983, p. 27).

Leonhardt (1979, p. 73) complementa esses dados e indica que a aparência das passarelas é sensivelmente influenciada pelos guarda-corpos. O autor explica que, aqueles formados por barras verticais delgadas e igualmente espaçadas, colaboram para dar um aspecto de leveza à estrutura.

#### *4.4.1.2 Vigamento principal*

O vigamento principal é o responsável por vencer o vão livre oferecido pela ponte, transferindo as cargas dos vãos para os apoios sobre os pilares (PFEIL, 1983, p. 13-14). Pfeil (1983, p. 76) indica, também, que nas pontes de pequeno vão, o vigamento pode ficar reduzido a uma laje em concreto armado ou protendido.

#### *4.4.1.3 Contraventamento*

Denominam-se contraventamentos os elementos destinados a absorver os esforços horizontais aplicados na estrutura – entre eles o esforço do vento – e impedir a flambagem das peças comprimidas. Esse objetivo é alcançado graças às placas ou treliças estáveis formadas pelo contraventamento, vencendo assim o vão total das vigas contraventadas (PFEIL, 1983, p. 95).

#### 4.4.1.4 Apoios

Segundo Pfeil (1983, p. 101):

Os aparelhos de apoio são peças de transição entre os vigamentos principais e os pilares ou encontros. Eles servem para transmitir as reações de apoio, permitindo, ao mesmo tempo, os inevitáveis movimentos das vigas, provocados por variações de temperatura ou outras causas.

Leonhardt (1979, p. 77) complementa essa informação, pois acrescenta a outras causas – além das variações de temperatura – a protensão, a retração e deformação lenta do concreto como causadoras das deformações longitudinais da superestrutura. O autor sugere que os apoios sejam projetados de forma que possam ser executados de maneira fácil e econômica, e, por representarem um importante elemento para o efeito estético da ponte, é recomendável que tenham proporções e formas harmoniosas.

Mason (1977, p. 169) explica que a transmissão das cargas devidas ao peso próprio, ao tráfego, etc. aos pilares ocorre, na maioria dos casos, através destes elementos de transição. Os aparelhos de apoio podem permitir alguns movimentos na estrutura e impedir outros. O autor recomenda que a disposição desses aparelhos deva ser escolhida de modo a garantir a fixação da superestrutura.

#### 4.4.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura é formada pelos pilares, cuja tarefa consiste em receber cargas verticais e horizontais da superestrutura e transmiti-las até as fundações (PFEIL, 1983, p. 10). A escolha do número de pilares dispostos na estrutura depende de vários fatores, entre eles a largura do estrado, a altura dos pilares e a natureza da fundação.

Os pilares das pontes podem ser construídos em madeira, aço, alvenaria de pedra ou concreto armado. Atualmente, o concreto armado é o material mais utilizado para execução dessas estruturas. A forma que foi adotada para os pilares depende da sua altura e da grandeza dos esforços horizontais. Os pilares de pequena altura podem ser maciços ou formados por fustes ligados por vigas transversais, constituindo pórticos. Já os pilares de grande altura são, em geral, projetados com seção retangular oca ou seção aberta, tipo H, com dimensões que podem ser constantes ou variáveis (PFEIL, 1983, p. 45-49).

### 4.4.3 Infraestrutura

A infraestrutura é também denominada **fundação** da obra, e é responsável por transferir para o solo as cargas recebidas da estrutura, por intermédio dos pilares. Como a geometria da fundação em geral difere da do pilar, pode-se intercalar um bloco de transição entre esses dois elementos (PFEIL, 1983, p. 14).

Conforme as condições geotécnicas do local de implantação da obra, podem ser empregados tipos profundos ou superficiais de fundações. Mason (1977, p. 196) afirma que “De modo geral, em terrenos de boa qualidade [...], empregamos fundações superficiais. No caso de terrenos de pequena resistência, damos preferência a fundações do tipo profundo.”.

As fundações superficiais, também denominadas diretas, são construídas diretamente sobre o solo portante, que se encontra a pequena profundidade e pode ser atingido por processos de escavação manual ou mecânica. As fundações superficiais dividem-se em blocos e sapatas, e o material utilizado, geralmente, é o concreto. Os blocos de fundação são construídos com grandes alturas, de modo que é necessária a colocação de apenas uma malha de armadura construtiva. Já as sapatas de fundação são projetadas com uma altura menor, havendo necessidade de armadura na face inferior (PFEIL, 1983, p. 43-44).

As fundações profundas são empregadas quando o solo de boa qualidade encontra-se a profundidades médias ou grandes e as de uso mais comum são as estacas e os tubulões. As estacas são elementos estruturais alongados, podem ser de madeira, aço ou concreto e, geralmente, são cravadas no solo por meio de golpes ou então são escavadas mecanicamente. Os tubulões são elementos cilíndricos ocos, de maior diâmetro que as estacas e podem ser instalados com escavação manual ou mecânica, no interior de camisas metálicas ou de concreto armado. Essa escavação pode ser executada sob ar comprimido ou a céu aberto, dependendo da presença ou não de água no terreno (PFEIL, 1983, p. 43-45).

## 4.5 TIPOS ESTRUTURAIS DE PONTES DE CONCRETO

O que diferenciam os tipos estruturais que uma ponte pode assumir é o vão entre um suporte e outro. Para exemplificar, uma ponte em viga é capaz de alcançar uma distância de 60 m entre dois pilares, enquanto uma ponte em arco consegue transpor vãos de até 300 m e uma ponte

suspensa, é capaz de superar uma distância de 2.000 m entre um suporte o outro. Nos próximos itens são explanadas as pontes em viga, em pórtico, pênséis, estaiadas e em arco.

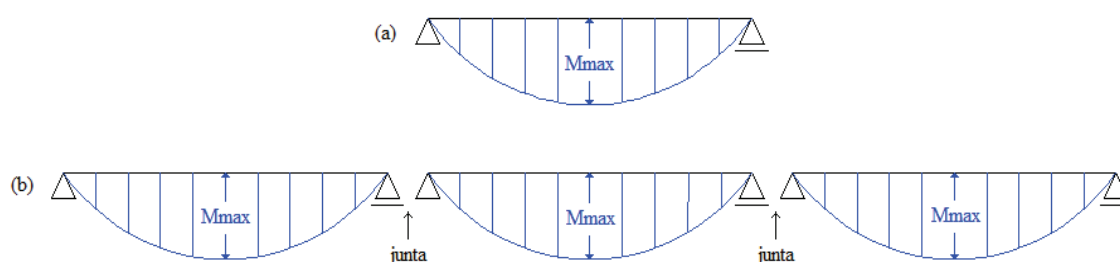
### 4.5.1 Pontes em viga

Uma ponte em viga pode ser entendida como uma estrutura horizontal rígida colocada sobre dois apoios, um em cada extremidade. As pontes em viga são as estruturas de pontes mais comuns e, de acordo com El Debs e Takeya (2009, p. 52), caracterizam-se por apresentarem vinculações que não transmitem momentos fletores da superestrutura para infraestrutura. Elas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas.

#### 4.5.1.1 Pontes em vigas simplesmente apoiadas

De acordo com Leonhardt (1979, p. 23), as pontes em vigas simplesmente apoiadas sobre dois apoios, com um único ou vários tramos, devem ser dimensionadas para o momento máximo que atua sobre a estrutura, que está localizado no centro do vão, conforme pode ser observado na figura 7. O autor também afirma que este tipo de ponte exige juntas em cada extremidade.

Figura 7 – Esquema estático de pontes em viga simplesmente apoiadas:  
(a) tramo único e (b) sucessão de tramos



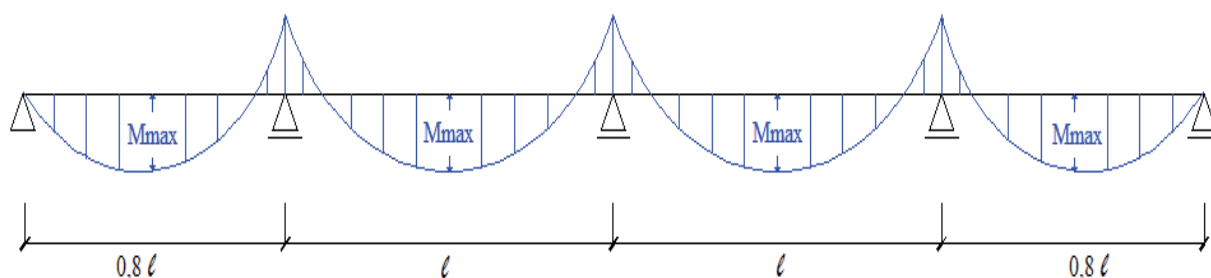
(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 23)

#### 4.5.1.2 Pontes em vigas contínuas

Pfeil (1983, p. 83) afirma que “As vigas contínuas são estruturalmente mais eficientes do que as vigas simplesmente apoiadas, uma vez que a continuidade diminui o momento no meio do vão.”. Leonhardt (1979, p. 24) explica que isso ocorre porque os momentos atuantes na

estrutura, agora se dividem entre os momentos no vão e no apoio, e por esse motivo, é possível, para a mesma carga, se ter maior esbelteza do que em vigas de um só vão. Leonhardt (1979, p. 24) ainda sugere que os vãos extremos devem ser cerca de 20% menores que os vãos intermediários, para que assim, os momentos máximos nos vãos, sejam aproximadamente iguais em todos os tramos. A figura 8 representa essa situação.

Figura 8 – Esquema estático de pontes em vigas contínuas

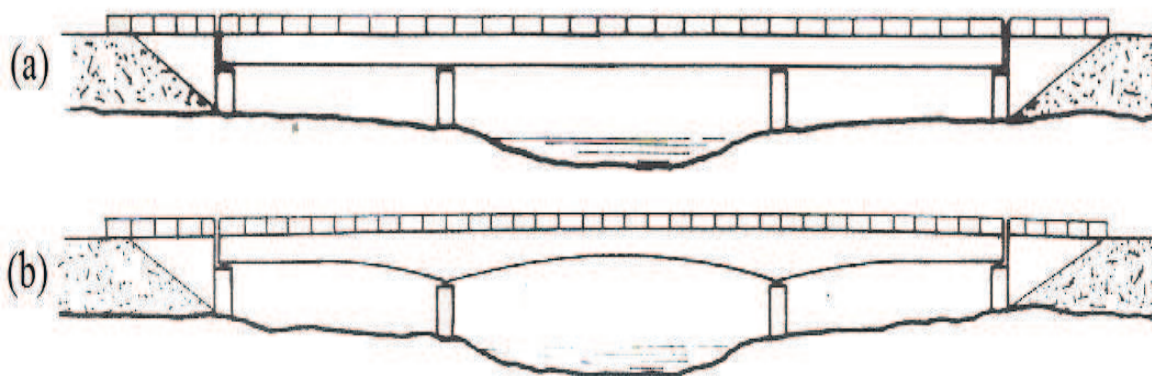


(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 24)

Leonhardt (1979, p. 24) aponta outras vantagens das vigas contínuas. Esse tipo de estrutura além de ser formada por **apoios hiperestáticos** (que aumentam a segurança e impedem um desmoronamento, caso ocorra um colapso em uma seção qualquer da viga), também permite longos trechos sem juntas, que exigem manutenção e causam transtorno ao trânsito.

Pfeil (1983, p. 83) afirma que “As vigas contínuas em concreto armado são geralmente moldadas no local; em concreto protendido, pode-se moldar a viga no local ou pré-moldá-la, total ou parcialmente.”. Quanto à forma das vigas, Leonhardt (1979, p. 25) indica banzos paralelos quando os vãos forem aproximadamente iguais. Porém em pontes maiores, com um grande vão central, o autor aponta que é usual adotar-se uma altura estrutural reduzida – diminuindo, assim, o peso próprio e o correspondente momento – constituindo as vigas com mísulas. Pfeil (1983, p. 83) esclarece que “As vigas com altura variável são mais eficientes do que as de altura constante, pois o aumento de inércia nos apoios reduz os momentos atuantes no meio do vão.”. A figura 9 ilustra duas possíveis situações.

Figura 9 – Exemplos de pontes com vigas contínuas: (a) com altura constante e (b) com altura variável (mísulas curvas)



(fonte: PFEIL, 1983, p. 83)

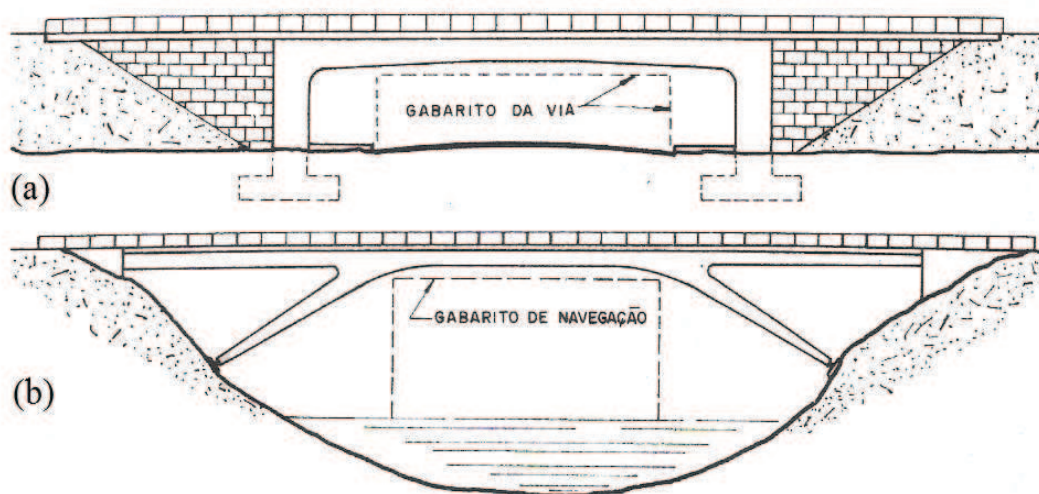
#### 4.5.2 Pontes em pórtico

De acordo com El Debs e Takeya (2009, p. 62), quando forem transmitidos momentos fletores pela ligação entre superestrutura e infraestrutura, têm-se as pontes em pórticos. Pfeil (1983, p. 86) define os pórticos – ou quadros – como estruturas em que as vigas têm continuidade com os pilares. O autor também indica que os pórticos são muito adequados ao concreto armado, pois neste material, as ligações contínuas são mais econômicas do que as articulações. Leonhardt (1979, p. 26) complementa essa informação, ao explicar que, nos pórticos, surge uma ligação rígida entre a viga da ponte e os pilares ou as paredes dos encontros. Como a extremidade da viga é engastada, uma parcela do momento fletor atuante na viga é transmitida aos pilares, absorvida pelo momento negativo no engaste. Isso reduz os momentos fletores na superestrutura e, em consequência, a altura necessária no vão, porém provoca flexão na infraestrutura. Segundo Leonhardt (1979, p. 26-27), quanto ao sistema estrutural, as pontes em pórticos podem ser biarticuladas, triarticuladas ou engastadas.

Os pórticos podem ser interpretados como uma alteração dos arcos inferiores, uma vez que, em muitos casos, os pilares são inclinados (figura 10b). Dentro do quadro formado pelos pilares e pelas vigas é possível inserir o gabarito – da via, de navegação ou da estrada – exigido. A figura 10 ilustra algumas possíveis formas para as pontes em pórtico.



Figura 10 – Exemplos de pontes em pórticos: (a) viaduto em pórtico biengastado e (b) ponte em pórtico, sobre uma via navegável

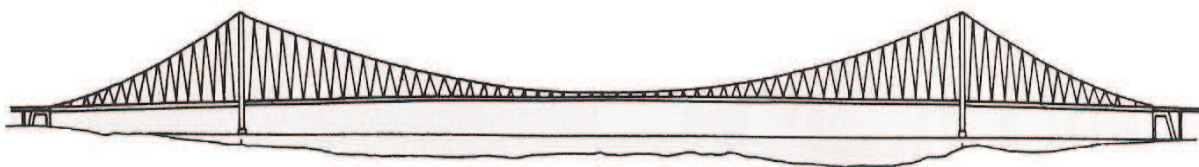


(fonte: PFEIL, 1983, p. 87)

### 4.5.3 Pontes pênséis

Segundo Pfeil (1983, p. 66), as estruturas pênséis são constituídas por vigamentos suspensos em cabos portantes de aço, que transferem as cargas às torres e ancoragens por tração simples. Dessa forma, o peso da estrutura é sustentado, na maior parte, pelas torres. A figura 11 ilustra um modelo que representa as estruturas pênséis.

Figura 11 – Exemplo de ponte pênsil



(fonte: adaptado de O'CONNOR, 1976, p. 345)

Porém Leonhardt (1979, p. 35) afirma que “A ponte pênsil clássica, com cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais, não é apropriada para pontes de concreto e por isso foi empregada apenas em algumas raras ocasiões.”. Pfeil (1983, p. 67) complementa afirmando que a maioria das pontes pênséis é construída com vigamento metálico, citando, como exemplo, a Ponte Hercílio Luz, construída na cidade de Florianópolis, Santa Catarina.

#### 4.5.4 Pontes Estaiadas

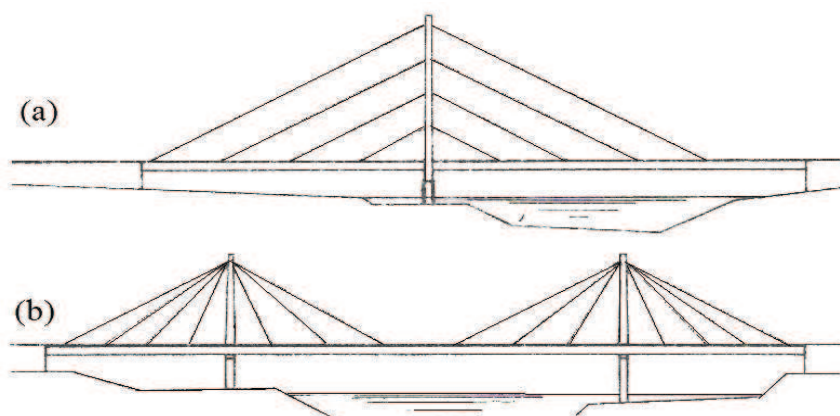
De acordo com Pfeil (1983, p. 68, 70), as estruturas estaiadas são constituídas por vigamentos suspensos por cabos inclinados – denominados estais – ancorados em torres. Os cabos atuam tracionados, enquanto as torres são responsáveis por absorver os esforços de compressão. O autor também indica que esses cabos inclinados devem ser protendidos, com esforços calculados para cada caso, de modo que os momentos fletores variem pouco ao longo do vão.

As pontes estaiadas podem parecer semelhantes às estruturas pênséis, porém diferem em vários aspectos. Uma das diferenças são os cabos, que nas estruturas estaiadas são dispostos retos, oferecendo maior rigidez à estrutura, e nas estruturas pênséis são montados em curva.

Quanto aos arranjos dos cabos em **vista lateral**, que podem ser visualizados na figura 12, Pfeil (1983, p. 68-71) determina que os cabos inclinados possam estar na forma harpa (feixes dispostos paralelamente) ou de leque (feixes que convergem para o topo da torre). Leonhardt (1979, p. 36) ainda afirma que:

A disposição em leque é mais eficiente do ponto de vista técnico e mais econômica do que a forma em harpa, a qual, no entanto, dá uma melhor aparência estética no caso de poucos cabos [...]. Pode-se, evidentemente, adotar uma disposição para os cabos intermediária entre o leque e a harpa [...].

Figura 12 – Exemplos de pontes estaiadas com cabos disposto em forma de:  
(a) harpa e (b) leque

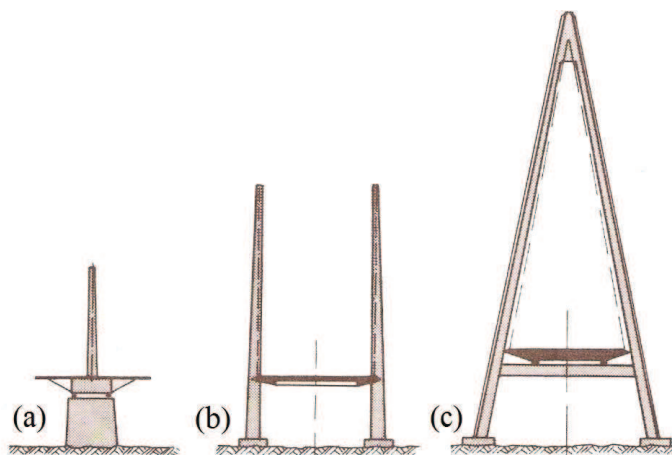


(fonte: PFEIL, 1983, p. 71)

Leonhardt (1979, p. 37) aponta que na **seção transversal**, os cabos podem estar dispostos em um único plano, com suspensão pelos estais no eixo da ponte, ou em dois planos de cabos,

formando um quadro, com suspensão nos bordos do tabuleiro. Essas possibilidades estão representadas na figura 13.

Figura 13 – Seção transversal de pontes estaiadas: (a) torre individual, (b) torres em forma de quadros e (c) torre em forma de A



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 37)

## 4.5.5 Pontes em Arco

O'Connor (1976, p. 443) afirma que “Esteticamente o arco pode ser o tipo de ponte de maior sucesso. Parece que, por experiência ou hábito, o homem comum considera a forma em arco harmoniosa e expressiva. A forma em curva é quase sempre agradável.”. A seguir, são apresentadas as características e as principais classificações desse tipo de estrutura.

### 4.5.5.1 Características

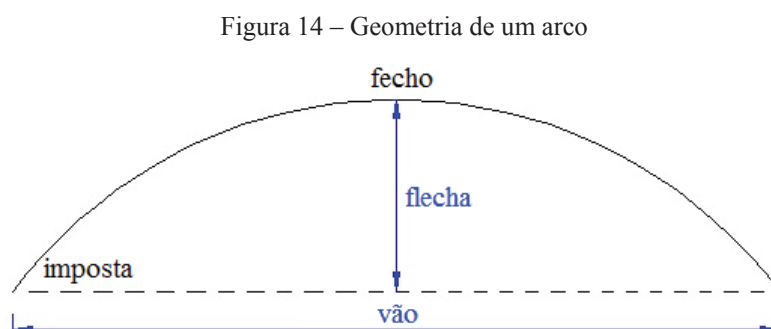
Pfeil (1983, p. 56) define os arcos como elementos com curvatura vertical e com apoios capazes de absorver reações verticais e horizontais, resultando em solicitações de flexão de menor importância que nas vigas. O'Connor (1976, p. 440) define um arco como um elemento em que as cargas transversais intermediárias são transmitidas aos apoios principalmente pelas forças axiais que o comprimem.

As ações horizontais nos apoios provocam **tração** excêntrica no terreno, entre as fundações e **compressão** excêntrica na estrutura. A compressão na estrutura reduz os momentos fletores

provocados pelo carregamento, resultando em uma pequena ou nula tensão interna de flexão. Assim, pode-se concluir que o arco é solicitado, predominantemente, por tensões normais que comprimem a estrutura (PFEIL, 1983, p. 144) e, dessa forma, pode-se afirmar que esta é uma estrutura muito adequada ao concreto armado, pois aproveita a alta resistência do concreto à compressão e exige armações moderadas nas seções das peças (PFEIL, 1983, p. 88).

Pfeil (1983, p. 144) afirma que, no projeto de estruturas em arco, eixo do arco deve coincidir, preferencialmente, com a linha de pressões da carga permanente, pois, dessa maneira, essa carga produz apenas tensões internas normais de compressão. Mason (1977, p. 299) explica que, por ser a linha de pressões o antifunicular das cargas, ela garante o equilíbrio das cargas permanentes, resultando em solicitações de flexões devidas apenas aos efeitos de carga móvel, efeitos térmicos e de retração.

Quanto às proporções do arco, Mason (1977, p. 299) recomenda que a relação vão/flecha seja em torno de seis para um. O autor explica que os arcos muito abatidos, com alta relação vão/flecha, produzem grandes empuxos, devendo essa solução ser evitada sempre que possível. A figura 14 elucida os elementos geométricos básicos de um arco. A imposta é a seção de apoio em que o arco inicia a se curvar e o fecho é a ponto onde os arcos se encontram e fecham a estrutura.



(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 31)

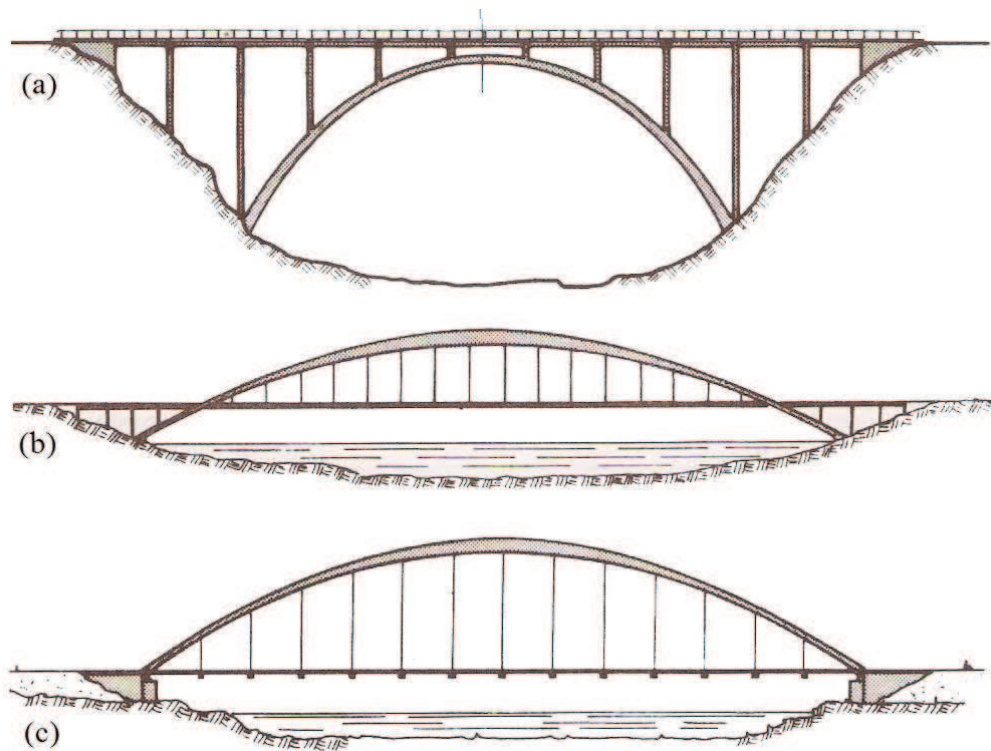
#### 4.5.5.2 Classificação

Os arcos podem ser classificados de várias formas. A seguir, são apresentadas as classificações baseadas na posição ao arco em relação ao tabuleiro e nos sistemas estruturais.

#### 4.5.5.2.1 Posição do arco em relação ao tabuleiro

Pfeil (1983, p. 64) afirma que do ponto de vista de sua posição em relação ao tabuleiro da ponte, os arcos podem ser classificados em **superiores**, **intermediários** e **inferiores**. O tipo a ser escolhido no projeto depende do nível de entrada do tabuleiro em relação aos apoios do arco (PFEIL, 1983, p. 65). Mason (1977, p. 297) aponta que as pontes em arco com tabuleiro superior são mais indicadas para grandes vãos, enquanto para vãos pequenos, as pontes com tabuleiro inferior são as mais apropriadas. A solução de arco com tabuleiro intermediário pode provocar problemas construtivos na intersecção do arco com o tabuleiro e, por esse motivo, é raramente utilizada. Na figura 15, é possível observar os três tipos de arcos.

Figura 15 – Arcos com tabuleiro: (a) superior; (b) intermediário e (c) inferior



(fonte: adaptado de LEONHARDT, 1979, p. 34-35)

Quando é adotada a solução com tabuleiro superior, os elementos de apoio do tabuleiro sobre o arco são denominados tímpanos, que podem ser cheios ou vazados. Nas pontes com tabuleiro inferior, o tabuleiro é suspenso nos arcos por meio de tirantes ou pendurais. No caso de pontes com tabuleiro intermediário, a solução adotada é mista entre tímpanos e tirantes (PFEIL, 1983, p. 88-89).

Mason (1977, p. 298) afirma que:

A adoção de soluções em arco exige normalmente a presença de condições favoráveis de fundação, em especial a existência de rocha de boa qualidade nos encontros, em virtude dos elevados empuxos transmitidos. Essa exigência pode ser suprimida no caso de ponte com tabuleiro inferior, uma vez que os empuxos são absorvidos com tirantes concretados juntamente com o tabuleiro.

Leonhardt (1979, p. 30) reforça essa afirmação, pois indica que, normalmente, o tabuleiro é executado em concreto protendido e deve ser capaz de absorver inteiramente o empuxo produzido pelo arco. Os cabos da protensão representam os tirantes indicados por Mason (1977).

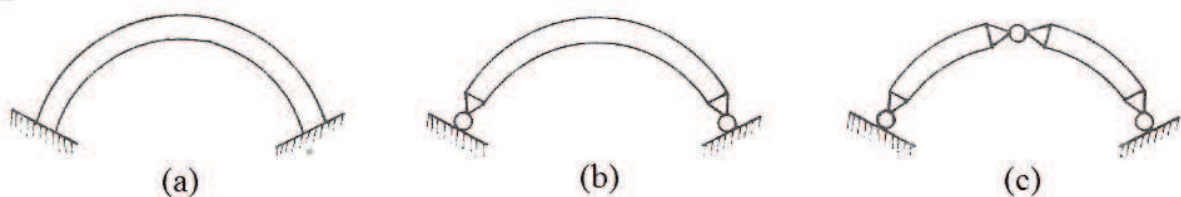
#### 4.5.5.2.1 Sistemas estruturais

Pfeil (1983, p. 64) afirma que quanto à disposição das articulações, os arcos podem ser:

- a) biengastados;
- b) biarticulados;
- c) triarticulados.

Os **arcos biengastados** (figura 16a) não apresentam articulações, são três vezes hiperestáticos e, por possuírem momento de engastamento, a espessura, geralmente é maior nas impostas do que no fecho. Já os **arcos biarticulados** (figura 16b) são uma vez hiperestáticos e, na maioria dos casos, possuem menor espessura nas impostas, visto que os momentos são máximos no fecho. Os **arcos triarticulados** (figura 16c) são isostáticos e a apresentam uma espessura variável para considerar a variação da linha de pressões devido à ação da carga móvel (LEONHARDT, 1979, p. 31).

Figura 16 – Arcos: (a) biengastados; (b) biarticulados e (c) triarticulados



(fonte: PFEIL, 1983, p. 66)

## 5 PROJETO ARQUITETÔNICO

Neste capítulo, são apresentados os critérios considerados para a concepção do projeto da passarela proposta. Primeiramente, é explicado como foram determinados os vãos e realizada a escolha do modelo estrutural. Em seguida, são apresentadas as características geométricas do projeto, concluindo-se o capítulo com a representação gráfica da estrutura.

### 5.1 DETERMINAÇÃO DOS VÃOS

A primeira etapa para a realização de um projeto é determinar quais vãos a estrutura deve apresentar. O primeiro deles é o vão livre e o segundo, o gabarito vertical.

O Campus Central da UFRGS, já apresentado na figura 1 no capítulo introdutório desse trabalho, situa-se em um terreno plano e é dividido em dois quarteirões e, cada um deles, cercado por uma grade. Como a proposta desse trabalho de conclusão é que os acessos para a passarela fiquem dentro das grades da Universidade, isso implica que a passarela deve transpor, conforme valores medidos no local, uma calçada de 3,47 m, a rua Sarmento Leite, que possui 13,83 m de largura e, finalmente, outra calçada com 3,75 m. Essas distâncias, somadas a um espaço livre entre as grades e os apoios, resultam em um **vão livre** para a estrutura igual a 25,00 m.

O **gabarito vertical** é a altura livre mínima permitida em uma via, ou seja, é a distância da superfície da pista a um obstáculo superior. O gabarito vertical é determinado em função dos veículos de maior altura, para que caminhões com alturas dentro dos limites legais possam trafegar sem restrições, ou seja, sem necessidade de reduzirem a velocidade, pararem ou procurarem um desvio (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES, 2010, p. 33, 185).

As vias urbanas podem ser classificadas, de forma geral, em vias expressas, vias arteriais primárias e secundárias, vias coletoras e vias locais. Para cada uma dessas classificações é previsto um gabarito vertical mínimo. A rua Sarmento Leite, pode ser classificada como uma via arterial primária, que é definida pelo Manual do DNIT (DEPARTAMENTO NACIONAL

DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010, p. 38) como “[...] via de capacidade e velocidade menores que as vias expressas, com traçado sensivelmente contínuo e interseções predominantemente em nível [...]. Redistribuí o tráfego das vias expressas para os seus destinos, até o nível das arteriais secundárias.”.

Para as vias arteriais primárias, o gabarito vertical mínimo é de 4,50 m e o gabarito vertical mínimo desejável é de 5,50 m (DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2010, p. 375). Respeitando o limite, a passarela em estudo apresenta uma altura livre igual a 5,00 m.

## 5.2 ESCOLHA DO MODELO ESTRUTURAL

Como já citado anteriormente neste trabalho, vários fatores devem ser considerados para realizar-se a escolha do modelo estrutural a ser empregado. O escolhido para a passarela em estudo é em **arco com o tabuleiro inferior suspenso por pendurais verticais**.

Segundo Leonhardt (1979, p. 30), para terrenos planos, a forma de arco com tabuleiro inferior é particularmente indicada. Para vãos pequenos, Mason (1977, p. 297) aponta que podem ser empregados os arcos com tabuleiro inferior. Tendo em vista que as passarelas são elementos embelezadores das cidades, a escolha do modelo estrutural também deve considerar a forma arquitetônica, e o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996, p. 137) afirma que a aparência dos arcos é muito atraente. O’Connor (1976, p. 443) reforça essa afirmação, pois indica que o arco pode ser o tipo de ponte de maior sucesso esteticamente.

## 5.3 CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Nos próximos itens, são apresentadas as dimensões das estruturas que compõem a passarela, bem como indicações das Normas Técnicas Brasileiras, que têm como objetivo fornecer bases comuns de trabalho, indicando valores mínimos que devem ser considerados em várias partes do projeto.



### 5.3.1 Largura da passarela

O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1996, p. 151) aponta como tendência a utilização de uma largura total de 2,50 m para as passarelas e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2010, p. 33) impõe que as vias para pedestres devem ter uma largura de no mínimo 2,40 m. Porém, para volumes elevados de pedestres, característicos das áreas centrais das grandes cidades, onde está situado o Campus Central da UFRGS, maiores larguras podem ser necessárias. Para não desestimular o uso da estrutura, considerando-se o grande volume de pedestres, principalmente nos horários de maior movimento, este trabalho propõe uma largura de 4,00 m, dimensão que proporciona um maior conforto a todos seus usuários.

### 5.3.2 Arcos

Como já citado anteriormente, o eixo do arco deve coincidir, preferencialmente, com a linha de pressões da carga permanente, pois, com esta forma atribuída ao arco, o carregamento permanente produz apenas tensões normais de compressão na estrutura (PFEIL, 1983, p. 144). Quanto às proporções do arco, Mason (1977, p. 299) recomenda que a relação vão/flecha seja em torno de seis para um. Leonhardt (1979, p. 31) também indica para arcos biarticulados uma relação vão/flecha que varie entre 4 e 12.

Considerando-se a forma da linha de pressões da carga permanente e as recomendações dos autores, adotaram-se dois arcos com flecha igual a 4,50 m. Como o vão livre da passarela proposta vale 25,00 m, a relação vão/flecha da passarela sugerida vale 5,55, valor bastante próximo ao indicado.

### 5.3.3 Acessos

Este trabalho de conclusão propõe que os acessos para a passarela fiquem dentro das grades do Campus Central da UFRGS. Os dois lados apresentam situações distintas. De um lado, no quarteirão 2, o espaço é aberto entre a Faculdade de Arquitetura e a Rádio da Universidade e não oferece restrições. O quarteirão 1, porém, apresenta uma distância de 7,90 m entre a grade

e o prédio do Instituto Parobé e, portanto, os acessos dos dois lados devem ser dimensionados respeitando esse limite, considerando que a estrutura é simétrica.

A NBR 9050 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004b, p. 60) determina que “As passarelas de pedestres devem ser providas de rampas ou rampas e escadas ou rampas e elevadores ou escadas e elevadores para sua transposição.”. Das quatro possibilidades apresentadas, três impõem o uso de rampas.

A NBR 9050 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004b, p. 41-42) também estabelece que a inclinação máxima admissível em cada segmento de rampa é de 5% (1:20), para desníveis máximo segmento de rampa de 1,50 m. A inclinação das rampas deve ser calculada segundo a fórmula 2.

$$i = (h \times 100) / c \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

i = inclinação da rampa, em porcentagem;

h = altura do desnível, em metros;

c = comprimento da projeção horizontal, em metros.

Como o desnível vertical é de 5,30 m (gabarito somado à espessura do tabuleiro da passarela) e a inclinação tem valor de 5%, aplicando-se a fórmula 2, determina-se um comprimento da projeção horizontal de 106 m, que deve ainda ser somado aos comprimentos de patamares de no mínimo 1,20 m a cada 1,50 m de desnível vertical. Isso resultaria em três segmentos de rampa com mais de 35 m de projeção horizontal cada. Além de ser uma grande distância a ser percorrida pelos usuários, devido à sua localização, a rampa com tal comprimento comprometeria a visão dos prédios históricos da UFRGS para quem está na rua, e, portanto, não é uma boa solução.

A NBR 9050 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004b, p. 43) ainda prevê a construção de rampas em curva que, como vantagem, ocupariam menor espaço em frente aos prédios históricos. Porém esse tipo de rampa deve ser construído com raio interno mínimo de 3,00 m. Considerando-se uma largura para rampa de 1,50 m, seria

necessário um espaço de, no mínimo, 9,00 m, enquanto que o máximo disponível é de 7,90 m. Portanto, essa também não é uma opção viável.

Logo, das possibilidades apresentadas anteriormente, a única restante é a de acesso formado por escadas e elevadores. Essas estruturas são apresentadas nos próximos itens.

### 5.3.3.1 Escadas

Para realizar o dimensionamento das escadas, primeiramente são necessárias algumas definições. Uma escada é formada por certo número de **degraus**, que são constituídos por duas partes. A parte vertical de um degrau (sua altura) se chama **espelho** e a parte horizontal (sua largura) se chama **piso**. Chama-se **lance** de escada uma sequência ininterrupta de degraus e **patamar** a parte horizontal da escada entre dois lances (GUERRIN, 1990, p. 332).

A NBR 9050 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004b, p. 45) recomenda alguns critérios para o projeto de escadas:

- a) as dimensões dos pisos e espelhos devem ser constantes em toda a escada;
- b) o piso do degrau deve ter dimensões entre 0,28 m e 0,32 m;
- c) o espelho do degrau deve ter dimensões entre 0,16 m e 0,18 m;
- d) As escadas fixas devem ter um patamar a cada 3,20 m de desnível ou sempre que houver uma mudança na direção;
- e) a largura mínima recomendável para as escadas fixas é de 1,50 m.

Guerrin (1990, p. 335) sugere que as proporções dos degraus sigam a relação de Blondel, apresentada na fórmula 3.

$$p + 2.e = m \quad \text{(fórmula 3)}$$

Onde:

p = piso, em metros;

e = espelho, em metros;

m = relação entre as duas primeiras variáveis, que varia entre 0,59 e 0,66, em metros.

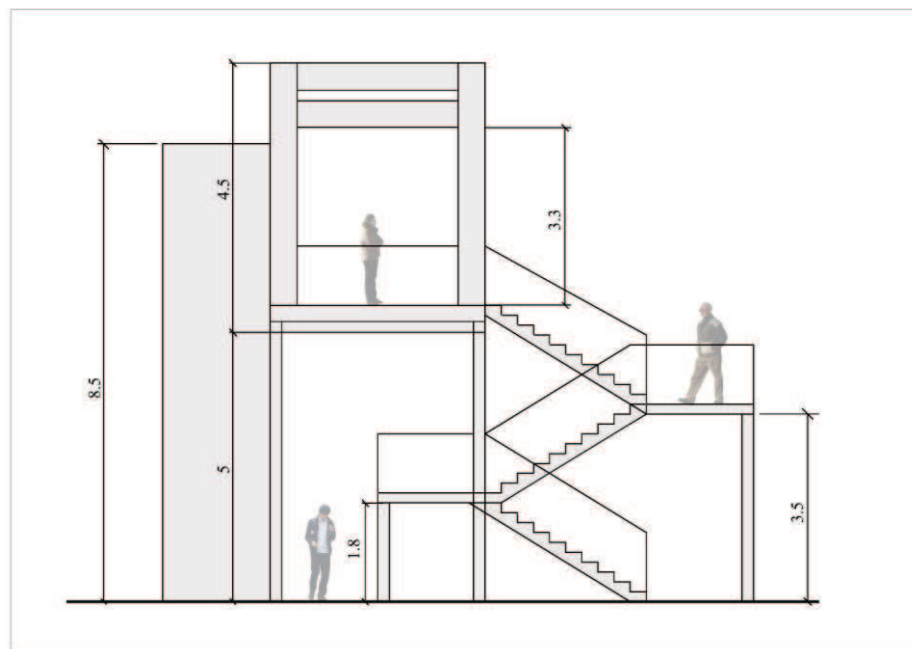
A NBR 9050 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004b, p. 45) sugere outros valores, com  $m$  variando entre 0,63 e 0,65 m. Para as escadas da passarela em estudo sugerem-se duas escadas com 2,00 m de largura, compostas, cada uma, por 30 degraus, com piso de 29,00 cm e espelho de 17,67 cm, divididos em três lances.

### 5.3.3.2 Elevadores

Segundo a NBR 13994, é recomendável que o espaço interno das cabines dos elevadores permita o giro completo de uma cadeira de rodas. Ou seja, para uma cabine de carga útil igual a 975 kg (13 passageiros), as dimensões internas mínimas são de 1,725 m entre painéis laterais e 1,30 m entre o painel de fundo e o frontal (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2000, p. 3-4).

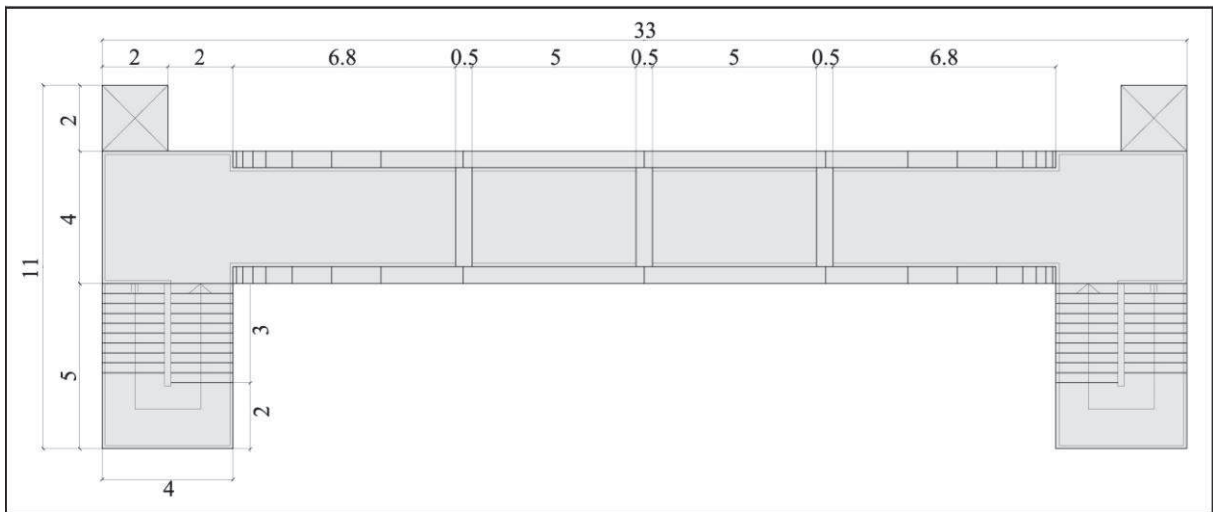
A passarela em estudo foi desenhada em um *software* para a criação de modelos em três dimensões, o *SketchUp*. Esse programa esboça modelos volumétricos e, por esse motivo, torna-se uma ferramenta bastante útil para a apresentação de modelos tridimensionais. Compilando todas as informações apresentadas, a passarela proposta por esse trabalho de conclusão pode ser visualizada, bem como suas dimensões, nas figuras 17 a 19.

Figura 17 – Vista lateral da passarela



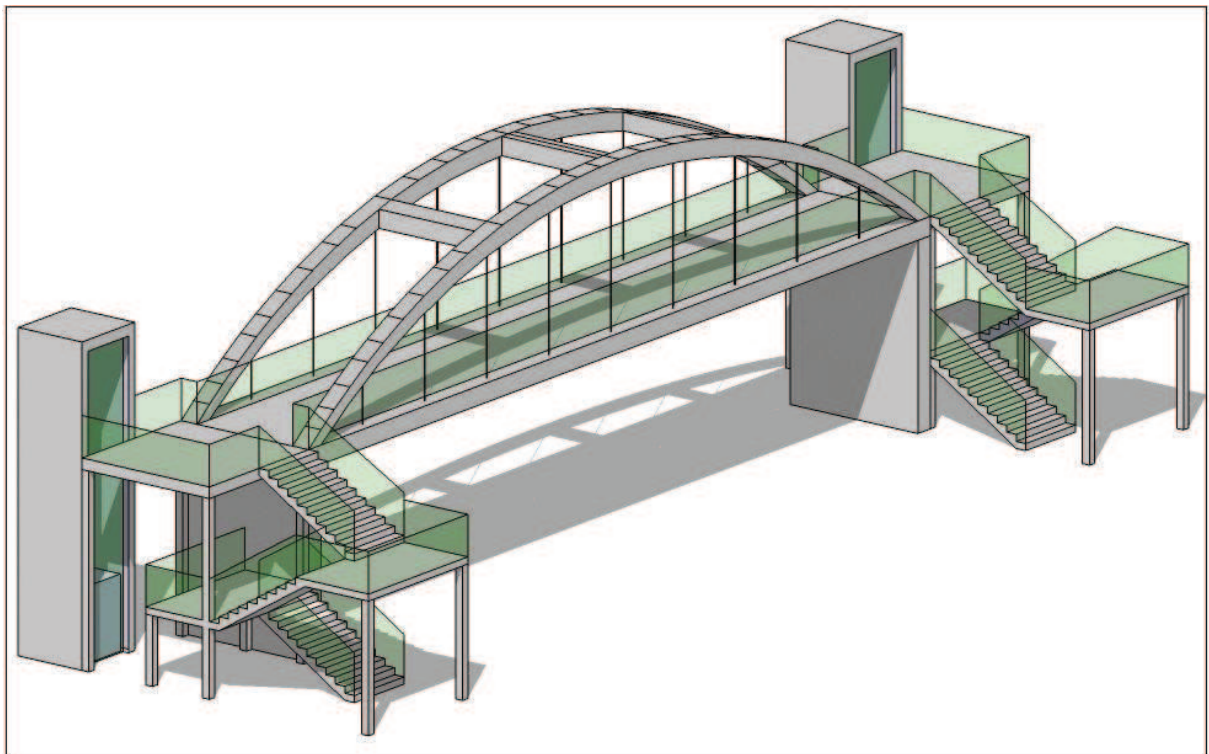
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Vista superior da passarela



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 19 – Vista tridimensional da passarela



(fonte: elaborado pelo autor)

## **6 PROJETO ESTRUTURAL**

Nesse capítulo, são apresentados a determinação dos carregamentos, o modelo estrutural utilizado, a metodologia para determinar as solicitações e o dimensionamento dos elementos constituintes da estrutura. Assim, é possível concluir o projeto estrutural com o detalhamento das peças.

### **6.1 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS**


Carregamentos são as ações que provocam o aparecimento de esforços e deformações nas estruturas. Podem ser divididos em permanentes, variáveis ou excepcionais. Nos próximos itens, são apresentados os carregamentos considerados no dimensionamento da passarela proposta por esse trabalho de conclusão.

#### **6.1.1 Carregamento permanente**

A NBR 7187 indica que carregamento permanente é aquele que possui valor constante durante praticamente toda a vida útil da obra. A principal ação permanente a ser considerada é o peso próprio dos elementos estruturais. Para o cálculo desse carregamento em seções de concreto armado ou protendido, o peso específico que deve ser adotado é, no mínimo, igual a  $25 \text{ kN/m}^3$  (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987a, p. 5).

São considerados no projeto os carregamentos permanentes do tabuleiro, dos arcos, das barras de contraventamento, dos pilares, dos cabos e dos guarda-corpos. No quadro 1 podem-se observar as características dos elementos estruturais.

Quadro 1 – Elementos estruturais constituintes da passarela

ELEMENTO	QUANTIDADE	SEÇÃO	DIMENSÕES	MATERIAL
Arcos	2	retangular	0,5 x 0,7 m	concreto
Pilares	4	retangular	0,5 x 2,0 m	concreto
Tabuleiro	1		0,3 x 4,0 m	concreto
Contraventamento	3	retangular	0,5 x 0,7 m	concreto
Cabos	18	circular	Ø = 15 mm	aço

(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.1.2 Carregamento variável

Segundo a NBR 7187, o carregamento variável é composto pelas ações de caráter transitório que apresentam significativas variações em torno da sua média durante a vida útil da construção. Compreendem, entre outras, as cargas móveis, as cargas de construção, as cargas do vento e as variações de temperatura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987a, p. 9). Entre essas, a carga móvel e as cargas devidas ao vento são as que possuem maior influência e são apresentadas mais detalhadamente nos próximos itens.

### 6.1.2.1 Carregamento móvel

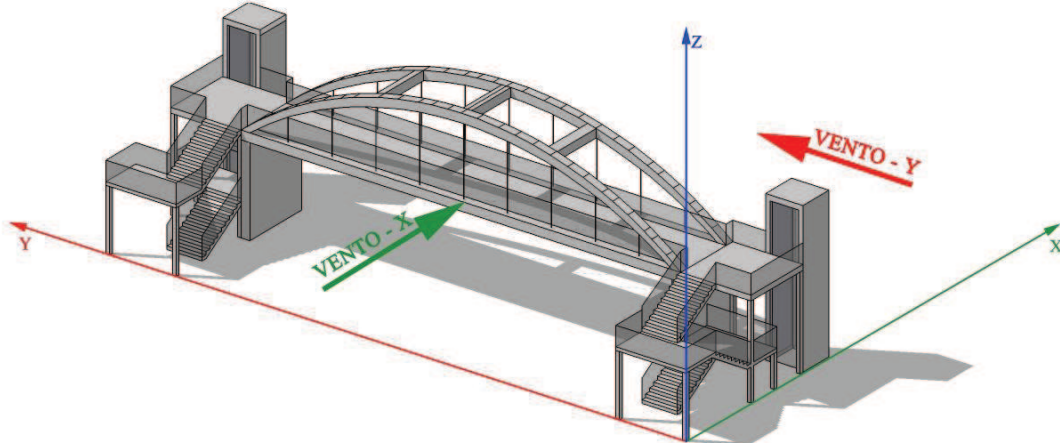
Carregamento móvel é o carregamento proveniente do tráfego que a estrutura estará sujeita. Para as passarelas de pedestres, a NBR 7188 indica que “[...] a carga móvel é uma carga uniformemente distribuída de intensidade  $p = 5 \text{ kN/m}^2$  ( $500 \text{ kgf/m}^2$ ), não majorada pelo coeficiente de impacto.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1984, p. 1-2).

### 6.1.2.2 Carregamento devido ao vento

O carregamento devido ao vento é dividido em duas direções ortogonais. A primeira direção é o vento em y, que incide perpendicularmente ao menor lado da estrutura e deve ser aplicado nos pilares e arcos. A segunda, é o vento em x, que atua perpendicularmente ao lado maior

da estrutura e deve ser aplicado nos arcos, no tabuleiro, nos pilares e nos cabos. Essas direções podem ser visualizadas na figura 20.

Figura 20 – Direções do vento



(fonte: elaborado pelo autor)

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 5) indica os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. Essas forças podem ser calculadas de forma geral aplicando-se a fórmula 4.

$$F = C_f \times q \times A \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

F = força de arrasto, em N;

$C_f$  = coeficiente de força, especificado em cada caso;

q = pressão dinâmica do vento, em N/m<sup>2</sup>;

A = área de referência, especificada em cada caso, em m<sup>2</sup>.

Para a situação estudada, inicialmente, foi calculado o valor da pressão dinâmica do vento. Os coeficientes de força foram obtidos por meio de tabelas da NBR 6123. Em seguida foram calculados os valores das forças que devem ser aplicadas em cada seção. Os valores encontrados de força para cada estrutura estão resumidos na tabela 1 e todo o procedimento de cálculo para encontrar tais valores pode ser visualizado no apêndice A.



Tabela 1 – Forças devidas ao vento

ELEMENTO	DIREÇÃO X (kN/m)	DIREÇÃO Y (kN/m)
Arcos	0,884	0,770
Pilares	0,770	1,694
Tabuleiro	0,462	0
Cabos	0,008	0

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.1.3 Carregamento excepcional

A NBR 7187 indica que os carregamentos excepcionais são aqueles cuja ocorrência ocorre em circunstâncias anormais, com muito baixa probabilidade de ocorrência e duração curta. São exemplo os choques de objetos móveis e as explosões. As verificações de segurança quanto a esse tipo de ação devem ser feitas somente em casos especiais, a critério do proprietário da obra e, por esse motivo, não são contempladas nesse trabalho de conclusão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987a, p. 11).

## 6.2 MODELO ESTRUTURAL

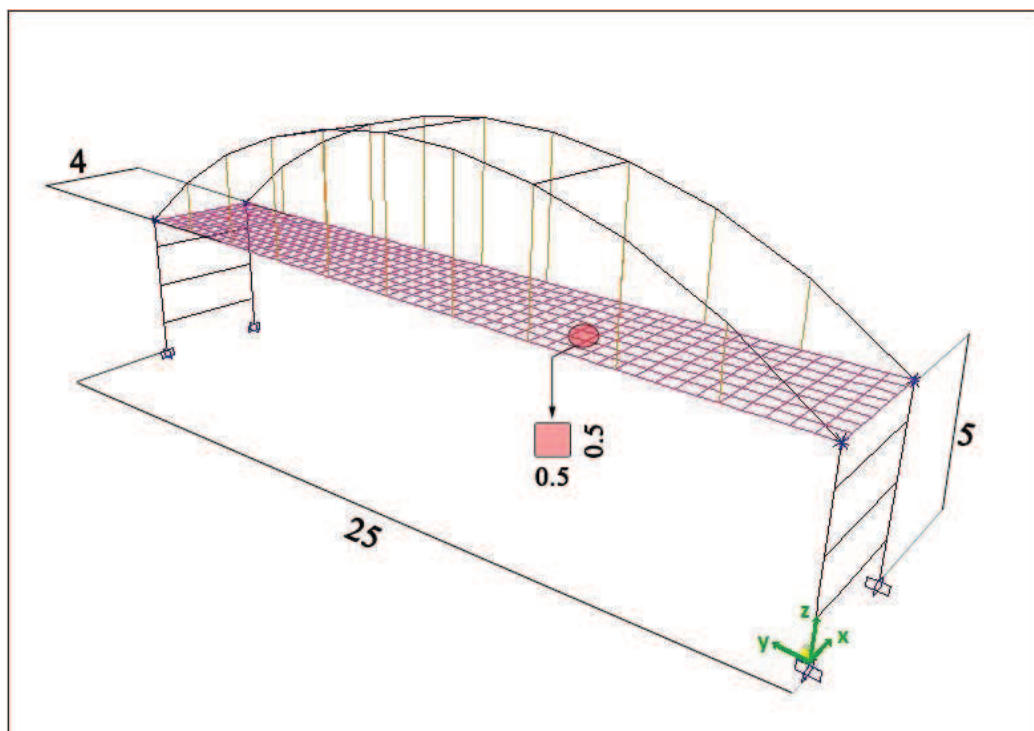
Para a melhor compreensão do funcionamento da estrutura da passarela, foi criado um modelo no programa de cálculo estrutural **SAP2000** (*Structural Analysis Program*) na versão 11.0. Esse software pode ser utilizado para situações variadas, das mais simples às mais complexas, e fundamenta-se no método dos elementos finitos para proceder à análise da estrutura. Esse método realiza uma análise matemática que se baseia na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos que mantenham, porém, as mesmas propriedades do elemento original. Os resultados são obtidos a partir de análises por equações diferenciais. Quanto mais sofisticada a malha, ou seja, quanto mais elementos forem discretizados, mais precisos e confiáveis são os resultados apresentados.

No modelo estrutural da passarela proposta por esse trabalho de conclusão, foram utilizados elementos *frame*, *cable* e *shell*, divididos nos planos X, Y e Z. A primeira etapa foi realizar o desenho da grelha, utilizando o modelo *grid only*, disponibilizado pelo SAP2000. Foram

desenhados nove planos em X, com coordenadas variando entre 0 e 4,00 m, 51 planos em Y, variando de 0 a 25,00 m e dez planos em Z, variando entre 0 e 9,50 m. Em seguida foram desenhados os elementos que constituem a passarela. Os pilares, as barras de contraventamento e os arcos foram desenhados como elementos *frame*, os pendurais verticais como elementos *cable* e o tabuleiro como elemento *shell*. Os pilares e as barras de contraventamento foram desenhados no plano XZ, os arcos e os pendurais verticais no plano YZ e o tabuleiro no plano XY. Todos os elementos foram desenhados com as suas respectivas seções e materiais já apresentados no quadro 1.

O tabuleiro merece um destaque, pois sua área total foi dividida em 400 elementos de área com dimensões de 0,50 x 0,50 m. Para cada um desses elementos foram determinadas duas espessuras: a espessura de flexão (*bending*) igual a 0,30 m e a espessura de membrana (*membrane*) igual a 0,23 m. A diferença é em razão dos chanfros laterais e dos vazios na seção do tabuleiro, responsáveis, respectivamente, por conferirem ao tabuleiro uma forma mais aerodinâmica e por diminuir o peso próprio da estrutura. Todas essas informações citadas neste e nos parágrafos anteriores podem ser visualizadas na figura 21 e as tabelas de conectividade de cada elemento são apresentadas no apêndice B.

Figura 21 – Modelo estrutural



(fonte: elaborado pelo autor)

Dois tipos de vínculos externos foram utilizados no modelo. Nas fundações, representadas pelos quatro nós com cota  $Z = 0$ , foram fixados engastes, que impeçam todos os deslocamentos e giros. Além desses nós, outros quatro foram vinculados externamente com apoios simples, a fim de impedir o deslocamento na direção  $y$ .

Concluído o lançamento dos elementos estruturais, foram adicionados ao modelo os carregamentos, já apresentados no item 6.1. Já para o carregamento devido ao vento, foram definidas duas orientações. Para a carga móvel, foram consideradas três possíveis situações, com diferentes distribuições da carga acidental ao longo do tabuleiro, para poder observar-se um comportamento mais completo da estrutura. Ao total foram definidos seis casos de carregamento:

- a) vento na direção  $y$ ;
- b) vento na direção  $x$ ;
- c) móvel 1 – carga uniformemente distribuída em todo o tabuleiro;
- d) móvel 2 – carga uniformemente distribuída apenas na metade esquerda do tabuleiro;
- e) móvel 3 – carga uniformemente distribuída apenas na metade superior do tabuleiro;
- f) peso próprio.

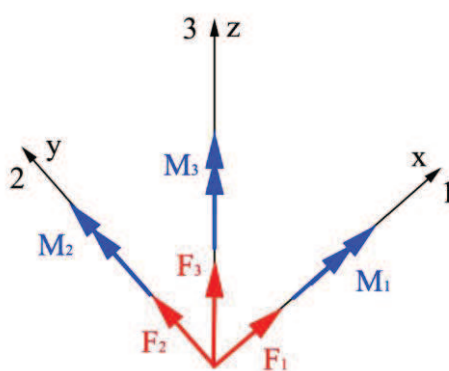
### 6.3 DETERMINAÇÃO DAS SOLICITAÇÕES

Primeiramente, para um correto entendimento das informações fornecidas pelo *software* SAP2000, é necessário entender o funcionamento do sistema de coordenadas, para assim, compreender o sinal positivo ou negativo dos valores obtidos. O programa é baseado em um sistema de coordenadas globais e locais. O **sistema de coordenadas globais** é o mesmo para todo o modelo e já foi representado na figura 21, sendo definido pelos eixos **X**, **Y** e **Z**. Por outro lado, o **sistema de coordenadas locais** é único para cada elemento criado e é representado pelos eixos **1**, **2** e **3**. É muito importante compreender a definição dos eixos locais 1, 2 e 3 e a sua relação com o sistema de coordenadas globais XYZ.

O programa determina automaticamente os eixos locais das barras e áreas, a partir da sua orientação e conectividade. Para elementos lineares, o eixo local 1 é aquele ao longo do comprimento do objeto e, por padrão, o eixo local 2 está sempre no plano 1-Z, exceto se o

objeto for na vertical, caso em que o eixo 2 é paralelo ao eixo global X. Já para elementos de área, os eixos 1 e 2 encontram-se no plano do objeto e o eixo 3 em um plano normal ao anterior. As forças e os momentos que apresentam a mesma orientação que os eixos locais são definidos como positivos e os contrários, negativos. A figura 22 representa, de forma geral, os sistemas de coordenadas locais, ilustrando o sentido que as forças e os momentos são considerados positivos.

Figura 22 – Esquema geral dos sistemas de coordenadas locais



(fonte: elaborado pelo autor)

De modo geral, para cada elemento a ser dimensionado, foram utilizadas informações retiradas de tabelas produzidas pelo *software* SAP2000, que indicam, para cada caso de carga, as forças e os momentos nas direções 1, 2 e 3. Para determinar qual a força e o momento que devem ser considerados para o dimensionamento foi adotada a combinação de máximos e mínimos. Os valores de máximo são o valor, devido ao carregamento de peso próprio, somado ao maior valor entre as cargas móveis 1, 2 e 3 (apenas se esse for um valor positivo), somado ainda ao maior valor do carregamento do vento, ou na direção x ou na direção y (se esse também for positivo).

De forma análoga, o valor mínimo é calculado considerando-se o peso próprio (pois é um carregamento que sempre está presente) somado ao valor mínimo das cargas móveis 1, 2 e 3 (somente se esse for um valor negativo, caso contrário o valor somado é zero) adicionado ainda ao menor valor provocado pelo carregamento devido ao vento, na direção x ou y (da mesma forma, apenas se esse for um valor negativo). Nos próximos itens são apresentadas as solicitações adotadas para realizar o dimensionamento dos elementos estruturais.

### 6.3.1 Reações nos vínculos externos

Ao total, oito nós são vinculados externamente e apresentam reações. Desses, quatro são engastes e apresentam forças e momentos nas direções 1, 2 e 3 no sistema de coordenadas globais e quatro oferecem restrição apenas na direção 2. As reações devidas a cada tipo de carregamento, em cada nó, podem ser visualizadas nas tabelas do apêndice C.

Na tabela 2 estão indicados os valores de reações máximos e mínimos em cada nó bem como os valores máximos e mínimos em qualquer engaste ou tirante. Os valores foram conferidos utilizando-se o carregamento móvel 1, comparando-se a soma das reações F3 nos quatro engastes com a soma do carregamento total aplicado.

Tabela 2 – Reações nos vínculos

NÓ	CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
1 Tirante	MÍNIMO	0,00	546,12	0,00	0,00	0,00	0,00
	MÁXIMO	0,00	736,48	0,00	0,00	0,00	0,00
14 Tirante	MÍNIMO	0,00	-736,48	0,00	0,00	0,00	0,00
	MÁXIMO	0,00	-549,49	0,00	0,00	0,00	0,00
15 Engaste	MÍNIMO	-10,58	-22,74	647,71	0,93	-10,83	-0,65
	MÁXIMO	0,00	-0,50	800,70	37,04	4,81	0,28
17 Tirante	MÍNIMO	0,00	530,60	0,00	0,00	0,00	0,00
	MÁXIMO	0,00	717,10	0,00	0,00	0,00	0,00
27 Tirante	MÍNIMO	0,00	-717,10	0,00	0,00	0,00	0,00
	MÁXIMO	0,00	-530,60	0,00	0,00	0,00	0,00
28 Engaste	MÍNIMO	-11,02	-21,29	619,78	-1,08	-10,93	-0,65
	MÁXIMO	0,00	0,85	772,74	34,97	4,81	0,28
29 Engaste	MÍNIMO	-10,58	-24,00	647,74	-4,79	-10,83	-0,28
	MÁXIMO	0,00	3,11	800,70	35,99	4,81	0,65
34 Engaste	MÍNIMO	-11,02	-24,00	619,78	-2,78	-10,93	-0,28
	MÁXIMO	0,00	1,76	772,76	35,99	4,81	0,65
<b>TIRANTES</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>0,00</b>	<b>-736,48</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>-10,83</b>	<b>-0,65</b>
	<b>MÁXIMO</b>	<b>0,00</b>	<b>717,10</b>	<b>800,70</b>	<b>37,04</b>	<b>4,81</b>	<b>0,28</b>
<b>ENGASTES</b>	<b>MÍNIMO</b>	<b>-11,02</b>	<b>-24,00</b>	<b>619,78</b>	<b>-4,79</b>	<b>-10,93</b>	<b>-0,65</b>
	<b>MÁXIMO</b>	<b>0,00</b>	<b>3,11</b>	<b>800,70</b>	<b>37,04</b>	<b>4,81</b>	<b>0,65</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3.2 Arcos

Os arcos apresentam uma particularidade em relação aos demais elementos, pois, como são compostos por várias barras com inclinações diferentes, cada elemento apresenta seu próprio sistema de coordenadas locais diferente das demais barras. Portanto, as tabelas apresentadas no apêndice D e a tabela 3 apresentam as solicitações nos eixos locais de cada barra. A proposta é que os dois arcos sejam iguais e simétricos. Assim, apenas o arco mais solicitado foi analisado e as barras equivalentes foram igualadas e os resultados podem ser analisados na tabela a seguir.

Tabela 3 – Solicitações máximas e mínimas nas barras dos arcos

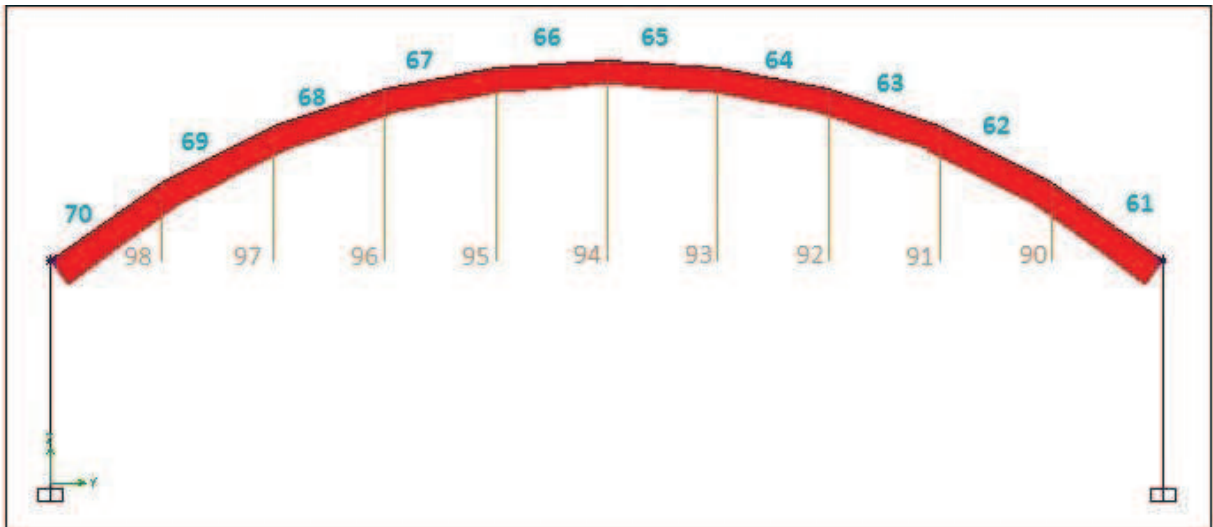
BARRA	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
61	MÁXIMO	-633,04	69,14	7,71	1,06	8,11	78,72
	MÍNIMO	-869,90	1,18	-0,20	-0,86	-0,91	-73,13
62	MÁXIMO	-599,25	27,75	5,01	1,09	4,21	-32,49
	MÍNIMO	-817,10	-28,10	-0,20	-0,38	-7,88	-99,22
63	MÁXIMO	-572,01	4,99	2,54	1,18	1,07	8,84
	MÍNIMO	-773,02	-44,03	-0,20	-1,39	-6,88	-87,78
64	MÁXIMO	-557,63	14,96	3,35	0,41	3,87	39,13
	MÍNIMO	-738,71	-36,05	-0,24	-0,65	-3,32	-40,30
65	MÁXIMO	-551,76	-7,67	1,10	0,17	0,66	60,41
	MÍNIMO	-722,32	-42,14	-1,12	-0,70	-3,63	-3,53
66	MÁXIMO	-550,36	30,56	1,12	0,70	0,95	81,75
	MÍNIMO	-722,32	-25,34	-1,10	-0,17	-3,63	21,09
67	MÁXIMO	-557,63	31,90	0,24	0,65	3,87	74,31
	MÍNIMO	-738,71	-19,07	-3,35	-0,41	-3,32	4,64
68	MÁXIMO	-572,01	44,60	0,20	1,39	1,07	53,41
	MÍNIMO	-773,02	-4,38	-2,54	-1,18	-7,33	-53,02
69	MÁXIMO	-599,25	39,20	0,20	0,38	4,21	0,66
	MÍNIMO	-817,10	-16,64	-5,01	-1,09	-7,88	-70,35
70	MÁXIMO	-633,04	13,74	0,20	0,86	8,11	30,57
	MÍNIMO	-869,90	-54,21	-7,71	-1,06	-0,91	-106,42
<b>GERAL</b>	<b>MÁXIMO</b>	<b>-550,36</b>	<b>69,14</b>	<b>7,71</b>	<b>1,39</b>	<b>8,11</b>	<b>81,75</b>
	<b>MÍNIMO</b>	<b>-869,90</b>	<b>-54,21</b>	<b>-7,71</b>	<b>-1,39</b>	<b>-7,88</b>	<b>-106,42</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Analisando os valores obtidos na tabela acima, e com auxílio da figura 23 é possível observar que todas as barras que formam o arco estão comprimidas. As barras das extremidades, 61 e 70, são as que apresentam maiores tensões de compressão, enquanto que o menor esforço no

arco é na barra 66, que é o centro do arco. Porém, vale ressaltar que, mesmo para a pior situação, os arcos continuam funcionando comprimidos, como era a proposta inicial.

Figura 23 – Esforço axial nos arcos



(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3.3 Pilares

A estrutura é formada por quatro pilares, representados no modelo pelas barras 32, 47, 53 e 54. A fim de obter resultados mais precisos, foram analisadas as solicitações nas extremidades na barra e mais três pontos intermediários. Os resultados das solicitações em cada pilar estão representados no apêndice E.

Como a proposta é que todos os pilares sejam dimensionados de maneira igual, a tabela 4 apresenta a comparação entre os valores máximos e mínimos de cada pilar e os valores máximos entre eles. Cabe ressaltar que as principais solicitações são o esforço normal de compressão (indicado pelo sinal negativo) e momentos fletores nas duas direções.

Tabela 4 – Solicitações máximas e mínimas nos pilares

BARRA	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
32	MÁXIMO	-402,54	0,00	23,03	2,12	75,16	16,66
	MÍNIMO	-800,70	-11,74	-6,52	-0,50	-37,79	-19,06
47	MÁXIMO	-374,61	1,16	28,05	2,44	74,19	38,18
	MÍNIMO	-772,74	-11,12	-1,14	-1,35	-38,76	-8,55
53	MÁXIMO	-402,57	0,02	25,79	0,50	69,95	17,25
	MÍNIMO	-800,70	-11,72	-5,03	-2,12	-39,33	-18,47
54	MÁXIMO	-374,61	1,14	24,00	1,35	70,92	37,59
	MÍNIMO	-772,76	-11,14	-8,78	-2,44	-39,33	-8,55
GERAL	MÁXIMO	<b>-374,61</b>	<b>1,16</b>	<b>28,05</b>	<b>2,44</b>	<b>75,16</b>	<b>38,18</b>
	MÍNIMO	<b>-800,70</b>	<b>-11,74</b>	<b>-8,78</b>	<b>-2,44</b>	<b>-39,33</b>	<b>-19,06</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.3.4 Barras de contraventamento

Na estrutura da passarela proposta por esse trabalho de conclusão foram utilizadas três barras de contraventamento ligando os dois arcos. De forma análoga às demais estruturas, foram produzidas tabelas com as solicitações nas extremidades e pontos intermediários, em relação aos eixos locais, para cada barra e essas podem ser encontradas no apêndice F. A tabela 5 resume as informações, pois mostra além das solicitações máximas e mínimas em cada barra, as solicitações máximas e mínimas geral, já que todas as barras são dimensionadas igualmente.

Tabela 5 – Solicitações máximas e mínimas nas barras de contraventamento

BARRA	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
1,00	MÁXIMO	-0,46	18,28	0,00	0,00	0,00	18,91
	MÍNIMO	-2,24	-17,16	0,00	0,00	0,00	-2,74
6,00	MÁXIMO	0,04	20,47	7,20	0,57	13,27	22,15
	MÍNIMO	-3,15	-17,16	-0,13	-1,42	-16,02	-8,26
7,00	MÁXIMO	0,04	20,47	0,13	1,42	16,02	22,15
	MÍNIMO	-3,15	-17,16	-7,20	-0,57	-13,27	-8,26
GERAL	MÁXIMO	<b>0,04</b>	<b>20,47</b>	<b>7,20</b>	<b>1,42</b>	<b>16,02</b>	<b>22,15</b>
	MÍNIMO	<b>-3,15</b>	<b>-17,16</b>	<b>-7,20</b>	<b>-1,42</b>	<b>-16,02</b>	<b>-8,26</b>

(fonte: elaborado pelo autor)



Para todas as situações de carga as barras estão comprimidas, como indica o sinal negativo, exceto as barras 6 e 7, para o caso do carregamento de peso próprio, que produz um esforço de tração nas barras de contraventamento indicadas, valor identificado pelo 0,04 kN.

### 6.3.5 Pendurais verticais

Os pendurais verticais propostos são cabos de aço e, por esse motivo, o único esforço que apresentam são tensões axiais de tração. A tabela 6 comprova essa afirmação, mostrando os esforços máximos e mínimos axiais em cada cabo. Os cabos dos dois arcos em posições simétricas em relação ao centro da estrutura apresentam esforços iguais e, por esse motivo, estão representados juntos na tabela a seguir e no apêndice G, que contem as solicitações em cada pendural vertical devida a cada carregamento.

Tabela 6 – Solicitações nos pendurais verticais

BARRAS	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
90=98=81=88	Máximo	47,962	0	0	0	0	0
	Mínimo	26,685	0	0	0	0	0
91=97=82=87	Máximo	53,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mínimo	29,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
92=96=83=86	Máximo	53,009	0	0	0	0	0
	Mínimo	28,224	0	0	0	0	0
93=95=84=85	Máximo	52,17	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Mínimo	27,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
94=89	Máximo	51,614	0	0	0	0	0
	Mínimo	26,98	0	0	0	0	0
GERAL	MÁXIMO	53,54	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	MÍNIMO	26,69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)

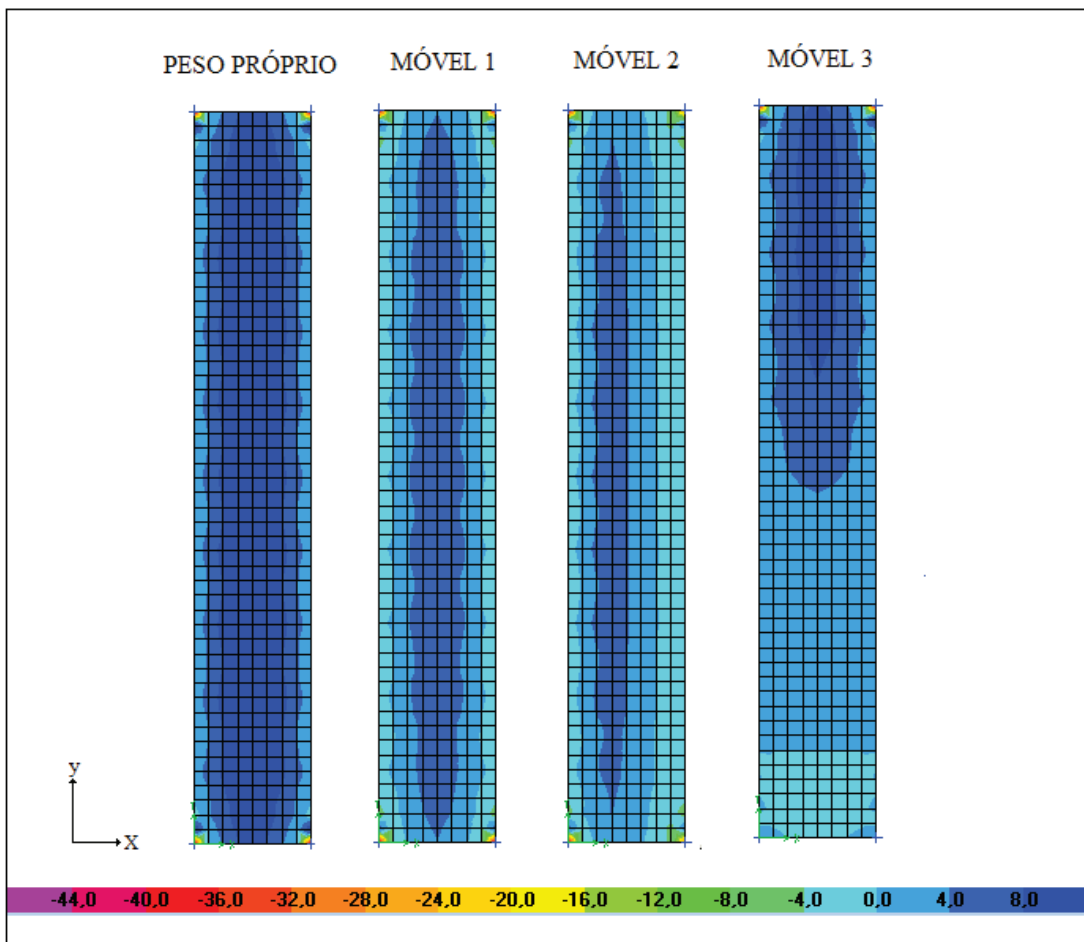
É possível perceber que, excluindo os pendurais mais próximos das extremidades (90, 98, 81 e 22), todos os demais são solicitados de maneira semelhante. Analisando os esforços devidos aos carregamentos individuais conclui-se que o carregamento devido ao vento não tem praticamente nenhuma influência e que a maior solicitação é devida ao carregamento de peso próprio combinado com a carga móvel distribuída em todo o tabuleiro.

### 6.3.6 Tabuleiro

Para encontrar as solicitações no tabuleiro também foi utilizado o *software* SAP2000. As solicitações de maior relevância são os momentos fletores, nas direções X e Y, e o esforço cortante no plano XZ, provocados pelo carregamento de peso próprio somado à carga móvel, pois o carregamento devido ao vento praticamente não altera os resultados.

Essas cargas provocam um momento fletor maior na região onde estão posicionadas, como pode ser visto na figura 24, em que o momento máximo M11 devido à carga móvel 2 é deslocado para esquerda, e o momento máximo devido à carga 3, é deslocado para cima.

Figura 24 – Momento fletor M11 no tabuleiro, em kN.m/m

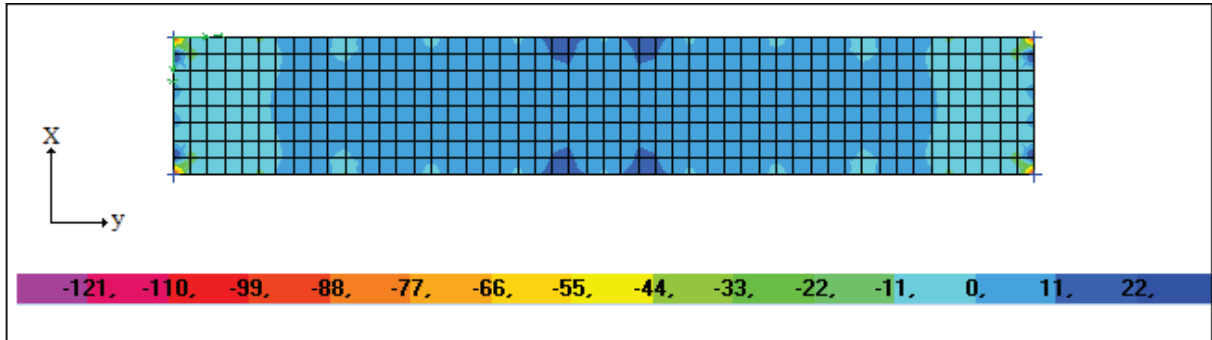


(fonte: elaborado pelo autor)

O momento fletor M22 também deve ser considerado no dimensionamento do tabuleiro. A figura 25 ilustra o comportamento do momento fletor devido ao carregamento de peso

próprio. As solicitações devidas ao carregamento móvel não são ilustradas, pois apresentam uma distribuição semelhante àquela produzida pelo carregamento de peso próprio.

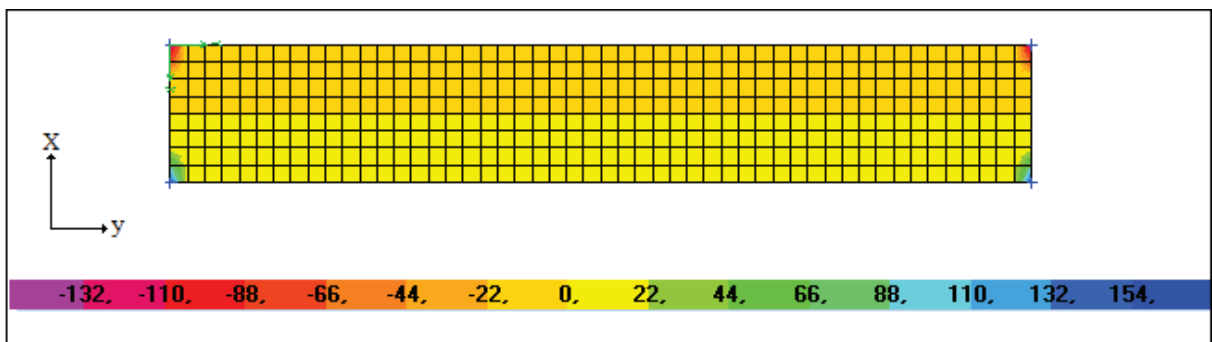
Figura 25 – Momento fletor M22 no tabuleiro devido ao carregamento do peso próprio, em kN.m/m



(fonte: elaborado pelo autor)

Além da solicitação devida ao momento fletor, devem ser considerados nos cálculos o esforço cortante que atua na estrutura. Para melhor compreensão de como esses esforços se distribuem no tabuleiro, a figura 26 mostra a distribuição de esforços cortantes no plano XZ.

Figura 26 – Esforço cortante V13 no tabuleiro devido ao carregamento do peso próprio, em kN/m



(fonte: elaborado pelo autor)

As figuras 24 a 26 ilustram o comportamento das solicitações, porém os valores de máximos e mínimos foram obtidos através de tabelas geradas pelo *software* SAP2000. O carregamento devido ao vento não foi considerado, pois não altera os resultados. Os valores das solicitações são apresentados, de maneira resumida, na tabela 7.

Tabela 7 – Solicitações no tabuleiro

CASO		M11 (kN.m/m)	M22 (kN.m/m)	V13 (kN/m)
Peso próprio	Máximo	11,42	12,76	16,96
	Mínimo	-2,24	-15,80	-
Móvel-1	Máximo	9,98	8,12	14,53
	Mínimo	-2,07	-10,52	-
Móvel-2	Máximo	5,68	5,48	9,87
	Mínimo	1,23	-7,10	-
Móvel-3	Máximo	9,30	16,06	8,56
	Mínimo	-2,17	-10,85	-
<b>GERAL</b>	<b>Máximo</b>	<b>21,40</b>	<b>28,82</b>	<b>31,49</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-4,41</b>	<b>-26,65</b>	<b>-</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.4 DIMENSIONAMENTO

As estruturas que compõem a passarela proposta por este trabalho de conclusão foram dimensionadas a partir das solicitações máximas encontradas nos itens anteriores. Nos próximos itens é apresentado o dimensionamento dos pilares, das barras de contraventamento, dos arcos, dos pendurais verticais e do tabuleiro.

Para todos eles a metodologia utilizada para o dimensionamento é a apresentada na NBR 6118. Os valores de cálculo, representados, em geral por um coeficiente subscrito d, são obtidos a partir dos valores das solicitações, multiplicados por um coeficiente de ponderação  $\gamma_f$ . A tabela 11.1 da mesma Norma apresenta os coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU).

Para ações permanentes e variáveis de combinação normal de ações, o coeficiente de ponderação indicado é 1,4. É indicado que para ações permanentes de pequena variabilidade, como, por exemplo, o peso próprio de estruturas pré-fabricadas, o coeficiente utilizado pode ser igual a 1,3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 58-59). Porém, como nos valores encontrados para as solicitações máximas já estão incluídos o peso próprio de todos os elementos, pré-fabricados ou não, conjuntamente com as ações variáveis que resultam no pior carregamento, a favor da segurança, os valores encontrados são multiplicados por um coeficiente igual **1,4**. Para todos os elementos, será adotado um concreto com **resistência característica a compressão igual a 35 MPa e aço CA-50**.

### 6.4.1 Arcos

As solicitações que atuam nas barras dos arcos já foram apresentadas na tabela 4. Porém nem todos os valores obtidos são considerados para o dimensionamento. As solicitações de maior importância são a força axial, o esforço cortante na direção 2 e o momento fletor na direção 3. Esses valores estão resumidos na tabela 8.

Tabela 8 – Solicitações para o dimensionamento dos arcos

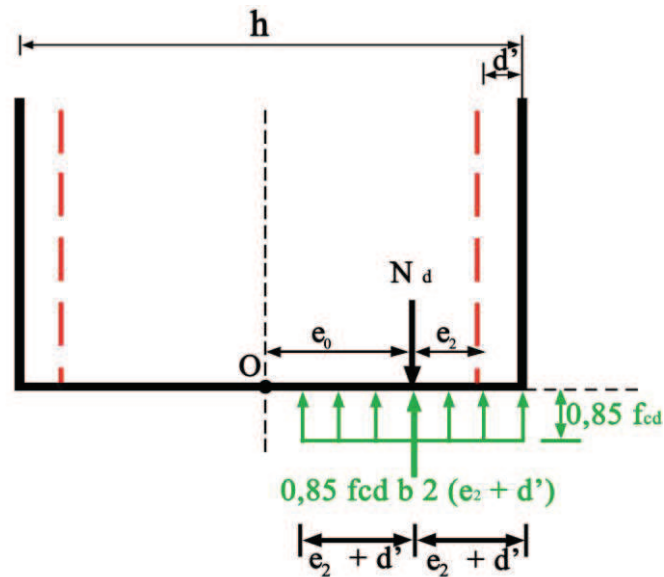
<b>P</b> (kN)	<b>V2</b> (kN)	<b>M3</b> (kN.m)
<b>-550,36</b>	<b>69,14</b>	<b>81,75</b>
<b>-869,90</b>	<b>-54,21</b>	<b>-106,42</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

O esforço normal (P) e o momento fletor (M3) pertencem ao grupo de solicitações normais e o esforço cortante (V2) ao grupo de solicitações tangenciais. O dimensionamento apresentado é feito por grupo de solicitações.

Quando em uma seção atuam, simultaneamente, um momento fletor e uma força normal, como é o caso dos arcos, a solicitação atuante será denominada flexão composta. Devido ao fato do momento fletor atuar somente em uma direção, a direção da linha neutra já é conhecida e a flexão será normal. Portanto, os arcos devem ser dimensionados como seções retangulares de concreto armado, submetidas à **flexão composta normal**. Inicialmente, é necessário verificar se existe a necessidade de armaduras. A figura 27 ilustra a situação.

Figura 27 – Flexo-compressão: situação em que não é necessária armadura

(fonte: Trabalho não publicado)<sup>2</sup>

Por equilíbrio de forças, é possível perceber que, não é necessário colocar armadura, teoricamente, se o esforço atuante normal de cálculo ( $N_d$ ) for menor ou, no máximo igual ao esforço resistente resultante da compressão do concreto. Assim, se verificada a comparação estabelecida na fórmula 5, as armaduras não são necessárias.

$$e_2 \geq N_d / (0,85 \cdot 2 \cdot f_{cd} \cdot b) - d' \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$e_2$  = excentricidade do esforço normal em relação a área de aço, em cm;

$N_d$  = esforço atuante normal de cálculo, igual a 1217,86 kN;

$f_{cd}$  = resistência de cálculo de compressão do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$b$  = base da seção retangular, igual a 50 cm;

$d'$  = distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento, igual a 5 cm.

O valor de  $e_2$  para a seção considerada é igual a 17,77 cm. A parcela direita da fórmula 5, para um concreto com resistência característica a compressão igual a 35 MPa, ou seja, resistência de cálculo igual a 2,5 kN/cm<sup>2</sup>, resulta em 0,73 cm. Isso significa que a inequação é verdadeira

<sup>2</sup> Notas de aula do Prof. Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

e, teoricamente não seria necessário acrescentar armaduras à seção. Mesmo utilizando-se uma resistência característica mais baixa, de até 15 MPa, não seriam necessárias armaduras. Porém, a resistência é diretamente proporcional a todos os parâmetros que constituem a qualidade do concreto, como o desempenho em serviço e a durabilidade e, por esse motivo, será mantida igual a 35 MPa.

Não são necessárias armaduras teoricamente, pois a NBR 6118 estabelece uma taxa mínima de armadura de tração para seções de concreto armado (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 117). Para seções retangulares, com resistência característica a compressão igual a 35 MPa, a mesma Norma fornece, na tabela 17.3 a taxa mínima de armadura, que vale 0,201%. A taxa de armadura é dada pela fórmula 6.

$$\rho_{\min} = A_{s,\min}/A_c \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$\rho_{\min}$  = taxa mínima de armadura, igual a 0,201%;

$A_{s,\min}$  = armadura mínima de tração, em cm<sup>2</sup>;

$A_c$  = área da seção, igual a 3500 cm<sup>2</sup>.

Assim, a armadura mínima de tração será igual a 7,03 cm<sup>2</sup> e, portanto, a **armadura longitudinal** adotada será igual a 4Ø16.

O segundo grupo de solicitações é a de esforços tangenciais, e nele inclui-se o esforço cortante. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 121), a resistência do elemento estrutural é considerada satisfatória, quando, no estado limite último é verificada a condição estabelecida pela fórmula 7.

$$V_{Sd} < V_{Rd2} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

$V_{Sd}$  = força cortante solicitante de cálculo na seção, em kN;

$V_{Rd2}$  = força resistente de cálculo, relativa a ruína por tração diagonal, em kN.

Nesse caso, a força solicitante de cálculo vale 1,4 multiplicado pelo esforço cortante máximo na seção, indicado na tabela 12 e é igual a 96,8 kN. A força resistente de cálculo é calculada e vale 1886,62 kN. Assim, a resistência da peça é considerada satisfatória.

Realizando os procedimentos indicados na NBR 6118 não é verificada a necessidade de armaduras transversais, porém, segundo a mesma Norma, todos os elementos lineares submetidos a uma força cortante, deve conter uma **armadura transversal** mínima constituída por **estribos** (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 119). Assim, a armadura transversal mínima é dada pela fórmula 8. Substituindo-se os valores, obtém-se uma armadura transversal igual a 6,42 cm<sup>2</sup>/m e, para isso, são adotadas barras de Ø8 com 15 cm de espaçamento.

$$A_{sw,min}/S = 0,06.b.100.(f_{ck}^{2/3})/f_{ywk} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

$A_{sw,min}/S$  = armadura transversal mínima, em cm<sup>2</sup>/m;

b = base da seção retangular, igual a 50 cm;

$f_{ck}$  = resistência característica a compressão do concreto, igual a 35 MPa;

$f_{ywk}$  = resistência ao escoamento do aço, igual a 500 MPa.

Além das armaduras já calculadas, a NBR 6118 recomenda que seja adotada uma **armadura de pele** para seções com altura maior que 60 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 118). Essa armadura, em cada face, deve ser igual a 0,10% da área da seção de concreto. Para os arcos, com seções de 50 x 70 cm, a armadura de pele, em cada face, vale 3,5 cm<sup>2</sup> e para isso são adotadas 7 barras com Ø 8. As armaduras dos arcos podem ser melhor compreendidas visualizando-se os detalhamentos, que encontram-se no apêndice H.



## 6.4.2 Pilares

Da mesma forma que no dimensionamento dos arcos, a tabela 9 resume os valores utilizados nos cálculos. A principal diferença em relação às solicitações dos arcos é que, além do esforço principal de compressão, os pilares também são solicitados por dois momentos fletores, em direções diferentes, que devem ser considerados no cálculo. Essa combinação de solicitações provoca uma **flexão composta oblíqua**, pois a direção da linha neutra não é conhecida em princípio.

Tabela 9 – Solicitações para o dimensionamento dos pilares

<b>P</b> (kN)	<b>M2</b> (kN.m)	<b>M3</b> (kN.m)
-374,61	75,16	38,18
-800,70	-39,33	-19,06

(fonte: elaborado pelo autor)

A primeira etapa do dimensionamento consiste em realizar uma análise dos elementos isolados, para verificar se os esforços de segunda ordem podem ser desconsiderados. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 95) determina que os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez for menor que o valor limite. A mesma Norma apresenta as fórmulas necessárias para realizar essa análise e essas são apresentadas nas fórmulas 9 a 11.

$$\lambda = 3,46. (\ell_e/b) \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

$\lambda$  = índice de esbeltez, adimensional;

$\ell_e$  = comprimento equivalente, em cm;

b = base da seção na direção considerada, em cm.

$$\lambda_1 = (25 + 12,5.(e_1/b))/\alpha_b \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

$\lambda_1$  = índice de esbeltez limite, adimensional;

$e_1$  = excentricidade, em cm;

$b$  = base da seção na direção considerada, em cm;

$\alpha_b$  = coeficiente obtido com a aplicação da fórmula 11, adimensional.

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4. M_B/M_A \geq 0,4 \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde:

$\alpha_b$  = coeficiente adimensional;

$M_B$  = momento fletor de 1ª ordem no extremo do pilar, em kN/cm²;

$M_A$  = maior valor absoluto do momento fletor de 1ª ordem no extremo do pilar, em kN/cm².

Assim, utilizando as fórmulas apresentadas, é possível realizar a verificação dos pilares nas direções Y e Z. Essa verificação é apresentada no quadro 2.

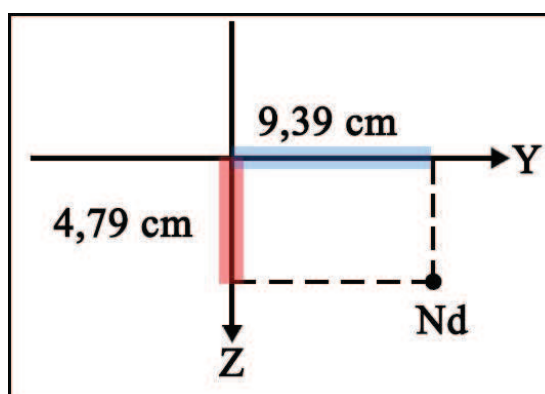
Quadro 2 – Verificação dos efeitos de 2ª ordem nos pilares

SOLICITAÇÕES						
N = 800,7 kN						
MzA = 38,18 kN.m			MyA = 75,16 kN.m			
MzB = -19,06 kN.m			MyB = -39,33 kN.m			
DIREÇÃO Z			DIREÇÃO Y			
e1zA = 4,79 cm			e1yA = 9,39 cm			
e1zB = -2,38 cm			e1yB = -4,91 cm			
b = 50 cm			b = 200 cm			
índice de esbletez:		λz = 34,60	índice de esbletez:		λy = 8,65	
e1z,min = 3 cm < e1zA = 4,79 cm			e1y,min = 7,5 cm < e1yA = 9,39 cm			
abz =	0,40	λ1z =	65,50	aby =	0,40	
λz < λ1z	<b>PILAR CURTO</b>		e2z = 0	λy < λ1y	<b>PILAR CURTO</b>	
					e2y = 0	

(fonte: elaborado pelo autor)

Os índices de esbeltez nas duas direções são menores que os índices de esbeltez limites e, deste modo, os pilares podem ser classificados como pilares curtos e, portanto, é possível desprezar os efeitos de 2ª ordem. Como as excentricidades provocadas pelas solicitações são maiores que as excentricidades mínimas que devem ser consideradas, a situação de projeto já é a situação de cálculo, e pode ser visualizada na figura 28.

Figura 28 – Situação de cálculo



(fonte: elaborado pelo autor)

O cálculo das armaduras foi realizado com o auxílio do programa de dimensionamento de seções retangulares de concreto armado à flexão composta oblíqua<sup>3</sup>. O resultado mostra que não são necessárias armaduras, porém a NBR 6118 prevê uma taxa geométrica de armadura longitudinal mínima para pilares, que deve também ser superior a 0,4% da área de concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 119). A seção considerada para cada pilar vale 0,50 x 200 cm e, portanto, uma área de concreto igual a 10.000 cm<sup>2</sup>. A área de **armadura longitudinal** mínima necessária é igual a 40 cm<sup>2</sup> e para isso foram adotadas 20 barras de Ø16.

As **armaduras transversais** que são utilizadas também equivalem à armadura transversal mínima e são adotados **estribos** de Ø8 c/ 15 cm. Além disso, foi verificada a necessidade de **estribos suplementares** – que protegem contra flambagem das barras longitudinais – nas duas direções. O estribo suplementar pode ser constituído por uma barra reta, terminada em ganchos que envolvam a armadura longitudinal. O detalhamento dos pilares também encontra-se no apêndice H.

### 6.4.3 Barras de contraventamento

As barras de contraventamento foram dimensionadas como seções retangulares de concreto armado submetidas à **flexão composta oblíqua**. Os resultados mostram que, teoricamente, não são necessárias armaduras. Porém, como já exposto, a NBR 6118 recomenda o uso de uma armadura mínima. As barras de contraventamento possuem a mesma seção que os arcos, de 50 x 70 cm e, por esse motivo, as armaduras adotadas são as mesmas e podem ser visualizadas no detalhamento, no apêndice H.

### 6.4.4 Pendurais verticais

Os cabos de aço que sustentam o tabuleiro, ligando-o aos arcos, devem ser capazes de resistir a um esforço axial de tração igual a, aproximadamente, 75 kN. Esse é o valor característico máximo multiplicado pelo coeficiente de segurança  $\gamma_f$ .

### 6.4.5 Tabuleiro

O dimensionamento do tabuleiro é dividido em duas partes. A primeira delas é o cálculo da armadura ativa e, a segunda, da armadura passiva.

#### 6.4.5.1 Dimensionamento da armadura de protensão

A modalidade de protensão adotada, para a passarela proposta, é a **protensão com aderência posterior**. Essa modalidade foi escolhida, por ser compatível com a execução da obra, pois os **cabos retos** de protensão devem ser alojados dentro de bainhas metálicas para serem posteriormente protendidos por dispositivos hidráulicos situados nas duas extremidades.

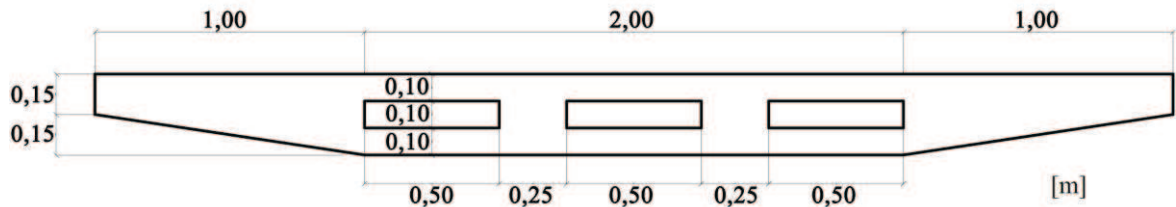
Por ser a protensão responsável pela ligação entre as peças pré-fabricadas que formam o tabuleiro, a **protensão deve ser completa**, ou seja, que toda a seção trabalhe comprimida. Como segurança adicional, a protensão será dimensionada para que permaneça uma tensão de

---

<sup>3</sup> Programa desenvolvido pelo Prof. Américo Campos Filho para a disciplina de Estruturas de Concreto II, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <http://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/>.

compressão residual superior a 1,5 MPa, em todas as seções. A seção do tabuleiro pode ser vista na figura 29.

Figura 29 – Seção transversal do tabuleiro da passarela



(fonte: elaborado pelo autor)

Inicialmente foram determinadas as propriedades dos materiais utilizados e as características geométricas da seção transversal. Essas informações são apresentadas no quadro 3.

Quadro 3 – Materiais e características da seção transversal

<b>CONCRETO</b>	
resistência característica à compressão	$f_{ck} = 35 \text{ Mpa}$
módulo de elasticidade	$E_c = 2816,1 \text{ kN/cm}^2$
tensão de tração no concreto em $t=\infty$	$\sigma_{ct,\infty} = 0$
<b>AÇO DE PROTENSÃO</b>	
	CP-190 RB
resistência característica à tração	$f_{ptk} = 190 \text{ kN/cm}^2$
módulo de deformação longitudinal	$E_p = 20.000 \text{ kN/cm}^2$
tensão na armadura de protensão no tempo $t_0$	$\sigma_{cp,0} = 152,0 \text{ kN/cm}^2$
<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL</b>	
área de concreto	$A_i = 9.000 \text{ cm}^2$
excentricidade do C.G. em relação a borda inferior	$e_i = 16,67 \text{ cm}$
excentricidade do C.G. em relação a borda superior	$e_s = 13,33 \text{ cm}$
momento de inércia da seção	$I_c = 691.668 \text{ cm}^4$
módulo resistente inferior	$W_i = 41.491,78 \text{ cm}^3$
módulo resistente superior	$W_s = 51.888,07 \text{ cm}^3$

(fonte: elaborado pelo autor)

A protensão deve absorver os empuxos horizontais dos arcos e garantir uma tensão residual mínima de 1,5 MPa na seção no tempo infinito. A primeira consideração que deve ser feita é a verificação dos limites da força de protensão nas bordas inferior e superior nos tempos inicial

e infinito. Essa verificação baseia-se no fato que as tensões que atuam na seção devem respeitar os limites de tensão do concreto comprimido e tracionado, nos tempos considerados. Os limites da força de protensão estão resumidos no quadro 4.

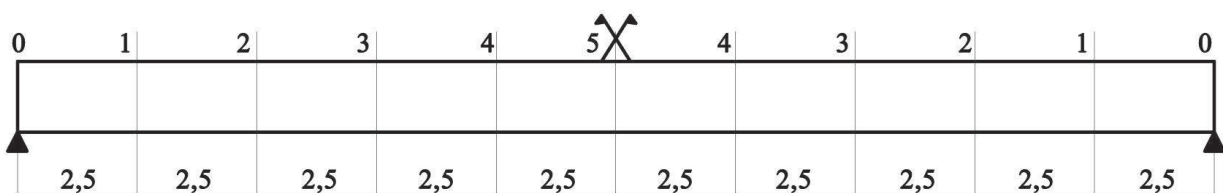
Quadro 4 – Limites da força de protensão

t = t <sub>0</sub>	Borda superior:	Po ≥ 0
	Borda inferior:	Po ≤ 18.839 kN
t = t <sub>∞</sub>	Borda superior:	Po ≤ 17.856 kN
	Borda inferior:	Po ≥ 843 kN

(fonte: elaborado pelo autor)

Considerando-se os limites apresentados e o empuxo dos arcos que devem ser absorvidos, estima-se inicialmente o uso de três cabos com dez cordoalhas de Ø12,7 mm para cada arco, fornecendo uma força total **Po igual 9.000 kN**, inferior ao limite da força de protensão. A partir da estimativa de força de protensão necessária para atender aos requisitos estabelecidos, deve ser realizada a verificação das seções. Teoricamente, todas as seções deveriam ser verificadas, porém, para esse caso, o tabuleiro foi dividido em 11 seções afastadas 2,5 m. Como a estrutura é simétrica, seis seções devem ser verificadas. A figura 30 ilustra essa situação.

Figura 30 – Seções verificadas



(fonte: elaborado pelo autor)

Conhecendo-se a geometria do problema, foram calculadas as perdas imediatas. A primeira é a **perda por atrito**, calculada com a fórmula 16 (Trabalho não publicado)<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$$\Delta\sigma_{pu} = \sigma_{po} \cdot \mu \cdot \gamma \cdot x \quad (\text{fórmula 16})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{pu}$  = perda de tensão por atrito, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{po}$  = tensão na armadura de protensão no tempo 0, igual a 152 kN/cm<sup>2</sup>;

$\mu$  = coeficiente para bainha metálica galvanizada, igual a 0,25/rad;

$\gamma$  = coeficiente para lajes protendidas com aderência posterior, igual a 0,01 rad/m;

$x$  = distância da seção à origem, em m.

Em seguida, foram calculadas as **perdas nas ancoragens**. Considerando que o ponto de repouso encontra-se no eixo de simetria do cabo, o valor da perda nessa seção é dada pela fórmula 17 (Trabalho não publicado)<sup>5</sup>. A perda na seção 0, é dada pela fórmula 18 (Trabalho não publicado)<sup>6</sup>. Os resultados das perdas em cada seção e o valor da tensão na armadura de protensão são dados na tabela 10.

$$\Delta\sigma_{p\lambda a} = (\lambda a \cdot E_p - \sigma_{po} \cdot \mu \cdot \gamma \cdot X_{rm}^2) / X_{rm} \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{p\lambda a}$  = perda de tensão nas ancoragens no eixo de simetria, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\lambda a$  = recuo inicial das ancoragens, considerado igual a 6 mm;

$E_p$  = módulo de elasticidade longitudinal do aço de protensão, igual a 20.000 kN/cm<sup>2</sup>;

$\sigma_{po}$  = tensão na armadura de protensão no tempo 0, igual a 152 kN/cm<sup>2</sup>;

$\mu$  = coeficiente para bainha metálica galvanizada, igual a 0,25/rad;

$\gamma$  = coeficiente para lajes protendidas com aderência posterior, igual a 0,01 rad/m;

$X_{rm}$  = distância do eixo de simetria à origem, em m.

<sup>5</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>6</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$$\Delta\sigma_{p\sigma\lambda a} = \Delta\sigma_{p\lambda a} + 2 \cdot \Delta\sigma_{pu} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

$\Delta\sigma_{p\sigma\lambda a}$  = perda de tensão nas ancoragens na seção 0, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\Delta\sigma_{p\lambda a}$  = perda de tensão nas ancoragens no eixo de simetria, em kN/cm<sup>2</sup>;

$\Delta\sigma_{pu}$  = perda de tensão por atrito, em kN/cm<sup>2</sup>.

Tabela 10 – Perdas imediatas

x	0	2,5	5	7,5	10	12,5
SEÇÃO	0	1	2	3	4	5
$\sigma_{po}$	152,00	152,00	152,00	152,00	152,00	152,00
$\Delta\sigma_{pu}$	0,00	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75
$\sigma_p$	152,00	151,05	150,10	149,15	148,20	147,25
$\Delta\sigma_p(\lambda a)$	14,35	15,35	16,35	17,35	18,35	19,35
$\sigma_p$	137,65	135,70	133,75	131,80	129,85	127,90

(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida, foram calculados os **esforços devidos à protensão** em cada seção, que são apresentados na tabela 11. Os esforços normais são calculados multiplicando-se a área da armadura de protensão pela tensão em cada cabo, valor apresentado na tabela 10. No projeto, foi considerado que os cabos estão alinhados com o centro de gravidade da estrutura e, dessa forma, a excentricidade da armadura de protensão vale zero e conseqüentemente o momento devido à protensão também é nulo. Como os cabos são dispostos retos, a protensão também não produz esforços cortantes.

Tabela 11 – Esforços devidos à protensão

x	0	2,5	5	7,5	10	12,5
SEÇÃO	0	1	2	3	4	5
$N_p$ (kN)	-8.151,63	-8.095,00	-8.037,63	-7.979,52	-7.920,68	-7.861,08
$V_p$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$M_p$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

(fonte: elaborado pelo autor)



A próxima etapa foi calcular as **perdas progressivas**. A primeira perda calculada foi a por **retração do concreto**. Essa perda é calculada com o uso da fórmula 19 (Trabalho não publicado)<sup>7</sup>. Os parâmetros adotados e os resultados obtidos, encontram-se quadro 5.

$$\epsilon_{cs}(t,t_0) = \epsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

$\epsilon_{cs}(t,t_0)$  = deformação que ocorre em um intervalo de tempo determinado, em %;

$\epsilon_{cs\infty}$  = deformação total por retração, em %;

$\beta_s(t)$  = função de tempo para definição do intervalo a considerar.

Quadro 5 – Perda por retração do concreto

umidade relativa do ar:	70%
abatimento:	5 - 9 mm
altura fictícia:	31,3 cm
$t_0$ :	20 dias
$t_{\infty}$ :	10.000 dias
$\epsilon_{cs}(20,\infty)$ :	<b>-0,02%</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Em seguida foram calculadas as perdas progressivas devido à **fluência do concreto**. Essa perda é obtida utilizando-se a fórmula 20 (Trabalho não publicado)<sup>8</sup>.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{cca} + \epsilon_{ccf} + \epsilon_{ccd} \quad (\text{fórmula 20})$$

Onde:

$\epsilon_{cc}$  = fluência ao longo do tempo no concreto sob carga;

$\epsilon_{cca}$  = fluência rápida irreversível;

$\epsilon_{ccf}$  = fluência lenta reversível;

<sup>7</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>8</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

$\epsilon_{ccd}$  = fluência lenta irreversível.

A fluência rápida irreversível ocorre nas primeiras 24 horas após o carregamento e depende da relação entre a resistência do concreto no instante da aplicação da carga e sua resistência final. A fluência lenta reversível depende exclusivamente do carregamento e a fluência lenta e irreversível não é recuperável e ocorre durante toda a vida útil da peça. Realizando os cálculos, conclui-se que o valor da fluência do concreto ao longo do tempo ( $\epsilon_{cc}$ ) vale 2,58.

A última perda progressiva que deve ser calculada é a **perda por relaxação do aço de protensão**. Essa perda é calculada através da fórmula 21 (Trabalho não publicado)<sup>9</sup>. A tabela 12 apresenta os valores dessa perda para cada seção considerada.

$$\chi(t,t_0) = - \text{LN}[1 - \psi(t,t_0)] \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

$\chi(t,t_0)$  = função relaxação do aço de protensão;

$\psi(t,t_0)$  = coeficiente de relaxação para o intervalo (t,t<sub>0</sub>).

Tabela 12 – Perdas por relaxação do aço de protensão

SEÇÃO	0	1	2	3	4	5
$\sigma_{pi}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	137,65	136,69	135,73	134,74	133,75	132,74
$\sigma_{pi}/f_{ptk}$	0,724	0,719	0,714	0,709	0,704	0,699
$\psi_{1000h}$ (%)	2,62	2,62	2,61	2,61	2,6	2,59
$\psi_{\infty}$ (%)	6,55	6,55	6,525	6,525	6,5	6,475
$\chi(t_0,\infty)$	0,068	0,068	0,067	0,067	0,067	0,067

(fonte: elaborado pelo autor)

Com as perdas nas seções conhecidas, foi possível realizar a verificação das tensões nas seções. Para isso foi elaborada uma planilha com as tensões nas bordas inferior e superior de cada seção. Concluiu-se que todas as seções estão comprimidas, no tempo inicial e também no tempo infinito. Além disso, a menor tensão de compressão  $\sigma_{pgq\phi}$  no tempo infinito é igual a 1,75 MPa, atendendo ao requisito que as seções devem permanecer com uma compressão

<sup>9</sup> Notas de aula do Prof. Rubem Schwingel da disciplina de Concreto Protendido do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

residual mínima de 1,5 MPa e, portanto, a solução escolhida é adequada ao problema. A planilha é apresentada na tabela 13.

Tabela 13 – Verificação das tensões

SEÇÃO		$\sigma_{Np}$	$\sigma_{Mp}$	$\sigma_{Mg}$	$\sigma_{pg}$	$\sigma_{Mq}$	$\sigma_{pgq}$	$\sigma_{\Delta Np}$	$\sigma_{\Delta Mp}$	$\sigma_{pgq\phi}$
0	B.S.	-0,0082	0	-0,0002	-0,0084	-0,0004	-0,0088	-0,1721	0	-0,1809
	B.I.	-0,0082	0	0,0003	-0,0079	0,0005	-0,0074	-0,1721	0	-0,1794
1	B.S.	-0,0081	0	-0,0002	-0,0083	-0,0004	-0,0087	-0,1711	0	-0,1798
	B.I.	-0,0081	0	0,0003	-0,0078	0,0005	-0,0073	-0,1711	0	-0,1784
2	B.S.	-0,0080	0	-0,0002	-0,0083	-0,0004	-0,0087	-0,1699	0	-0,1786
	B.I.	-0,0080	0	0,0003	-0,0078	0,0005	-0,0072	-0,1699	0	-0,1771
3	B.S.	-0,0080	0	-0,0002	-0,0082	-0,0004	-0,0086	-0,1688	0	-0,1775
	B.I.	-0,0080	0	0,0003	-0,0077	0,0005	-0,0072	-0,1688	0	-0,1760
4	B.S.	-0,0079	0	-0,0002	-0,0081	-0,0004	-0,0086	-0,1676	0	-0,1762
	B.I.	-0,0079	0	0,0003	-0,0076	0,0005	-0,0071	-0,1676	0	-0,1748
5	B.S.	-0,0079	0	-0,0002	-0,0081	-0,0004	-0,0085	-0,1664	0	-0,1749
	B.I.	-0,0079	0	0,0003	-0,0076	0,0005	-0,0071	-0,1664	0	-0,1735

t=∞

(fonte: elaborado pelo autor)

#### 6.4.5.2 Dimensionamento da armadura passiva

O tabuleiro é composto por dez lajes pré-fabricadas de dimensões 2,50 x 4,00 m. Cada uma dessas peças foi dimensionada, em função das solicitações já apresentadas na tabela 7, conforme os procedimentos do item 19 da NBR 6118. As armaduras que foram escolhidas são apresentadas no quadro 6 e o detalhamento das armaduras encontra-se no apêndice H.

Quadro 6 – Armadura passiva do tabuleiro

ARMADURA POSITIVA			
M11=21,40 kN.m/m	Md= 29,96 kN.m	As = 3,02 cm <sup>2</sup>	Ø8 c/ 16
M22=28,82 kN.m/m	Md= 40,35 kN.m	As = 3,56 cm <sup>2</sup>	Ø8 c/ 14
ARMADURA NEGATIVA			
M11=-4,41 kN.m/m	Md= -6,17 kN.m	As,min = 4,50 cm <sup>2</sup>	Ø10 c/ 17
M22=-26,65 kN.m/m	Md= - 37,31 kN.m	As,min = 4,50 cm <sup>2</sup>	Ø10 c/ 17
ARMADURA TRANSVERSAL			
4 estribos		Ø8 c/ 15	

(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.5 VERIFICAÇÃO À FLAMBAGEM

A flambagem é um fenômeno de perda de estabilidade das estruturas submetidas a esforços axiais de compressão. Quando esses esforços superam um valor crítico, a estrutura não permanece mais reta, defletindo lateralmente sob a ação dessa carga. Leonhardt e Mönning (1977, p. 277) recomendam que, no caso de peças comprimidas, além do dimensionamento, seja feita uma verificação da segurança à flambagem, ou seja, uma verificação da capacidade resistente, considerando-se as deformações das barras.

Para verificar o comportamento da estrutura em relação aos efeitos de flambagem, também foi utilizado o *software* SAP2000. Foram realizados três casos de análise e, em cada um deles, combinados o carregamento permanente com uma possível configuração do carregamento móvel. Essas análises foram importantes para entender, principalmente, o comportamento dos arcos quando a carga móvel não estiver disposta de maneira simétrica.

Nas tabelas 14 a 16 estão indicados os fatores de segurança obtidos para os seis modos de flexão da estrutura para a combinação de carregamentos estudados. Conforme já citado no presente trabalho, a carga móvel 1 é uma carga uniformemente distribuída em toda área do tabuleiro. A carga móvel 2 está distribuída somente na metade esquerda e a carga móvel 3, apenas na metade superior do tabuleiro. Para o cálculo desses fatores, não foi considerada a não linearidade física.

Tabela 14 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 1

MODO	FATOR
1	24,97
2	38,09
3	54,74
4	69,05
5	87,20
6	89,53

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 15 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 2

MODO	FATOR
1	28,27
2	43,12
3	61,94
4	78,07
5	98,40
6	99,69

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16 – Verificação à flambagem para o carregamento permanente combinado com o carregamento móvel 3

MODO	FATOR
1	28,28
2	43,13
3	61,99
4	78,21
5	98,75
6	101,58

(fonte: elaborado pelo autor)

Ao analisar os resultados obtidos, é possível perceber que a estrutura, formada por elementos com dimensões estabelecidas inicialmente, está segura e, portanto, as dimensões adotadas são satisfatórias para essa situação. É possível observar que o pior caso ocorre para o primeiro modo de flexão da combinação do carregamento permanente com o carregamento móvel distribuído por todo o tabuleiro. Nesse caso, a estrutura perderá a estabilidade por flambagem, se for aplicada uma carga 24,97 vezes superior à considerada no cálculo.

A fim de compreender melhor o comportamento da estrutura, o mesmo procedimento de cálculo de segurança à flambagem foi realizado para a mesma passarela, porém sem as barras de contraventamento. Percebeu-se uma significativa redução no fator de segurança em todos os casos, que, no pior deles, diminuiu de 24,97 para 11,44.

## 6.6 AÇÕES DINÂMICAS

Nesse item, será verificado se a frequência de vibração natural da passarela proposta por esse trabalho de graduação poderá ocasionar oscilações ou vibrações devido ao seu tipo de utilização. A NBR 6118 recomenda que, para que o comportamento das estruturas sujeitas a vibrações seja considerado satisfatório, a frequência natural da estrutura deve ser, no mínimo, 20% maior que a frequência crítica, que é dependente da destinação da estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 172).

Bachmann et al. (1995, p. 1-2) indicam que as passarelas são estruturas predominantemente afetadas pelos pedestres, pois movimentos rítmicos do corpo como, por exemplo, caminhar, correr e balançar o corpo lateralmente, induzem vibrações na estrutura. Os mesmos autores apontam que a taxa média de caminhar das pessoas é de 2 Hz, com um desvio padrão de 0,175 Hz. Isso quer dizer que 95% das pessoas caminham entre 1,65 e 2,35 Hz, porém pessoas correndo, podem fazê-lo com uma frequência de até 3,5 Hz.

A situação que mais fortemente deve ser evitada é a que a frequência natural da estrutura coincida com a frequência média de caminhar das pessoas, porém, frequências naturais múltiplas da frequência média também podem provocar problemas (BACHMANN ET al., 1995, p. 3-4). A NBR 6118 aponta que a frequência crítica para as passarelas de pedestres ou ciclistas varia entre 1,6 e 4,5 Hz (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004a, p. 173).

Bachmann et al. (1995, p. 3) apresentam algumas fórmulas empíricas que relacionam o material e o vão da estrutura com sua frequência natural, baseadas em estruturas já construídas, bastante úteis para uma primeira estimativa. Porém, com a finalidade de obter resultados mais precisos, foi utilizado o *software* SAP2000 para determinar a frequência natural nos primeiros modos de vibrações. Esses resultados podem ser visualizados na tabela 17.

Tabela 17 – Frequência natural da estrutura

<b>MODO</b>	<b>PERÍODO</b> (segundos)	<b>FREQUÊNCIA</b> (ciclos/segundo = Hz)
1	0,393	2,55
2	0,193	5,17
3	0,163	6,13
4	0,139	7,19
5	0,093	10,71
6	0,090	11,09
7	0,082	12,24
8	0,078	12,82
9	0,074	13,52
10	0,066	15,10
11	0,064	15,54
12	0,062	16,06

(fonte: elaborado pelo autor)

É possível perceber que, para o primeiro modo de vibração, a frequência natural da estrutura será de 2,55 Hz, valor próximo ao não recomendado. As frequências naturais podem ser interpretadas fisicamente, pois, quanto menores elas forem, ou seja, quanto maior o período, mais flexível será a estrutura, pois maior é o tempo que ela leva para completar um ciclo.

Dessa forma, para aumentar o valor da frequência natural é necessário enrijecer a estrutura. Contudo, o valor da frequência é proporcional ao valor da rigidez dividido pela massa da estrutura, ou seja, aumentar o valor da rigidez por meio de um aumento da massa, não trará resultados satisfatórios no aumento da frequência natural. É necessário, então, aumentar a rigidez, sem aumentar a massa.

Bachmann et al. (1995, p. 10) indicam que podem ainda ser utilizados amortecedores de vibrações, que diminuem os deslocamentos da estrutura. Os autores explicam que o princípio de funcionamento é a adição de um sistema amortecedor massa-mola, cuja a frequência natural seja a mesma que a da passarela, porém com uma massa entre 0,05 e 1% da massa da passarela, oscilando com fase contrária.

## 7 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

O método construtivo é um fator importante na solução de projetos das pontes, pois pode introduzir esforços importantes durante a construção, que devem ser considerados no projeto. Por isso a escolha do processo construtivo deve ser feita já nas primeiras fases do projeto. Ferraz (2001, p. 23) aponta que essa escolha depende de vários fatores, entre eles, as condições do local, o custo da solução adotada e os prazos de execução da obra.

A industrialização e automatização dos processos é uma tendência cada vez maior na construção das pontes (MASON, 1977, p. 301). Nos próximos itens, são abordados os métodos construtivos que foram utilizados na concepção do projeto de construção da passarela sobre a rua Sarmento Leite em Porto Alegre.

### 7.1 CONCRETAGEM TRADICIONAL

Leonhardt (1979, p. 39) indica que o concreto moldado *in loco* é processo mais antigo de construção e o método baseia-se no lançamento do concreto sobre fôrmas, que são montadas no local sobre um escoramento. Guerrin (1990, p. 223) explica que o concreto executado segundo o método tradicional de fabricação no local comporta as seguintes fases:

- a) construção da fôrma da peça, no próprio local em que a peça ficará disposta;
- b) colocação das armaduras nas fôrmas;
- c) lançamento do concreto (concretagem);
- d) retirada das fôrmas (desfôrma).

No caso da passarela proposta, o método de concretagem tradicional será utilizado para a construção da infra e mesoestrutura (fundações e pilares). Pfeil (1983, p. 189) indica que os pilares das pontes de concreto são construídos de baixo para cima, em concretagens sucessivas. O concreto é depositado nas fôrmas e adensado por vibração. O autor ainda recomenda que para pilares de pequena altura seja empregado o uso de fôrmas convencionais, pois, para pilares com altura até 10 m, este processo é econômico.



## 7.2 PRÉ-FABRICAÇÃO DAS ESTRUTURAS

De acordo com Guerrin (1990, p. 223), as fases que compreendem a execução de estruturas concebidas segundo o método de pré-fabricação são:

- a) a fabricação da peça no canteiro de obras ou em fábrica especializada;
- b) o transporte da peça até o seu destino;
- c) a colocação, a ajustagem e a conexão com as demais partes da estrutura.

O mesmo autor apresenta algumas vantagens da pré-fabricação, em respeito à construção moldada no local, como, por exemplo, a possibilidade de utilização das fôrmas em número reduzido e conseqüente diminuição de desperdício de materiais, a obtenção de elementos de boa qualidade em superfície e lados geométricos e a redução de prazos de construção, pois é possível pré-fabricar-se algumas peças da superestrutura simultaneamente à preparação da infraestrutura. Como desvantagens, podem ser citados o risco de quebra das peças e custos com máquinas e equipamentos pesados, como, por exemplo, guindastes e guias (GUERRIN, 1990, p. 223).

Empregando-se a pré-fabricação das peças, pode-se verificar uma industrialização do processo construtivo e, por esse motivo, esse método foi sugerido para a concepção das peças do tabuleiro e dos arcos. Além disso, por apresentar como características a rapidez da execução e a redução do canteiro de obras, pois é possível fabricar-se as peças em outro local, torna-se um método bastante apropriado para a situação estudada.

## 7.3 MÉTODO DOS BALANÇOS SUCESSIVOS

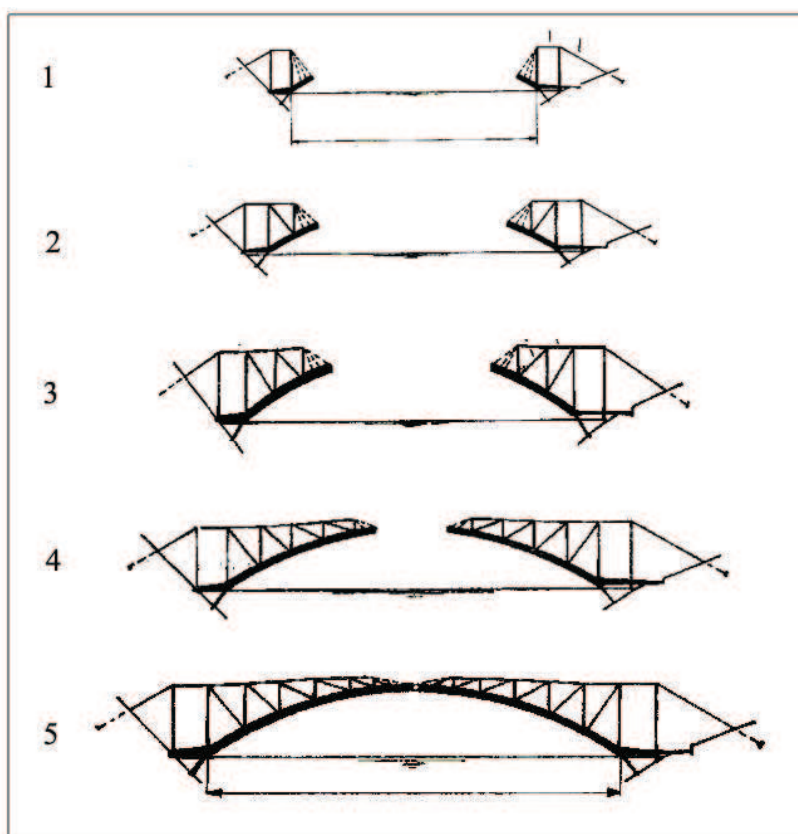
Mason (1977, p. 283) explica que:

O princípio básico [da solução por balanços sucessivos] consiste em concretar a ponte a partir de apoios ou pilares construídos previamente, avançando progressivamente para um lado e para outro do apoio os pilar [...]. A seqüência de avanço na concretagem dos elementos deverá ser tal a manter o equilíbrio em relação ao apoio ou pilar central [...], concretando-se um elemento ou aduela de cada vez por lado do pilar.

A principal vantagem dessa técnica, segundo Ferraz (2001, p. 45), é a ausência de escoramentos convencionais, sendo possível deixar livre todo o espaço em sob o vão da ponte. Esse processo é útil em obras com pilares muito altos, em que o escoramento seria muito custoso e, também, em zonas urbanas, em locais nos quais a altura livre sob a obra é reduzida, e outros métodos, como a utilização de vigas de lançamento, não seriam possíveis pelas grandes dimensões dos elementos que as constituem. Além disso, o método dos avanços sucessivos também permite acelerar o processo de construção, reduzindo o prazo de execução da obra, pois é possível trabalhar em diversas frentes de trabalho. Porém o mesmo autor ressalta que para executar essa técnica é necessária mão de obra com grande capacidade técnica (FERRAZ, 2001, p. 45).

Pfeil (1989, p. 203) afirma que os arcos podem ser construídos pela técnica de balanços sucessivos, utilizando-se tirantes ou estruturas treliçadas provisórias que suportem o arco até o seu fechamento, sendo depois removidas. O processo de montagem pode ser visto na figura 31.

Figura 31 – Sequência construtiva de um arco em concreto armado



(fonte: PFEIL, 1983, p. 203)

A proposta é que os arcos da passarela em estudo sejam construídos por esse método, com aduelas pré-fabricadas de concreto armado. Segundo Ferraz (2001, p. 56), a colocação dessas aduelas pode ser feita por meio de equipamentos de levantamento móvel que se desloquem sobre o solo. O autor explica que as juntas entre as peças podem ser concretadas *in loco* ou podem ser utilizadas juntas sem espessura, aplicando cola a base de resina epóxi, porém recomenda que nos extremos de cada peça existam dentes destinados a transmitir os esforços cortantes e impedir o escorregamento entre aduelas (FERRAZ, 2001, p. 53).

Cabe ressaltar, que as componentes horizontais produzidas pelos arcos são absorvidas pelos tirantes do tabuleiro, porém como o arco é construído antes do tabuleiro, devem ser adotados tirantes provisórios, ancorados nas margens, destinados a absorver esses esforços. Concluída a construção da passarela, com a protensão do tabuleiro, esses tirantes provisórios podem ser retirados.

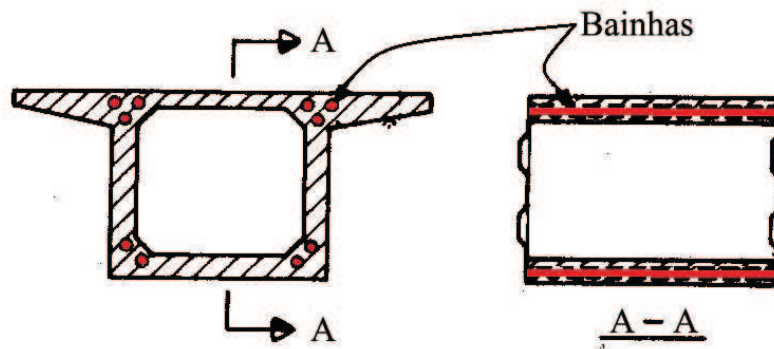
#### 7.4 CONSTRUÇÃO EM ADUELAS PRÉ-FABRICADAS

Pfeil (1983, p. 205) apresenta outro método de construção para pontes de concreto protendido, que consiste em dividir o tabuleiro da ponte em segmentos transversais pré-fabricados, as chamadas aduelas. De acordo com Mason (1977, p. 303):

Segundo esse método, aduelas de alguns metros de comprimento e compreendendo toda a seção da ponte (normalmente celular) são fabricadas em canteiro [ou em usina especializada] e montadas por equipamentos adequados de içamento e de translação [...] e reunidas após pela protensão.

Sugere-se que o tabuleiro da passarela seja construído por meio desse método construtivo. Cada aduela apresenta 2,50 m de comprimento, totalizando dez aduelas. Após o içamento, cada aduela é conectada a aduela anterior e suportada por dois pendurais verticais (um de cada lado). A figura 32 ilustra uma aduela típica deste tipo de solução.

Figura 32 – Aduelas pré-fabricadas



(fonte: adaptado de MASON, 1977, p. 303)

A protensão que une as aduelas é dada por cabos retos e é realizada posteriormente a montagem do tabuleiro, por isso é necessário que sejam deixadas bainhas embutidas nas aduelas. Mason (1977, p. 303) recomenda que sejam feitos testes de montagem, que garantam a concordância e continuidade dos orifícios das bainhas.

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O Campus Central da UFRGS apresenta uma grande quantidade de pessoas que se deslocam entre um quarteirão e o outro, atravessando a rua Sarmiento Leite. Essa travessia deveria ser feita de maneira mais segura, o que pode ser atingido com a construção de uma passarela ou uma passagem subterrânea, pois esses elementos eliminam o conflito entre pedestres e veículos.

Contudo, as passarelas não interferem com os serviços públicos subterrâneos, são mais higiênicas e esteticamente mais agradáveis para os pedestres, dão maior sensação de segurança e apresentam custo inferior aos das passagens subterrâneas. Por esse motivo, o presente trabalho de conclusão procurou elaborar um projeto arquitetônico e um estrutural de uma passarela que resolva o problema da travessia, cumprindo os objetivos principais e secundários propostos para o trabalho.

A escolha do modelo estrutural em arco com tabuleiro inferior sustentado por tirantes verticais mostrou-se bastante adequada. Isso porque, além de ser uma forma elegante, é bastante apropriada para ser construída em concreto, pois foi comprovado que os arcos possuem tensões normais apenas de compressão, mesmo na pior situação.

Todas as considerações para elaborar o projeto arquitetônico, todos os parâmetros adotados e os cálculos realizados no projeto estrutural estão de acordo com as normas da ABNT. O trabalho procurou abordar todas as etapas importantes para a elaboração de um projeto adequado. Realizando-se todo o dimensionamento foram encontrados valores próximos aos esperados e, portanto, resultados bastante satisfatórios.

Através da elaboração desse trabalho foram aperfeiçoados os conceitos aprendidos ao longo do curso, principalmente na área de estruturas, pois foram utilizados diferentes métodos de dimensionamento. Além disso, percebeu-se a complexidade envolvida na elaboração de um projeto estrutural para uma estrutura relativamente simples.

## REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. **NBR 7187**: projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1987a.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1987b.

\_\_\_\_\_. **NBR 7197**: projeto de estruturas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1989.

\_\_\_\_\_. **NBR 13994**: elevadores de passageiros – elevadores para transporte de pessoa portadora de deficiência. Rio de Janeiro, 2000.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004a.

\_\_\_\_\_. **NBR 9050**: acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro, 2004b.

BACHMANN, H.; PRETLOVE, A. J.; REINER, J.H. Vibrations induced by people. In: BACHMANN, H. (NE:). **Vibrations problems in structures**: practical guidelines. Basel: Birkhäuser Verlag, 1995. p. 1-28.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Manual de projeto de obras de arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de projeto geométrico de travessias urbanas**. Rio de Janeiro, 2010.

EL DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Introdução às pontes de concreto**. São Paulo: EESC/USP, 2009. Notas de aula da disciplina SET – 412 da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/78459783/Apostila-de-Pontes>>. Acesso em: 27 maio 2012.

FERRAZ, M. A. C. **Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas**. 2001. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2001.

GUERRIN, A. **Tratado de concreto armado**. São Paulo: Hemus, 1990. v. 3.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.

\_\_\_\_\_. **Construções de concreto**: concreto protendido. Rio de Janeiro: Interciência, 1983. v. 5.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1. ed. (1. reimp.). Rio de Janeiro: Interciência, 1977 (reimpressão 1979). v. 1.

MASON, J. **Pontes em concreto armado e protendido: princípios do projeto e cálculo**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.

O'CONNOR, C. **Pontes: superestruturas**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.

PFEIL, W. **Concreto armado: dimensionamento**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975.

\_\_\_\_\_. **Pontes: curso básico – projeto, construção e manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

\_\_\_\_\_. **Concreto protendido: introdução**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

ROCHA, A. M. da. **Curso prático de concreto armado: cálculo das estruturas de concreto protendido**. Rio de Janeiro: Científica, 1964. v. 5.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. **Concreto Protendido**. Disponível em: <[http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogos/catalogo\\_concreto\\_protendido-site.pdf](http://www.rudloff.com.br/downloads/catalogos/catalogo_concreto_protendido-site.pdf)>. Acesso em: 8 jun. 2012.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. **Localize**. Disponível em: <<http://www8.ufrgs.br/ufrgs/localize/localize.htm>>. Acesso em 8 abr. 2012a.

\_\_\_\_\_. **UFRGS em números**. Disponível em: <<http://www.ufrgs.br/ufrgs/a-ufrgs/ufrgs-em-numeros>>. Acesso em 8 abr. 2012b.

VASCONCELOS, A. C. de. **Pontes brasileiras: viadutos e passarelas notáveis**. São Paulo: Pini, 1993.

## **APÊNDICE A – FORÇAS DEVIDAS AO VENTO**



A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 5) indica os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. Essas forças podem ser calculadas de forma geral aplicando-se a fórmula 1.

$$F = C_f \times q \times A \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

F = força de arrasto, em N;

$C_f$  = coeficiente de força, especificado em cada caso;

q = pressão dinâmica do vento, em N/m<sup>2</sup>;

A = área de referência, especificada em cada caso, em m<sup>2</sup>.

Para calcular a pressão dinâmica do vento (q), a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 6) apresenta a seguinte fórmula.

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

Onde:

q = pressão dinâmica do vento, em N/m<sup>2</sup>;

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

A velocidade característica do vento é calculada conforme a fórmula 3, também indicada na NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 6).

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$V_k$  = velocidade característica do vento, em m/s;

$V_0$  = velocidade básica do vento, em m/s;

$S_1$  = fator topográfico, adimensional;

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

$S_3$  = fator estatístico, adimensional.

A **velocidade básica do vento**  $V_0$  é descrita pela NBR 6123 como “[...] a velocidade de rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 8). A mesma Norma apresenta um gráfico com as isopletras da velocidade básica no Brasil, e, para Porto Alegre, a velocidade básica considerada foi de 46 m/s.

Segundo a NBR 6123 o **fator topográfico**  $S_1$  considera as variações do relevo do terreno (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 8). Para terrenos planos, o valor desse fator é igual a um.

O **fator**  $S_2$  é apresentado pela NBR 6123 como um fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura acima do terreno. Quanto à rugosidade do terreno, existem cinco diferentes categorias, e a situação estudada, enquadra-se na categoria IV que é descrita pela NBR 6123 como “Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 11). As dimensões da edificação determinam uma classe, e, as dimensões da passarela, a enquadram na classe B, em que a maior dimensão se encontra entre 20 e 50 m. A altura em relação ao solo foi considerada igual a 6 m. Com esses dados, utilizando-se a tabela 2 da NBR 6123, encontra-se o valor do fator  $S_2$ , que vale 0,77.

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 14, grifo nosso) afirma que “O **fator estatístico**  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”. Para a esse trabalho de conclusão, o fator  $S_3$  foi considerado igual a um.

Utilizando-se as fórmulas 3 e 2 encontram-se, respectivamente, o valor da velocidade característica do vento igual a 35,42 m/s e a pressão dinâmica do vento igual a 770 N/m<sup>2</sup>. Foram analisadas duas direções principais do vento, que são apresentadas nos próximos itens.

## VENTO X

Os elementos da passarela que recebem o vento na direção X são os arcos, os pilares, o tabuleiro e os cabos. A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 36) indica que para fios e cabos perpendiculares à direção do vento, a força de arrasto é dada pela fórmula 4.

$$F_a = C_a \times q \times l \times d \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto, em N;

$C_a$  = coeficiente de arrasto igual a 0,7;

$q$  = pressão dinâmica do vento, igual a 770 N/m<sup>2</sup>;

$l$  = comprimento do fio, em m;

$d$  = diâmetro do fio, igual a 0,015 m.

Não multiplicando-se o comprimento do fio ( $l$ ), encontra-se o valor da força de arrasto igual a 0,008 kN/m distribuídos ao longo de todo o comprimento dos **pendurais verticais**.

Os **arcos**, os **pilares** e os **tabuleiros** foram considerados, segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 33) como barras prismáticas e a força devido ao vento é dada, de forma geral pela fórmula 5. Os fatores considerados, e os resultados obtidos estão na tabela 1.

$$F_a = C \times q \times K \times l \times c \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

$F_a$  = força de arrasto, em N;

$C$  = coeficiente de arrasto, adimensional, dado pela tabela 12 da NBR 6123;

$q$  = pressão dinâmica do vento, igual a 770 N/m<sup>2</sup>;

$K$  = fator de redução, adimensional, dado pela tabela 11 da NBR 6123;

$l$  = comprimento da barra, em m;

$c$  = largura da barra prismática medida em direção perpendicular à do vento, em m.

Tabela 1 – Barras prismáticas para o vento em X

ELEMENTO	FATOR DE REDUÇÃO (K)	LARGURA (c)	COEFICIENTE DE ARRASTO (C)	FORÇA DE ARRASTO (kN/m)
Arcos	0,8	0,7	2,05	0,884
Pilares	1,0	0,5	2,00	0,770
Tabuleiro	1,0	0,3	2,00	0,462

(fonte: elaborado pelo autor)

## VENTO Y

Na direção perpendicular à anterior, somente os arcos e os pilares recebem a carga devida ao vento. Os **arcos** são tratados como barras prismáticas e, exatamente como mostrado anteriormente, aplicando-se a fórmula 5, porém com a largura da barra medida em direção perpendicular ao vento igual a 0,5 m, resulta em uma força de arrasto igual a 0,77 kN/m.

Os **pilares**, devido às suas dimensões, são tratados como muros e placas retangulares e a força do vento é calculada através da fórmula 6 indicada pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA, 1987b, p. 45).

$$F = C_f \times q \times l \times h \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$F$  = força do vento em muro, em N;

$C_f$  = coeficiente de força, dado pela tabela 16 da NBR 6123, igual a 1,1;

$q$  = pressão dinâmica do vento, igual a 770 N/m<sup>2</sup>;

$l$  = comprimento do muro ou placa, igual a 2 m;

$h$  = altura do muro ou placa, em m.

Todos os valores de força devida ao vento, nos elementos que constituem a passarela, nas duas direções, encontram-se, de forma resumida, na tabela 2, já apresentada no desenvolvimento do trabalho.

Tabela 2 – Forças devidas ao vento

<b>ELEMENTO</b>	<b>DIREÇÃO X (kN/m)</b>	<b>DIREÇÃO Y (kN/m)</b>
Arcos	0,884	0,770
Pilares	0,770	1,694
Tabuleiro	0,462	0
Cabos	0,008	0

(fonte: elaborado pelo autor)

## **APÊNDICE B – PLANILHA DE CONECTIVIDADES**

Tabela 1 – Conectividade dos pilares

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
53	1	29
54	17	34
32	14	15
47	27	28

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Conectividade das barras do arco 1

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
71	1	2
72	2	3
73	3	4
74	4	5
75	5	6
76	6	8
77	8	9
78	9	10
79	10	11
80	11	14

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Conectividade das barras do arco 2

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
61	17	18
62	18	19
63	19	20
64	20	21
65	21	22
66	22	23
67	23	24
68	24	25
69	25	26
70	26	27

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Conectividade dos pendurais verticais do arco 1

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
81	66	2
82	3	67
83	68	4
84	5	69
89	74	6
85	70	8
86	71	9
87	72	10
88	73	11

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Conectividade dos pendurais verticais do arco 2

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
90	75	18
91	76	19
92	77	20
93	78	21
94	79	22
95	80	23
96	81	24
97	82	25
98	83	26

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Conectividade das barras de contraventamento

BARRA	NÓ INICIAL	NÓ FINAL
7	20	4
1	22	6
6	24	9

(fonte: elaborado pelo autor)



## **APÊNDICE C – REAÇÕES NOS VÍNCULOS EXTERNOS**

Tabela 1 – Reações no nó 1 (tirante)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-3,59	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	19,38	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-1	0,00	167,40	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-2	0,00	51,87	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-3	0,00	103,79	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	0,00	549,70	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>0,00</b>	<b>546,12</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>736,48</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Reações no nó 14 (tirante)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	-19,38	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-1	0,00	-167,40	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-2	0,00	-51,87	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-3	0,00	-63,60	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	0,00	-549,70	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>0,00</b>	<b>-736,48</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>-549,49</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Reações no nó 15 (tirante)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-0,06	-0,03	0,10	0,00	0,00
vento-X	-10,58	-1,52	27,96	2,17	-10,83	-0,65
móvel-1	0,00	-0,92	125,00	1,51	0,00	0,00
móvel-2	0,00	0,17	33,65	-0,17	4,81	0,28
móvel-3	0,00	-20,56	99,15	33,77	0,00	0,00
peso próprio	0,00	-0,67	647,74	1,10	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>-10,58</b>	<b>-22,74</b>	<b>647,71</b>	<b>0,93</b>	<b>-10,83</b>	<b>-0,65</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>-0,50</b>	<b>800,70</b>	<b>37,04</b>	<b>4,81</b>	<b>0,28</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Reações no nó 17 (tirante)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-3,59	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	-19,11	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-1	0,00	167,40	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-2	0,00	115,53	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-3	0,00	103,79	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	0,00	549,70	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>0,00</b>	<b>530,60</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>717,10</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Reações no nó 27 (engaste)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	0,21	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	19,11	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-1	0,00	-167,40	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-2	0,00	-115,53	0,00	0,00	0,00	0,00
móvel-3	0,00	-63,60	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	0,00	-549,70	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>0,00</b>	<b>-717,10</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>-530,60</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Reações no nó 28 (engaste)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-0,06	-0,03	0,10	0,00	0,00
vento-X	-11,02	1,52	-27,96	-2,17	-10,93	-0,65
móvel-1	0,00	-0,92	125,00	1,51	0,00	0,00
móvel-2	0,00	-1,09	91,35	1,68	4,81	0,28
móvel-3	0,00	-20,56	99,15	33,77	0,00	0,00
peso próprio	0,00	-0,67	647,74	1,10	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>-11,02</b>	<b>-21,29</b>	<b>619,78</b>	<b>-1,08</b>	<b>-10,93</b>	<b>-0,65</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>0,85</b>	<b>772,74</b>	<b>34,97</b>	<b>4,81</b>	<b>0,28</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 7 – Reações no nó 29 (engaste)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-5,03	0,03	4,84	0,00	0,00
vento-X	-10,58	1,52	27,96	-2,17	-10,83	0,65
móvel-1	0,00	0,92	125,00	-1,51	0,00	0,00
móvel-2	0,00	-0,17	33,65	0,17	4,81	-0,28
móvel-3	0,00	-19,64	25,85	32,25	0,00	0,00
peso próprio	0,00	0,67	647,74	-1,10	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>-10,58</b>	<b>-24,00</b>	<b>647,74</b>	<b>-4,79</b>	<b>-10,83</b>	<b>-0,28</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>3,11</b>	<b>800,70</b>	<b>35,99</b>	<b>4,81</b>	<b>0,65</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Reações no nó 34 (engaste)

CASO	F1 kN	F2 kN	F3 kN	M1 kN.m	M2 kN.m	M3 kN.m
vento-Y	0,00	-5,03	0,03	4,84	0,00	0,00
vento-X	-11,02	-1,52	-27,96	2,17	-10,93	0,65
móvel-1	0,00	0,92	125,00	-1,51	0,00	0,00
móvel-2	0,00	1,09	91,35	-1,68	4,81	-0,28
móvel-3	0,00	-19,64	25,85	32,25	0,00	0,00
peso próprio	0,00	0,67	647,74	-1,10	0,00	0,00
<b>Mínimo</b>	<b>-11,02</b>	<b>-24,00</b>	<b>619,78</b>	<b>-2,78</b>	<b>-10,93</b>	<b>-0,28</b>
<b>Máximo</b>	<b>0,00</b>	<b>1,76</b>	<b>772,76</b>	<b>35,99</b>	<b>4,81</b>	<b>0,65</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## **APÊNDICE D – SOLICITAÇÕES NAS BARRAS DOS ARCOS**

Tabela 1 – Solicitações na barra 61

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,10	-0,12	0,00	0,00	0,00	-0,77
1,52735	vento-Y	0,10	-0,12	0,00	0,00	0,00	-0,59
3,05469	vento-Y	0,10	-0,12	0,00	0,00	0,00	-0,42
0	vento-X	7,49	-1,18	7,91	-0,92	7,81	-2,79
1,52735	vento-X	7,49	-1,18	6,56	-0,92	5,21	-0,98
3,05469	vento-X	7,49	-1,18	5,21	-0,92	3,42	0,83
0	move1-1	-199,25	8,94	-0,01	-0,01	-0,03	12,46
1,52735	move1-1	-199,25	8,94	-0,01	-0,01	-0,03	-1,20
3,05469	move1-1	-199,25	8,94	-0,01	-0,01	-0,02	-14,86
0	move1-2	-138,71	5,60	0,00	-0,99	-0,60	7,58
1,52735	move1-2	-138,71	5,60	0,00	-0,99	-0,60	-0,97
3,05469	move1-2	-138,71	5,60	0,00	-0,99	-0,59	-9,53
0	move1-3	-86,01	23,87	0,00	0,00	0,00	60,61
1,52735	move1-3	-86,01	23,87	0,00	0,00	0,00	24,15
3,05469	move1-3	-86,01	23,87	0,00	0,00	0,00	-12,30
0	peso próprio	-670,65	2,37	-0,20	1,06	-0,31	17,28
1,52735	peso próprio	-655,59	23,82	-0,20	1,06	0,00	-2,72
3,05469	peso próprio	-640,53	45,27	-0,20	1,06	0,30	-55,48
	<b>Máximo</b>	<b>-633,04</b>	<b>69,14</b>	<b>7,71</b>	<b>1,06</b>	<b>8,11</b>	<b>78,72</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-869,90</b>	<b>1,18</b>	<b>-0,20</b>	<b>-0,86</b>	<b>-0,91</b>	<b>-73,13</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Solicitações na barra 62

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,13	-0,08	0,00	0,00	0,00	-0,42
1,39737	vento-Y	0,13	-0,08	0,00	0,00	0,00	-0,31
2,79475	vento-Y	0,13	-0,08	0,00	0,00	0,00	-0,20
0	vento-X	7,54	-0,16	5,21	-0,41	3,52	0,83
1,39737	vento-X	7,54	-0,16	3,97	-0,41	-2,89	1,05
2,79475	vento-X	7,54	-0,16	2,74	-0,41	-7,58	1,28
0	move1-1	-188,87	-1,67	-0,01	-0,01	-0,02	-14,86
1,39737	move1-1	-188,87	-1,67	-0,01	-0,01	-0,01	-12,52
2,79475	move1-1	-188,87	-1,67	-0,01	-0,01	0,00	-10,18
0	move1-2	-131,18	-1,33	0,00	-1,07	-0,44	-9,53
1,39737	move1-2	-131,18	-1,33	0,00	-1,07	-0,43	-7,66
2,79475	move1-2	-131,18	-1,33	0,00	-1,07	-0,43	-5,80
0	move1-3	-88,47	11,10	0,00	0,00	0,00	-12,30
1,39737	move1-3	-88,47	11,10	0,00	0,00	0,00	-27,81
2,79475	move1-3	-88,47	11,10	0,00	0,00	0,00	-43,33
0	peso próprio	-628,23	-26,26	-0,20	1,09	0,14	-55,48
1,39737	peso próprio	-617,51	-4,81	-0,20	1,09	0,41	-33,77
2,79475	peso próprio	-606,79	16,64	-0,20	1,09	0,69	-42,04
	<b>Máximo</b>	<b>-599,25</b>	<b>27,75</b>	<b>5,01</b>	<b>1,09</b>	<b>4,21</b>	<b>-32,49</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-817,10</b>	<b>-28,10</b>	<b>-0,20</b>	<b>-0,38</b>	<b>-7,88</b>	<b>-99,22</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Solicitações na barra 63

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,14	-0,05	0,00	0,00	0,00	-0,20
1,31917	vento-Y	0,14	-0,05	0,00	0,00	0,00	-0,13
2,63834	vento-Y	0,14	-0,05	0,00	0,00	0,00	-0,06
0	vento-X	7,46	0,79	2,74	-1,45	-3,45	1,28
1,31917	vento-X	7,46	0,79	1,57	-1,45	-5,76	0,24
2,63834	vento-X	7,46	0,79	0,41	-1,45	-7,13	-0,80
0	movel-1	-179,08	-4,66	-0,01	-0,01	0,00	-10,18
1,31917	movel-1	-179,08	-4,66	-0,01	-0,01	0,01	-4,04
2,63834	movel-1	-179,08	-4,66	-0,01	-0,01	0,02	2,11
0	movel-2	-124,26	-3,13	0,00	-1,12	-0,28	-5,80
1,31917	movel-2	-124,26	-3,13	0,00	-1,12	-0,28	-1,66
2,63834	movel-2	-124,26	-3,13	0,00	-1,12	-0,27	2,47
0	movel-3	-88,55	0,61	0,00	0,00	0,00	-43,33
1,31917	movel-3	-88,55	0,61	0,00	0,00	0,00	-44,13
2,63834	movel-3	-88,55	0,61	0,00	0,00	0,00	-44,94
0	peso próprio	-593,94	-39,32	-0,20	1,18	0,53	-42,04
1,31917	peso próprio	-586,70	-17,86	-0,20	1,18	0,79	-4,33
2,63834	peso próprio	-579,47	3,59	-0,20	1,18	1,05	5,09
	<b>Máximo</b>	<b>-572,01</b>	<b>4,99</b>	<b>2,54</b>	<b>1,18</b>	<b>1,07</b>	<b>8,84</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-773,02</b>	<b>-44,03</b>	<b>-0,20</b>	<b>-1,39</b>	<b>-6,88</b>	<b>-87,78</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Solicitações na barra 64

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,14	-0,04	0,00	0,00	0,00	-0,06
1,27375	vento-Y	0,14	-0,04	0,00	0,00	0,00	-0,01
2,5475	vento-Y	0,14	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,04
0	vento-X	-0,37	0,09	3,58	0,29	3,48	-0,23
1,27375	vento-X	-0,37	0,09	2,46	0,29	-0,37	-0,34
2,5475	vento-X	-0,37	0,09	1,33	0,29	-2,78	-0,45
0	movel-1	-172,16	-3,87	0,00	0,00	0,01	2,11
1,27375	movel-1	-172,16	-3,87	0,00	0,00	0,01	7,03
2,5475	movel-1	-172,16	-3,87	0,00	0,00	0,00	11,96
0	movel-2	-119,34	-2,58	0,00	-0,77	-0,31	1,05
1,27375	movel-2	-119,34	-2,58	0,00	-0,77	-0,31	4,33
2,5475	movel-2	-119,34	-2,58	0,00	-0,77	-0,32	7,61
0	movel-3	-87,26	-7,98	0,00	0,00	0,00	-44,94
1,27375	movel-3	-87,26	-7,98	0,00	0,00	0,00	-34,78
2,5475	movel-3	-87,26	-7,98	0,00	0,00	0,00	-24,62
0	peso próprio	-566,18	-28,03	-0,24	0,12	-0,22	5,09
1,27375	peso próprio	-561,98	-6,58	-0,24	0,12	0,08	27,13
2,5475	peso próprio	-557,78	14,87	-0,24	0,12	0,38	21,85
	<b>Máximo</b>	<b>-557,63</b>	<b>14,96</b>	<b>3,35</b>	<b>0,41</b>	<b>3,87</b>	<b>39,13</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-738,71</b>	<b>-36,05</b>	<b>-0,24</b>	<b>-0,65</b>	<b>-3,32</b>	<b>-40,30</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Solicitações na barra 65

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,15	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,04
1,25264	vento-Y	0,15	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,07
2,50528	vento-Y	0,15	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,10
0	vento-X	-0,38	0,12	1,33	-0,07	-2,80	-0,45
1,25264	vento-X	-0,38	0,12	0,23	-0,07	-3,77	-0,61
2,50528	vento-X	-0,38	0,12	-0,88	-0,07	-3,36	-0,76
0	movel-1	-168,65	-1,32	0,00	0,00	0,00	11,96
1,25264	movel-1	-168,65	-1,32	0,00	0,00	0,00	13,61
2,50528	movel-1	-168,65	-1,32	0,00	0,00	-0,01	15,26
0	movel-2	-116,90	-0,61	0,00	-0,80	-0,21	7,61
1,25264	movel-2	-116,90	-0,61	0,00	-0,80	-0,22	8,37
2,50528	movel-2	-116,90	-0,61	0,00	-0,80	-0,22	9,13
0	movel-3	-85,12	-12,87	0,00	0,00	0,00	-24,62
1,25264	movel-3	-85,12	-12,87	0,00	0,00	0,00	-8,49
2,50528	movel-3	-85,12	-12,87	0,00	0,00	0,00	7,63
0	peso próprio	-553,30	-29,24	-0,24	0,17	0,36	21,85
1,25264	peso próprio	-551,90	-7,79	-0,24	0,17	0,65	45,04
2,50528	peso próprio	-550,51	13,66	-0,24	0,17	0,95	41,36
	<b>Máximo</b>	<b>-550,36</b>	<b>13,79</b>	<b>1,10</b>	<b>0,17</b>	<b>0,95</b>	<b>60,41</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-722,32</b>	<b>-42,14</b>	<b>-1,12</b>	<b>-0,70</b>	<b>-3,63</b>	<b>-3,53</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6 – Solicitações na barra 66

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,15	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,10
1,25264	vento-Y	0,15	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,12
2,50528	vento-Y	0,15	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,13
0	vento-X	-0,38	-0,12	0,88	0,07	-3,36	-0,76
1,25264	vento-X	-0,38	-0,12	-0,23	0,07	-3,77	-0,61
2,50528	vento-X	-0,38	-0,12	-1,33	0,07	-2,80	-0,45
0	movel-1	-168,65	1,32	0,00	0,00	-0,01	15,26
1,25264	movel-1	-168,65	1,32	0,00	0,00	0,00	13,61
2,50528	movel-1	-168,65	1,32	0,00	0,00	0,00	11,96
0	movel-2	-116,90	0,61	0,00	0,80	-0,22	9,13
1,25264	movel-2	-116,90	0,61	0,00	0,80	-0,22	8,37
2,50528	movel-2	-116,90	0,61	0,00	0,80	-0,21	7,61
0	movel-3	-83,53	-11,55	0,00	0,00	0,00	7,63
1,25264	movel-3	-83,53	-11,55	0,00	0,00	0,00	22,10
2,50528	movel-3	-83,53	-11,55	0,00	0,00	0,00	36,58
0	peso próprio	-550,51	-13,66	0,24	-0,17	0,95	41,36
1,25264	peso próprio	-551,90	7,79	0,24	-0,17	0,65	45,04
2,50528	peso próprio	-553,30	29,24	0,24	-0,17	0,36	21,85
	<b>Máximo</b>	<b>-550,36</b>	<b>30,56</b>	<b>1,12</b>	<b>0,70</b>	<b>0,95</b>	<b>81,75</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-722,32</b>	<b>-25,34</b>	<b>-1,10</b>	<b>-0,17</b>	<b>-3,63</b>	<b>21,09</b>

(fonte: elaborado pelo autor)



Tabela 7 – Solicitações na barra 67

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
1,27375	vento-Y	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
2,5475	vento-Y	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,13
0	vento-X	-0,37	-0,09	-1,33	-0,29	-2,78	-0,45
1,27375	vento-X	-0,37	-0,09	-2,46	-0,29	-0,37	-0,34
2,5475	vento-X	-0,37	-0,09	-3,58	-0,29	3,48	-0,23
0	movel-1	-172,16	3,87	0,00	0,00	0,00	11,96
1,27375	movel-1	-172,16	3,87	0,00	0,00	0,01	7,03
2,5475	movel-1	-172,16	3,87	0,00	0,00	0,01	2,11
0	movel-2	-119,34	2,58	0,00	0,77	-0,32	7,61
1,27375	movel-2	-119,34	2,58	0,00	0,77	-0,31	4,33
2,5475	movel-2	-119,34	2,58	0,00	0,77	-0,31	1,05
0	movel-3	-84,90	-4,11	0,00	0,00	0,00	36,58
1,27375	movel-3	-84,90	-4,11	0,00	0,00	0,01	41,81
2,5475	movel-3	-84,90	-4,11	0,00	0,00	0,01	47,04
0	peso próprio	-557,78	-14,87	0,24	-0,12	0,38	21,85
1,27375	peso próprio	-561,98	6,58	0,24	-0,12	0,08	27,13
2,5475	peso próprio	-566,18	28,03	0,24	-0,12	-0,22	5,09
	<b>Máximo</b>	<b>-557,63</b>	<b>31,90</b>	<b>0,24</b>	<b>0,65</b>	<b>3,87</b>	<b>74,31</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-738,71</b>	<b>-19,07</b>	<b>-3,35</b>	<b>-0,41</b>	<b>-3,32</b>	<b>4,64</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Solicitações na barra 68

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,15	0,02	0,00	0,00	0,00	0,13
1,31917	vento-Y	0,15	0,02	0,00	0,00	0,00	0,11
2,63834	vento-Y	0,15	0,02	0,00	0,00	0,00	0,09
0	vento-X	7,46	-0,79	-0,41	1,45	-3,52	-0,80
1,31917	vento-X	7,46	-0,79	-1,57	1,45	-4,89	0,24
2,63834	vento-X	7,46	-0,79	-2,74	1,45	-7,58	1,28
0	movel-1	-179,08	4,66	0,01	0,01	0,02	2,11
1,31917	movel-1	-179,08	4,66	0,01	0,01	0,01	-4,04
2,63834	movel-1	-179,08	4,66	0,01	0,01	0,00	-10,18
0	movel-2	-124,26	3,13	0,00	1,12	-0,27	2,47
1,31917	movel-2	-124,26	3,13	0,00	1,12	-0,28	-1,66
2,63834	movel-2	-124,26	3,13	0,00	1,12	-0,28	-5,80
0	movel-3	-90,53	5,27	0,01	0,01	0,02	47,04
1,31917	movel-3	-90,53	5,27	0,01	0,01	0,01	40,10
2,63834	movel-3	-90,53	5,27	0,01	0,01	0,00	33,15
0	peso próprio	-579,47	-3,59	0,20	-1,18	1,05	5,09
1,31917	peso próprio	-586,70	17,86	0,20	-1,18	0,79	-4,33
2,63834	peso próprio	-593,94	39,32	0,20	-1,18	0,53	-42,04
	<b>Máximo</b>	<b>-572,01</b>	<b>44,60</b>	<b>0,20</b>	<b>1,39</b>	<b>1,07</b>	<b>53,41</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-773,02</b>	<b>-4,38</b>	<b>-2,54</b>	<b>-1,18</b>	<b>-7,33</b>	<b>-53,02</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9 – Solicitações na barra 69

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,15	0,03	0,00	0,00	0,00	0,09
1,39737	vento-Y	0,15	0,03	0,00	0,00	0,00	0,04
2,79475	vento-Y	0,15	0,03	0,00	0,00	0,00	-0,01
0	vento-X	7,54	0,16	-2,74	0,41	-7,58	1,28
1,39737	vento-X	7,54	0,16	-3,97	0,41	-2,89	1,05
2,79475	vento-X	7,54	0,16	-5,21	0,41	3,52	0,83
0	movel-1	-188,87	1,67	0,01	0,01	0,00	-10,18
1,39737	movel-1	-188,87	1,67	0,01	0,01	-0,01	-12,52
2,79475	movel-1	-188,87	1,67	0,01	0,01	-0,02	-14,86
0	movel-2	-131,18	1,33	0,00	1,07	-0,43	-5,80
1,39737	movel-2	-131,18	1,33	0,00	1,07	-0,43	-7,66
2,79475	movel-2	-131,18	1,33	0,00	1,07	-0,44	-9,53
0	movel-3	-100,40	12,78	0,01	0,01	0,00	33,15
1,39737	movel-3	-100,40	12,78	0,01	0,01	-0,01	15,29
2,79475	movel-3	-100,40	12,78	0,01	0,01	-0,02	-2,56
0	peso próprio	-606,79	-16,64	0,20	-1,09	0,69	-42,04
1,39737	peso próprio	-617,51	4,81	0,20	-1,09	0,41	-33,77
2,79475	peso próprio	-628,23	26,26	0,20	-1,09	0,14	-55,48
	<b>Máximo</b>	<b>-599,25</b>	<b>39,20</b>	<b>0,20</b>	<b>0,38</b>	<b>4,21</b>	<b>0,66</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-817,10</b>	<b>-16,64</b>	<b>-5,01</b>	<b>-1,09</b>	<b>-7,88</b>	<b>-70,35</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Solicitações na barra 70

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,14	0,06	0,00	0,00	0,00	-0,01
1,52735	vento-Y	0,14	0,06	0,00	0,00	0,00	-0,10
3,05469	vento-Y	0,14	0,06	0,00	0,00	0,00	-0,18
0	vento-X	7,49	1,18	-5,21	0,92	3,42	0,83
1,52735	vento-X	7,49	1,18	-6,56	0,92	5,21	-0,98
3,05469	vento-X	7,49	1,18	-7,91	0,92	7,81	-2,79
0	movel-1	-199,25	-8,94	0,01	0,01	-0,02	-14,86
1,52735	movel-1	-199,25	-8,94	0,01	0,01	-0,03	-1,20
3,05469	movel-1	-199,25	-8,94	0,01	0,01	-0,03	12,46
0	movel-2	-138,71	-5,60	0,00	0,99	-0,59	-9,53
1,52735	movel-2	-138,71	-5,60	0,00	0,99	-0,60	-0,97
3,05469	movel-2	-138,71	-5,60	0,00	0,99	-0,60	7,58
0	movel-3	-113,24	14,93	0,01	0,01	-0,02	-2,56
1,52735	movel-3	-113,24	14,93	0,01	0,01	-0,03	-25,35
3,05469	movel-3	-113,24	14,93	0,01	0,01	-0,04	-48,15
0	peso próprio	-640,53	-45,27	0,20	-1,06	0,30	-55,48
1,52735	peso próprio	-655,59	-23,82	0,20	-1,06	0,00	-2,72
3,05469	peso próprio	-670,65	-2,37	0,20	-1,06	-0,31	17,28
	<b>Máximo</b>	<b>-633,04</b>	<b>13,74</b>	<b>0,20</b>	<b>0,86</b>	<b>8,11</b>	<b>30,57</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-869,90</b>	<b>-54,21</b>	<b>-7,71</b>	<b>-1,06</b>	<b>-0,91</b>	<b>-106,42</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## **APÊNDICE E – SOLICITAÇÕES NOS PILARES**

Tabela 1 – Solicitações no pilar 1 (barra 32)

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,20	0,00
1	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,14	0,00
2,5	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,05	0,00
4	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	-0,04	0,00
5	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	-0,10	0,00
0	vento-X	-3,33	-7,39	-6,83	0,07	-2,93	9,26
1	vento-X	-3,33	-7,39	-6,83	1,15	3,90	16,66
2,5	vento-X	-15,35	-9,59	1,81	0,07	0,91	10,12
4	vento-X	-22,33	-10,13	1,27	1,15	-0,84	11,46
5	vento-X	-27,96	-10,58	1,52	0,65	-2,17	10,83
0	movel-1	-125,00	-0,45	0,92	0,03	3,10	-6,39
1	movel-1	-125,00	-0,45	0,92	0,03	2,17	-5,94
2,5	movel-1	-125,00	-0,20	0,92	0,00	0,79	-0,14
4	movel-1	-125,00	-0,01	0,92	0,00	-0,59	0,00
5	movel-1	-125,00	0,00	0,92	0,00	-1,51	0,00
0	movel-2	-31,44	-0,23	-0,36	0,12	-0,82	-3,58
1	movel-2	-31,44	-0,23	-0,36	0,12	-0,45	-3,36
2,5	movel-2	-33,56	-0,10	-0,28	-0,07	0,06	-4,68
4	movel-2	-33,65	-0,01	-0,06	-0,50	0,07	-4,80
5	movel-2	-33,65	0,00	-0,17	-0,28	0,17	-4,81
0	movel-3	-99,15	-0,47	20,56	0,03	69,02	-6,98
1	movel-3	-99,15	-0,47	20,56	0,03	48,46	-6,51
2,5	movel-3	-99,15	-0,22	20,56	0,00	17,62	-0,15
4	movel-3	-99,15	-0,01	20,56	0,00	-13,21	0,00
5	movel-3	-99,15	0,00	20,56	0,00	-33,77	0,00
0	peso próprio	-402,57	-0,69	0,67	0,85	2,24	-7,80
1	peso próprio	-451,60	-0,69	0,67	0,85	1,58	-7,11
2,5	peso próprio	-525,15	-0,24	0,67	0,00	0,57	-0,16
4	peso próprio	-598,70	-0,01	0,67	0,00	-0,43	0,00
5	peso próprio	-647,74	0,00	0,67	0,00	-1,10	0,00
	<b>Máximo</b>	<b>-402,54</b>	<b>0,00</b>	<b>23,03</b>	<b>2,12</b>	<b>75,16</b>	<b>16,66</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-800,70</b>	<b>-11,74</b>	<b>-6,52</b>	<b>-0,50</b>	<b>-37,79</b>	<b>-14,79</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Solicitações no pilar 2 (barra 47)

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,20	0,00
1	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,14	0,00
2,5	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	0,05	0,00
4	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	-0,04	0,00
5	vento-Y	0,03	0,00	0,06	0,00	-0,10	0,00
0	vento-X	3,33	-10,35	6,83	2,35	2,93	12,66
1	vento-X	3,33	-11,12	6,83	2,35	-3,90	23,39
2,5	vento-X	15,35	-10,08	-1,81	0,09	-0,91	10,51
4	vento-X	22,33	-10,70	-1,27	1,15	0,84	11,60
5	vento-X	27,96	-11,02	-1,52	0,65	2,17	10,93
0	movel-1	-125,00	0,45	0,92	-0,03	3,10	6,39
1	movel-1	-125,00	0,45	0,92	-0,03	2,17	5,94
2,5	movel-1	-125,00	0,20	0,92	0,00	0,79	0,14
4	movel-1	-125,00	0,01	0,92	0,00	-0,59	0,00
5	movel-1	-125,00	0,00	0,92	0,00	-1,51	0,00
0	movel-2	-93,56	0,23	1,28	0,09	3,91	2,81
1	movel-2	-93,56	0,23	1,28	0,09	2,63	2,59
2,5	movel-2	-91,44	0,10	1,20	-0,07	0,73	-4,54
4	movel-2	-91,35	0,01	0,98	-0,50	-0,67	-4,80
5	movel-2	-91,35	0,00	1,09	-0,28	-1,68	-4,81
0	movel-3	-99,15	0,47	20,56	-0,03	69,02	6,98
1	movel-3	-99,15	0,47	20,56	-0,03	48,46	6,51
2,5	movel-3	-99,15	0,22	20,56	0,00	17,62	0,15
4	movel-3	-99,15	0,01	20,56	0,00	-13,21	0,00
5	movel-3	-99,15	0,00	20,56	0,00	-33,77	0,00
0	peso próprio	-402,57	0,69	0,67	-0,85	2,24	7,80
1	peso próprio	-451,60	0,69	0,67	-0,85	1,58	7,11
2,5	peso próprio	-525,15	0,24	0,67	0,00	0,57	0,16
4	peso próprio	-598,70	0,01	0,67	0,00	-0,43	0,00
5	peso próprio	-647,74	0,00	0,67	0,00	-1,10	0,00
	<b>Máximo</b>	<b>-374,61</b>	<b>1,16</b>	<b>28,05</b>	<b>2,44</b>	<b>74,19</b>	<b>38,18</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-772,74</b>	<b>-11,12</b>	<b>-1,14</b>	<b>-1,35</b>	<b>-38,76</b>	<b>-4,81</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Solicitações no pilar 3 (barra 53)

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	-0,03	0,00	-3,44	0,00	-0,86	0,01
1	vento-Y	-0,03	0,00	-1,75	0,00	1,73	0,01
2,5	vento-Y	-0,03	0,00	0,80	0,00	2,45	0,00
4	vento-Y	-0,03	0,00	3,34	0,00	-0,65	0,00
5	vento-Y	-0,03	0,00	5,03	0,00	-4,84	0,00
0	vento-X	-3,33	-7,39	6,83	-0,07	2,93	9,26
1	vento-X	-3,33	-7,39	6,83	-0,15	-3,90	16,66
2,5	vento-X	-15,35	-9,59	-1,81	-0,07	-0,91	10,12
4	vento-X	-22,33	-10,13	-1,27	-1,15	0,84	11,46
5	vento-X	-27,96	-10,58	-1,52	-0,65	2,17	10,83
0	movel-1	-125,00	-0,45	-0,92	-0,03	-3,10	-6,39
1	movel-1	-125,00	-0,45	-0,92	-0,03	-2,17	-5,94
2,5	movel-1	-125,00	-0,20	-0,92	0,00	-0,79	-0,14
4	movel-1	-125,00	-0,01	-0,92	0,00	0,59	0,00
5	movel-1	-125,00	0,00	-0,92	0,00	1,51	0,00
0	movel-2	-31,44	-0,23	0,36	-0,12	0,82	-3,58
1	movel-2	-31,44	-0,23	0,36	-0,12	0,45	-3,36
2,5	movel-2	-33,56	-0,10	0,28	0,07	-0,06	-4,68
4	movel-2	-33,65	-0,01	0,06	0,50	-0,07	-4,80
5	movel-2	-33,65	0,00	0,17	0,28	-0,17	-4,81
0	movel-3	-25,85	0,02	19,64	0,00	65,92	0,59
1	movel-3	-25,85	0,02	19,64	0,00	46,29	0,57
2,5	movel-3	-25,85	0,02	19,64	0,00	16,83	0,01
4	movel-3	-25,85	0,00	19,64	0,00	-12,62	0,00
5	movel-3	-25,85	0,00	19,64	0,00	-32,25	0,00
0	peso próprio	-402,57	-0,69	-0,67	-0,85	-2,24	-7,80
1	peso próprio	-451,60	-0,69	-0,67	-0,85	-1,58	-7,11
2,5	peso próprio	-525,15	-0,24	-0,67	0,00	-0,57	-0,16
4	peso próprio	-598,70	-0,01	-0,67	0,00	0,43	0,00
5	peso próprio	-647,74	0,00	-0,67	0,00	1,10	0,00
	<b>Máximo</b>	<b>-402,57</b>	<b>0,02</b>	<b>25,79</b>	<b>0,50</b>	<b>69,95</b>	<b>17,25</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-800,70</b>	<b>-11,72</b>	<b>-5,03</b>	<b>-2,12</b>	<b>-39,33</b>	<b>-14,20</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Solicitações no pilar 4 (barra 54)

x	CASO	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kN.m)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
0	vento-Y	-0,03	0,00	-3,44	0,00	-0,86	-0,01
1	vento-Y	-0,03	0,00	-1,75	0,00	1,73	-0,01
2,5	vento-Y	-0,03	0,00	0,80	0,00	2,45	0,00
4	vento-Y	-0,03	0,00	3,34	0,00	-0,65	0,00
5	vento-Y	-0,03	0,00	5,03	0,00	-4,84	0,00
0	vento-X	3,33	-10,35	-6,83	-2,35	-2,93	12,66
1	vento-X	3,33	-11,12	-6,83	-2,35	3,90	23,39
1	vento-X	15,35	-8,92	1,81	-0,09	3,62	-3,74
2,5	vento-X	15,35	-10,08	1,81	-0,09	0,91	10,51
2,5	vento-X	22,33	-9,54	1,27	-1,15	1,07	-3,58
4	vento-X	22,33	-10,70	1,27	-1,15	-0,84	11,60
4	vento-X	27,96	-10,25	1,52	-0,65	-0,65	0,30
5	vento-X	27,96	-11,02	1,52	-0,65	-2,17	10,93
0	movel-1	-125,00	0,45	-0,92	0,03	-3,10	6,39
1	movel-1	-125,00	0,45	-0,92	0,03	-2,17	5,94
2,5	movel-1	-125,00	0,20	-0,92	0,00	-0,79	0,14
4	movel-1	-125,00	0,01	-0,92	0,00	0,59	0,00
5	movel-1	-125,00	0,00	-0,92	0,00	1,51	0,00
0	movel-2	-93,56	0,23	-1,28	-0,09	-3,91	2,81
1	movel-2	-93,56	0,23	-1,28	-0,09	-2,63	2,59
1	movel-2	-91,44	0,10	-1,20	0,07	-2,53	-4,39
2,5	movel-2	-91,44	0,10	-1,20	0,07	-0,73	-4,54
2,5	movel-2	-91,35	0,01	-0,98	0,50	-0,81	-4,79
4	movel-2	-91,35	0,01	-0,98	0,50	0,67	-4,80
4	movel-2	-91,35	0,00	-1,09	0,28	0,59	-4,81
5	movel-2	-91,35	0,00	-1,09	0,28	1,68	-4,81
0	movel-3	-25,85	-0,02	19,64	0,00	65,92	-0,59
1	movel-3	-25,85	-0,02	19,64	0,00	46,29	-0,57
2,5	movel-3	-25,85	-0,02	19,64	0,00	16,83	-0,01
4	movel-3	-25,85	0,00	19,64	0,00	-12,62	0,00
5	movel-3	-25,85	0,00	19,64	0,00	-32,25	0,00
0	peso próprio	-402,57	0,69	-0,67	0,85	-2,24	7,80
1	peso próprio	-451,60	0,69	-0,67	0,85	-1,58	7,11
2,5	peso próprio	-525,15	0,24	-0,67	0,00	-0,57	0,16
4	peso próprio	-598,70	0,01	-0,67	0,00	0,43	0,00
5	peso próprio	-647,74	0,00	-0,67	0,00	1,10	0,00
	<b>Máximo</b>	<b>-374,61</b>	<b>1,14</b>	<b>24,00</b>	<b>1,35</b>	<b>70,92</b>	<b>37,59</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-772,76</b>	<b>-11,14</b>	<b>-8,78</b>	<b>-2,44</b>	<b>-39,33</b>	<b>-8,55</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

**APÊNDICE F – SOLICITAÇÕES NAS BARRAS DE  
CONTRAVENTAMENTO**



Tabela 1 – Solicitações na barra 1

x	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
0	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	0,58
0,5	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	0,42
1	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	0,27
1,5	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	0,11
2	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	-0,04
2,5	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	-0,19
3	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	-0,35
3,5	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	-0,50
4	vento-X	-1,77	0,31	0,00	0,00	0,00	-0,65
0	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	move1-1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	1,63
0,5	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	1,22
1	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	0,82
1,5	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	0,41
2	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	-0,41
3	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	-0,81
3,5	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	-1,22
4	move1-2	0,00	0,82	0,00	0,00	0,00	-1,63
0	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	peso próprio	-0,47	-17,16	0,00	0,00	0,00	-0,46
0,5	peso próprio	-0,47	-12,87	0,00	0,00	0,00	7,05
1	peso próprio	-0,47	-8,58	0,00	0,00	0,00	12,41
1,5	peso próprio	-0,47	-4,29	0,00	0,00	0,00	15,63
2	peso próprio	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	16,70
2,5	peso próprio	-0,47	4,29	0,00	0,00	0,00	15,63
3	peso próprio	-0,47	8,58	0,00	0,00	0,00	12,41
3,5	peso próprio	-0,47	12,87	0,00	0,00	0,00	7,05
4	peso próprio	-0,47	17,16	0,00	0,00	0,00	-0,46
	<b>Máximo</b>	<b>-0,46</b>	<b>18,28</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>18,91</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-2,24</b>	<b>-17,16</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>-2,74</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Solicitações na barra 6

x	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
0	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	13,89	6,03
0,5	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	10,29	4,46
1	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	6,69	2,88
1,5	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	3,09	1,31
2	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	-0,51	-0,27
2,5	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	-4,10	-1,84
3	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	-7,70	-3,42
3,5	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	-11,30	-4,99
4	vento-X	-3,18	3,15	7,20	0,57	-14,90	-6,56
0	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
0,5	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
1	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
1,5	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
2	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
2,5	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
3	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
3,5	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
4	movel-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
0	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	-0,26	0,33
0,5	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	-0,19	0,25
1	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	-0,13	0,17
1,5	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	-0,07	0,09
2	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	0,00	0,00
2,5	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	0,06	-0,08
3	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	0,12	-0,16
3,5	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	0,18	-0,24
4	movel-2	0,00	0,16	-0,13	-1,42	0,25	-0,32
0	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
0,5	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
1	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
1,5	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
2	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
2,5	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
3	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
3,5	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
4	movel-3	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,01
0	peso próprio	0,04	-17,16	0,00	0,00	-0,87	-1,37
0,5	peso próprio	0,04	-12,87	0,00	0,00	-0,87	6,13
1	peso próprio	0,04	-8,58	0,00	0,00	-0,87	11,50
1,5	peso próprio	0,04	-4,29	0,00	0,00	-0,87	14,72
2	peso próprio	0,04	0,00	0,00	0,00	-0,87	15,79
2,5	peso próprio	0,04	4,29	0,00	0,00	-0,87	14,72
3	peso próprio	0,04	8,58	0,00	0,00	-0,87	11,50
3,5	peso próprio	0,04	12,87	0,00	0,00	-0,87	6,13
4	peso próprio	0,04	17,16	0,00	0,00	-0,87	-1,37
	<b>Máximo</b>	<b>0,04</b>	<b>20,47</b>	<b>7,20</b>	<b>0,57</b>	<b>13,27</b>	<b>22,15</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-3,15</b>	<b>-17,16</b>	<b>-0,13</b>	<b>-1,42</b>	<b>-16,02</b>	<b>-8,26</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Solicitações na barra 7

x	CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
0	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	-13,89	6,03
0,5	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	-10,29	4,46
1	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	-6,69	2,88
1,5	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	-3,09	1,31
2	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	0,51	-0,27
2,5	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	4,10	-1,84
3	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	7,70	-3,42
3,5	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	11,30	-4,99
4	vento-X	-3,18	3,15	-7,20	-0,57	14,90	-6,56
0	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
0,5	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
1	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
1,5	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
2	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
2,5	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
3	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
3,5	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
4	move1-1	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01
0	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	0,26	0,33
0,5	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	0,19	0,25
1	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	0,13	0,17
1,5	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	0,07	0,09
2	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	0,00	0,00
2,5	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	-0,06	-0,08
3	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	-0,12	-0,16
3,5	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	-0,18	-0,24
4	move1-2	0,00	0,16	0,13	1,42	-0,25	-0,32
0	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3,5	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	move1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0	peso próprio	0,04	-17,16	0,00	0,00	0,87	-1,37
0,5	peso próprio	0,04	-12,87	0,00	0,00	0,87	6,13
1	peso próprio	0,04	-8,58	0,00	0,00	0,87	11,50
1,5	peso próprio	0,04	-4,29	0,00	0,00	0,87	14,72
2	peso próprio	0,04	0,00	0,00	0,00	0,87	15,79
2,5	peso próprio	0,04	4,29	0,00	0,00	0,87	14,72
3	peso próprio	0,04	8,58	0,00	0,00	0,87	11,50
3,5	peso próprio	0,04	12,87	0,00	0,00	0,87	6,13
4	peso próprio	0,04	17,16	0,00	0,00	0,87	-1,37
	<b>Máximo</b>	<b>0,04</b>	<b>20,47</b>	<b>0,13</b>	<b>1,42</b>	<b>16,02</b>	<b>22,15</b>
	<b>Mínimo</b>	<b>-3,15</b>	<b>-17,16</b>	<b>-7,20</b>	<b>-0,57</b>	<b>-13,27</b>	<b>-8,26</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## **APÊNDICE G – SOLICITAÇÕES NOS PENDURAIIS VERTICAIS**

Tabela 1 – Solicitações nos pendurais 90, 98, 81 e 88

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
vento-Y	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-1	21,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-2	15,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-3	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	26,69	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo	<b>47,96</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Mínimo	<b>26,69</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Solicitações nos pendurais 91, 97, 82 e 87

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-1	24,28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-2	17,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-3	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	29,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo	<b>53,54</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Mínimo	<b>29,25</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Solicitações nos pendurais 92, 96, 83 e 86

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-1	24,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-2	17,38	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-3	3,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	28,22	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo	<b>53,01</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Mínimo	<b>28,22</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 – Solicitações nos pendurais 93, 95, 84 e 85

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-1	24,62	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-2	17,27	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-3	6,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	27,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo	<b>52,17</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Mínimo	<b>27,46</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

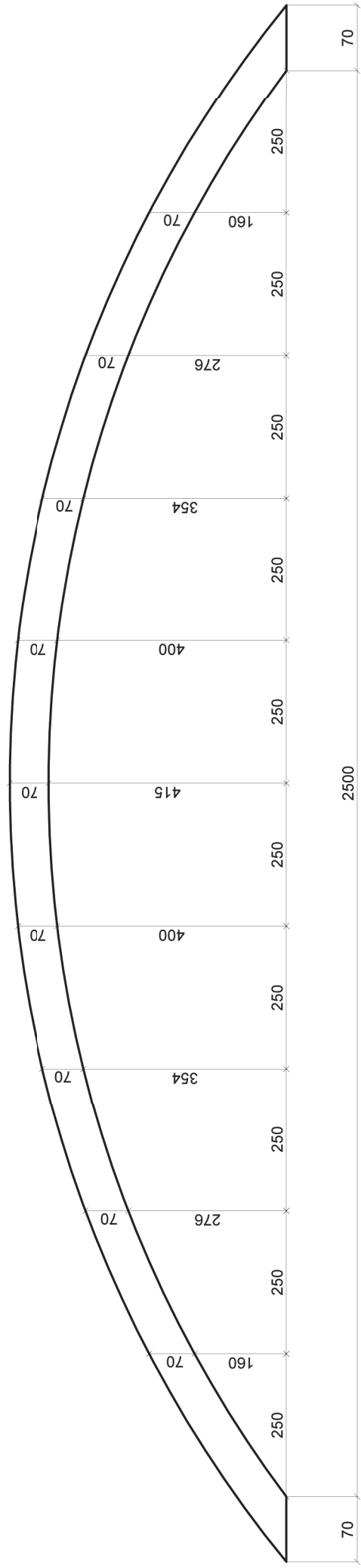
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5 – Solicitações nos pendurais 94 e 89

CASO	P	V2	V3	T	M2	M3
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
vento-Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento-X	0,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-1	24,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-2	17,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
movel-3	12,26	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
peso próprio	26,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Máximo	<b>51,61</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Mínimo	<b>26,98</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## **APÊNDICE H – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS**



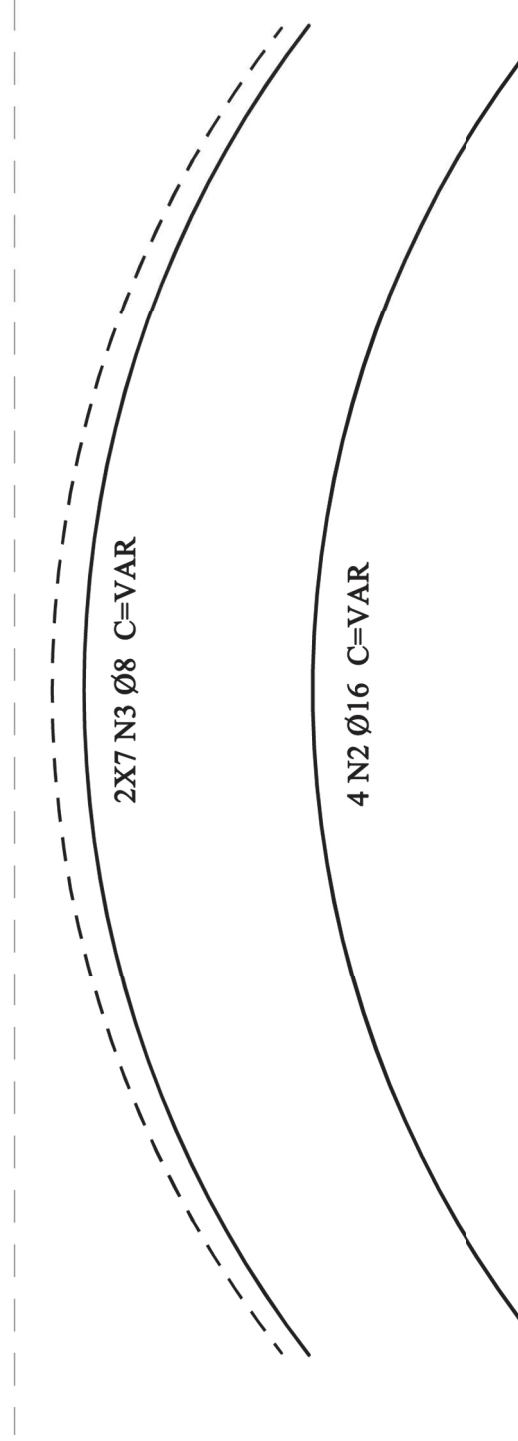
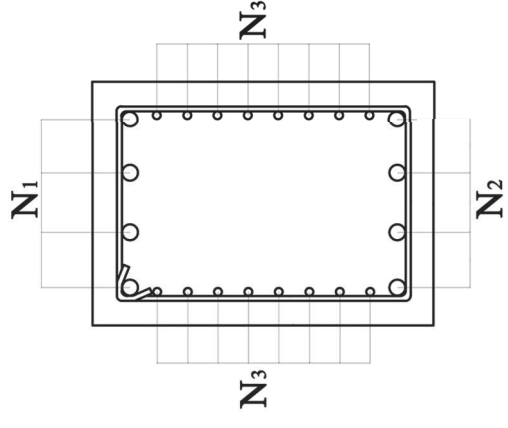
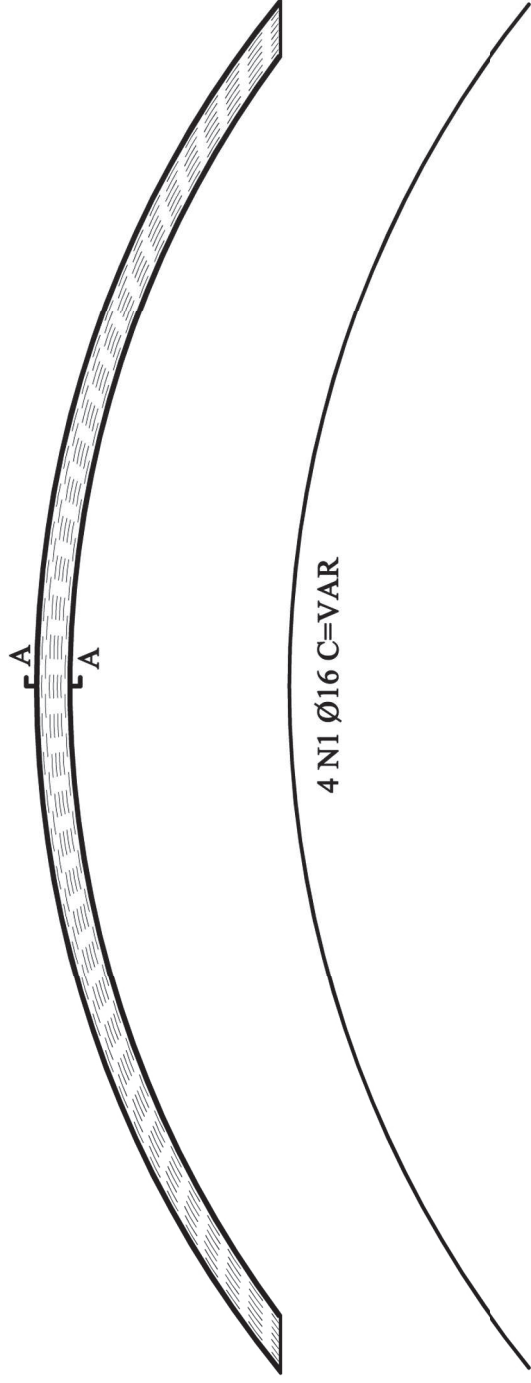
**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Passarela em arco com tabuleiro inferior: proposta de projeto para o Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul**

**FORMAS - ARCOS**

**PLANTA: 01**





N4 Ø8 C/15 C=232

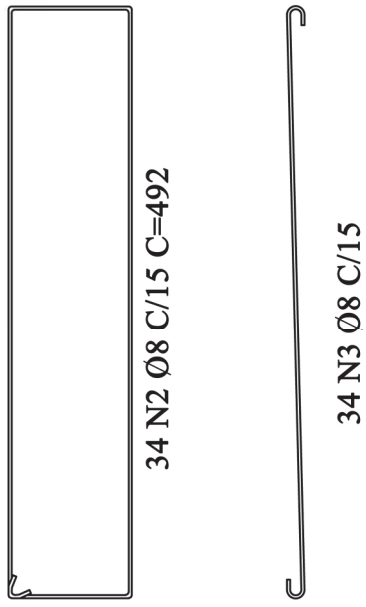
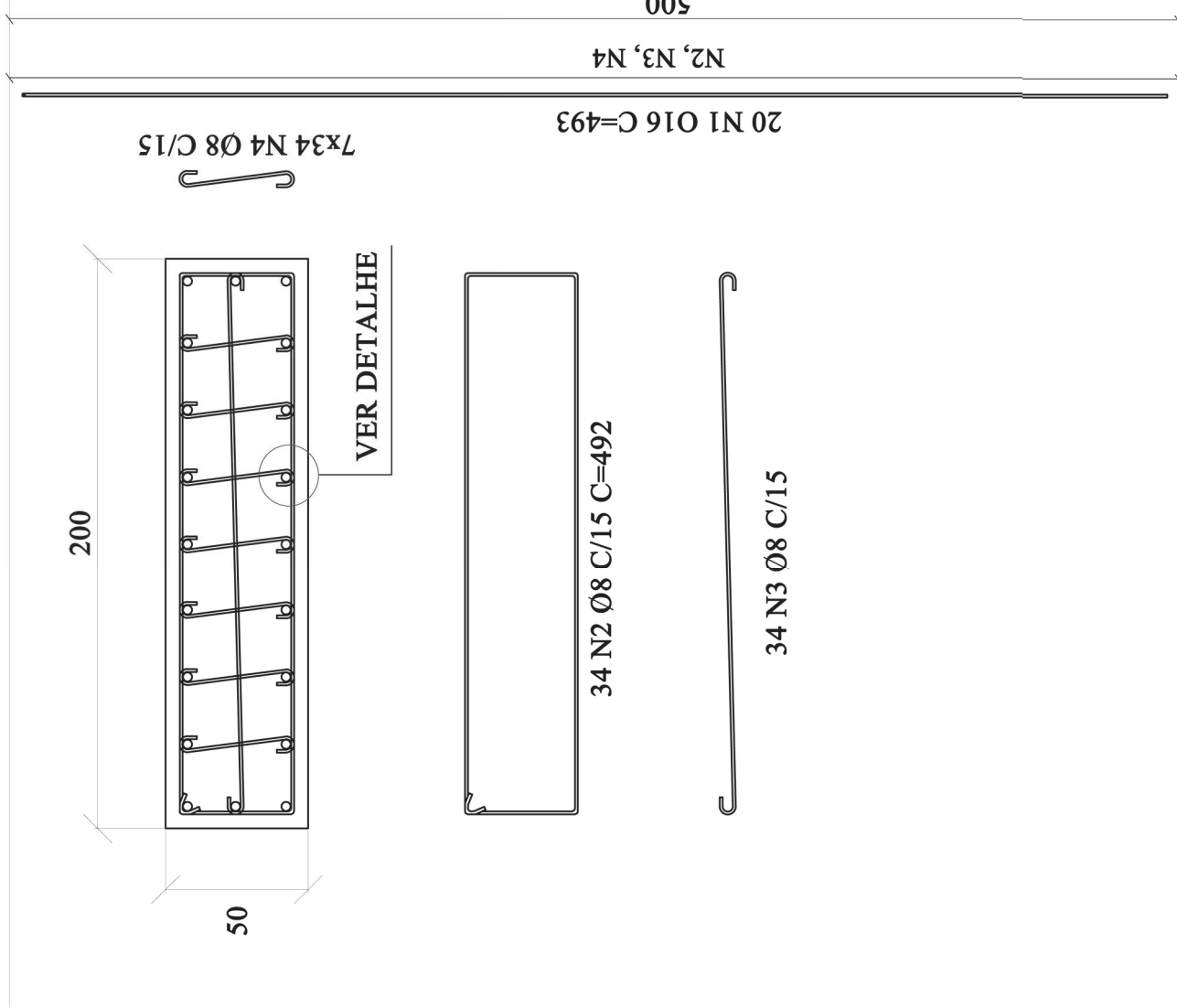
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM ENGENHARIA CIVIL

Passarela em arco com tabuleiro inferior: proposta de projeto para o Campus

Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

DETALHAMENTO - ARCOS

PLANTA: 02

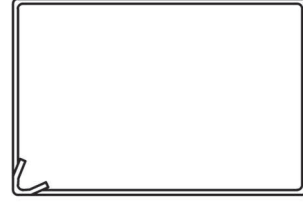
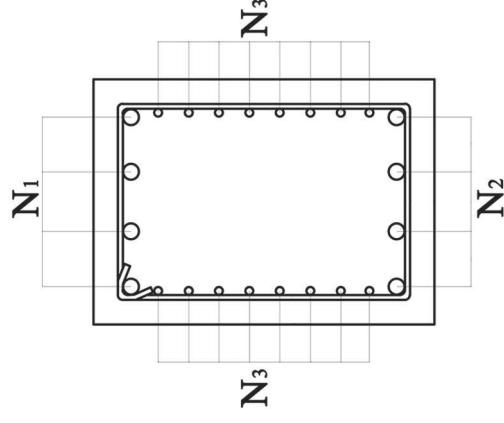
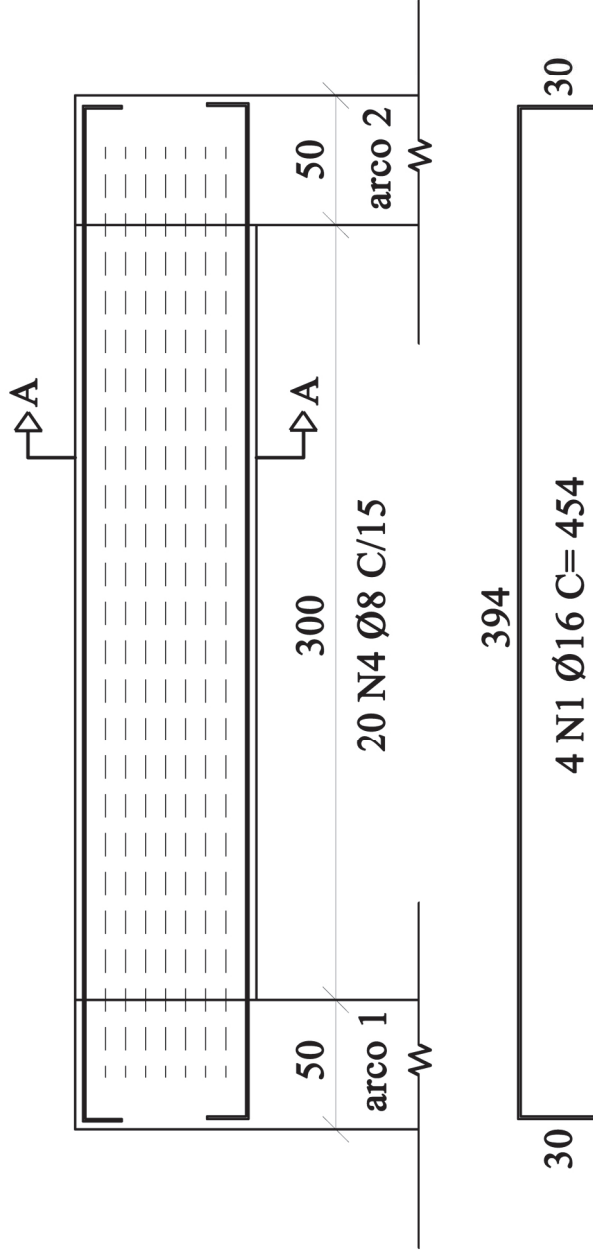


TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM ENGENHARIA CIVIL

Passarela em arco com tabuleiro inferior: proposta de projeto para o Campus Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

DETALHAMENTO - PILARES

PLANTA: 03



N4 Ø8 C/15 C=232



AP 394

2x7 N3 Ø8 C=474



394

4 N2 Ø16 C=454

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM ENGENHARIA CIVIL

Passarela em arco com tabuleiro inferior: proposta de projeto para o Campus

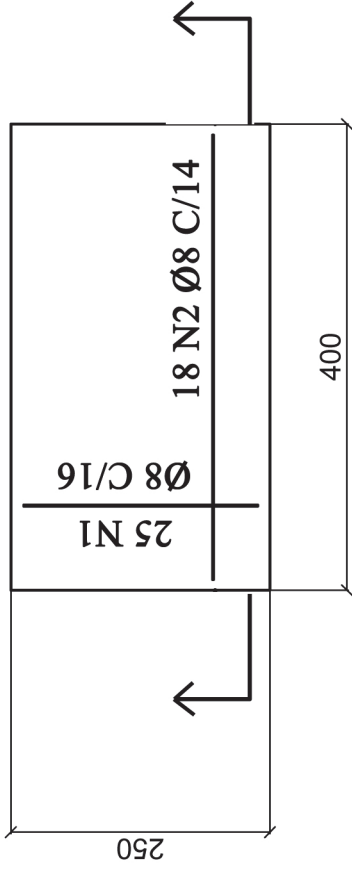
DETALHAMENTO - BARRAS DE

Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

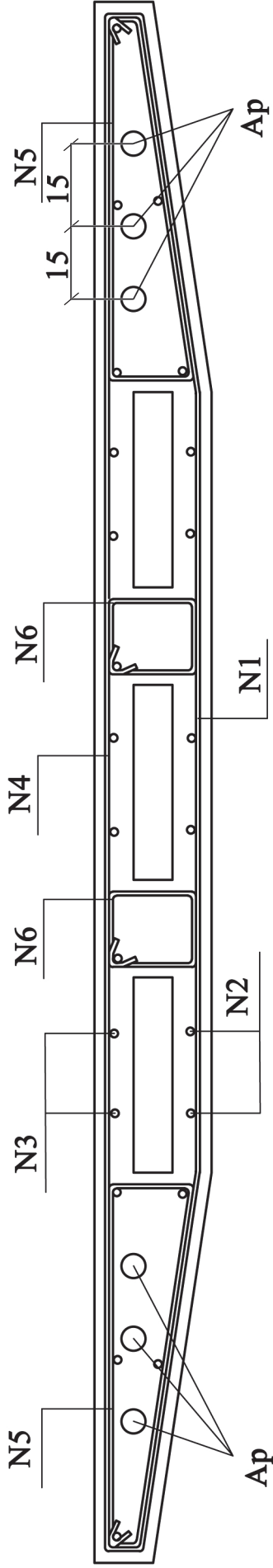
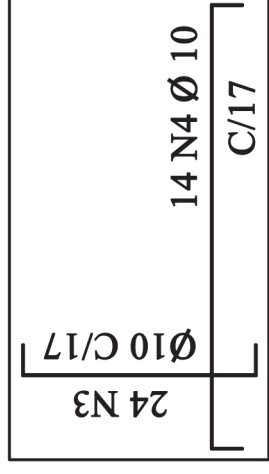
CONTRA VENTAMENTO

PLANTA: 04

**ARMADURA POSITIVA**



**ARMADURA NEGATIVA**



23 N5 Ø8 C/11  
23 N6 Ø8 C/11

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO EM ENGENHARIA CIVIL**

Passarela em arco com tabuleiro inferior: proposta de projeto para o Campus

Central da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

DETALHAMENTO - TABULEIRO  
(ARMADURA ATIVA E PASSIVA)

PLANTA: 05