

**FELIPE KREMER MARCOS
LUCAS GOMES DA SILVA
NATÁLIA CANTON LANDI
RENAN BARSI FERREIRA**

**IMPLEMENTAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA PONTE
ESTAIADA GOVERNADOR ORESTES QUÉRCIA**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo, no âmbito do Curso de Engenharia
Civil.

São Paulo
2014

Catalogação-na-publicação

Marcos, Felipe Kremer

Implantação e análise estrutural da Ponte Estaiada Governador Orestes Quérica / F.K. Marcos; L.G. da Silva; N.C. Landi; R.B. Ferreira. -- São Paulo, 2014.

156 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes 2.Concreto protendido 3.Estoado de tráfego 4.Controle de flechas I.Silva, Lucas Gomes da II.Landi, Natália Canton III.Ferreira, Renan Barsi IV.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica V.t.

**FELIPE KREMER MARCOS
LUCAS GOMES DA SILVA
NATÁLIA CANTON LANDI
RENAN BARSI FERREIRA**

**IMPLEMENTAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL DA PONTE
ESTAIADA GOVERNADOR ORESTES QUÉRCIA**

Projeto de Formatura apresentado à
Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo, no âmbito do Curso de Engenharia
Civil.

Orientador: Prof. Kalil José Skaf
Prof. Rui Nobhiro Oyamada

São Paulo
2014

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus, por iluminar nosso caminho nas horas difíceis.

A família de todos os integrantes do grupo, pelo apoio e suporte durante toda a nossa vida e, por nos encorajar todos os dias a seguir uma trajetória digna e de sucesso.

A todos os nossos professores da Escola Politécnica, que enfrentam, com sucesso a longa batalha de formar excelentes profissionais durante os anos da graduação e nos ajudar nas nossas carreiras.

Ao Engenheiro Renato Akyra Oshiro pelas inúmeras horas dispensadas ajudando-nos a desenvolver este trabalho, bem como sanando nossas dúvidas e dificuldades durante todo o decorrer do projeto.

Aos engenheiros Érico Zamboni e Francisco Moreno Neto por dar-nos atenção especial para explicar questões específicas do presente trabalho e responder nossos questionamentos sempre que acionados.

Aos nossos professores orientares Rui Nobhilo Oyamada e Kalil José Skaf pela enorme paciência para nos explicar diversas questões, repetindo quantas vezes fosse preciso, por sempre dispensar uma enorme atenção sempre que precisássemos, pelas críticas construtivas, mas principalmente, pela vontade de ensinar. Somos profundamente gratos e, nos orgulhamos ao dizer que fomos orientados por exímios professores.

“Em cada amanhecer há um renovar-se de esperança para uma nova luta, pois não há vitória sem luta.”

Autor desconhecido

RESUMO

A Ponte Governador Orestes Quérica é uma importante obra de engenharia para a cidade São Paulo e tem como objetivo melhorar a mobilidade urbana da região do Centro.

Neste trabalho se analisará os principais aspectos e disciplinas relacionados ao projeto desta ponte, com enfoque no dimensionamento estrutural. Áreas que englobam o projeto executivo de uma ponte como estudo de tráfego, projeto geométrico, drenagem, impactos ambientais serão abordados, devido a sua importância para a concepção de uma obra deste porte, porém de forma qualitativa. Em relação ao projeto estrutural, no entanto, será mostrado o método de cálculo para pontes estaiadas adotado, bem como seus resultados, ilustrando assim os principais pontos do dimensionamento da infra, meso e superestrutura.

O método de cálculo utilizado é aplicado no tensionamento dos estais da ponte, simulando suas tensões de operação a partir da aplicação de temperaturas e analisando suas consequentes deformações lineares. Como a tensão de cada cabo influencia no ajuste da tensão dos demais, um cálculo matricial contemplando tensões e deformações é necessário.

Algumas informações foram consideradas como dados em virtude do tempo escasso e da complexidade da obra.

ABSTRACT

The bridge Orestes Quérica is an important engineering work, built in the city of São Paulo, which had as purpose improve the mobility in the city's central area.

This paper aimed at analyzing the main aspects and disciplines related to this bridge's project, by focusing on its structure's dimensioning. Therefore, issues involving a bridge executive project such as traffic studies, geometric projects, drainage and environmental impacts will also be addressed in a qualitative point of view, due to its extreme importance.

With regards to the structural Project, a cable-stayed bridge calculation method will be demonstrated, as well its results to illustrate the main aspects from both infrastructure and superstructure design.

Finally, a calculation method will be applied in order to simulate a proper cable traction stress, in which will be used different temperatures with the purpose to observe its outcomes in the linear strain. Since each cable stress bears the adjustment of the others cables, a matricidal calculus contemplating this stress and strain is necessary.

Some of the information has been considered as given data, due to lack of time and complexity of this construction work.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|--|----|
| Figura 1.1: Ponte estaiada Orestes Quércia em sua etapa de finalização | 20 |
| Figura 2.1: Projetos propostos pela TTC..... | 23 |
| Figura 2.2: detalhe das modificações que influenciarão o tráfego na Av. do Estado e proximidades da ponte Estaiada(A-07) | 24 |
| Figura 2.3: passagem inferior extensa na Av. do Estado | 24 |
| Figura 2.4: viaduto de intersecção da Avenida Tiradentes com a Avenida do Estado | 25 |
| Figura 2.5: rota antiga (branco) tem aproximadamente 4,5 km enquanto nova rota (verde) tem aproximadamente 3,5 km..... | 26 |
| Figura 2.6: Prancha 1 - Número de Faixas na situação atual (trecho 1) | 28 |
| Figura 2.7: Prancha 2 - Número de faixas na situação atual (trecho 2) | 29 |
| Figura 2.8: Prancha 3 - Número de faixas após implantação de melhorias (trecho 1) | 30 |
| Figura 2.9: Prancha 4 - Número de faixas após implantação de melhorias (trecho 2) | 31 |
| Figura 2.10: Prancha 5 - Demanda em 2010 na situação "Nada a fazer" – Pico da manhã (trecho 1) | 32 |
| Figura 2.11: Prancha 6 – Demanda em 2010 na situação “Nada a fazer” - Pico da manhã (trecho 2) | 33 |
| Figura 2.12: Prancha 7 - Demanda em 2020 na situação "Nada a fazer" – Pico da manhã (trecho 1) | 34 |
| Figura 2.13: Prancha 8 - Demanda em 2020 na situação "Nada a fazer"- Pico da manhã (trecho 2) | 35 |
| Figura 2.14: Prancha 9 - Demanda em 2010 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 1) | 36 |
| Figura 2.15: Prancha 10 - Demanda em 2010 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 2) | 37 |
| Figura 2.16: Prancha 11 - Demanda em 2020 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 2) | 38 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.17: Prancha 12 - Demanda em 2020 após implantação das melhorias (trecho 2) | 39 |
| Figura 2.18: Número de faixas na disposição final com as novas agulhas | 42 |
| Figura 2.19: Projeção de demanda para 2020 no pico da manhã com as novas agulhas | 42 |
| Figura 2.20: Acesso ao Parque do Gato | 43 |
| Figura 2.21: Detalhe do Acesso | 44 |
| Figura 3.1: Ponte em laje | 46 |
| Figura 3.2: Ponte em viga | 47 |
| Figura 3.3: Ponte em caixão..... | 47 |
| Figura 3.4: Ponte em treliça | 48 |
| Figura 3.5: Ponte em pórtico | 49 |
| Figura 3.6: Ponte em arco | 50 |
| Figura 3.7: Ponte Pênsil | 50 |
| Figura 3.8: Elementos básicos de uma ponte estaiada (Walther, 1985). | 51 |
| Figura 3.9: Ponte Rio do Peixe..... | 53 |
| Figura 3.10: Ponte Com Aduela Pré-Fabricada..... | 57 |
| Figura 3.11: Aduela Moldada no Local..... | 58 |
| Figura 3.12: Ponte em Viga Moldada no Local..... | 59 |
| Figura 3.13: Lançamento de Viga com Treliça Lançadeira | 60 |
| Figura 3.14: Lançamento de viga com Guindaste | 60 |
| Figura 3.15: Escoramento Fixo de Uma Ponte em Arco | 62 |
| Figura 3.16: Exemplo de Cimbramento Móvel (Stucchi, 2006) | 63 |
| Figura 3.17: Cimbramento Móvel | 64 |
| Figura 3.18: Exemplo de Ponte Empurrada | 65 |
| Figura 3.19: Canteiro de Obras de Ponte Empurrada | 66 |
| Figura 3.20: Ponte George Washington | 67 |
| Figura 3.21: Ponte Hercílio Luiz- | 68 |
| Figura 3.22: Ponte Estaiada com Aduelas Moldadas in loco | 69 |
| Figura 3.23: Ponte Estaiada com Aduelas Pré-moldadas | 69 |
| Figura 4.1: Método dos balanços sucessivos..... | 71 |
| Figura 5.1: Exemplo de Ponte Estaiada com Seis Estais..... | 74 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.2: Vista do Tabuleiro | 74 |
| Figura 5.3: Numeração dos Elementos da Ponte..... | 76 |
| Figura 5.4: Estrutura Antes não Deformada..... | 78 |
| Figura 5.5: Deformada devido ao Peso Próprio | 78 |
| Figura 5.6: Fluxograma do Método de Anulação dos Deslocamentos | 81 |
| Figura 5.7: Deformada Após a Aplicação das Forças nos Estais..... | 82 |
| Figura 5.8: Vista da ponte com os 44 estais..... | 83 |
| Figura 5.9 Seção em 3D | 83 |
| Figura 5.10: Seção transversal da ponte..... | 83 |
| Figura 5.11: Número dos estais segundo o programa SAP 2000 | 85 |
| Figura 5.12: Detalhamento em planta do Pilar – Figura à esquerda referente à base e figura à direita referente ao topo do pilar..... | 87 |
| Figura 5.13: Vistas do pilar: Figuras acima referentes a vista frontal da ponte e figuras abaixo referentes ao local que apoia-se o tabuleiro..... | 88 |
| Figura 5.14: Planta mastro | 90 |
| Figura 5.15: Vista mastro | 91 |
| Figura 5.16: Modelo da catenária..... | 93 |
| Figura 5.17: Sistema de eixo para parametrização da equação | 94 |
| Figura 5.18: Deformada em relação ao peso próprio..... | 95 |
| Figura 5.19: Configuração após a aplicação das temperaturas | 97 |
| Figura 6.1: Esquema das aduelas para cálculo das flechas. | 99 |
| Figura 6.2: Modelo para cálculo de flechas e contra-flechas. | 101 |
| Figura 6.3: Seção transversal..... | 101 |
| Figura 6.4: Deformação da primeira aduela em relação ao greide de projeto (linha cinza) – medidas em metro. | 102 |
| Figura 6.5: Projeção linear do local de concretagem da segunda aduela, em relação ao deslocamento da primeira – medidas em metro..... | 103 |
| Figura 6.6: Deslocamento da quarta aduela em relação ao seu peso próprio – medidas em metro. | 103 |
| Figura 6.7: Gráfico de concretagem das aduelas..... | 105 |
| Figura 6.8: Definição das cotas de execução..... | 107 |
| Figura 6.9: Lugar geométrico do posicionamento das formas..... | 108 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.10: Flechas teóricas e obtidas em obra..... | 108 |
| Figura 7.1: Sistema de coordenadas utilizadas no sistema. Sendo X(1), Y(2), Z(3). | 110 |
| Figura 7.2: Deformada em relação ao peso próprio | 111 |
| Figura 7.3: Detalhe da ponte estaiada onde observa-se as transversinas entre estais (linhas verdes)..... | 112 |
| Figura 7.4: Detalhe da seção transversal com pavimento e guarda-rodas | 113 |
| Figura 7.5: Dimensões do Trem Tipo..... | 114 |
| Figura 7.6: Linha Elástica referente a pior situação de Momento: Trem tipo próximo ao estai número 7..... | 114 |
| Figura 7.7: Seção transversal com o carregamento de 0,5 tf/m ² | 116 |
| Figura 7.8: Deformada devido a carga de multidão..... | 116 |
| Figura 7.9: Meio tabuleiro carregado..... | 117 |
| Figura 8.1 - Perfil de Sondagem..... | 122 |
| Figura 8.2: Perfuratriz de Estacas Raiz..... | 125 |
| Figura 8.3: Etapas construtivas de estaca escavada de grande diâmetro | 126 |
| Figura 8.4: Bate Estacas para cravação de estaca pré-moldada..... | 127 |
| Figura 8.5: Perfuratriz para "estacões" | 131 |
| Figura 8.6 - Matriz de decisão de escolha de fundação | 133 |
| Figura 9.1: Planta do bloco de fundação..... | 134 |
| Figura 9.2: Corte do bloco de fundação | 134 |
| Figura 9.3: Seção S1 corte..... | 136 |
| Figura 9.4: Seção S1 planta..... | 136 |
| Figura 9.5: Modelo matemático do bloco de fundação..... | 139 |
| Figura 9.6: Modelo de estaca sobre apoios elásticos..... | 139 |
| Figura 10.1: Seção transversal típica de uma sarjeta | 148 |
| Figura 10.2: Detalhe da boca de lobo | 149 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1: Decisão do Método Construtivo da Ponte Governador Orestes Quérica. | .72 |
| Tabela 2: Deformação de cada nó do tabuleiro em relação ao peso próprio e as temperaturas unitárias aplicadas nos estais | 79 |
| Tabela 3: Matriz de deslocamentos verticais..... | 80 |
| Tabela 4: Inversa da matriz [f] | 80 |
| Tabela 5: Deslocamento vertical de cada nó devido ao peso próprio | 80 |
| Tabela 6: Temperaturas de calibração dos estais | 81 |
| Tabela 7: Características do concreto..... | 84 |
| Tabela 8: Características da cordoalha..... | 84 |
| Tabela 9: Quantidade de cordoalhas por estai..... | 85 |
| Tabela 10: Seções em planta do pilar e mudança de áreas e Momentos de Inérica conforme altura | 89 |
| Tabela 11: Seções em planta do mastro e mudança de áreas e Momentos de Inérica conforme altura | 92 |
| Tabela 12: Deslocamentos devido ao peso próprio. | 95 |
| Tabela 13: Temperaturas encontradas através do Método da Anulação dos Deslocamentos..... | 96 |
| Tabela 14: Módulos de Elasticidade variando em função do tempo | 102 |
| Tabela 15: Influência da concretagem de cada aduela em relação as demais. | 104 |
| Tabela 16: Flechas acumuladas..... | 104 |
| Tabela 17: Contra-flechas resultantes para a etapa de concretagem. | 105 |
| Tabela 18: Esforços que chegam na base do pilar relativos ao peso próprio, pavimento e guarda-rodas (cargas permanentes) | 113 |
| Tabela 19: Linhas de Influência e esforços que chegam à base do pilar. | 115 |
| Tabela 20: Esforços que chegam à base do pilar relativos ao trem tipo e carga de multidão (cargas móveis). | 117 |
| Tabela 21: Esforços que chegam à base do pilar relativos a meio tabuleiro carregado. | 117 |
| Tabela 22: Variação da Força de arrasto conforme altura. | 119 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 23: Parâmetros utilizados para encontrar o coeficiente de arrasto segundo a norma NBR - 6123 | 119 |
| Tabela 24: Esforços que chegam à base do pilar relativos a força do vento | 119 |
| Tabela 25: Quadro resumo de todos os esforços que chegam à base do pilar | 120 |
| Tabela 26: Coeficientes K e α função do tipo de solo. | 128 |
| Tabela 27: Informações dos tubulões. | 132 |
| Tabela 28: Previsão de máximas intensidades de chuvas em mm/h (DAEE/USP, 1999) | 144 |
| Tabela 29: previsão de máximas alturas de chuvas, em mm (DAEE/USP, 1999) .. | 145 |
| Tabela 30:Coeficiente de escoamento superficial por tipo de superfície (CETESB, 1986) | 147 |
| Tabela 31: Verificação da lâmina d'água na sarjeta | 149 |
| Tabela 32: Dimensionamento hidráulico dos tubos coletores | 151 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| AGRADECIMENTOS | 5 |
| "Em cada amanhecer há um renovar-se de esperança para uma nova luta, pois não há vitória sem luta. " | 6 |
| Autor desconhecido..... | 6 |
| RESUMO..... | 7 |
| ABSTRACT..... | 8 |
| LISTA DE ILUSTRAÇÕES | 9 |
| LISTA DE TABELAS | 13 |
| 1 INTRODUÇÃO | 19 |
| 2 ESTUDO DE TRÁFEGO | 22 |
| 2.1 Considerações iniciais | 22 |
| 2.2 Estudo de Tráfego | 27 |
| 2.3 Estudo das saídas da ponte na Marginal Tietê | 40 |
| 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 45 |
| 3.1 Classificações de pontes | 45 |
| 3.1.1 Sistemas Estruturais | 46 |
| 3.2 Estudo dos métodos construtivos..... | 52 |
| 3.2.1 Balanços sucessivos | 53 |
| 3.2.2 Vigas Moldadas no Local | 58 |
| 3.2.3 Vigas Pré-moldadas | 59 |
| 3.2.4 Formas Sobre Cimbramento Fixo | 60 |
| 3.2.5 Pontes Moldadas in Loco Sobre Cimbramento Móvel..... | 62 |
| 3.2.6 Lançamentos Progressivos | 64 |
| 3.2.7 Ponte Pênsil | 66 |
| 3.2.8 Ponte Estaiada..... | 68 |
| 4 ESTUDO DE CASO | 70 |
| 4.1 Restrições e fatores condicionantes..... | 70 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 5 | MÉTODO DA ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS..... | 73 |
| 5.1 | Exemplo de aplicação | 73 |
| 5.1.1 | Tabuleiro | 74 |
| 5.1.2 | Mastro + Pilar..... | 75 |
| 5.1.3 | Estais | 75 |
| 5.2 | Aplicação do método à ponte estaiada Governador Orestes Quérica..... | 82 |
| 5.2.1 | Descrição da ponte | 82 |
| 5.2.2 | Detalhamento do Pilar..... | 86 |
| 5.2.3 | Detalhamento do Mastro | 90 |
| 5.2.4 | Deformação dos estais..... | 93 |
| 5.2.5 | Aplicação do método de modelagem da estrutura | 95 |
| 6 | CONTROLE DE FLECHAS..... | 98 |
| 6.1 | Cálculo das flechas | 98 |
| 6.2 | Contra-flecha | 100 |
| 6.3 | Exemplo simplificado de cálculo de flechas e contra-flechas | 100 |
| 6.4 | Contra-flecha relativa | 106 |
| 6.5 | Acompanhamento e controle das flechas e contra-flechas na fase construtiva | |
| | 107 | |
| 6.6 | Considerações finais | 109 |
| 7 | CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA FUNDAÇÃO | 110 |
| 7.1 | Cargas Permanentes..... | 111 |
| 7.1.1 | Peso Próprio | 111 |
| 7.1.2 | Pavimento e guarda-rodas | 112 |
| 7.2 | Cargas Móveis..... | 113 |
| 7.2.1 | Trem Tipo Homogeneizado | 113 |
| 7.2.2 | Carga de multidão | 116 |
| 7.3 | Meio tabuleiro carregado | 117 |
| 7.4 | Forças de vento..... | 118 |
| 8 | FUNDAÇÕES..... | 121 |
| 8.1 | Tipos de Fundação..... | 123 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 8.1.1 | Tubulões | 123 |
| 8.1.2 | Estaca Raiz | 124 |
| 8.1.3 | Estaca Escavada ou “Estacão” | 125 |
| 8.1.4 | Estacas pré-moldadas..... | 127 |
| 8.2 | Dimensionamento de estacas | 127 |
| 8.3 | Escolha de fundação: | 129 |
| 8.3.1 | Matriz de decisão | 132 |
| 9 | BLOCO DE FUNDAÇÃO | 134 |
| 9.1 | Introdução | 134 |
| 9.2 | Esforços solicitantes e cálculo da armadura longitudinal de flexão | 135 |
| 9.3 | Prontesão do bloco..... | 138 |
| 9.3.1 | Estado limite último | 140 |
| 9.3.2 | Estado limite de serviço | 141 |
| 9.3.3 | Verificações locais..... | 141 |
| 9.3.4 | Detalhamento da armadura passiva..... | 141 |
| 10 | DRENAGEM..... | 143 |
| 10.1 | Considerações iniciais..... | 143 |
| 10.2 | Geometria do trecho estudado | 143 |
| 10.3 | Estudos hidrológicos | 143 |
| 10.3.1 | Relação intensidade - duração - período de retorno para a cidade de São Paulo | 144 |
| 10.3.2 | Período de retorno | 145 |
| 10.3.3 | Tempo de concentração da chuva..... | 145 |
| 10.3.4 | Intensidade da chuva | 146 |
| 10.3.5 | Vazões de contribuição das bacias..... | 146 |
| 10.4 | Dimensionamento hidráulico | 148 |
| 10.4.1 | Sarjetas..... | 148 |
| 10.4.2 | Bocas de lobo com grelha de concreto | 149 |
| 10.4.3 | Tubos coletores | 150 |
| 11 | CONCLUSÃO | 153 |

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS155

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como finalidade analisar a concepção da ponte estaiada Orestes Quércia, em São Paulo, no que tange desde seu método construtivo até o impacto no tráfego de veículos da região.

A ponte em questão foi inaugurada na capital paulista em 27 de julho de 2011 e conta com um mastro de 55m de altura que através de 88 estais suporta um tabuleiro capaz de vencer um vão livre de 152,5m entre as duas margens do rio Tietê. A ponte tem um comprimento total de 660m e um ângulo de cerca de 60 graus entre suas extremidades, ligando a Avenida do Estado à Avenida Marginal Tietê (SP-15), sentido Rod. Castelo Branco (SP-280). A obra de arte consumiu 18.200m³ de concreto, 2.250t de aço CA-50 e 135t de aço protendido e para concepção dos estais foram utilizados 323t de aço galvanizado.

Seu projeto inicial contemplava uma ponte em balanços sucessivos comum, porém devido à falta de espaço na margem norte do rio Tietê, seu pilar de apoio só pôde ser construído na margem oposta. Contando com um vão a ser vencido de mais de 150m e a restrição relativa ao pilar, decidiu-se que a melhor solução seria uma ponte estaiada.

As pontes estaiadas têm como ponto fraco sua baixa resistência a fenômenos naturais, como o vento, devido principalmente ao seu tabuleiro delgado, necessitando assim de um estudo preciso e cuidadoso das cargas permanentes e acidentais às quais será submetida, para então concepção de seus estais. Tal estudo será abordado mais adiante.



Figura 1.1: Ponte estaiada Orestes Querćia em sua etapa de finalização

A obra é um exemplo de fusão de diversas tecnologias construtivas, a começar pelo seu método construtivo. Dos 660m de pista construídos, os 240m iniciais, localizados no bairro do Bom Retiro, foram executados em vigas pré-moldadas, produzidas em canteiro próximo à obra; nos 120m finais em curva se utilizou seções celulares; e os 300m do tabuleiro foram construídos em balanços sucessivos, com a concretagem de 44 aduelas, 22 para cada lado, suportadas pelos 88 estais.

O estudo destes 300 m de tabuleiro receberá prioridade frente aos demais estudos presentes no relatório devido ao tensionamento de seus estais que requer cálculo matricial complexo para a anulação das flechas no tabuleiro.

Sua fundação também representou desafios. Composta por tubulões, esta foi implantada próxima à uma antiga tubulação de gás da Retap (Reservatório de Alta Pressão) e precisou de cuidados como a cravação de estacas metálicas em torno da tubulação e o monitoramento das vibrações da mesma durante as obras de fundação. Limitações quanto a sua altura também foram impostas. O projeto inicial contava com um mastro de 88 metros, porém análises de tráfego aéreo indicaram que tal altura prejudicaria poucos e decolagens no Campo de Marte, localizado a 1067m do local

do mastro. Sendo assim uma redução de 30m de altura foi feita e uma realocação dos estais nos 55m de mastro teve de ser realizada.

Abordagens relativas à tráfego e impactos ambientais também são contempladas no corpo deste trabalho. A análise da demanda presente e futura foi feita pela empresa projetista subcontratada TTC, que também realizou a implantação da pista central da Marginal Tietê, entre outros projetos viários na cidade. A ponte Orestes Quércia é apenas uma dentre os diversos projetos que o escritório propôs para a otimização da mobilidade urbana em São Paulo.

2 ESTUDO DE TRÁFEGO

2.1 Considerações iniciais

Para se entender as mudanças físicas relacionadas ao tráfego na cidade de São Paulo, cabe avaliar o P.I.T.U. (Plano de Integrado de Transporte Urbano). Tal plano foi desenvolvido no ano de 1993, orientou os investimentos no sistema de transportes da capital paulista até 2010. Entretanto, sua maior contribuição foi ter dado origem ao PITU-2020, que se tornou uma referência no planejamento estratégico dos transportes na RMSP.

A partir dos dados do censo de 2000, não disponíveis quando da elaboração das versões anteriores, o agravamento de problema urbano que já se manifestava anteriormente, representado por uma distribuição cada vez mais desequilibrada das atividades na cidade, especialmente empregos e habitações. Assim, enquanto se manteve a macro localização histórica dos empregos no Centro Expandido grande parte da população foi deslocada para zonas periféricas cada vez mais distantes. Esses contingentes populacionais, centrifugados por uma lógica mercadológica sob regulação estatal insuficiente, são formados principalmente por grupos de rendas baixas, que se afastam cada vez mais dos empregos, formando bairros dormitórios destituídos de infraestruturas básicas. Tal desbalanceamento de atividades, além de prejudicar diretamente esses grupos sociais, provoca crescentes demandas e deseconomias de transportes, por aumentar tanto a extensão de viagens como o perfil das mesmas, que adquirem um caráter pendular. Em termos financeiros, na ótica do serviço de transportes, passam a ocorrer maiores investimentos e maiores custos operacionais, sem aumento expressivo da receita, uma vez que a tarifa é única na maior parte da rede.

Devido a esses fatos, o estudo mostrou a necessidade de modificações na malha rodoviária urbana e um investimento nesse setor. A prefeitura, baseada neste estudo e em parceria com o governo estadual, por meio da Dersa (Desenvolvimento Rodoviário S/A), contratou a empresa LENC para desenvolver o estudo de tráfego na

cidade que, por sua vez, contratou a empresa TTC para levantar as demandas de tráfego e apontar soluções convenientes com horizonte até 2030.

Abaixo, destacamos algumas modificações estudadas para a melhoria do fluxo de veículos na cidade:



Figura 2.1: Projetos propostos pela TTC

Dentre as modificações propostas, destacamos as estudadas no trecho da Avenida do Estado. Essas serão de fundamental importância para melhorar o tráfego da região, bem como o fluxo de veículos que chegam do Porto de Santos, com destino tanto a região metropolitana de São Paulo, como as rodovias que destinam-se ao interior, além de influenciar no fluxo da própria cidade: as regiões da Jacú Pêssego, Salim Farah Maluf, fluxo Centro-Zona Norte, entre outras.

A construção da ponte Orestes Quérica é apenas uma das soluções propostas para o trecho citado acima, além dela estavam contempladas pela TTC a criação de um viaduto na intersecção da avenida Tiradentes com a Avenida do Estado e uma passagem inferior extensa desde o parque Dom Pedro até a Avenida Cruzeiro do Sul, que aliviariam a demanda na região reduzindo as intersecções em nível e destinando melhor o motorista de acordo com seu objetivo. O fato da ponte ter sido construída primeiro é que reformas desse nível de impactos no tráfego urbano são feitas de

jusante a montante do fluxo, segundo o próprio diretor da TTC, Francisco Moreno Neto.

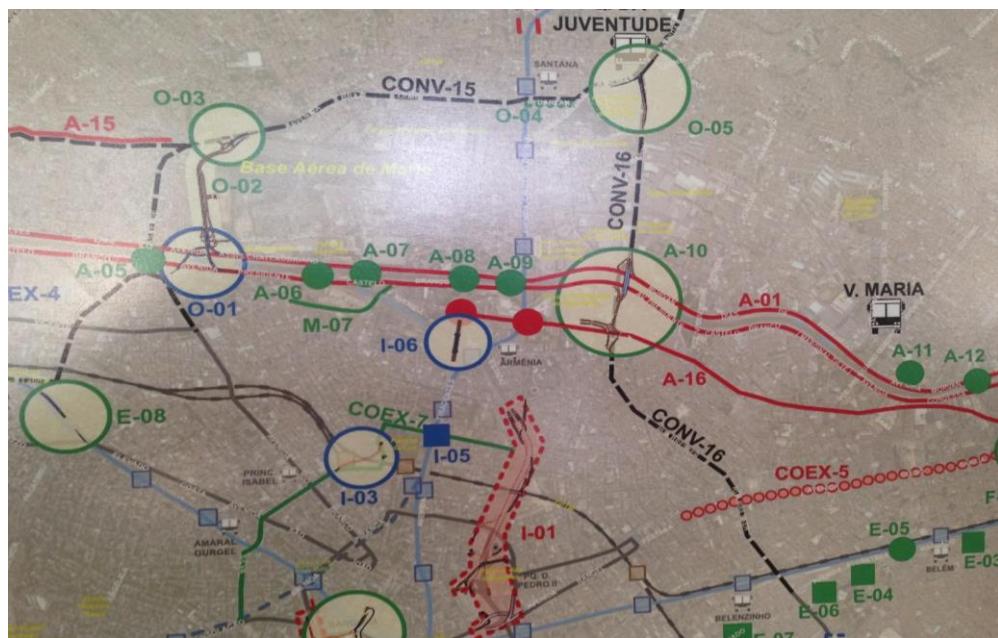


Figura 2.2: detalhe das modificações que influenciarão o tráfego na Av. do Estado e proximidades da ponte Estaiada(A-07)



Figura 2.3: passagem inferior extensa na Av. do Estado



Figura 2.4: viaduto de intersecção da Avenida Tiradentes com a Avenida do Estado

Os estudos da TTC apontam que o motorista que hoje utiliza a ponte, antes era obrigado a entrar à direita na Av. Cruzeiro do Sul, vindo da Av. do Estado, e seguir até a ponte que leva o mesmo nome, para depois cruzá-la e utilizar a alça de acesso à Marginal Tietê, sentido Castelo Branco. Os caminhos novo e antigo estão destacados na seguinte foto retirada do *Google Earth* (Figura 2.5).

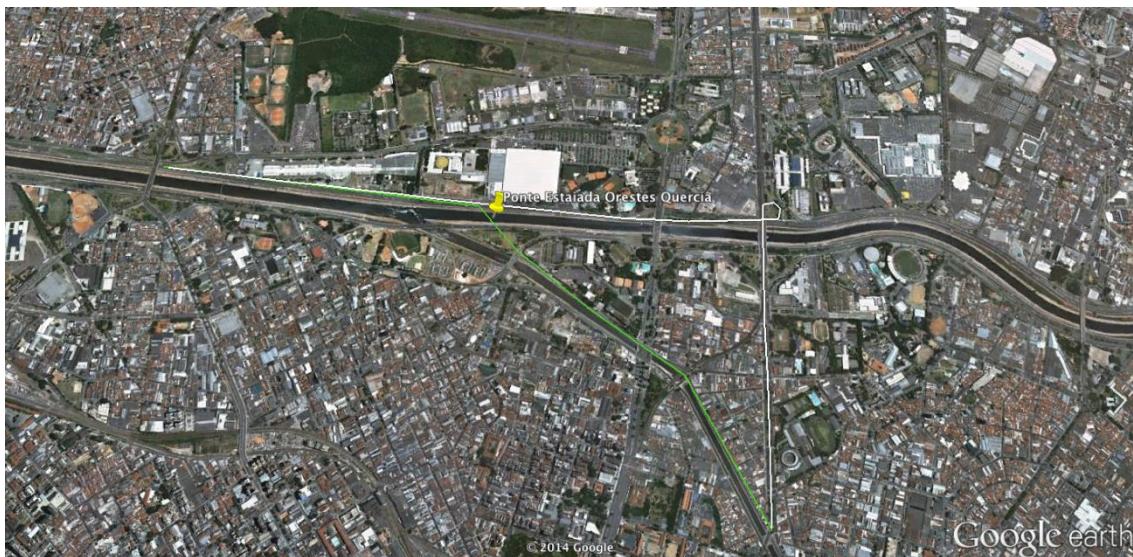


Figura 2.5: rota antiga (branco) tem aproximadamente 4,5 km enquanto nova rota (verde) tem aproximadamente 3,5 km.

O engenheiro Francisco Moreno Neto ainda nos informou que seriam possíveis três mudanças para a melhoria do tráfego no local. Uma delas seria a criação de uma nova faixa na ponte Cruzeiro do Sul, bem como na alça de acesso à Marginal Tietê, contudo, foi inviabilizada pela proximidade com o metrô, a dificuldade de cruzamento dos pedestres na alça devido a sua extensão (a ponte possui uma passarela de pedestres) e a proximidade do Terminal Rodoviário Tietê, que atrai um fluxo muito grande de veículos. Sendo assim, não traria melhorias no tráfego da região, podendo congestionar ainda mais.

Uma outra alternativa seria a construção de uma alça de acesso na ponte das Bandeiras para a Marginal Tietê, a qual também foi descartada, pois a Universidade Sant'Anna, que está localizada bem próxima a ponte, dificultaria a implantação da mesma. Por fim, foi pensada na construção da Ponte Estaiada que foi eleita como a melhor solução, pois além de existir um local para poder implantá-la, reduziria o fluxo de veículos que deveriam utilizar a alça da ponte Cruzeiro do Sul para acessar a Marginal Tietê, melhorando o tráfego na região.

Após a escolha da melhor alternativa, foi feito um estudo de tráfego com projeção para o ano que foi realizado esse estudo (2007) e uma projeção para 2010, que teoricamente seria o primeiro ano de uso do sistema após a implantação e uma para 2020. O estudo foi dividido em etapas, sendo que as regiões foram estudadas no

pico da manhã e pico da tarde de veículos. Além disso, dividiram em dois modos distintos: análise do fluxo de veículos nos respectivos anos na situação Nada a fazer, que seria o que ocorreria no local se não implantarem as modificações propostas e análise do fluxo com as modificações.

A seguir, estão as pranchas utilizadas no estudo do tráfego nas proximidades da ponte estaiada, bem como a quantidade de faixas que serão implantadas.

2.2 Estudo de Tráfego

A seguir são mostradas as pranchas detalhando os trechos estudados:

Legenda:

| | | | | | |
|-------------------|--|----------|--------------------------|--|----------------------|
| Número de Faixas: | | 1 faixa | Concentração de Tráfego: | | $v/c < 0,4$ |
| | | 2 faixas | | | $0,4 \leq v/c < 0,6$ |
| | | 3 faixas | | | $0,6 \leq v/c < 0,8$ |
| | | 4 faixas | | | $0,8 \leq v/c < 1,0$ |
| | | 5 faixas | | | $1,0 \leq v/c < 1,2$ |
| | | 6 faixas | | | $1,2 \geq v/c$ |
| | | 7 faixas | | | |

Existem duas situações analisadas nas pranchas, a primeira seria o estudo do número de faixas em cada trecho, nas pranchas indica-se o número de faixas em função da cor (como mostrado na legenda acima, lado esquerdo) e a concentração de tráfego que é o número de veículos pela capacidade da via, também esquematizado por cores (legenda acima, lado direito). A concentração de tráfego que seria ideal para o funcionamento da deveria ser algo situado até a cor amarela na legenda (até 80% de saturação), mas já merece uma certa atenção. A cor laranja já é uma situação crítica, pois a via está sendo 100% utilizada, resultando em uma situação de congestionamento parcial, sendo necessário modificações ou alternativas de rotas para reduzir o tráfego no local. As piores situações são indicadas pelas cores vermelha e preta, onde a saturação da via está acima de 100%, ou seja, situação de congestionamento total, necessitando de mudanças imediatas.

Analisamos a situação atual que seria o ano da realização do estudo (2007), após a implantação das melhorias estudadas nos cenários de 2010 e 2020 e a situação que ocorreria com o tráfego se nada fosse implantado, também nesses anos. Além disso, estudamos os dois trechos destacados na figura 5, para mostrar como a construção da ponte influenciaria, tanto a concentração de veículos utilizando a ponte para acessar a Marginal Tietê, bem como o alívio do tráfego que ocorreria na Ponte Cruzeiro do Sul, em virtude desse novo acesso à Marginal pela ponte estaiada.

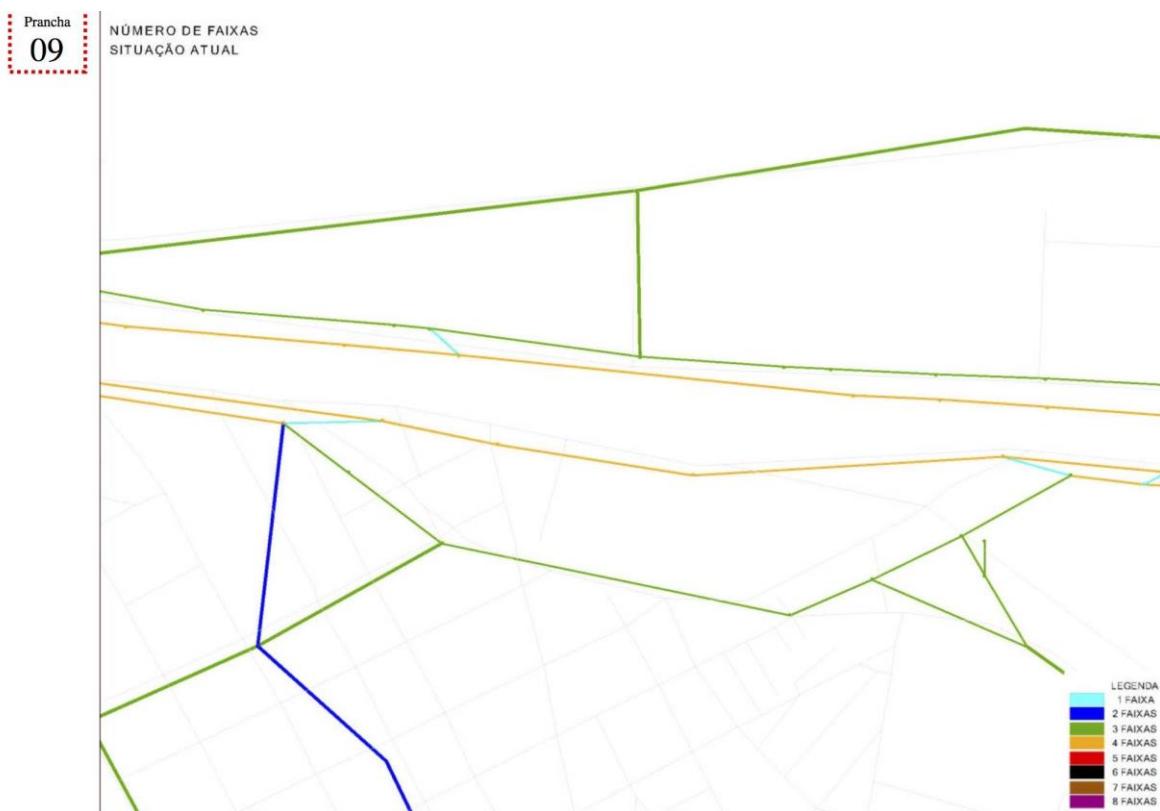


Figura 2.6: Prancha 1 - Número de Faixas na situação atual (trecho 1)

Na Figura 2.6 observamos o número de faixas no ano de 2007 na Marginal Tietê, no trecho que foi implantada a ponte. A situação mostra que, nessa época, existiam apenas as pistas expressa e local na Marginal Tietê, sentido Castelo Branco. A pista expressa possuía 4 faixas e a local, 3 faixas, totalizando 7 faixas.



Figura 2.7: Prancha 2 - Número de faixas na situação atual (trecho 2)

Na Figura 2.7 observamos o número de faixas no ano de 2007 na Ponte Cruzeiro do Sul, alça de acesso para a Marginal Tietê e a própria Marginal. A situação mostra que, nessa época, existiam apenas as pistas expressa e local na Marginal Tietê, sentido Castelo Branco. A pista local possuía 3 faixas na confluência com a alça de acesso, e, antes dela, 4 faixas. A pista expressa possuía 4 faixas, bem como a Avenida Cruzeiro do Sul, antes e depois da Ponte Cruzeiro do Sul (ponte à direita na figura 2), sendo que, diminui para 3 faixas na ponte. A alça de acesso à Marginal possuía uma faixa. Na Marginal Tietê, totalizavam-se 7 faixas.

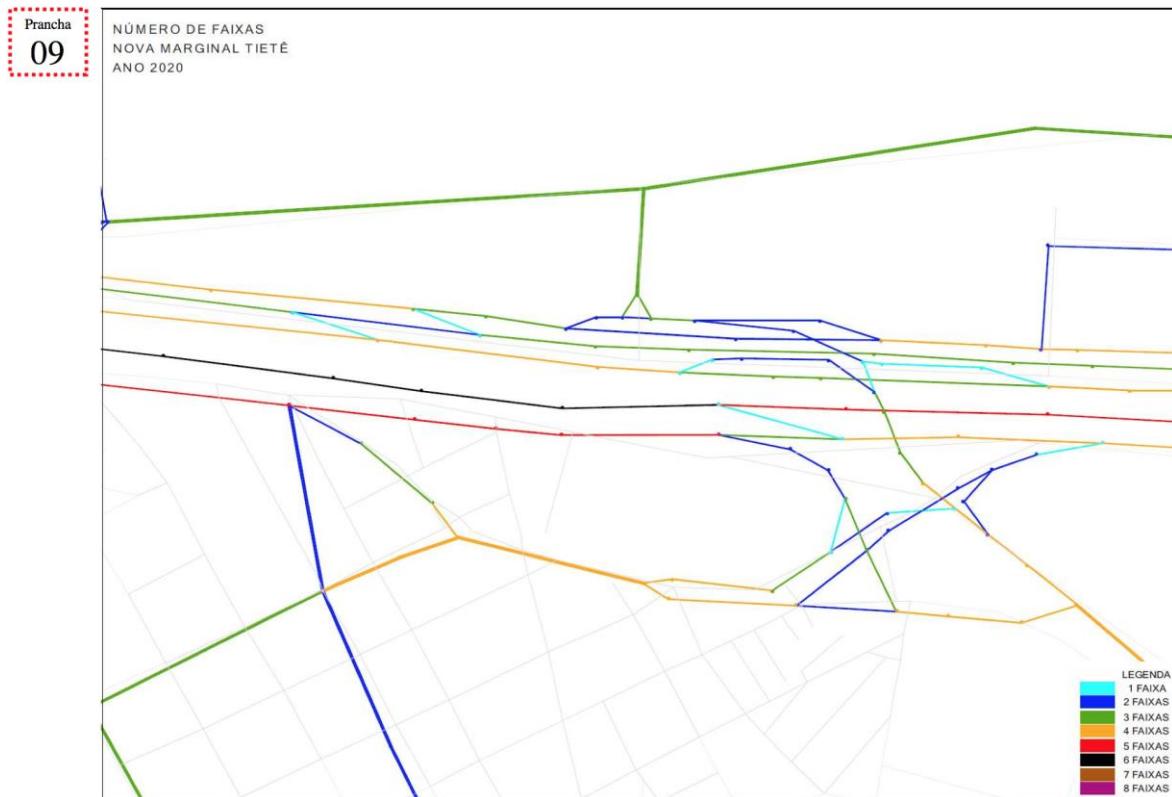


Figura 2.8: Prancha 3 - Número de faixas após implantação de melhorias (trecho 1)

Na Figura 2.8 observamos o número de faixas após a implantação das melhorias na Marginal Tietê, no trecho da implantação da ponte. A prancha mostra a situação que vemos atualmente, com a reforma da pista local, aumentando para 4 faixas, a construção de uma pista central, de 3 faixas e a pista expressa, com 4 faixas, totalizando 11 faixas. A ponte estaiada, com 3 faixas, no primeiro estudo foi implantada com saídas na pista expressa, com duas faixas, e, apenas no final da saída reduziria para uma faixa, na pista local e para a Rua Professor Milton Rodrigues, permitindo acessar o Parque Anhembi, essa com 2 faixas. Além disso, na confluência da saída da pista local com a Marginal Tietê, esta possui 3 faixas, aumentando, após alguns metros, para a situação de 4 faixas relatada anteriormente.

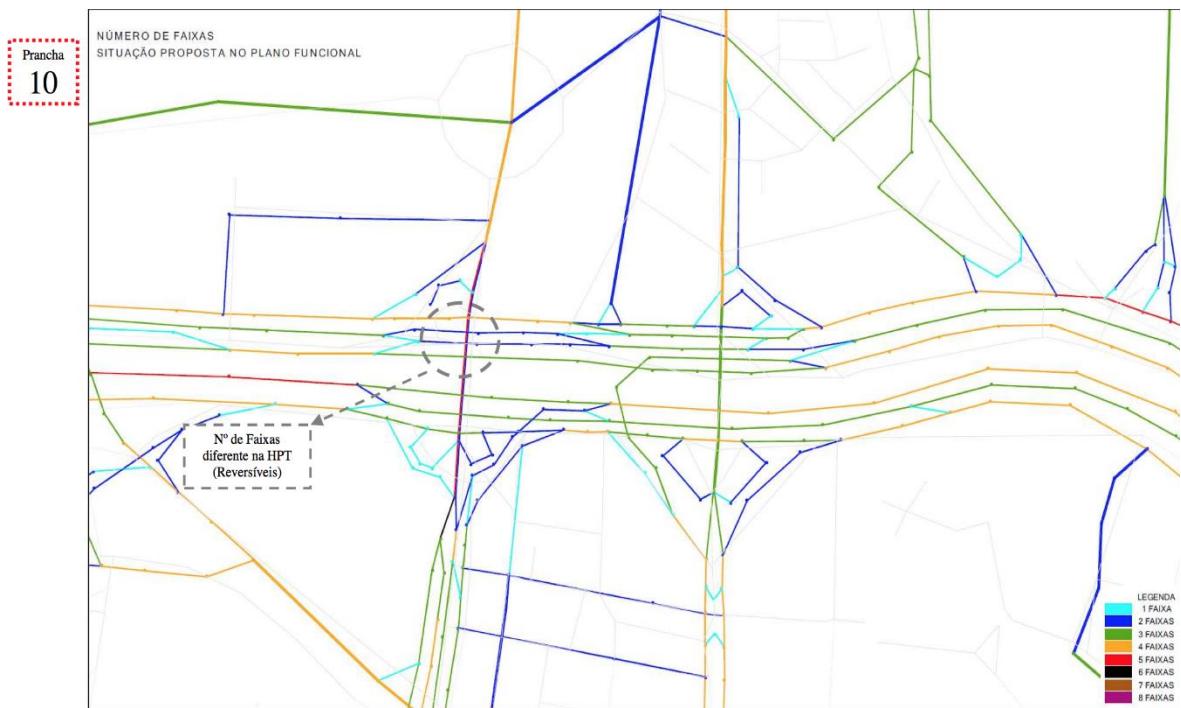


Figura 2.9: Prancha 4 - Número de faixas após implantação de melhorias (trecho 2)

Na Figura 2.9 observamos o número de faixas após a implantação de melhorias na Ponte Cruzeiro do Sul, alça de acesso para a Marginal Tietê e a própria Marginal. A situação mostra a nova concepção da Marginal no sentido Castelo Branco, com a pista central de 3 faixas, a pista expressa com 4 faixas, reduzindo para 3 faixas apenas ao passar embaixo da ponte e a local com 4 faixas, mudando esse número apenas próximo à alça de acesso da Ponte Cruzeiro do Sul. Totalizando 11 faixas. A pista local possuía 3 faixas na confluência com a alça de acesso, e, antes dela, 4 faixas. Não ocorre alterações no número de faixas da Ponte Cruzeiro do Sul (ponte à direita na figura 2), nem na avenida de mesmo nome. A alça de acesso à Marginal aumenta para 2 faixas logo na saída da ponte e uma faixa para entrar na Marginal.

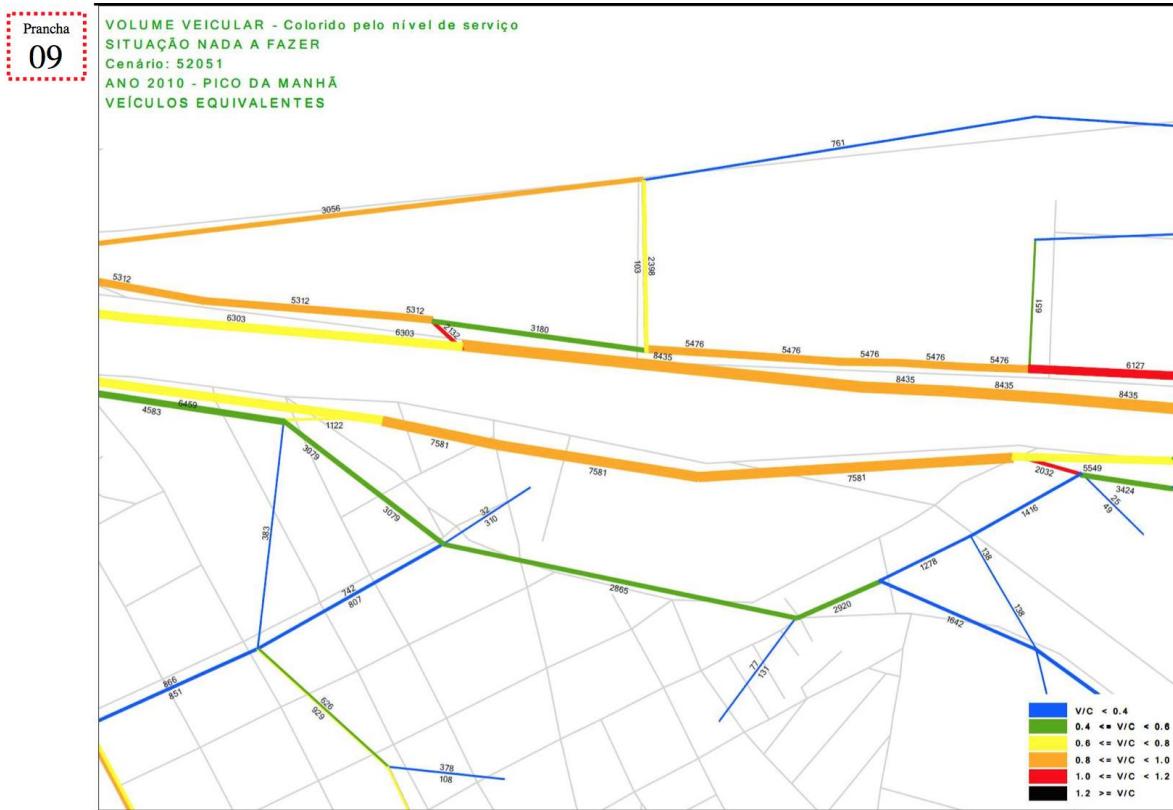


Figura 2.10: Prancha 5 - Demanda em 2010 na situação "Nada a fazer" – Pico da manhã (trecho 1)

Na Figura 2.10, temos a análise do fluxo de tráfego, com a demanda de 2010, nas localidades próximas à implantação da ponte, na situação em que não houvessem modificações na rede viária. Percebe-se que tanto a pista expressa como a local, sentido Castelo Branco, estão com a sua capacidade saturada, ou seja, atinge um nível de utilização de 80-100% (cor laranja) da sua capacidade.

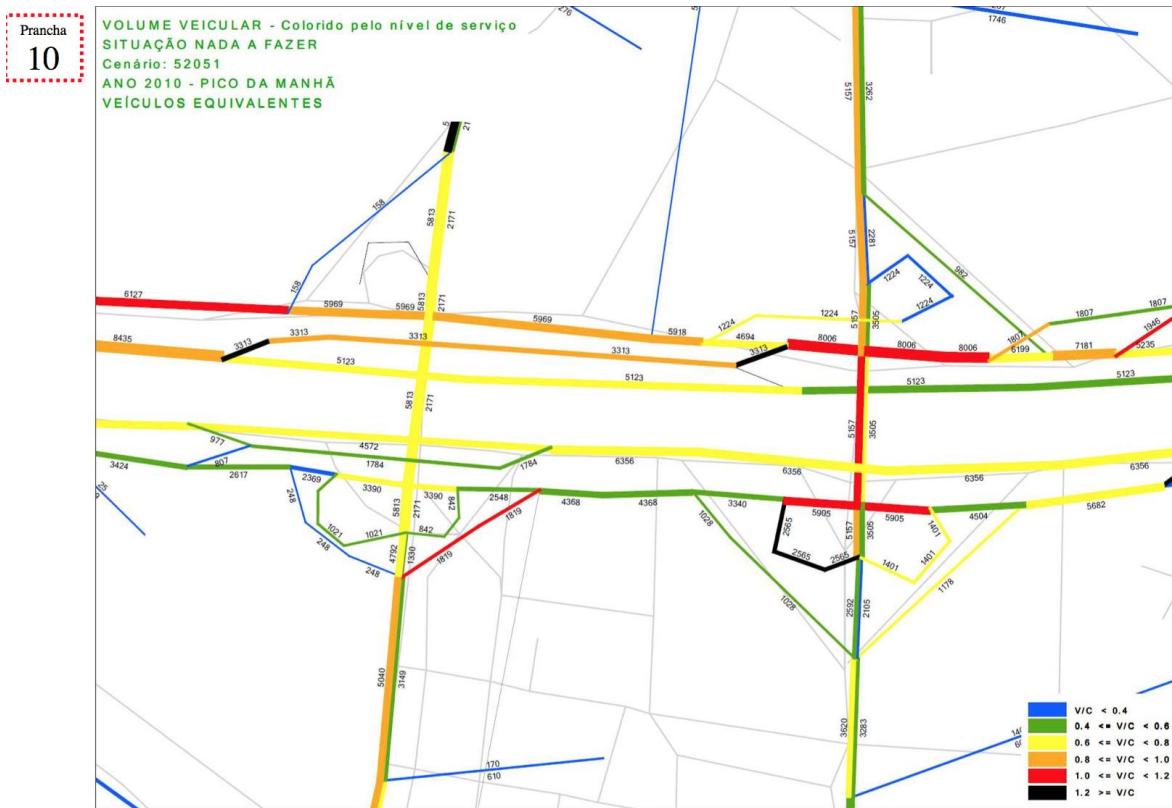


Figura 2.11: Prancha 6 – Demanda em 2010 na situação “Nada a fazer” - Pico da manhã (trecho 2)

Na Figura 2.11, a análise de fluxo de tráfego nas proximidades da Ponte Cruzeiro do Sul, em 2010, na situação em que não houvessem alterações da rede viária. Percebe-se o a concentração de tráfego de 60-80% (cor amarela) sentido zona Norte na Ponte Cruzeiro do Sul e próxima à alça de acesso para a Marginal a situação piora, chegando a saturação 100-120% (cor vermelha). Além disso, após essa confluência, o nível de tráfego fica entre 80-100% (cor laranja) da sua capacidade, piorando mais para frente, atingindo, novamente os 100-120% (cor vermelha). Nessa situação percebe-se a necessidade de alterações de rotas e traçados viários, visto que a capacidade da via já atingiu um valor maior que a saturação, piorando no decorrer dos próximos anos.

Prancha
09

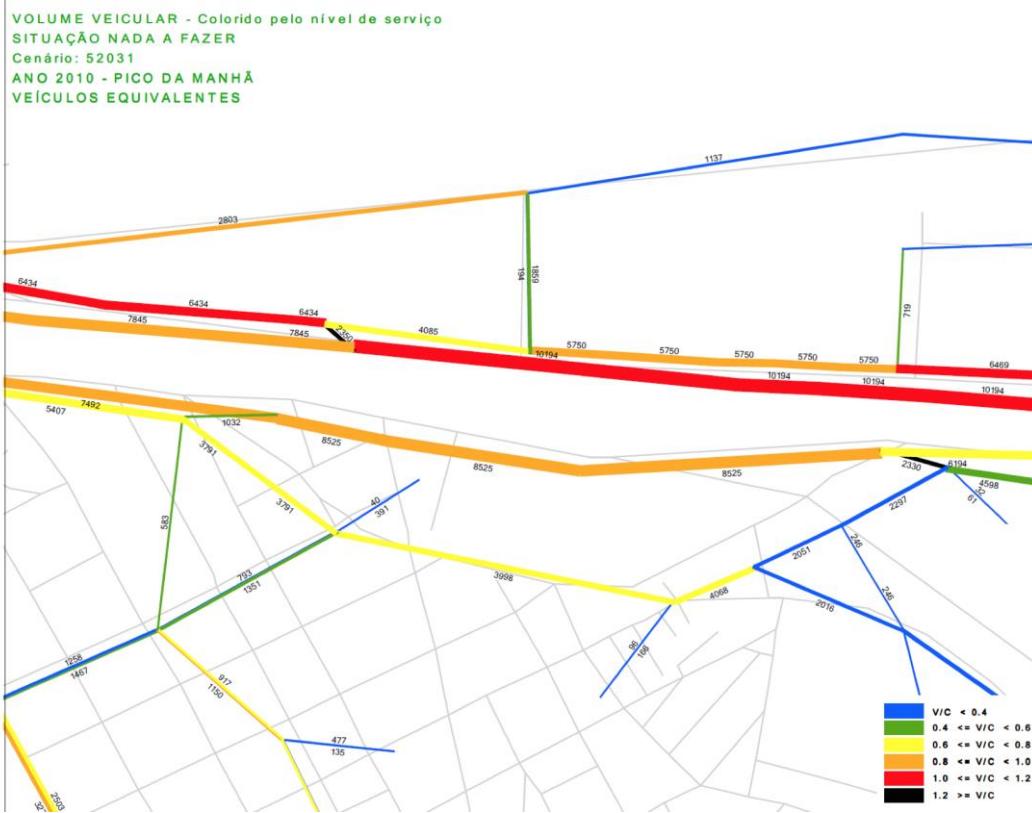


Figura 2.12: Prancha 7 - Demanda em 2020 na situação "Nada a fazer" – Pico da manhã (trecho 1)

Na Figura 2.12, temos a análise do fluxo de tráfego, com a demanda futura de 2020, nas localidades próximas à implantação da ponte, na situação em que não houvessem modificações na rede viária. Percebe-se que a pista expressa, sentido Castelo Branco, piora a situação em relação a 2010, chegando a saturação de 100-120% (cor vermelha) e a pista local alterna-se, na maioria das vezes entre a cor laranja e vermelha. Essa previsão da demanda mostra a necessidade ainda maior de um projeto que melhore o fluxo de tráfego na via.

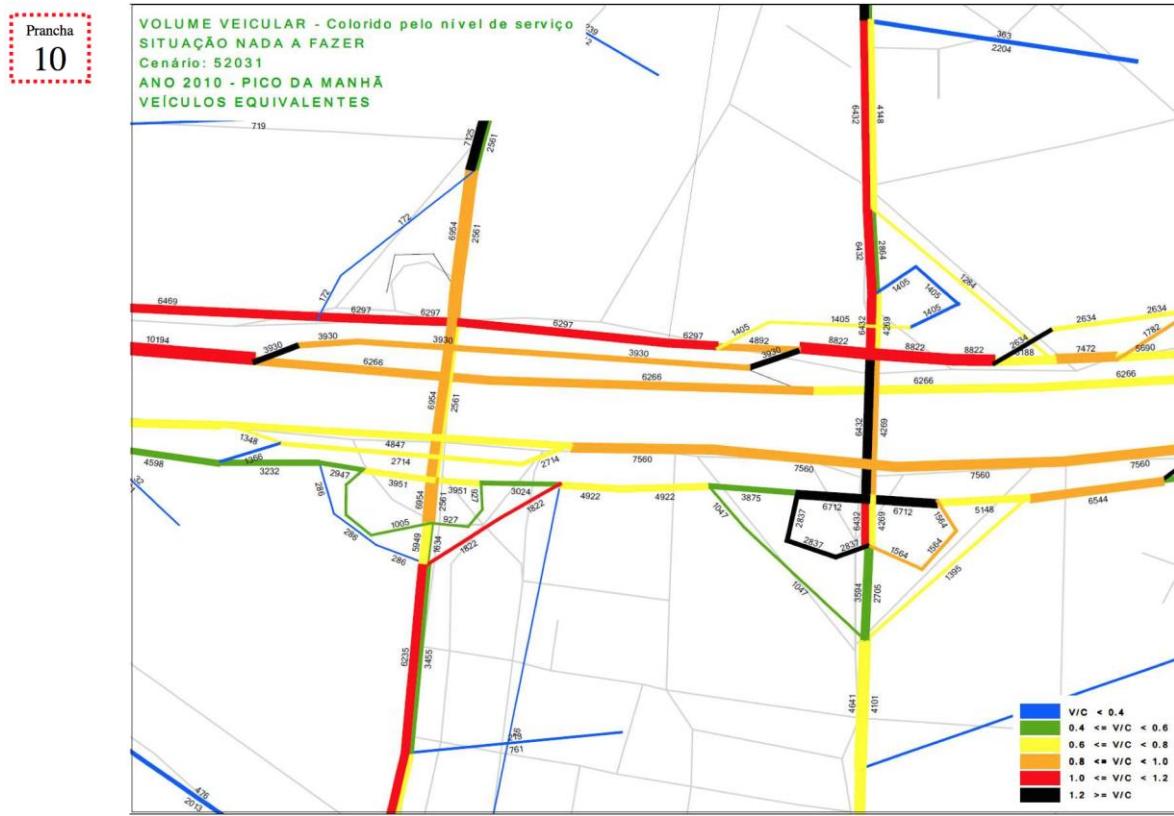


Figura 2.13: Prancha 8 - Demanda em 2020 na situação "Nada a fazer"- Pico da manhã (trecho 2)

Na Figura 2.13, a análise de fluxo de tráfego nas proximidades da Ponte Cruzeiro do Sul, na projeção futura de 2020, na situação em que não houvessem alterações da rede viária. Percebe-se saturação de 80-100% na Ponte Cruzeiro do Sul, sentido zona Norte (cor laranja) e próxima à alça de acesso para a Marginal, fica com saturação de 100-120% (cor vermelha). Além disso, após essa confluência, a concentração de tráfego fica entre 80-100% (cor laranja) em um pequeno trecho, comparando com a análise de tráfego de 2010, piorando mais rapidamente, atingindo, novamente os 100-120% (cor vermelha). Comparando com a situação de 2010, percebe-se que, a concentração de tráfego acima dos 100% (cor vermelha) na Marginal Tietê, sentido Castelo Branco, vai aumentando na via, existindo apenas alguns trechos em que a concentração seja menor que 80%, ou seja, a situação futura demonstra um grande congestionamento em toda a extensão da Marginal.

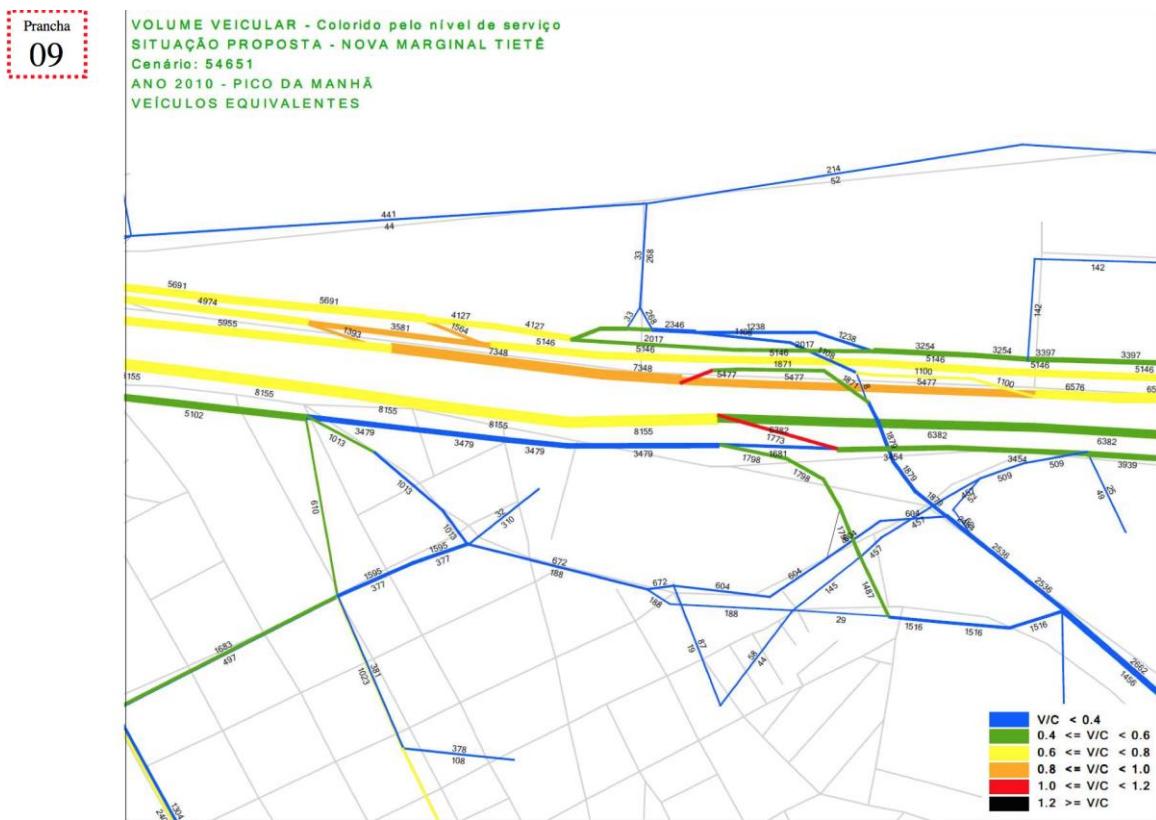


Figura 2.14: Prancha 9 - Demanda em 2010 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 1)

Na Figura 2.14, observamos o estudo de tráfego realizado com a implantação da melhoria, na projeção de 2010. Nota-se a construção da ponte estaiada e da pista central da Marginal Tietê, no sentido Castelo Branco. A projeção mostra que a utilização da ponte está com um volume menor que 40% (cor azul). O volume de tráfego aumenta para 40-60% (cor verde) nas saídas da ponte para a Marginal, chegando a saturação de 100-120% (cor vermelha), na ligação com a pista expressa. Esse aumento da concentração de veículos nas saídas da ponte ocorre devido a redução do número de faixas nas saídas da ponte para a Marginal. Além disso, percebe-se uma redução da concentração de veículos na Marginal devido a construção da pista central, ficando com uma concentração de 60-80% (cor amarela) em grande parte da sua extensão. A situação piora na proximidade da saída da ponte na pista expressa, chegando a 80-100% (cor laranja). Esse fato ocorre, pois o motorista que está trafegando pela pista expressa deve reduzir a velocidade nas proximidades da ponte, visto que existe um grande número de veículos saindo da estaiada e entrando na pista expressa com uma velocidade menor que a permitida,

além disso, há um grande número de veículos que opta por prosseguir na pista expressa, ao invés da local, sendo assim, a maioria dos veículos opta por utilizar a saída da ponte para a expressa.

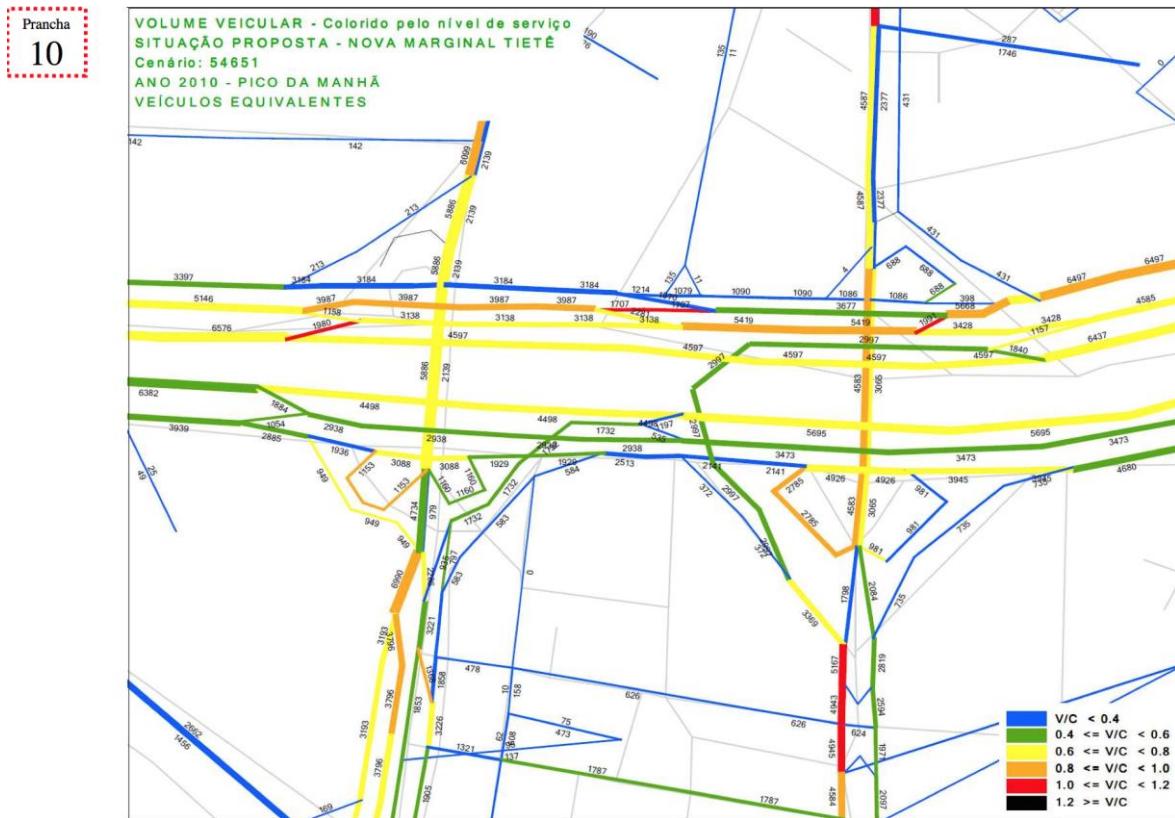


Figura 2.15: Prancha 10 - Demanda em 2010 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 2)

Na Figura 2.15, a análise de fluxo de tráfego nas proximidades da Ponte Cruzeiro do Sul, na projeção futura de 2010, após a implantação das melhorias na rede viária, percebe-se concentração de veículos de 60-80% (cor amarela) na Ponte Cruzeiro do Sul, sentido zona Norte, a alça de acesso para a Marginal Tietê fica com uma concentração menor que 40% (cor azul). É evidente a redução do fluxo de veículos que utilizam a alça de acesso para a Marginal, visto que, com a abertura da ponte, muitos optam por utilizá-la, ao invés de fazer o caminho antigo pela Avenida Cruzeiro do Sul. Além disso, com a construção da pista central da Marginal Tietê,

sentido Castelo Branco há uma maior distribuição de veículos pelas 11 faixas da Marginal, reduzindo a concentração de veículos nas vias.

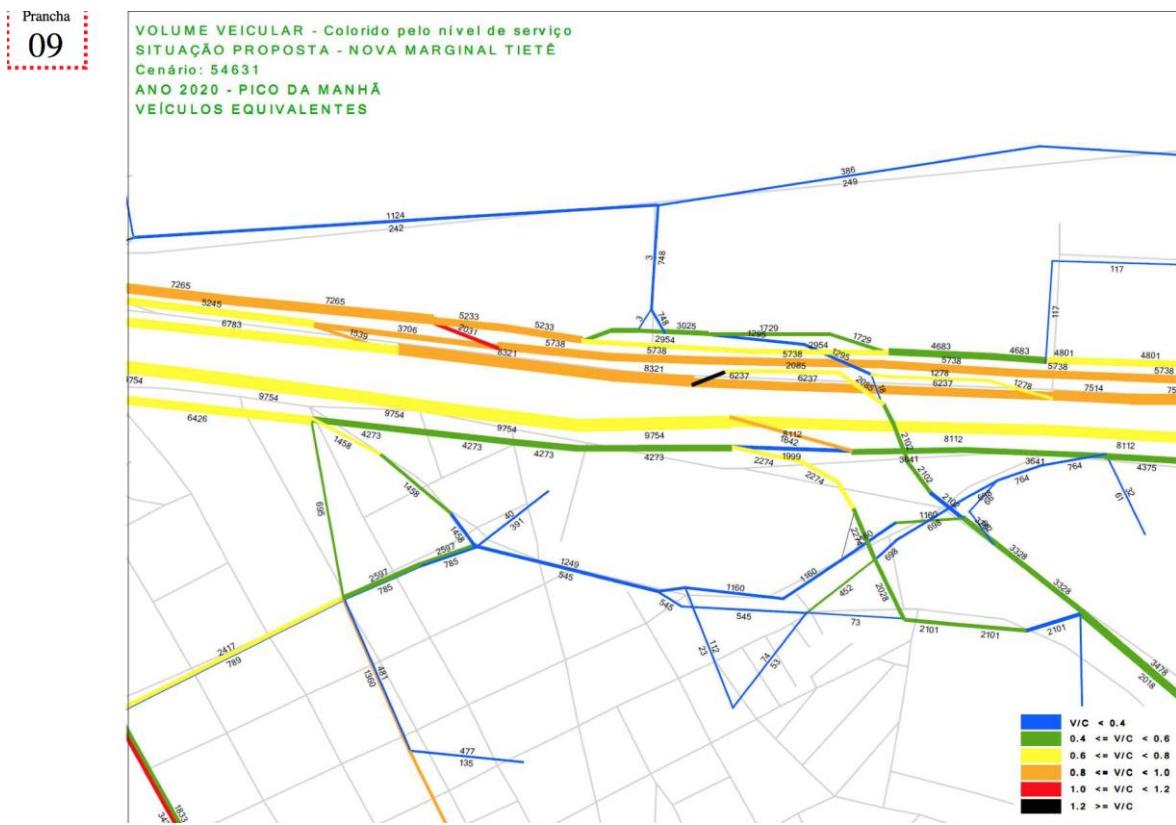


Figura 2.16: Prancha 11 - Demanda em 2020 após implantação das melhorias – Pico da manhã (trecho 2)

Na Figura 2.16, observamos o estudo de tráfego realizado após a implantação da melhoria, na projeção de 2020. Nota-se um aumento da concentração de veículos tanto na ponte estaiada, como na Marginal, sentido Castelo Branco. Esse fato ocorre devido ao aumento do número de veículos que trafegam pela cidade. A projeção mostra que a utilização da ponte está com um volume de 40-60% (cor verde). O volume de tráfego aumenta para 60-80% (cor amarela) na saída da ponte para a pista expressa, chegando a pior situação, mais que 120% (cor preta), na ligação com a pista expressa. A saída para a pista local mantém a concentração de 40-60% (cor verde), como na projeção de 2010. Além disso, percebe-se um aumento da concentração de veículos na Marginal em todas as pistas, ficando com uma concentração de 80-100% (cor amarela) em grande parte da sua extensão.

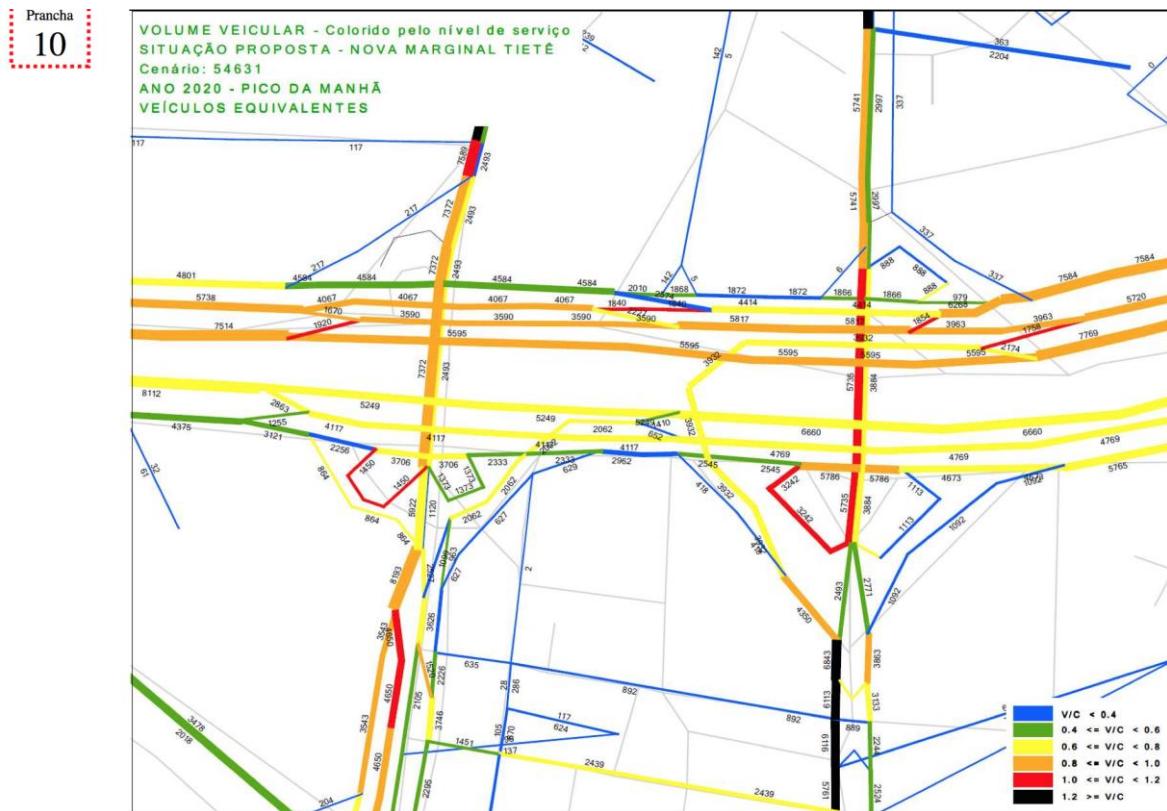


Figura 2.17: Prancha 12 - Demanda em 2020 após implantação das melhorias (trecho 2)

Na Figura 2.17, a análise de fluxo de tráfego nas proximidades da Ponte Cruzeiro do Sul, na projeção futura de 2020, após a implantação das melhorias na rede viária, percebe-se concentração de veículos de 60-80% (cor amarela) na Ponte Cruzeiro do Sul, sentido zona Norte, a alça de acesso para a Marginal Tietê fica com uma concentração menor que 40% (cor azul), como na projeção de 2010. A situação piora nas vias da Marginal Tietê, tendo em grande parte da sua extensão uma concentração de tráfego de 80-100% (cor laranja).

Pelos estudos realizados e suas projeções pode-se dizer que a rede viária está em constante modificação devido a demanda cada vez maior de veículos no decorrer dos anos. Sendo assim, é de fundamental importância o constante estudo de tráfego e projetos para melhorar o traçado da rede viária urbana, melhorando a fluidez das vias.

2.3 Estudo das saídas da ponte na Marginal Tietê

Como foi mostrado nas pranchas anteriores, além da construção da ponte, também optaram por construir uma pista central, que possuí de 2 a 4 faixas, dependendo da região da Marginal. O primeiro estudo feito, posiciona a saída da ponte nas pistas local e expressa e para a Rua Professor Milton Rodrigues, permitindo acessar o Parque Anhembi, contudo não foi apontada como uma melhor solução devido ao alto índice de solicitação da pista expressa, como mostra a figura 16, ela foi caracterizada com cor laranja, que nos mostra uma saturação entre 80-100% da pista.

Percebeu-se a necessidade de um novo estudo do posicionamento da saída da ponte, o local ideal para sua confluência. Foram analisadas sete possíveis alternativas de posicionamento:

- A situação atual, onde a saída da ponte converge para a pista local e a pista expressa;
- Saída da ponte para pista local, central e expressa;
- Saída da ponte apenas para a pista local;
- Saída da ponte apenas para a pista central;
- Saída da ponte apenas para a pista expressa;
- Saída da ponte na pista local e central;
- Saída da ponte para expressa e central.

Algumas das alternativas foram descartadas logo no início, sem qualquer estudo do tráfego, por serem inviáveis apenas analisando as pranchas já existentes dos estudos de tráfego anteriores. No caso, foram descartadas as situações da saída da ponte em apenas uma das pistas (ou local, ou central, ou expressa) por sobrecarregar qualquer uma das pistas, piorando ainda mais o tráfego existente.

Com o novo estudo de tráfego, constatou-se que não poderiam ter ligações com a pista expressa, visto que o carregamento ficará maior do que no projeto inicial, piorando o volume de tráfego entre as pistas e levando a saturação da pista expressa em menor período de tempo. Sendo assim, descarta-se todas as alternativas de ligação da ponte com a pista expressa.

Tendo estas informações a TTC elaborou uma alternativa considerando o descarregamento do tráfego da ponte nas pistas central e local, que posteriormente foi aprimorada visando a melhor distribuição do fluxo de tráfego neste entrelaçamento, resultando na configuração final. Esta primeira alternativa contemplava as seguintes alterações:

- Proposição de uma nova agulha da pista central para a expressa, logo à jusante da ponte Orestes Quérica.
- Realocação da agulha de acesso da pista expressa para a central imediatamente a montante da nova ponte, para um local mais a montante, com intuito de diminuir o fluxo de entrelaçamento na região próxima ao descarregamento de tráfego da ponte
- Quatro faixas na pista central no tramo de entrelaçamento, em detrimento da caixa de acomodação do acesso ao Parque Anhembi, que era contemplada no projeto inicial

Esta alternativa proporcionava acesso dos usuários da Avenida Otto Baumgart à pista expressa. Porém usuários oriundos da Ponte Orestes Quérica só conseguiriam acessar a pista expressa, antes da Ponte do Limão, sendo obrigados a percorrer um percurso de 2,8 km pela pista central sobrecarregando a mesma.

Visando a otimização do fluxo da via central, a TTC retificou a alternativa acima elaborando a versão final de implantação, que contemplava as seguintes medidas:

- Criação de uma agulha de acesso da pista central para a pista local imediatamente antes da ponte Orestes Quérica
- Criação de uma nova agulha de acesso ligando a pista central à pista expressa antes da ponte da Casa Verde.

Estas medidas não só possibilitaram os usuários da pista central a montante da nova ponte a passar para a pista local com mais segurança, já que não precisavam entrar em conflito com os usuários que desciam da nova ponte, como também distribuíram melhor o fluxo entre as três pistas expressa, central e local, devido ao bom rearranjo das agulhas de acesso que tiveram a seguinte disposição:



Figura 2.18: Número de faixas na disposição final com as novas agulhas



Figura 2.19: Projeção de demanda para 2020 no pico da manhã com as novas agulhas

Com base nesses estudos, a TTC propôs que a ponte seria uma alternativa para reduzir melhorar o fluxo de veículos nas regiões estudadas, além de estudar a melhor disposição para escoamento do tráfego de veículos advindos da ponte: locando as saídas da mesma na pista central e local da Marginal Tietê, sentido Castello Branco.

Apenas uma das melhorias previstas nos estudos iniciais não foi realizada, esta foi a duplicação do prolongamento da Rua Sérgio Tomás no trecho entre a Rua Maria Ferraz e a Av. do Estado, que contava com uma ponte de acesso vinda da mesma. Esta nova via teria sentido para a Barra Funda, ao contrário da via existente, porém a pedidos da própria Dersa o projeto não teve continuidade. As imagens à ilustram como seria tal projeto.



Figura 2.20: Acesso ao Parque do Gato

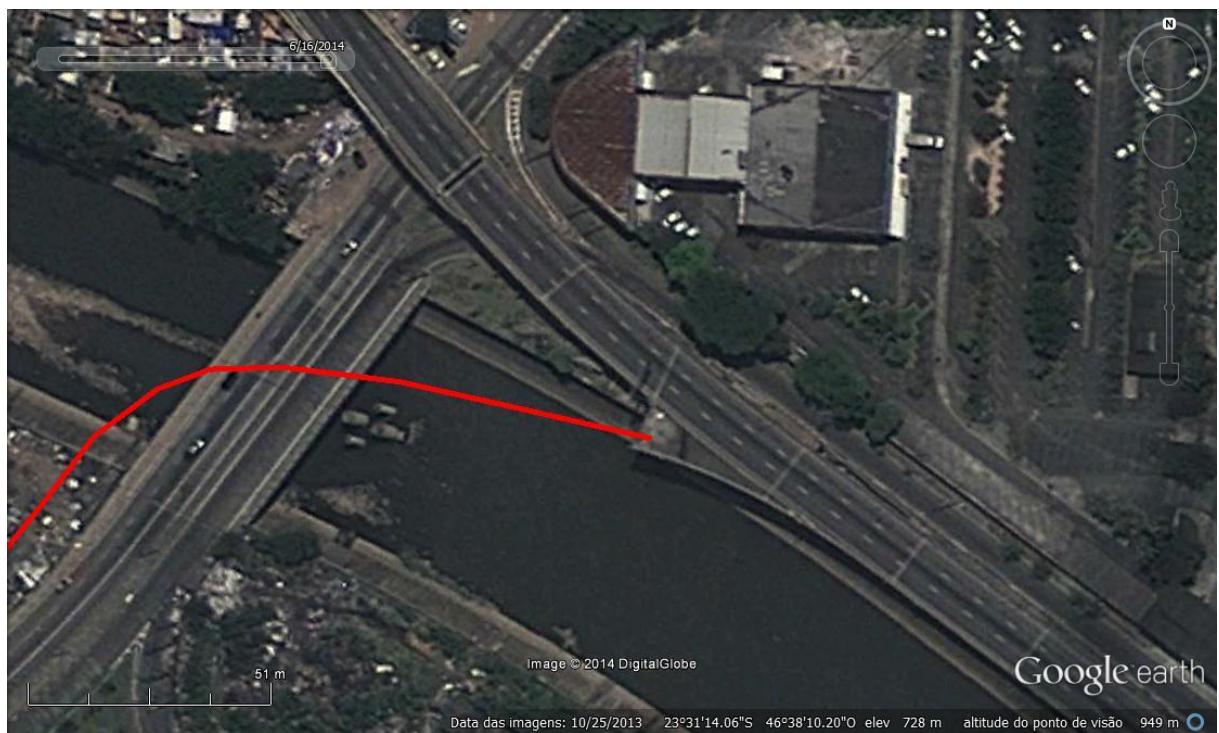


Figura 2.21: Detalhe do Acesso

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Classificações de pontes

Há diferentes maneiras de se classificar uma ponte. Essa classificação depende do ponto de vista sob o qual a ponte é considerada, como por exemplo: sua finalidade de utilização, material de construção, tipo estrutural, tempo de utilização e mobilidade do estrado.

Quanto ao uso as pontes podem ser rodoviárias, ferroviárias, passarelas, rodoferroviárias, etc. Podem, também, destinar-se para suporte de dutos, pista de aeroportos e, até mesmo, de vias navegáveis.

Os materiais empregados na construção de tais estruturas evoluíram ao longo do tempo. Dentre esses materiais, pode-se citar: cordas, madeira, pedra, concreto (simples ou protendido) e metais, com destaque para o aço e, excepcionalmente, ligas de alumínio. Quando o fator tempo é analisado as pontes se subdividem em permanentes e provisórias. Referente a classificação das pontes quanto a dinâmica do tabuleiro, temos: flutuantes, corrediça, levadiça, basculante e giratória. Por último, e que será estudada mais a fundo a seguir, quanto ao seu sistema estrutural:

3.1.1 Sistemas Estruturais

3.1.1.1 Pontes em Laje

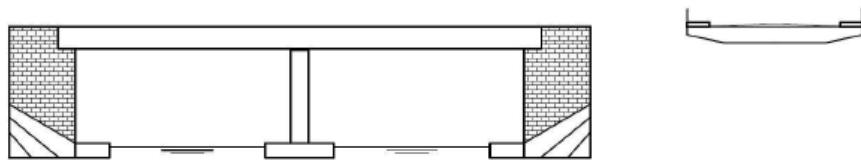


Figura 3.1: Ponte em laje

Intitula-se pontes em laje quando a seção transversal não apresenta qualquer vigamento, podendo ter um sistema estrutural simplesmente apoiado ou contínuo. A escolha deste tipo de sistema estrutural apresenta algumas vantagens, como pequena altura de construção, boa resistência à torção e rapidez de execução. Podem ser moldadas no local ou constituídas de elementos pré-moldados (ex.: Pré-lajes). O detalhamento de fôrmas e das armaduras é simples e práticos assim como é a concretagem.

As soluções de pontes em laje podem ser de concreto armado ou protendido, com a relação entre a espessura da laje e o vão variando de $l/15$ a $l/20$ para concreto armado e de até $l/30$ para concreto protendido. Quando os vãos são muito grandes, o peso próprio é muito alto e costuma-se adotar a solução da seção transversal em laje alveolada. Os vazios, deste tipo de método, podem ser conseguidos com fôrmas perdidas, através de tubos ou perfilados retangulares de compensado ou de plástico (Mason, 1977).

3.1.1.2 Pontes em Viga de Alma Cheia

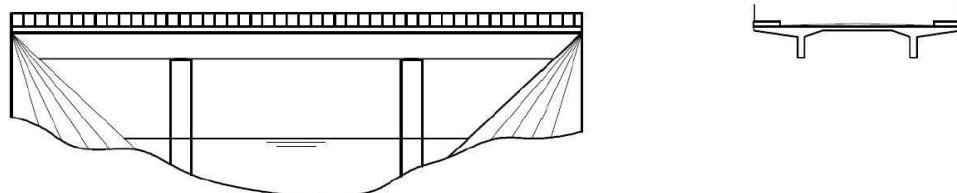


Figura 3.2: Ponte em viga

As pontes em vigas de alma cheia possuem um sistema de vigas que suportam e acrescentam rigidez ao tabuleiro. As vigas principais que vencem o vão são denominadas longarinas e as vigas destinadas a aumentar a rigidez da estrutura são transversinas. Diversos tipos de cálculos foram desenvolvidos para esse tipo de sistema, destacando alguns principais como Engesser-Courbon, método de grelhas.

3.1.1.3 Pontes em Viga Caixão

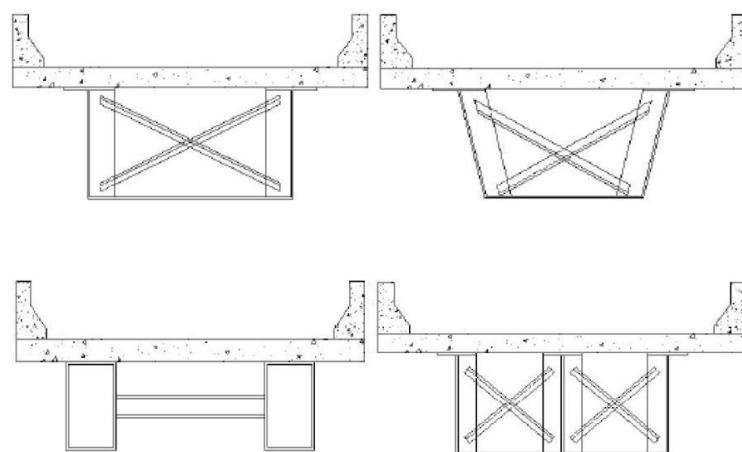


Figura 3.3: Ponte em caixão

As vigas caixão como o próprio nome indica, são vigas formadas por duas ou mais almas e por uma mesa inferior única, além da mesa superior.

As seções transversais em caixão são altamente eficientes para estruturas em curva, devido a sua grande resistência a torção. Além disso, esse tipo de seção evita maiores problemas de instabilidade aerodinâmica, para as pontes que apresentam grandes vãos.

3.1.1.4 Pontes em Treliça

Uma treliça é uma estrutura composta por cinco ou mais unidades triangulares construídas com elementos retos cujas extremidades são ligadas em pontos conhecidos como nós. Quando adequadamente projetada, com proporções normais, uma treliça tem as seguintes características:

- Os eixos de todos os elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas.
- A treliça propriamente dita é carregada somente nos nós.

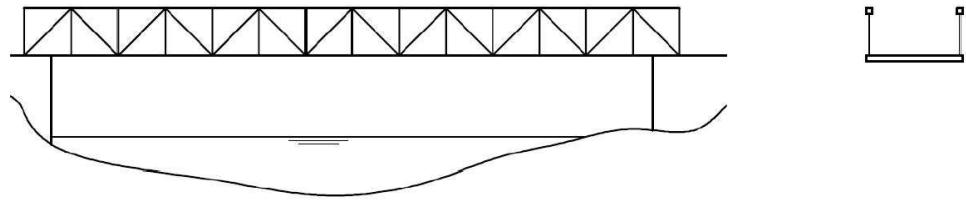


Figura 3.4: Ponte em treliça

As principais vantagens da utilização de treliças espaciais são apontadas por MAKOWSKI (1981):

- Comportamento tridimensional permite uma distribuição de esforços bastante homogêneo entre as barras que compõem a estrutura, permitindo a padronização das seções e redução de peso próprio da estrutura;
- Possuem grande rigidez a flexão, alto grau de indeterminação estática e podem apresentar grande número de barras redundantes, o que segundo o autor pode representar uma reserva de segurança do sistema;

- Podem ser fabricadas em pequenas partes ou elementos de peso próprio reduzido facilitando o transporte e a montagem, resultando na redução de custos;
- O espaço entre os banzos superiores e inferiores pode ser utilizado para passagem de instalações diversas;

A desvantagem econômica das pontes em treliça é o custo maior de fabricação, pintura e manutenção, e às vezes o fator estético, pelo cruzamento visual dos elementos (PINHO, 2007).

3.1.1.5 Pontes em Pórticos

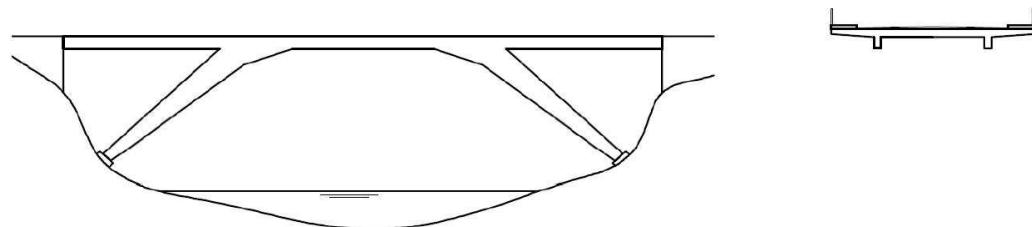


Figura 3.5: Ponte em pórtico

Neste tipo de ponte a mesoestrutura é solidarizada monoliticamente a superestrutura, não sendo necessário, portanto, aparelhos de apoio nos pilares e reduzindo o comprimento de flambagem dos mesmos.

Normalmente possuem pilares inclinados e com isso necessitam-se de fundações inclinadas. Pela tipologia do desenho estrutural o caminhamento das cargas concentra-se nos pilares causando uma grande carga de compressão isto faz com que esta solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de cargas.

3.1.1.6 Pontes em Arco

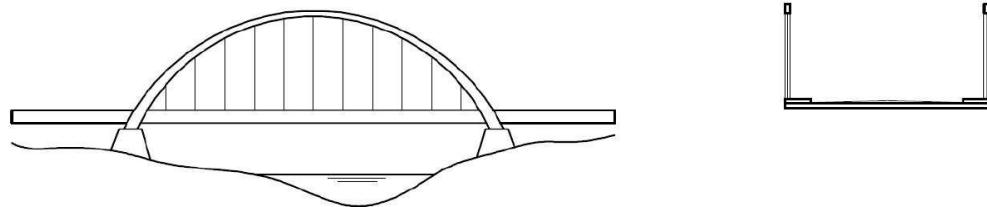


Figura 3.6: Ponte em arco

Os romanos foram os primeiros grandes construtores de pontes e usaram exaustivamente o modelo em arco. Estas estruturas, devido à sua configuração geométrica, permitem o uso de concreto simples em pontes de grandes vãos. Isto acontece quando o eixo do arco é projetado segundo as linhas de pressão devidas à carga permanente, tirando proveito, desta maneira, da boa resistência a compressão do concreto.

3.1.1.7 Pontes suspensas por cabos

Neste tipo de ponte os tabuleiros são contínuos e são sustentados por cabos, podendo ser pênsil ou estaiados.

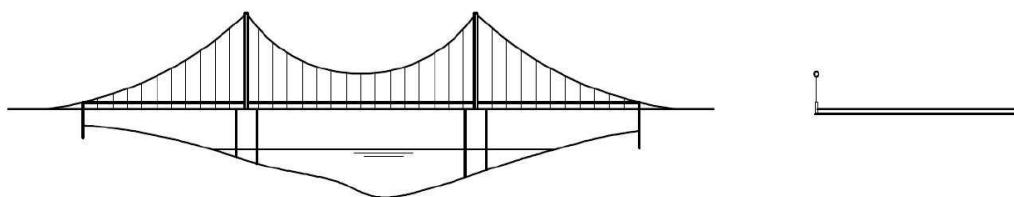


Figura 3.7: Ponte Pênsil

Nas pontes pênsil os cabos são ligados a dois outros cabos maiores que, por sua vez, ligam-se às torres de sustentação. A transferência das principais cargas às torres e às ancoragens em forma de pendurais é feita simplesmente por esforços de tração. Os cabos maiores comprimem as torres de sustentação, que transferem os

esforços de compressão para as fundações. Neste tipo de ponte, quando sujeita a grandes cargas de vento, o tabuleiro apresenta grandes deslocamentos, por esta razão, exige-se que o mesmo seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito.

As pontes estaiadas diferem das pênsées na forma com que os cabos são ancorados, também, as pontes estaiadas são mais econômicas para vãos inferiores a 1500m, pois, em vão superiores a 1500m, os esforços normais transmitidos ao tabuleiro pelos estais passam a ser muito elevados, além disso, além de dificultar a construção.

Basicamente o modelo estrutural consiste em: Tabuleiros suspensos por cabos inclinados, que por sua vez são ancorados nas torres, criando assim, apoios intermediários ao longo do vão do tabuleiro, resumidamente então a ponte possui os tabuleiros formado pelo conjunto de vigas (com grande rigidez a torção) e lajes, o sistema de cabos que são ancorados diretamente às torres de sustentação, as torres, e os blocos de ancoragem. Os cabos de ancoragem são elementos que ligam a torre aos blocos ou pilares de ancoragem, são usados para reduzir os momentos fletores e deslocamentos da torre e do tabuleiro, por isso apresentam tensões muito altas e merecem atenção especial.(Podem ser chamados também de estais de equilíbrio.) Segundo Mattos, 2001 as torres para este tipo de ponte podem ser projetadas com grande esbeltez porque os estais transmitem apenas pequenas forças provenientes do vento e contribuem em muito para a segurança contra a flambagem.

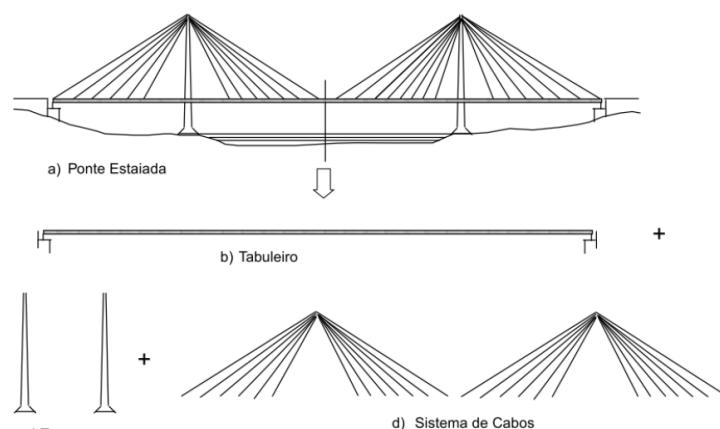


Figura 3.8: Elementos básicos de uma ponte estaiada (Walther, 1985).

3.2 Estudo dos métodos construtivos

Uma ponte é considerada uma obra de arte especial, dada a importância, uma série de fatores devem ser analisados previamente, tais como: estudo das condições do local onde será executado, sondagens para avaliar o tipo de fundação, tamanho do vão principal, finalidade do projeto (pedestres, veículos), altura do escoramento, intervenções ao redor, em casos de pontes, a velocidade e profundidade da água tanto para rios, quanto para baías e oceanos, entre outros.

De acordo com o DNER (1996), no seu Manual de Projeto de Obras-De-Arte Especiais, os elementos de campo principais são:

- a) Uma planta de situação mostrando o traçado do trecho da rodovia onde se implantará a obra-de-arte e os obstáculos, tais como rios, estradas e vales profundos;
- b) Uma seção longitudinal do terreno ao longo do eixo da ponte a ser projetada, juntamente com o perfil da rodovia e os gabaritos ou seções de vazão a serem atendidos;
- c) As características geotécnicas e geológicas do solo de fundação;
- d) As condições locais de acesso para transporte de equipamentos, materiais e elementos estruturais;
- e) A disponibilidade de água, energia elétrica e mão-de-obra especializada;
- f) As características locais principais tais como níveis máximos e mínimos das águas, ocorrência de secas ou inundações e variação brusca de temperaturas;
- g) A topografia geral da área, se região plana, ondulada ou montanhosa, as características da vegetação, a proximidade ou não de regiões urbanas;
- h) As condições de agressividade do meio ambiente com vistas a estudos de durabilidade.

Após essas análises iniciais indicadas pelo DNER, deve-se estudar os principais métodos executivos de obras de arte especiais e suas particularidades levando em consideração os fatores citados anteriormente.

3.2.1 Balanços sucessivos

O Método de Balanços Sucessivos com aduelas moldadas no local foi criado pelo Engenheiro Emílio Baumgart, em 1930, quando, pela primeira vez executou o processo de construção por Balanço Sucessivo no vão central de uma ponte de concreto armado sobre o Rio do Peixe, Santa Catarina, com comprimento de 68 metros, chamada Ponte Herval. Já o Método de Balanços Sucessivos com aduelas pré-moldadas foi aplicado pela primeira vez em 1952 na França, na ponte Coosy-le-Roi sobre o rio Sena.

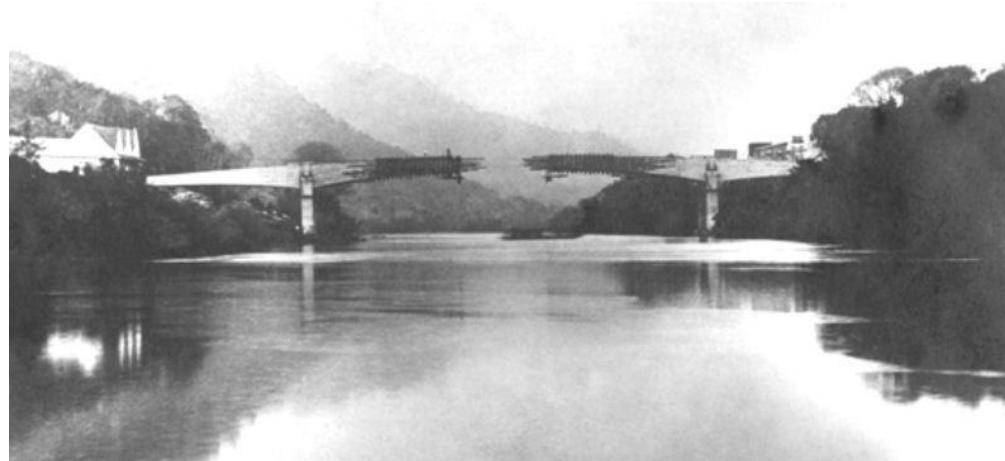


Figura 3.9: Ponte Rio do Peixe

Esta solução executiva é bastante adequada para obras de arte em concreto pretendido para grandes vãos e teve um grande avanço nos países da Alemanha e França. Hoje, esta técnica é dominada por diversas empresas construtoras brasileiras.

O método balanços sucessivos consiste em vencer os vãos entre os pilares através de aduelas pré-moldadas ou moldadas no local, encaixadas uma a uma com auxílio de uma treliça metálica ou guindaste e protendidas longitudinalmente. Ao se deparar com um vão que por limitações naturais ou construtivas não pode usar o

sistema convencional de escoramentos fixos e até mesmo móvel é o método mais recomendável.

Normalmente o processo se inicia a partir de um pilar e uma aduela de lançamento, posteriormente a cada lado do vão são incrementadas novas aduelas preferivelmente semelhantes de modo a equilibrar o processo. Em determinados casos em que o vão entre um pilar e outro for muito grande (maior que 100 m), ou em que não é possível lançar uma aduela para cada lado e o contrapeso do pilar inicial não é suficiente para segurar o balanço, costuma-se executar estais ligando a aduela a um mastro principal de modo a sustentar a estrutura.

A paisagem urbana está ilustrada por diversas pontes em balanços sucessivos associadas ou não a estais, pois, a altura da aduela depende do tamanho do vão, uma análise estrutural resulta que quanto mais alta a aduela, maior o vão vencido devido a sua grande inércia, como citado para vão maiores que 100 m ou onde o impedimento de gabarito, devido a circulação caminhões e trens que são transportes altos, vira um problema, costuma a associação com estais.

Características do processo:

- Ausência de cimbramento;
- O comprimento das aduelas varia entre 2 e 7 metros dependendo da capacidade do escoramento e o ideal é que o comprimento delas seja constante para facilitar a execução da fôrma;
- Este tipo de processo é bastante comum quando não é possível que a obra de arte tenha muitos pilares e tenha que vencer grandes vãos (entre 60 e 240 metros) tanto para pontes retas ou curvas;
- Indicado em casos de pilares muito altos (maiores que 20 metros) em que o escoramento direto passa a ser dificultado, como por exemplo, em casos de vales e rios profundos e largos;
- Além da profundidade dos leitos d'água, outro fator que influência é a correnteza. Se esta for muito forte, o escoramento passa a ser inviabilizado e o balanço sucessivo recomendado mesmo o pilar sendo curto.
- Este método também é indicado em casos de viadutos ou pontes com curvatura bastante acentuada (raios menores que 200 metros) em

que a execução do método de vigas pré-moldadas ou moldadas no local fica inviável;

- Em se tratando de obras em meio urbano, em que o viaduto cruza uma via muito movimentada e em que não é possível fazer o escoramento direto, também é indicado este tipo de método;
- Como não há juntas de dilatação, aumenta o conforto para o motorista.

O processo de balanços sucessivos pode ser executado com aduelas pré-moldadas ou moldadas no local. Citaremos a seguir os dois modelos para execução:

3.2.1.1 Aduelas Pré-Moldadas

As aduelas pré-moldadas são fabricadas no canteiro próximo ao local (preferencialmente) e transportadas posteriormente ao local de aplicação. O primeiro trecho do balanço aduelas de arranque é moldado no local e escorado sobre o pilar. As ligações entre aduela, que são colocadas alternadas no vão, são feitas através de protensão longitudinal e em alguns casos é utilizado uma cola epóxi na superfície de contato entre uma e outra de modo a lubrificar e facilitar o encaixe entre as aduelas. Além disto, esta cola epóxi, diminui os efeitos de imperfeições das juntas, impermeabiliza a junta de modo a evitar infiltração de água e contribui para a transmissão de tensões cisalhantes. As aduelas variam de 2 a 7 metros dependendo dos dispositivos de elevação e transporte, são penduradas em treliças metálicas ou colocadas sobre treliças.

Outra questão a ser analisada é a localização da obra quanto aos fatores externo. Quando a obra se localiza em alguma região com índice pluviométrico elevado ou ventos fortes, as intempéries passam a ser um agravante para os trabalhadores, colocando em risco suas vidas ao ficarem expostos durante o trabalho. Nestes casos, também opta-se por aduelas pré-moldadas, que reduzem bastante a mão-de-obra no local de implantação, necessitando apenas de operários concentrados na protensão das aduelas. O sistema com pré-moldados é mais rápido porém mais caro.

Cuidados Construtivos:

- Precisão na execução da forma das aduelas. Uma aduela deve ser a fôrma da vizinha, considerando as curvas em planta e em perfil, bem como a superelevação;
- Local para canteiro de pré-moldados.
- Transporte das peças até o local da aplicação sempre procurando diminuir as distâncias de transporte por conta dos efeitos dinâmicos que surgem a partir da vibração e que podem causar fissuras e condenar o elemento estrutural;
- Execução do posicionamento das aduelas de maneira controlada para que o encaixe do balanço na metade do vão seja perfeito, ou seja, de modo simultâneo sem diferença de nível;

O processo de aduelas pré-moldadas admite dois sistemas de fabricação:

Sistema Short-Line e Sistema Long-Line. No sistema Short-Line, todas as aduelas são fabricadas a partir de uma forma metálica bastante sofisticada e de elevado custo, que se ajusta de acordo com as mudanças de seção transversal e diferenças geométricas das aduelas, além das conformações em planta e perfil do projeto geométrico. Um exemplo de obra neste sistema é a ponte Rio-Niterói.

Já no sistema Long-Line, é feita a fabricação da fôrma para todo o vão que pode ser reaproveitada para vãos que sejam iguais. Este sistema é indicado para obras de arte especiais retilíneas ou com raio de curvatura grande (maior que 200 metros). O ideal é que o canteiro desses pré-moldados seja próximo ao local da obra para que a distância de transporte seja menor. Depois os segmentos são transportados para serem encaixados.

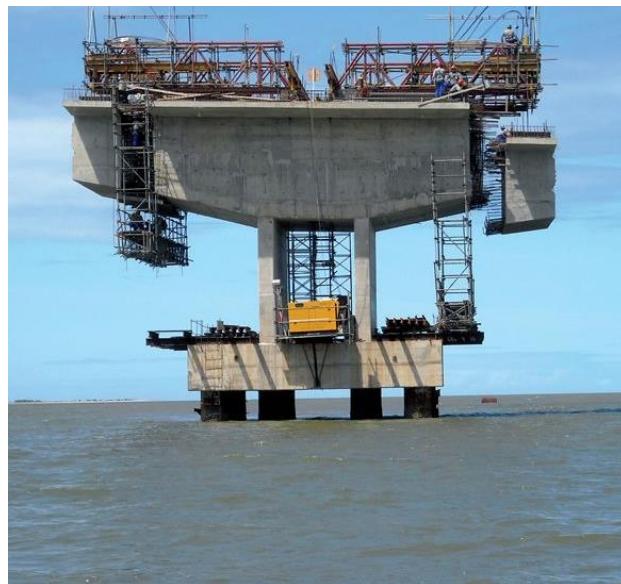


Figura 3.10: Ponte Com Aduela Pré-Fabricada

3.2.1.2 Aduelas Moldadas no Local

Quando as aduelas são moldadas no local, o processo que se segue é através de cimbramentos metálicos que sustentam a forma. As aduelas uma a uma são moldadas e concretadas no local, contando em alguns casos com o auxílio de formas deslizantes, que ficam apoiadas em uma estrutura metálica treliçada ancorada nos trechos concluídos anteriormente. Após o concreto atingir a resistência mínima estabelecida de projeto, são protendidas. Após a protensão de uma aduela, a treliça se apoia sobre esta aduela protendida, e se atiranta na laje superior desta mesma, a fim de avançar para a próxima aduela a ser executada.

Cuidados a serem tomados:

- Aferir as previsões de contra-flecha de projeto ao longo da obra já que o concreto solicitado é muito novo e as deformações imediatas e lentas são muito importantes;
- Tratar as juntas jateando com água;
- Influência do método construtivo no cálculo.



Figura 3.11: Aduela Moldada no Local

3.2.2 Vigas Moldadas no Local

As primeiras pontes foram construídas com esse método, e ainda é o um dos métodos mais usado pela construção civil para a execução de obras de arte. Usualmente a construção de viaduto que possuem protensão, têm as formas das vigas apoiadas por escoramentos em contato com o terreno. Após atingir a resistência necessária do concreto, a viga pode ser protendida, e após a protensão do vão, o escoramento e as fôrmas podem ser retirados.

Este processo é o mais antigo e, provavelmente o mais utilizado na construção de obras de arte especiais em que os viadutos em concreto armado ou concreto protendido seguem o sistema tradicional de construção, sendo a concretagem das vigas executadas sobre a fôrma que fica apoiada no escoramento em contato com o terreno. Após atingir a resistência necessária do concreto, a viga pode ser protendida, e após a protensão do vão, o escoramento e as fôrmas podem ser retirados.

Diferente dos processos já citados anteriormente, ele necessita de escoramento para sua execução e isto significa que no local da construção do viaduto deve ter espaço e condições para montagem do escoramento.

Portanto, este processo não é recomendado para os seguintes casos:

- Altura de escoramento elevada (pilar com altura maior que 15 metros);
- Leitos de água profundos e largos, sem regimes bem definidos e com correnteza forte (velocidade da água acima de 3 metros por segundo);
- Obras de grande comprimento (acima de 400 metros);
- Diferente dos processos citados anteriormente, a execução é mais lenta e, portanto, não é recomendada para cronogramas apertados.



Figura 3.12: Ponte em Viga Moldada no Local

3.2.3 Vigas Pré-moldadas

A construção de pontes em vigas pré-moldadas é um método largamente utilizado. As vigas são lançadas nos vão apoiadas de modo isostático. O método de cálculo é simples e tem-se muita experiência nesse tipo de estrutura. O lançamento das vigas pode ser feito por treliça lançadeira em vão de até 45,00 m e com peso de até 1050 KN. Para casos mais críticos as vigas devem ser lançadas com guindastes (normalmente dois), um trabalho delicado.



Figura 3.13: Lançamento de Viga com Treliça Lançadeira

É importante prever para esse tipo de solução, um canteiro de pré-moldados e a viabilidade dos equipamentos de lançamento, ou seja, transporte até o local e posicionamento na obra. Não se deve deixar de lado também que a escolha do equipamento tem influência direta no cálculo da estrutura.



Figura 3.14: Lançamento de viga com Guindaste

3.2.4 Formas Sobre Cimbramento Fixo

Este tipo de escoramento é mais simples e inicialmente era muito executado em madeira, com pontaletes pouco espaçados entre si e muitas vezes o escoramento

em si era tão trabalhoso e precisava de tanta técnica que eram considerados grandes realizações. Era muito comum para pontes em arco.

Atualmente os cimbramentos metálicos assumiram uma posição de relevância com empresas muito mais especializadas tais como: SH Fôrmas, Mills, Rohr, Doca, entre outras, que calculam e elaboram o projeto, se responsabilizam pelo fornecimento, montagem e desmontagem do material. Além disto, a pequena mão de obra exigida para montagem e desmontagem, e grande capacidade de suporte permitindo vencer grandes vão também o tornam atrativa.

Apesar de permitir o uso repetitivo o torna mais rentável o uso, a madeira aumentou consideravelmente o preço e também tornou através de leis regulamentares muito restritivo e caro o seu uso

O projeto de escoramento deve ser muito bem elaborado e compatível com o plano de concretagem e tipo de obra.

O escoramento, conforme dito anteriormente, fica apoiado no terreno e as deformações devem ser compensadas através de contra-flechas.

Segundo F. Leonhardt em seu livro Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto, alguns cuidados devem ser tomados:

- Evitar compressão nas juntas através de uma camada de argamassa;
- A retirada do escoramento deve ser realizada de tal modo a não produzir solicitações prejudiciais à estrutura da ponte;
- Tratamento das juntas através do jateio de água para evitar patologias futuras nestes locais;
- Cuidados durante a concretagem com relação aos possíveis recalques e deformações;
- Após a desmontagem do escoramento, realizar a desforma do centro para os apoios de cada vão;



Figura 3.15: Escoramento Fixo de Uma Ponte em Arco

3.2.5 Pontes Moldadas in Loco Sobre Cimbramento Móvel

Nesse método construtivo, usa-se uma treliça metálica de escoramento que desliza sobre rolos, os quais estão dispostos em vigas transversais. Desse modo, as formas caminham juntamente com a treliça à medida que a obra avança. É essencial garantir a estabilidade da obra para as diferentes fases construtivas, já que os esforços mudam a cada concretagem. Além disso, ao final da construção, o módulo do campo de momentos é diferente de uma viga contínua, por influência do método construtivo. Essa diferença diminui com o tempo devido a acomodação por fluênciam.

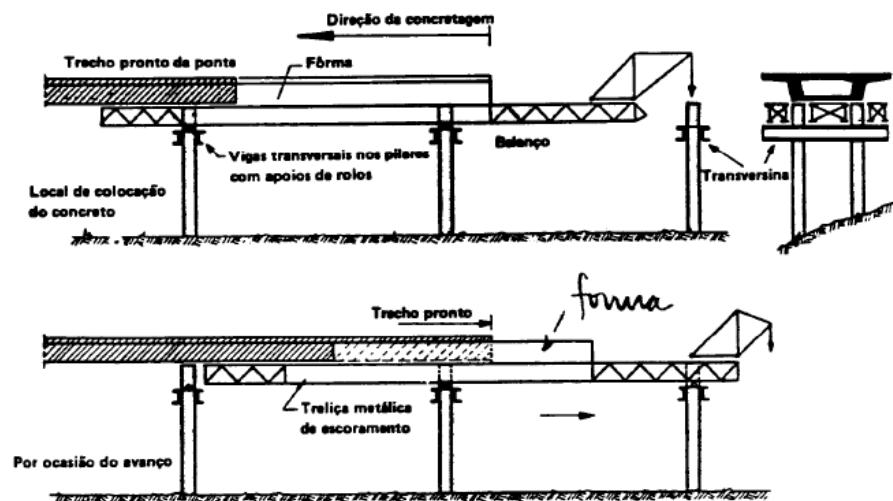


Figura 3.16: Exemplo de Cimbramento Móvel (Stucchi, 2006)

Recomenda-se a utilização desse método para pontes localizadas em terrenos alagados ou de difícil acesso. Outra recomendação importante é a de que os vão tenham o mesmo comprimento de modo a otimizar formas e o método construtivo. Por fim, é necessário prever possíveis interferências na movimentação das formas e da treliça.



Figura 3.17: Cimbramento Móvel

3.2.6 Lançamentos Progressivos

Nesse processo, o elemento é concretado em uma das extremidades da ponte onde deve-se ter uma central de concretagem, os aparelhos de apoio e os que empurrarão o tabuleiro. Há também uma estrutura metálica (bico metálico) logo à frente do primeiro segmento que servirá para apoiar a estrutura no próximo apoio garantindo a estabilidade da mesma. À medida que a estrutura avança, as formas internas voltam para a concretagem da próxima peça.



Figura 3.18: Exemplo de Ponte Empurrada

Essa solução é bastante utilizada em locais com muito espaço para implantação do canteiro e para apoiar os equipamentos que empurrarão a estrutura. Além disso, como a estrutura é auto lançada inclusive o “bico” em balanço, é essencial verificar as fases construtivas (Stucchi, 2006). E ainda, assim como já mencionado anteriormente, é necessário prever possíveis interferências que possam impedir o movimento das formas.



Figura 3.19: Canteiro de Obras de Ponte Empurrada

3.2.7 Ponte Pênsil

Também chamada pendente, a ponte pênsil ou suspensa pode vencer distâncias ainda maiores que as em arco ou em viga, de até 2.100m. Seu tabuleiro é sustentado por cabos de aço cujas forças de tração tendem a aproximar os suportes das fundações. Os cabos são fixos em torres situadas nas extremidades da ponte. As primeiras versões foram feitas em madeira e corda.

Com o desenvolvimento tecnológico, os tirantes de corda transformaram-se em enormes cabos de aço.

A ponte suspensa é apropriada para grandes vãos livres, um exemplo é a Golden Gate Bridge, com um vão livre de 1280 metros.

Em pontes suspensas de grande vão, a sobrecarga é quase desprezível em relação ao peso próprio. A viga de rigidez portanto pode ser relativamente esbelta, já que precisa resistir às flexões produzidas pelas possíveis desigualdades da sobrecarga ao largo do vão; a viga precisa não ser absolutamente rígida, para poder flexionar juntamente com o alargamento dos cabos. A “torre”, ao contrário, deve ter uma certa rigidez para poder resistir aos efeitos dinâmicos do vento.

A ponte pênsil funciona estruturalmente como um arco invertido, formado por um cabo (geralmente de aço de altíssima qualidade), que resiste à tração, ao invés de compressão.

A medida que diminui o vão e, consequentemente, as secções e o peso próprio, a importância da sobrecarga vai aumentando, fazendo com que a estrutura não pode manter a sua esbeltez, e com isto ela perde a sua maior vantagem (nestes casos, vale mais empregar outros tipos de estrutura, por exemplo o arco simples).

Outras pontes pênsis são a ponte George Washington, em Nova York, cujo vão é de 1.066m, ambas nos Estados Unidos, e a ponte de Brooklyn, também em Nova York, construída de 1869 a 1883 e desenhada pelo germano-americano John Roebling. Inaugurada em 24 de maio de 1883, foi na sua época a ponte suspensa mais longa do mundo. Cruza o East River de Nova York e une o populoso bairro do Brooklyn com Manhattan.



Figura 3.20: Ponte George Washington

Não poderíamos esquecer de mencionar neste tópico a ponte Hercílio Luz, símbolo da Ilha de Florianópolis e com um vão central de 340 metros a quinta maior ponte pênsil do mundo, e a maior da América Latina.



Figura 3.21: Ponte Hercílio Luiz-

A ponte pênsil, segundo Mason (1977), quando sujeita a grandes cargas de vento, apresenta movimentos do tabuleiro que podem tornar o tráfego desconfortável e até perigoso e, por esta razão, exige-se que o tabuleiro seja projetado com grande rigidez à torção para minimizar este efeito.

3.2.8 Ponte Estaiada

A solução em Ponte Estaiada deve ser associada a outro método construtivo que normalmente é o de consolos sucessivos. Desse modo, a cada aduela adicionada, os estais são lançados e tensionados de modo que ao final da construção, sob as cargas permanentes, o tabuleiro fica submetido quase que exclusivamente à compressão. A proteção dos cabos é importante também para combater deslocamentos verticais excessivos na fase construtiva.



Figura 3.22: Ponte Estaiada com Aduelas Moldadas in loco

Do ponto de vista construtivo, valem basicamente as mesmas considerações que para os balanços sucessivos, ou seja, é uma solução ideal para locais com terrenos de difícil acesso, vãos sobre rios ou em áreas urbanas densamente povoadas.



Figura 3.23: Ponte Estaiada com Aduelas Pré-moldadas

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Restrições e fatores condicionantes

Em todo projeto de pontes, a escolha do método construtivo e do tipo do sistema estrutural é uma tarefa extremamente delicada e repleta de variáveis particulares para cada situação. No caso da Ponte Governador Orestes Quérica, existiam diversas restrições que foram condicionantes na hora de decidir qual seria a melhor solução do ponto de vista técnico, ecológico, plástico e financeiro.

Como citado anteriormente, a ponte atravessa a via possivelmente de maior importância para o tráfego na cidade de São Paulo, a Marginal Tietê. Desse modo, existiam restrições da CET impedindo qualquer tipo de estreitamento de faixas ou de redução do gabarito vertical das pistas da Marginal Tietê.

Outro fator limitante, foi a proibição pelo DAEE de se construir qualquer tipo de apoio no leito do rio, mesmo que provisório. A localização dos aparelhos de apoio, portanto, se tornou uma questão crítica, pois além dessa restrição o espaço nas duas margens do rio é ocupado por inúmeras faixas das pistas da Marginal Tietê.

Diante dessas restrições, pode-se eliminar a maioria das técnicas e métodos construtivos utilizados na construção de pontes. Cimbramentos móveis e fixos, por exemplo, acarretam estreitamento de faixas e precisariam de apoios na calha do rio. Vigas pré-moldadas tem como grandes empecilhos o lançamento que exige maquinário pesado e também precisam de no mínimo dois aparelhos de apoio. Pontes pênsveis precisam de no mínimo dois mastros e são viáveis para vãos maiores. E, por fim, lançamentos progressivos necessitam de no mínimo dois apoios e grandes espaços nas extremidades das obras.

Diante desse cenário, sobraram apenas dois métodos construtivos viáveis: balanços sucessivos e ponte estaiada.

Foi estudado primeiro a solução em balanços sucessivos, por se tratar da mais comum entre as duas. Foi projetado um pilar única que serviria também como aduela de disparo. O problema é que no método de balanços sucessivos convencional, ou

seja, havendo pelo menos dois pilares, as aduelas sucessivas se encontram no centro do vão, como mostrado na Figura 4.1. Havendo apenas um pilar, todavia, é equivalente a se vencer o dobro do vão. Exemplificando, para vencer um vão de 150 m, do modo convencional seriam necessárias aduelas de partida de 7,5 m de altura. Como há apenas uma, o vão a ser vencido equivale a 300 m, e assim, ter-se-ia uma altura de 15 m. Essa altura exagerada, levaria a uma mudança no projeto geométrico implicando uma revisão de projeto de praticamente todas as disciplinas envolvidas.



Figura 4.1: Método dos balanços sucessivos

A alteração do projeto geométrico devido à altura da aduela de partida geraria mais dois problemas. O primeiro seria que a curva de acesso à pista central da Marginal Tietê teria sua extensão aumentada, de forma que se perderia a ligação entre a Avenida do Estado e a pista local da Marginal Tietê (agulha 9085), prejudicando todo o estudo de tráfego realizado. Já o segundo, seria na outra extremidade da ponte em que se localiza instalações da SABESP e, com o aumento da extensão da obra, seria necessário a desapropriação de uma parte maior dessa área.

Diante desses problemas relacionados ao método dos balanços sucessivos convencional, começaram os estudos relativos ao método em estrutura estaiada. Esse método se mostrou melhor do ponto de vista técnico uma vez que os estais aliviavam os esforços na aduela de partida. Com esse alívio, a altura da aduela de partida ficou em 3 m, uma diferença de 12 m. Com essa altura, conseguira-se manter o projeto

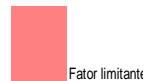
geométrico original evitando os problemas anteriormente citados. Além disso, houve uma redução de aproximadamente 25% da área do tabuleiro em relação ao projeto básico.

Esse é apenas um exemplo prático de como o estudo detalhado das características e peculiaridades de cada local, influí diretamente na solução adotada.

Tabela 1: Decisão do Método Construtivo da Ponte Governador Orestes Quércia.

| Estudo dos Médios Construtivos | | | |
|--------------------------------------|-----------|---|--|
| TIPO | APLICÁVEL | VANTAGENS | DESVANTAGENS |
| Cimbramento Fixo | Não | Baixo custo, fácil aplic o o, não infu ncia o cáculo, exec o o rápida | Terreno deve ter boa capacidade de resistência, prever recalques |
| Cimbramento Móvel | Não | Baixo custo, não interfere no terreno sob o v o, exec o o relativamente rápida | Interfere no cáculo da estrutura, exige equipamentos e mão de obra especializados |
| Consolos Sucessivos Moldados in loco | Sim | Não interfere no terreno sob o v o, vence grandes vãos, não precisa de canteiro de p -moldados | Interfere no cáculo da estrutura, exige equipamentos e mão de obra especializados |
| Consolos Sucessivos Pré-moldados | Sim | Não interfere no terreno sob o v o, vence grandes vãos | Interfere no cáculo da estrutura, exige equipamentos e mão de obra especializados, canteiro de p -moldados |
| Vigas P -moldadas | Não | Amplo conhecimento acerca do método, fácil cáculo, baixo custo, relativamente rápido | Equipamentos e mão de obra especializados, lançamento das vigas pode ser um processo delicado, canteiro de p -moldados |
| Lançamentos Progressivos | Não | Não interfere no terreno sob o v o, baixo custo | Necessita de grandes ´reas para implanta o do canteiro, interfere no cáculo da estrutura, requer rigoroso controle da geometria |
| Estaiadas | Sim | Esteticamente agradável, controle de flechas, abaixamento do gabarito vertical | Equipamentos e mão de obra especializados, custo elevado, requer rigoroso controle da geometria |
| P nseis | Sim | Esteticamente agradável, não requer atracamento dos cabos, cabos ajudam no transporte das peças | Flexibilidade da estrutura, necessita de maior ´rea nos extremos para ancoragem dos cabos de sustentaci o o. Menor vantagem econ mica que estaiada até 1500 m. |

Legenda:



Fator limitante

5 MÉTODO DA ANULAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

O Método da anulação dos deslocamentos é uma etapa do pré-dimensionamento da estrutura, que consiste em anular os efeitos de deformação do tabuleiro devido ao peso próprio, fazendo-o permanecer na mesma configuração do greide de projeto. Para isso, aplicam-se forças de ajuste nos estais que são obtidas através do método. A seguir, explicaremos como este estudo é realizado.

5.1 Exemplo de aplicação

Os modelos são simplificações das estruturas reais, que são utilizados para representar matematicamente a estrutura a ser estudada, incorporando todas as teorias e hipótese feitas para descrever o comportamento da estrutura para as diversas solicitações. Essas hipóteses baseiam-se em leis físicas, como o equilíbrio entre forças ou tensões e também compatibilidade entre deslocamento e deformação.

Para efeito de aprendizado, começamos a simular uma ponte estaiada de 80m de extensão, com 40 metros de vão para cada lado. Possui um pilar de 55 metros de altura, sendo 45 metros acima do tabuleiro e um total de 6 estais, arranjados em forma de harpa, tal como representado na Figura 5.1.

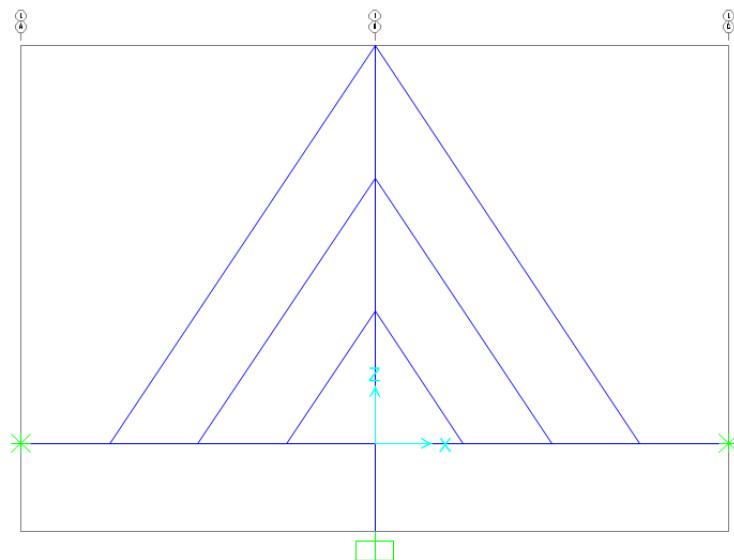


Figura 5.1: Exemplo de Ponte Estaiada com Seis Estais

Os elementos que formam a ponte são:

5.1.1 Tabuleiro

Laje, longarina e transversina;

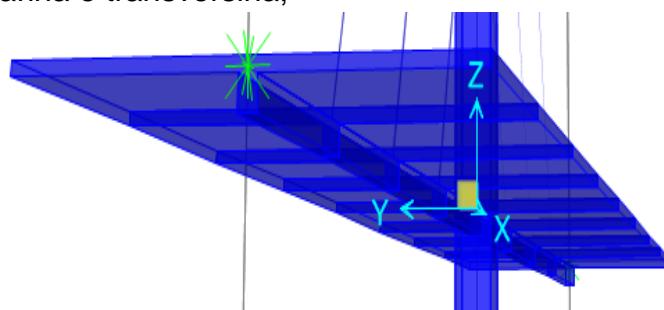


Figura 5.2: Vista do Tabuleiro

Seção transversal T com aduelas 12m de largura e 10m de comprimento do tabuleiro, com laje de aproximadamente 30cm, longarinas e transversinas com seção de 1m de altura e 50cm de largura.

5.1.2 Mastro + Pilar

O mastro tem uma altura de 45m e serve de suporte a 6 estais, 3 em cada um dos planos longitudinais. A seção transversal é retangular de dimensões de 2m x 1.5m.

5.1.3 Estais

Os estais inicialmente foram considerados todos iguais com seção transversal circular, com 0.04m de diâmetro e área efetiva de 0,0013m², um total de 7 cordoalhas.

O programa usado para a modelagem das estruturas foi o SAP2000. O modelo é bidimensional e consiste em um conjunto de barras para todos os elementos.

A fundação não foi considerada. No modelo, foi representada por um engastamento, simplificando esse elemento e dando importância a outras partes do modelo.

O objetivo deste modelo é aplicação dos métodos de anulação de deslocamento e distribuição de esforços nos estais, sendo assim, um modelo plano simples é suficiente para análise.

Neste método, o objetivo é anular os deslocamentos verticais. Quando o tabuleiro está solicitado, há apenas a carga permanente, no caso considerado apenas o peso próprio.

O método prático de resolução do problema consiste em utilizar uma ferramenta disponível no programa SAP200, que permite aplicar uma variação de temperatura a qualquer elemento estrutural. Consideramos o esquema estrutural abaixo, constituído de um tabuleiro (TAB1 ao TAB8) suportado por seis estais (E1, E2, E3, E4, E5, E6) apoiados no mastro, as temperaturas T_i em cada estai e w_i , os deslocamentos dos pontos i segundo o eixo z.

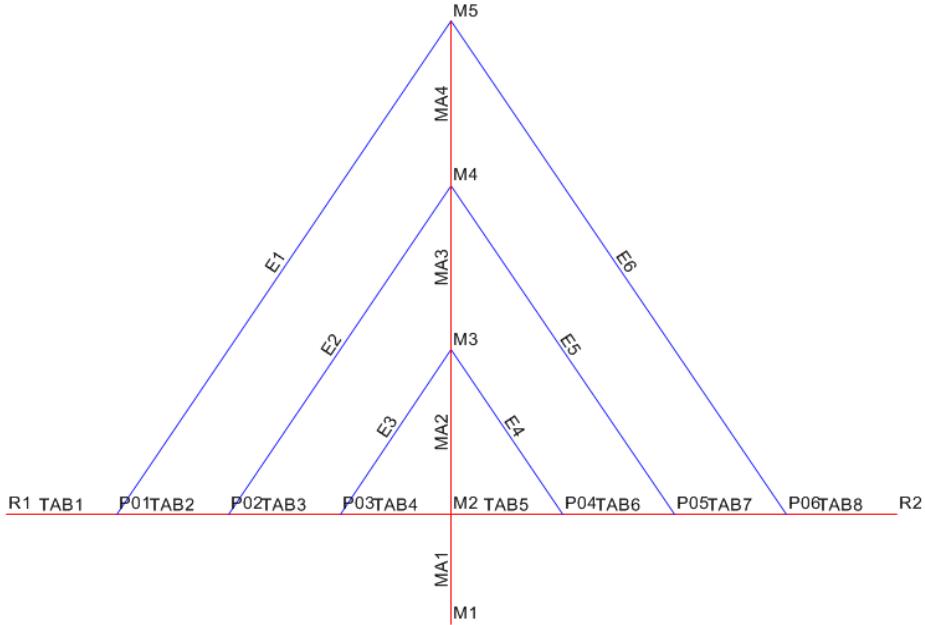


Figura 5.3: Numeração dos Elementos da Ponte

Devido ao comportamento elástico linear da estrutura temos:

$$\begin{aligned}
 f_{11} * T_1 + f_{12} * T_2 + f_{13} * T_3 + f_{14} * T_4 + f_{15} * T_5 + f_{16} * T_6 &= w_1 \\
 f_{21} * T_1 + f_{22} * T_2 + f_{23} * T_3 + f_{24} * T_4 + f_{25} * T_5 + f_{26} * T_6 &= w_2 \\
 f_{31} * T_1 + f_{32} * T_2 + f_{33} * T_3 + f_{34} * T_4 + f_{35} * T_5 + f_{36} * T_6 &= w_3 \\
 f_{41} * T_1 + f_{42} * T_2 + f_{43} * T_3 + f_{44} * T_4 + f_{45} * T_5 + f_{46} * T_6 &= w_4 \\
 f_{51} * T_1 + f_{52} * T_2 + f_{53} * T_3 + f_{54} * T_4 + f_{55} * T_5 + f_{56} * T_6 &= w_5 \\
 f_{61} * T_1 + f_{62} * T_2 + f_{63} * T_3 + f_{64} * T_4 + f_{65} * T_5 + f_{66} * T_6 &= w_6
 \end{aligned}$$

Ou seja,

$$[f] * [T] = [w]$$

Onde cada linha de $[f]$ pode ser determinada considerando $T_j=1$ e $T_k=0$ para k diferente de j , isto é:

$$f_{ij}=w_i$$

Se w_i , que é a correção de $[w_0]$ a ser imposto, é conhecido, temos:

$$[f] * [T] = [w_0]$$

Ou seja,

$$[T] = [f]^{-1} * [w_0]$$

A aplicação destas diferenças de temperaturas aos estais correspondentes permite efetuar a correção nos pontos escolhidos.

Se $[w]$ for o deslocamento devido ao peso próprio, obtém-se cotas próximas a zeros nos pontos escolhidos, através da aplicação de $-[T]$ aos estais. Portanto, em cada tirante, o esforço final resulta da composição direta dos carregamentos devidos ao peso próprio e temperatura.

Para determinar as forças que serão aplicadas individualmente nos estais podemos escrever:

$$\begin{bmatrix} 1 & e_{12} & e_{13} & e_{14} & e_{15} & e_{16} \\ e_{21} & 1 & e_{23} & e_{24} & e_{25} & e_{26} \\ e_{31} & e_{32} & 1 & e_{34} & e_{35} & e_{36} \\ e_{41} & e_{42} & e_{43} & 1 & e_{45} & e_{46} \\ e_{51} & e_{52} & e_{53} & e_{54} & 1 & e_{56} \\ e_{61} & e_{62} & e_{63} & e_{64} & e_{65} & 1 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{o1} \\ F_{o2} \\ F_{o3} \\ F_{o4} \\ F_{o5} \\ F_{o6} \end{bmatrix}$$

Ou seja,

$$[e] * [F] = [F_o]$$

Sendo e_{ij} os coeficientes de força obtidos com $F_j=1$ e $F_k=0$ ($k \neq j$).

Através das propriedades das matrizes, os valores procurados são:

$$|F| = [e]^{-1} * [F_o]$$

Agora, adotando nosso modelo como exemplo prático, temos os seguintes deslocamentos devido ao peso próprio:

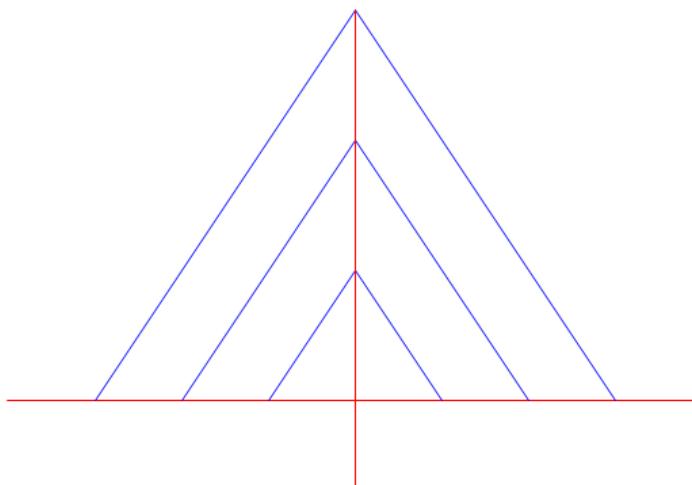


Figura 5.4: Estrutura Antes não Deformada

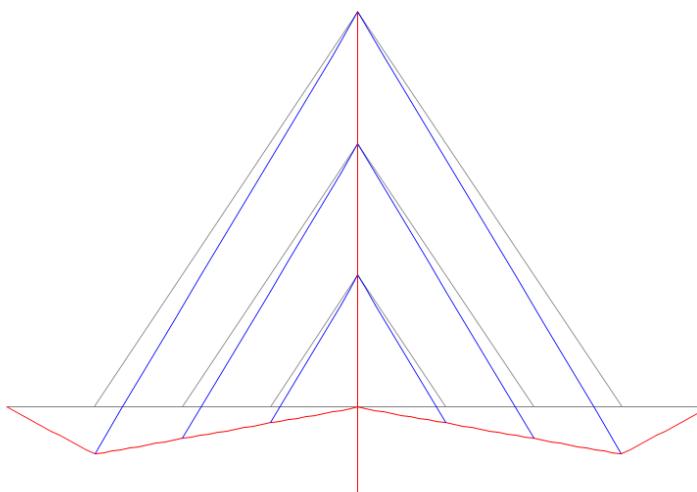


Figura 5.5: Deformada devido ao Peso Próprio

Para conseguirmos uma matriz $[f]$ fazendo $T_j=1$ e $T_k=0$, colocamos uma variação de temperatura unitária em cada estai, chamando-as de $T_1, T_2 \dots T_6$.

Na tabela abaixo, podemos encontrar os valores para os carregamentos unitários de temperatura em cada estai, e também, o carregamento próprio intitulado como DEAD em cada nó. No caso, os nós estudados são: 9,10,11, 13, 14, 15.

Tabela 2: Deformação de cada nó do tabuleiro em relação ao peso próprio e as temperaturas unitárias aplicadas nos estais

| Número do nó | Carregamento | dz (m) |
|--------------|--------------|----------------|
| P01 | DEAD | -6.8138849E-02 |
| P01 | T1 | -5.4360557E-05 |
| P01 | T2 | -3.6177550E-05 |
| P01 | T3 | -2.0446748E-05 |
| P01 | T4 | -4.4926463E-06 |
| P01 | T5 | -2.1056719E-05 |
| P01 | T6 | -4.3767587E-05 |
| P02 | DEAD | -6.2313069E-02 |
| P02 | T1 | -2.0988031E-05 |
| P02 | T2 | -5.7866563E-05 |
| P02 | T3 | -2.8637616E-05 |
| P02 | T4 | -5.2350862E-06 |
| P02 | T5 | -1.9869125E-05 |
| P02 | T6 | -3.6236251E-05 |
| P03 | DEAD | -3.8942703E-02 |
| P03 | T1 | -6.1526744E-06 |
| P03 | T2 | -2.2175073E-05 |
| P03 | T3 | -4.3633611E-05 |
| P03 | T4 | -4.2644688E-06 |
| P03 | T5 | -1.1694539E-05 |
| P03 | T6 | -1.8777113E-05 |
| P04 | DEAD | -3.8942703E-02 |
| P04 | T1 | -1.8777113E-05 |
| P04 | T2 | -1.1694539E-05 |
| P04 | T3 | -4.2644688E-06 |
| P04 | T4 | -4.3633611E-05 |
| P04 | T5 | -2.2175073E-05 |
| P04 | T6 | -6.1526744E-06 |
| P05 | DEAD | -6.2313069E-02 |
| P05 | T1 | -3.6236251E-05 |
| P05 | T2 | -1.9869125E-05 |
| P05 | T3 | -5.2350862E-06 |
| P05 | T4 | -2.8637616E-05 |
| P05 | T5 | -5.7866563E-05 |
| P05 | T6 | -2.0988031E-05 |
| P06 | DEAD | -6.8138849E-02 |
| P06 | T1 | -4.3767587E-05 |
| P06 | T2 | -2.1056719E-05 |
| P06 | T3 | -4.4926463E-06 |

| Número do nó | Carregamento | dz (m) |
|--------------|--------------|----------------|
| P06 | T4 | -2.0446748E-05 |
| P06 | T5 | -3.6177550E-05 |
| P06 | T6 | -5.4360557E-05 |

Pode aparecer pequenos deslocamentos horizontais, que serão desconsiderados nos cálculos. Através dos dados obtidos, podemos montar a matriz [f].

Tabela 3: Matriz de deslocamentos verticais

| | | | | | | | |
|---------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----|
| $[f] =$ | -0.0000543606 | -0.0000361776 | -0.0000204467 | -0.0000044926 | -0.0000210567 | -0.0000437676 | P01 |
| | -0.0000209880 | -0.0000578666 | -0.0000286376 | -0.0000052351 | -0.0000198691 | -0.0000362363 | P02 |
| | -0.0000061527 | -0.0000221751 | -0.0000436336 | -0.0000042645 | -0.0000116945 | -0.0000187771 | P03 |
| | -0.0000187771 | -0.0000116945 | -0.0000042645 | -0.0000436336 | -0.0000221751 | -0.0000061527 | P04 |
| | -0.0000362363 | -0.0000198691 | -0.0000052351 | -0.0000286376 | -0.0000578666 | -0.0000209880 | P05 |
| | -0.0000437676 | -0.0000210567 | -0.0000044926 | -0.0000204467 | -0.0000361776 | -0.0000543606 | P06 |
| | T1 | T2 | T3 | T4 | T5 | T6 | |

Para o cálculo da temperatura de calibração dos estais, precisamos da inversa da matriz [f], que foi calculada através do programa Excel.

Tabela 4: Inversa da matriz [f]

| | | | | | | |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| $[f]^{-1} =$ | -36163.01726859 | 15896.15481523 | 5495.06233519 | -5495.05091514 | -2747.52831258 | 18304.52216418 |
| | -65.11365067 | -27603.43314851 | 17269.92753656 | -4121.28390383 | -669.29789694 | 13212.14546096 |
| | -6966.52343598 | 13148.62650265 | -28873.16715291 | -1302.14965507 | 0.00000000 | 6964.92874362 |
| | 6964.92874362 | 0.00000000 | -1302.14965507 | -28873.16715291 | 13148.62650265 | -6966.52343598 |
| | 13212.14546096 | -669.29789694 | -4121.28390383 | 17269.92753656 | -27603.43314851 | -65.11365067 |
| | 18304.52216418 | -2747.52831258 | -5495.05091514 | 5495.06233519 | 15896.15481523 | -36163.01726860 |
| | | | | | | |

Tabela 5: Deslocamento vertical de cada nó devido ao peso próprio

| | |
|----------|----------|
| $[Wo] =$ | -0.06814 |
| | -0.06231 |
| | -0.03894 |
| | -0.03894 |
| | -0.06231 |
| | -0.06814 |
| | |

A matriz acima [wo] é o deslocamento vertical de cada nó devido a carga DEAD (peso próprio).

Através da multiplicação dessas matrizes também realizada pelo programa Excel conseguirmos obter a temperatura de calibração final para cada estai.

Tabela 6: Temperaturas de calibração dos estais

| T (°C) |
|----------|
| -397.526 |
| -353.893 |
| -355.886 |
| -355.886 |
| -353.893 |
| -397.526 |

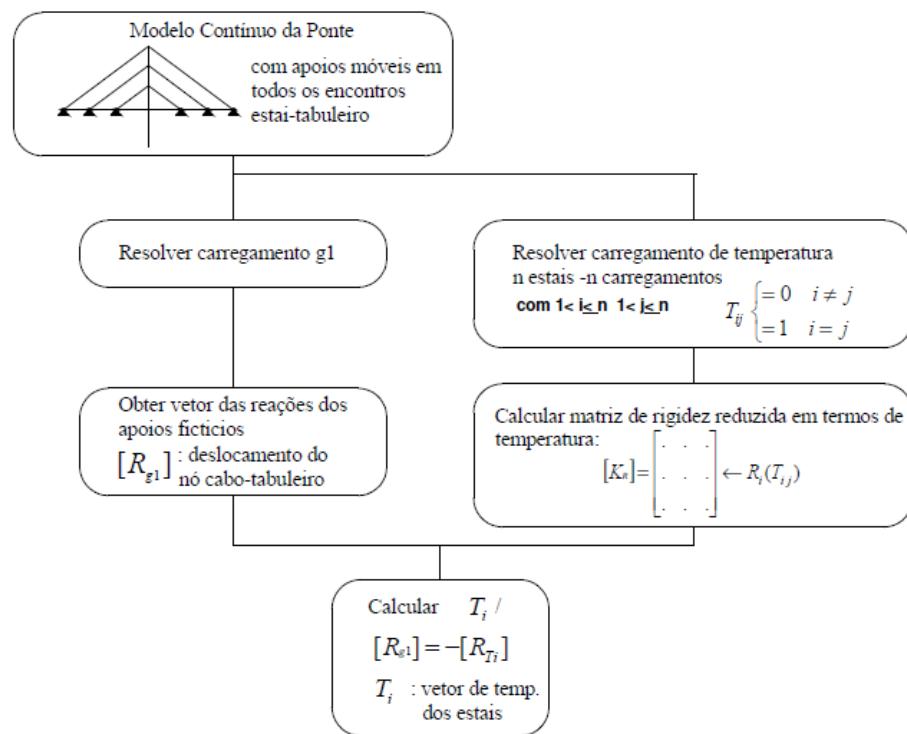
$$[f]^{-1}x[Wo] = [To]$$


Figura 5.6: Fluxograma do Método de Anulação dos Deslocamentos

O resultado final após a aplicação de todas as variações de temperatura em cada estai está ilustrada abaixo.

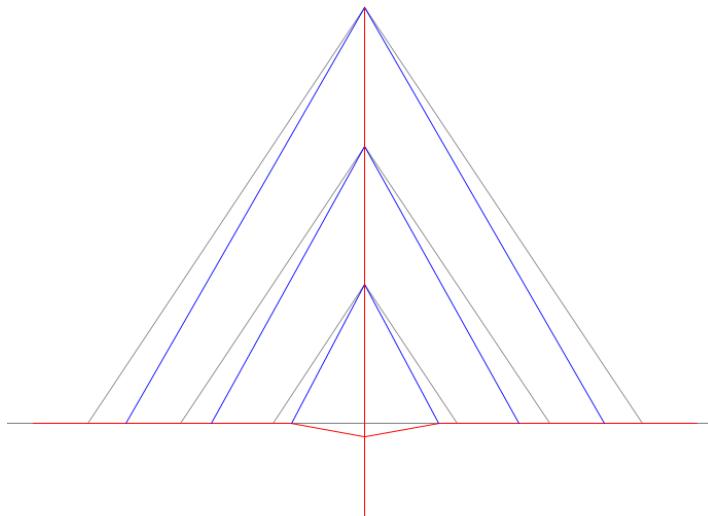


Figura 5.7: Deformada Após a Aplicação das Forças nos Estais

Sendo assim, as deformações se aproximaram do zero, como era previsto pelo método.

5.2 Aplicação do método à ponte estaiada Governador Orestes Quércia

5.2.1 Descrição da ponte

A ponte estaiada Governador Orestes Quércia possui dois planos de estaiamento simétricos, com dois mastros de sustentação dos estais, sendo 22 estais de cada lado do mastro, totalizando 88 estais. Para efeito de simplificação, optamos por calcular apenas um plano de estaiamento, totalizando 44 estais para estudo, 22 de cada lado. A figura abaixo ilustra o modelo utilizado.

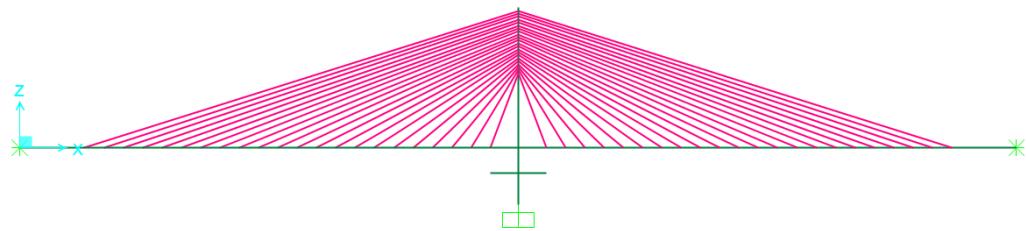


Figura 5.8: Vista da ponte com os 44 estais

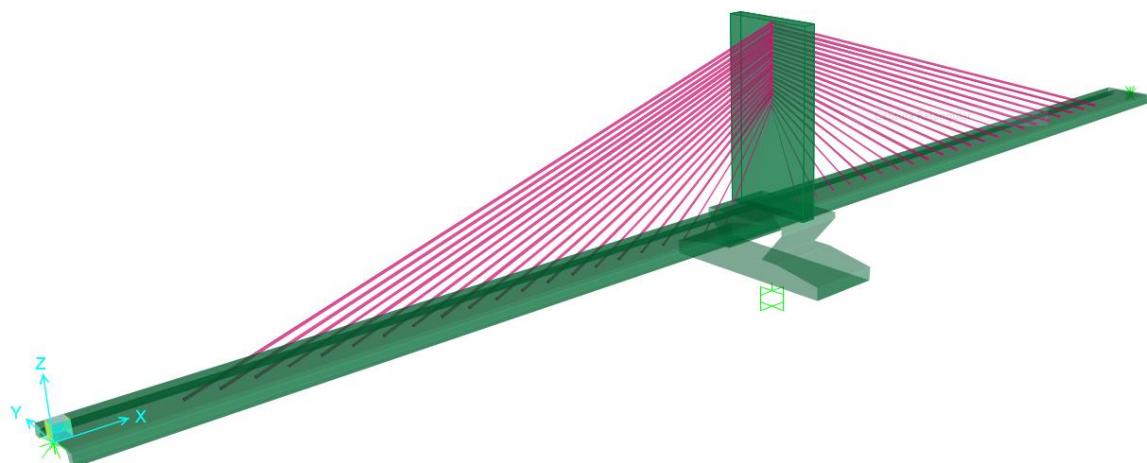


Figura 5.9 Seção em 3D

O pilar possui 6,6 metros de altura, com uma seção transversal pré-definida em projeto, bem como seu mastro, que possui 45 metros de altura.

A seção transversal da ponte possui 15 metros de comprimento, dividida em duas faixas, como mostra a figura abaixo.

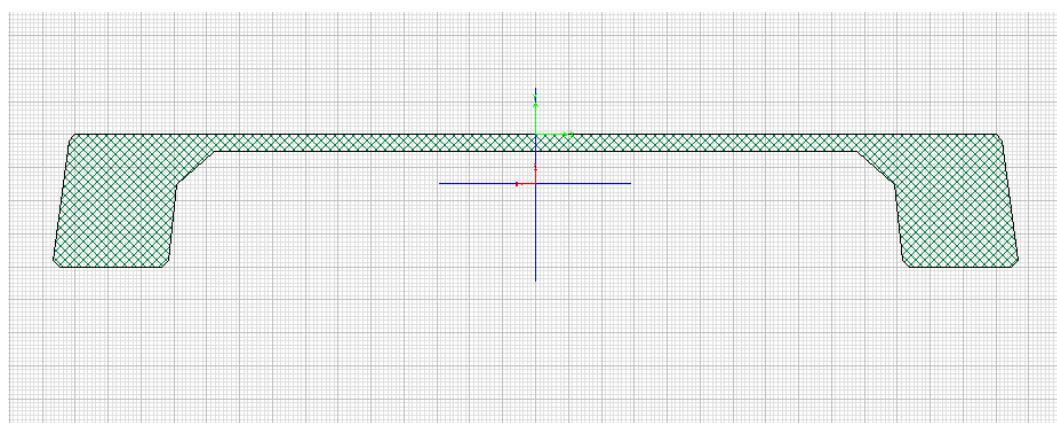


Figura 5.10: Seção transversal da ponte

O tabuleiro com estaiamento possui 260 metros de comprimento entre estais, sendo que o mastro corta a seção ao meio, dividindo-a em 130 metros de comprimento para cada conjunto de 22 estais.

O mastro, pilar e tabuleiro foram projetados com concreto C45, que através da norma NBR 6118, deve conter as seguintes características:

Tabela 7: Características do concreto

| Características do Concreto | |
|---|---------------------------|
| Peso específico, γ | 2,5 tf/m ³ |
| Módulo de Elasticidade, E | 3193100 tf/m ² |
| Coeficiente de Poisson, U | 0,3 |
| Coeficiente de Expansão Térmica, A | 41769 |

As características mencionadas e unidades utilizadas são os dados a serem colocados no programa SAP2000 para modelização.

Os estais utilizados, de acordo com a norma NBR - 7483, são os que possuem 7 fios de cordoalhas CP177 RB que são específicos para estais. Possuem um diâmetro nominal de 15,7 mm e área nominal de 150mm.

As características do aço utilizadas são:

Tabela 8: Características da cordoalha

| Características da cordoalha | |
|---|----------------------------|
| Peso específico, γ | 7,85 tf/m ³ |
| Módulo de Elasticidade, E | 19500000 tf/m ² |
| Coeficiente de Poisson, U | 0,3 |
| Coeficiente de Expansão Térmica, A | 41769 |

Cada estai possui um número específico de cordoalhas, que foi calculado em função da força a ser suportada. A figura e tabela abaixo mostram a quantidade de cordoalhas por estai e diâmetro total do mesmo.

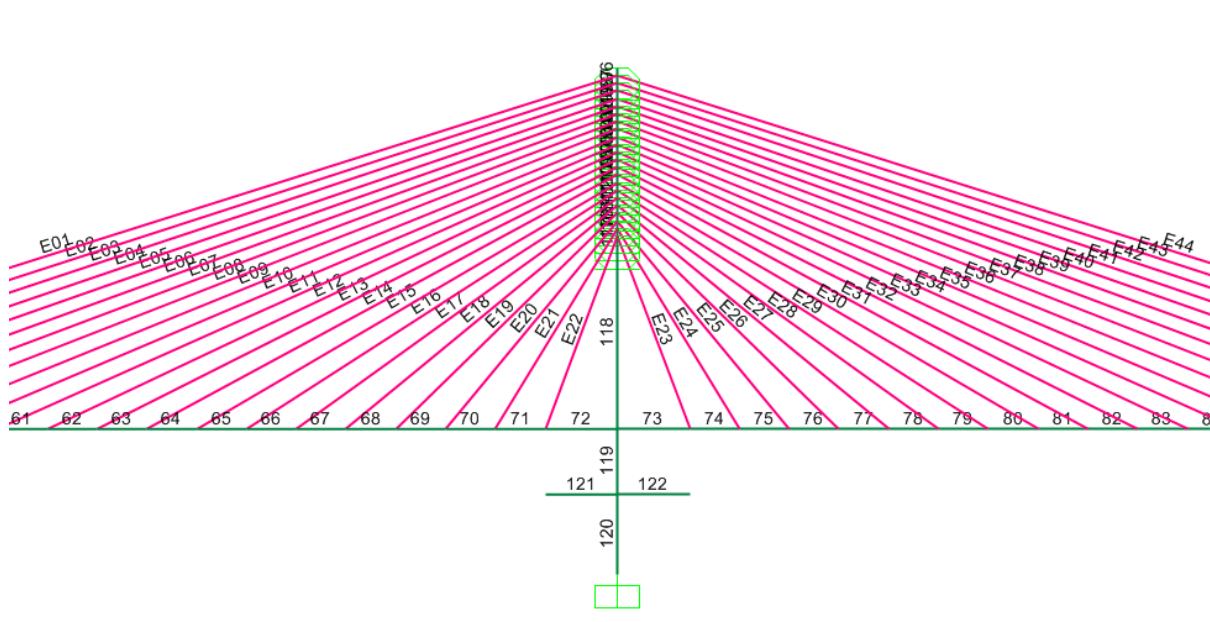


Figura 5.11: Número dos estais segundo o programa SAP 2000

Tabela 9: Quantidade de cordoalhas por estai

| Número do estai | Quantidade de cordoalhas | Diâmetro (m) |
|-----------------|--------------------------|--------------|
| 1 | 74 | 0,118882122 |
| 2 | 74 | 0,118882122 |
| 3 | 74 | 0,118882122 |
| 4 | 74 | 0,118882122 |
| 5 | 74 | 0,118882122 |
| 6 | 74 | 0,118882122 |
| 7 | 68 | 0,11396071 |
| 8 | 68 | 0,11396071 |
| 9 | 68 | 0,11396071 |
| 10 | 68 | 0,11396071 |
| 11 | 68 | 0,11396071 |
| 12 | 66 | 0,11227231 |
| 13 | 66 | 0,11227231 |
| 14 | 64 | 0,110558128 |
| 15 | 60 | 0,107047447 |
| 16 | 56 | 0,103417659 |
| 17 | 50 | 0,097720502 |
| 18 | 44 | 0,091669957 |
| 19 | 38 | 0,085190759 |
| 20 | 34 | 0,080582391 |

| Número do estai | Quantidade de cordoalhas | Diâmetro (m) |
|-----------------|--------------------------|--------------|
| 21 | 28 | 0,073127328 |
| 22 | 22 | 0,064820448 |
| 23 | 22 | 0,064820448 |
| 24 | 28 | 0,073127328 |
| 25 | 34 | 0,080582391 |
| 26 | 38 | 0,085190759 |
| 27 | 44 | 0,091669957 |
| 28 | 50 | 0,097720502 |
| 29 | 56 | 0,103417659 |
| 30 | 60 | 0,107047447 |
| 31 | 64 | 0,110558128 |
| 32 | 66 | 0,11227231 |
| 33 | 66 | 0,11227231 |
| 34 | 68 | 0,11396071 |
| 35 | 68 | 0,11396071 |
| 36 | 68 | 0,11396071 |
| 37 | 68 | 0,11396071 |
| 38 | 68 | 0,11396071 |
| 39 | 74 | 0,118882122 |
| 40 | 74 | 0,118882122 |
| 41 | 74 | 0,118882122 |
| 42 | 74 | 0,118882122 |
| 43 | 74 | 0,118882122 |
| 44 | 74 | 0,118882122 |

Como estamos utilizando apenas uma linha de estais, a quantidade de cordoalhas por estai será a soma da quantidade de estais de ambas as linhas, ou seja, duas vezes a quantidade de cordoalhas em cada estai.

5.2.2 Detalhamento do Pilar

O primeiro passo realizado foi um detalhamento o mais próximo do projeto original do pilar, para gerar resultados corretos em relação ao Momento de Inércia e

peso próprio. Sendo assim, com a ferramenta do programa SAP 2000, construímos nosso pilar e o programa calculou as verdadeiras seções e Momentos de Inércia.

Resgatamos do projeto original o detalhamento em planta do pilar, que está especificado na figura abaixo. O Eixo da Obra está paralelo as pistas da Marginal Tietê.

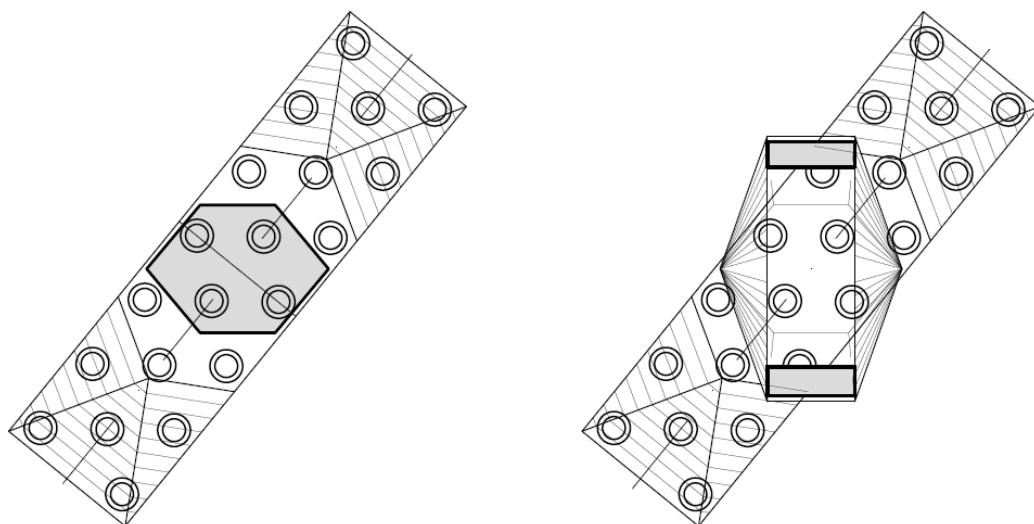


Figura 5.12: Detalhamento em planta do Pilar – Figura à esquerda referente à base e figura à direita referente ao topo do pilar.

Além disso, utilizamos as vistas dos pilares para melhor entender a estrutura e poder redesená-la corretamente no modelo:

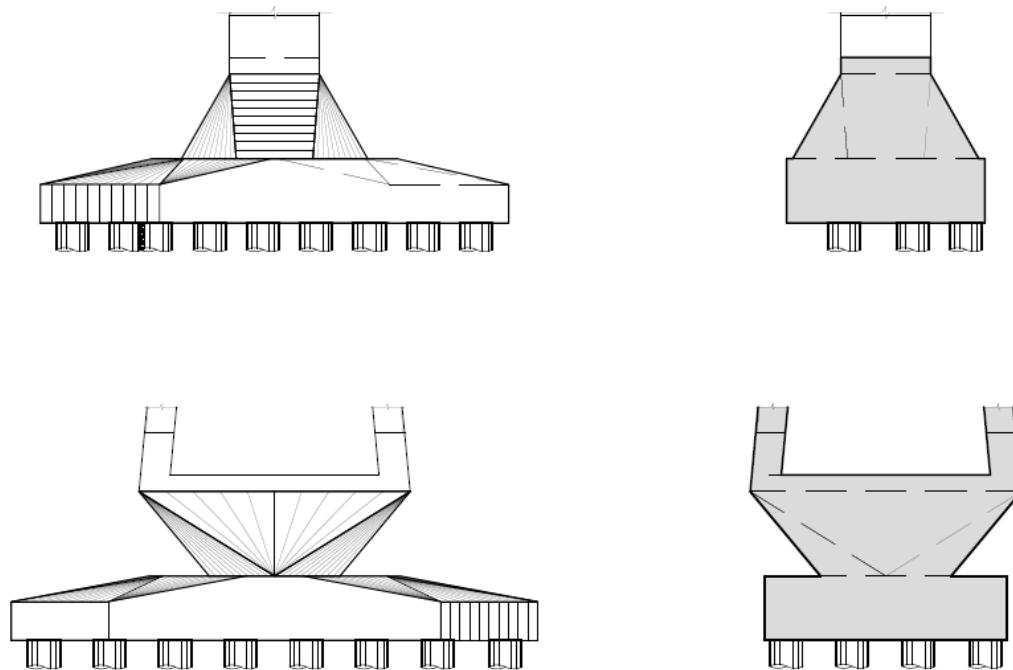
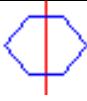
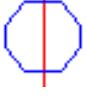
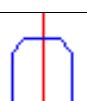
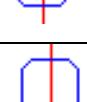
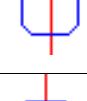
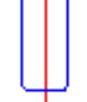


Figura 5.13: Vistas do pilar: Figuras acima referentes a vista frontal da ponte e figuras abaixo referente ao local que apoia-se o tabuleiro

Observando a planta do pilar, bem como as respectivas vistas, pudemos perceber a variação do mesmo em relação ao eixo vertical. Basicamente, inicia-se com o formato de um hexágono e acaba com uma forma retangular. Para que o programa SAP 2000 entendesse essa geometria e pudesse calcular corretamente o momento de Inércia dessa estrutura, dividimos o pilar em sete partes iguais e detalhamos, a cada 1,10 m, a seção em planta.

Tabela 10: Seções em planta do pilar e mudança de áreas e Momentos de Inéria conforme altura

| Seção | Altura (à partir da base do Pilar) | Momento de Inéria em x e y (m^4) | Área (m^2) | Detalhe |
|-------|---|--|----------------|---|
| 1 | 0 | 2.288.856 3.234.539 | 104,73 |  |
| 2 | 1,1 m | 2.820.178 3.295.731 | 129,53 |  |
| 3 | 2,2 m | 3.207.294 3.038.042 | 147,32 |  |
| 4 | 3,3 m | 3.441.521 2.079.163 | 158,09 |  |
| 5 | 4,4 m | 3.522.933 1.348.164 | 161,84 |  |
| 6 | 5,5 m | 3.451.590 665.444 | 158,57 |  |
| 7 | 6,6 m | 3.227.565 134.241 | 148,29 |  |

As figuras acima nos mostram como o pilar modifica sua seção conforme a altura. As imagens à direita detalham cada uma dessas seções que foram utilizadas no programa SAP 2000 para construir nosso modelo.

Após desenharmos cada uma das seções no programa, utilizamos um comando que varia as seções conforme a altura, ou seja, unimos a seção 1 a seção 2, seção 2-3, 3-4, 4-5, 5-6 e 6-7 com variação parabólica. Com esse método, pudemos aproximar nossos resultados, de um modelo planar, aos reais.

5.2.3 Detalhamento do Mastro

Análogo ao que foi feito para o pilar, foi realizado para o mastro, contudo, utilizamos variação linear ao invés de parabólica. Sendo assim, observamos a planta e as vistas para reproduzir corretamente o mastro no programa SAP 2000.

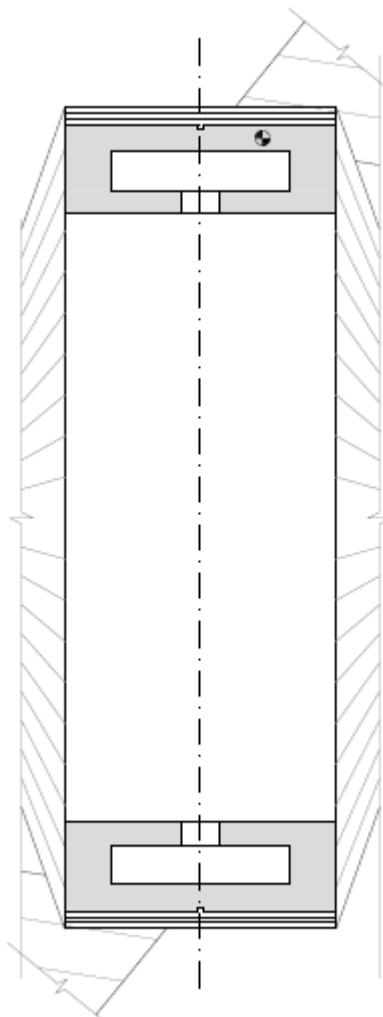


Figura 5.14: Planta mastro

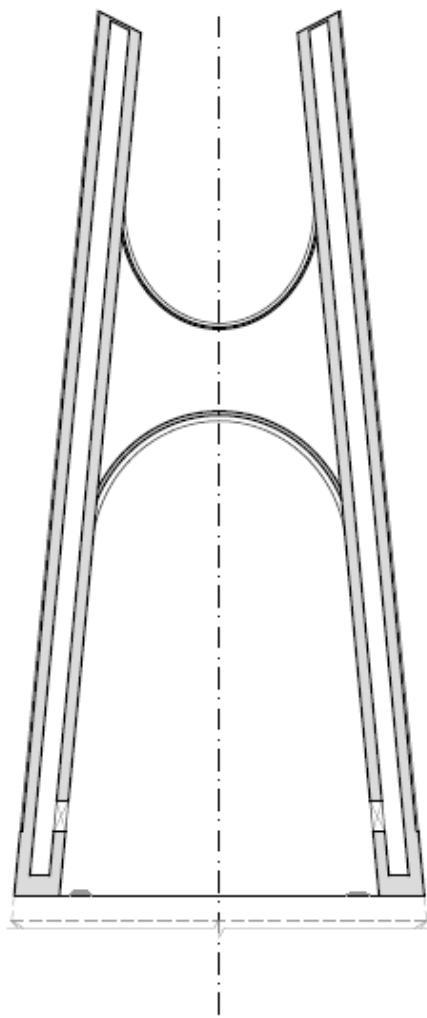
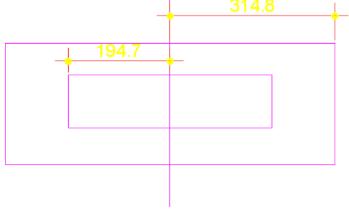
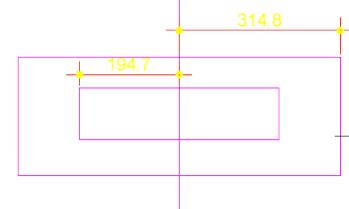
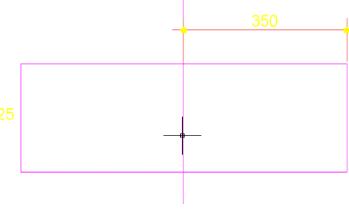


Figura 5.15: Vista mastro

Mais, uma vez, tivemos que realizar alguns ajustes devido ao nosso modelo planar. No caso, não colocamos dois mastros como retratado na vista e unidos por um arco, desenhamos apenas um deles e definimos no programa uma multiplicação da área, massa e momentos de inércia do mastro. Como nosso modelo é plano, não faria sentido desenhar o mastro como no projeto original, podendo trazer resultados errôneos.

O mastro altera seu tamanho linearmente, conforme sua altura, diminuindo a seção nos 45 metros que o compõe. Dessa maneira, obtivemos a seguinte configuração:

Tabela 11: Seções em planta do mastro e mudança de áreas e Momentos de Inéria conforme altura

| Seção | Altura (à partir da base do Mastro) | Momento de Inéria em x e y (m ⁴) | Área (m ²) | Detalhe |
|-------|---|---|------------------------|---|
| 1 | 0 | 2.365.892 877.143 | 16,17 |  |
| 2 | 1,0 m | 529.260 1.555.628 | 10,63 |  |
| 3 | 44,5 m | 1.320.405 101.956 | 9,03 |  |
| 4 | 45 m | 1.689.900 117.739 | 11,55 |  |

O arco que une os dois mastros foi considerado, no modelo, como uma força vertical de 400 tf, para a verificação do peso próprio.

5.2.4 Deformação dos estais

Há uma grande complexidade em analisar as deformações que ocorrem nos cabos das pontes estaiadas. A relação tensão-deformação do cabo não é linear, essa não linearidade provém do efeito da catenária.

Existem alguns estudos sobre a forma do estai quando solicitado por um carregamento distribuído. No início do século XVII, os estudos de Beeckman atribuíam ao cabo uma forma parabólica. Contudo, Leibnitz e Huygens e os irmãos Bernoulli demonstraram que a melhor aproximação da forma do cabo seria a catenária.

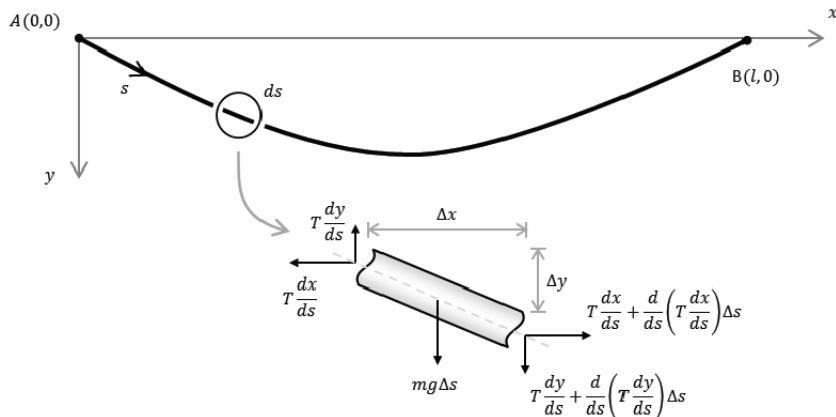


Figura 5.16: Modelo da catenária.

Para suspender a deformação catenária dos estais, utilizamos a fórmula proposta na dissertação de Mestrado de Cardoso, A. M. (2013): Estudo da Rigidez Efetiva do Cabo de Pontes Estaiadas, que mostra a fórmula utilizada para a suspensão da catenária:

$$y = \frac{H}{mg} * \left\{ \cosh\left(\frac{mgl}{2H}\right) - \cosh\left(\frac{mg}{H}\left(\frac{l}{2} - x\right)\right) \right\}$$

Onde y é a ordenada do cabo segundo o sistema de eixos ilustrados na figura 16 e l o comprimento do vão entre os apoios.

Para simplificar e podermos comparar com outras formulações podemos parametrizar a solução acima com a origem dos eixos a uma distância $a = H/mg$, f é a flecha desenvolvida pelo cabo no ponto $x=l/2$.

$$c = \frac{b}{2} * \cosh\left(\frac{1}{2 * a} - 1\right)$$

Onde, $b=2a/l$ e $c=f/l$

A figura abaixo mostra as incógnitas supracitadas na fórmula:

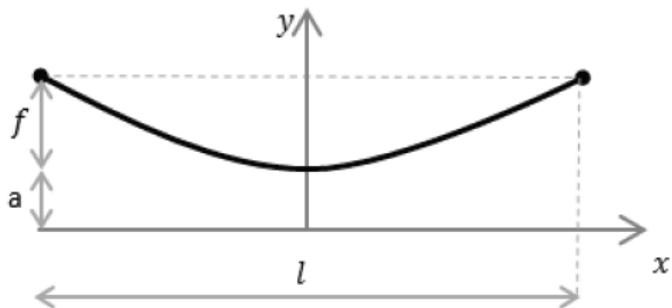


Figura 5.17: Sistema de eixo para parametrização da equação.

A partir dos valores da configuração inicial do cabo, um procedimento bastante usual é representar como se o o cabo fosse um elemento retilíneo entre seus pontos de ancoragem, e com isso adota-se um modulo de elasticidade equivalente ao de um cabo curvo.

A formulação proposta por Dischinger (1949) ficou conhecido como Módulo de Dischinger, sendo usado para considerer a perda de rigidez do cabo submetido ao peso próprio, porém a forma mais conhecida é o Módulo de Elasticidade Equivalente $E_{eq,D}$ apresentado por Enrst (1965) que expresso em termos da tração no cabo fica dado como:

$$E_{eq,D} = \frac{E}{1 + \frac{(g_y L)^2 \times E}{12 T^3}}$$

Onde:

$E_{eq,D}$: Módulo de Elasticidade Equivalente;

E : Módulo de Elasticidade efetivo do Aço do Estai;

L : Projeção horizontal do comprimento do Estai;

T : A força de tração no cabo

g_y : a componente perpendicular ao cabo de mg .

Para obter o módulo de Dischinger, uma das considerações é que a curva do cabo assume a forma de uma parábola, desconsiderando a componente paralela ao cabo devido ao peso próprio.

5.2.5 Aplicação do método de modelagem da estrutura

Após a definição de todas as seções da ponte estaiada, bem como a implantação de forças verticais relativas ao peso próprio do pavimento, guarda-rodas e arco que une os dois mastros, aplicamos as temperaturas unitárias em cada estai e obtivemos os deslocamentos verticais em cada estai devido a cada temperatura unitária. Além disso, calculamos a deformada em relação ao peso próprio.

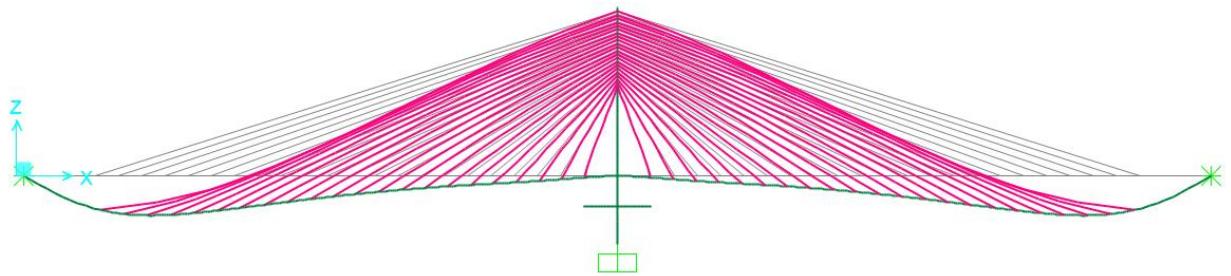


Figura 5.18: Deformada em relação ao peso próprio.

Através do método da anulação dos deslocamentos, obtivemos os esforços necessários a serem atingidos, com o macaco hidráulico, em cada estai da ponte. Após obter todos os deslocamentos, montamos a matriz $[f]$.

A matriz de deslocamentos verticais em relação ao peso próprio é dada a seguir:

Tabela 12: Deslocamentos devido ao peso próprio.

| Número do Estai | $[w_0]$ | Número do Estai | $[w_0]$ |
|-----------------|---------|-----------------|---------|
| P1 | 0,538 | P23 | 0,02 |
| P2 | 0,65 | P24 | 0,049 |
| P3 | 0,732 | P25 | 0,085 |
| P4 | 0,786 | P26 | 0,125 |
| P5 | 0,813 | P27 | 0,169 |

| Número do Estai | $[w_0]$ | Número do Estai | $[w_0]$ |
|-----------------|---------|-----------------|---------|
| P6 | 0,815 | P28 | 0,218 |
| P7 | 0,795 | P29 | 0,27 |
| P8 | 0,759 | P30 | 0,326 |
| P9 | 0,709 | P31 | 0,388 |
| P10 | 0,65 | P32 | 0,453 |
| P11 | 0,585 | P33 | 0,52 |
| P12 | 0,518 | P34 | 0,587 |
| P13 | 0,451 | P35 | 0,652 |
| P14 | 0,386 | P36 | 0,712 |
| P15 | 0,325 | P37 | 0,762 |
| P16 | 0,269 | P38 | 0,798 |
| P17 | 0,217 | P39 | 0,817 |
| P18 | 0,169 | P40 | 0,815 |
| P19 | 0,125 | P41 | 0,789 |
| P20 | 0,085 | P42 | 0,735 |
| P21 | 0,049 | P43 | 0,652 |
| P22 | 0,02 | P44 | 0,54 |

Após a montagem da matriz $[f]$, faz a inversão da mesma e multiplicado por $[W_0]$, obtemos a temperatura que cada estai teria com todos os deslocamentos:

Tabela 13: Temperaturas encontradas através do Método da Anulação dos Deslocamentos.

| Número do Estai | $[T]$ | Número do Estai | $[T]$ |
|-----------------|---------|-----------------|--------|
| P1 | 1122,43 | P23 | 605,38 |
| P2 | -47,93 | P24 | 277,36 |
| P3 | 394,39 | P25 | 324,97 |
| P4 | 314,93 | P26 | 309,03 |
| P5 | 319,62 | P27 | 299,27 |
| P6 | 310,2 | P28 | 281,6 |
| P7 | 327,13 | P29 | 269,09 |
| P8 | 317,88 | P30 | 271,4 |
| P9 | 308,05 | P31 | 269,9 |
| P10 | 298,45 | P32 | 275,69 |
| P11 | 288,66 | P33 | 286,49 |
| P12 | 285,46 | P34 | 289,67 |
| P13 | 274,65 | P35 | 299,44 |
| P14 | 268,82 | P36 | 309,02 |

| Número do Estai | [T] | Número do Estai | [T] |
|-----------------|--------|-----------------|---------|
| P15 | 270,3 | P37 | 318,81 |
| P16 | 267,93 | P38 | 328,16 |
| P17 | 280,68 | P39 | 310,58 |
| P18 | 292,95 | P40 | 323,72 |
| P19 | 307,4 | P41 | 319,4 |
| P20 | 323,89 | P42 | 394,67 |
| P21 | 277,19 | P43 | -46,97 |
| P22 | 609,03 | P44 | 1123,27 |

Sendo assim, adicionamos ao programa, a temperatura oposta em cada estai para o greide voltar a configuração inicial, obtendo as deformações próximas a zero.

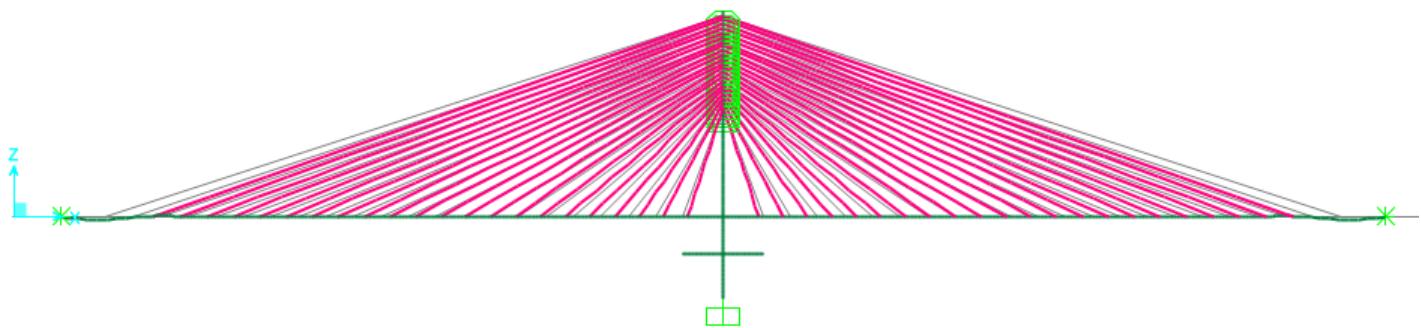


Figura 5.19: Configuração após a aplicação das temperaturas

Observamos que ainda existe uma deformação em relação a estrutura inicial. Isso ocorre devido a aproximações numéricas e quantidade de casas decimais utilizadas. Para conseguir o efeito necessário de anular os deslocamentos, utilizamos um comando de dupla precisão no SAP 2000 que nos fornece 16 casas decimais. Essa precisão foi utilizada devido a matemática envolvida no método. Ao fazer a inversa da matriz de deslocamentos, sem essa precisão dupla, perderíamos muito a sensibilidade do modelo, não alcançando as temperaturas necessárias para anular os deslocamentos.

6 CONTROLE DE FLECHAS

As pontes executadas em fases como é o caso das pontes estaiadas em balanços sucessivos exigem uma avaliação precisa dos deslocamentos da estrutura de modo a permitir a obtenção do greide final, bem como para garantir o fechamento nivelado dos balanços. Esses deslocamentos são causados por diferentes fatores como: peso da treliça, peso da forma, peso próprio das aduelas, protensões, efeitos progressivos e tensionamento dos estais, o que torna o cálculo bastante complexo. Além disso, deve-se levar em conta que as aduelas têm idades de concretagem e datas de protensão diferentes umas das outras e, consequentemente, módulos de elasticidade, perdas progressivas de portensão e deformações por fluências diferentes.

Diante desse cenário, devem ser previstas contra-flechas adequadas a fim de compensar não só os deslocamentos na fase construtiva mas também os que ocorrem ao longo da vida útil da estrutura. É preciso também um criterioso controle das contra-flechas para evitar desalinhamento entre aduelas de um mesmo vão bem como a descontinuidade nas aduelas de fechamento do vão central e dos vãos laterais.

6.1 Cálculo das flechas

Para o cálculo das flechas durante o processo construtivo de uma ponte executada em balanços sucessivos, deve-se levar em conta todos os fatores anteriormente citados. Além da grande quantidade de variáveis, o fato de as aduelas apresentarem idades de concretagem e de protensão diferentes umas das outras torna o esse cálculo bastante complexo. É necessário, portanto, que se faça uma simplificação do problema, porém, sem comprometimento dos resultados.

Essa simplificação consiste em dividir a fase construtiva em ciclos e agrupar os eventos ocorridos no mesmo ciclo em uma única data. Um ciclo pode ser definido como o tempo necessário para se completar a execução de uma aduela. Dessa forma,

pode-se agrupar os seguintes eventos para o caso de uma ponte estaiada executada pelo método dos balanços sucessivos:

- Avanço da treliça;
- Colocação das formas e armaduras;
- Concretagem da aduela;
- Protensão da aduela;
- Perdas de protensão que ocorrem no ciclo;
- Tensionamento dos estais.

Para cada ciclo são calculados os deslocamentos elásticos imediatos e os acréscimos de deslocamentos devido à fluência do concreto.

Para o caso simplificado de uma ponte em balanços sucessivos sem estais, e sem considerar a movimentação da treliça, considere-se um balanço composto por m aduelas, onde se procura a flecha entre as aduelas n e $n+1$.

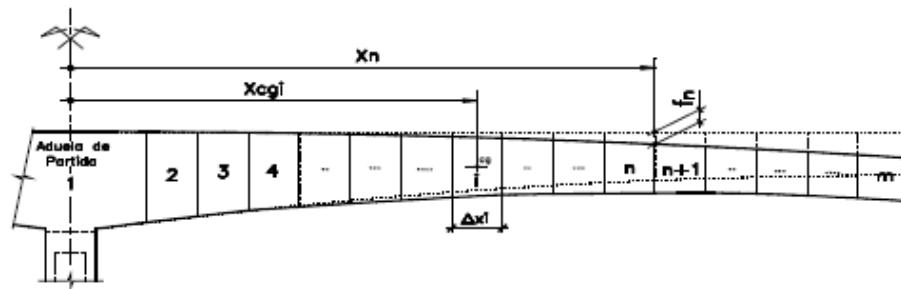


Figura 6.1: Esquema das aduelas para cálculo das flechas.

A flecha na abscissa x_n é de maneira geral:

$$f^n = \sum_{i=1}^n \left[\frac{X_n - X_{cgi}}{I_i} \Delta X_i \left(\sum_{j=1}^m \frac{M_j^i}{E_{j-i+1}} \left(1 + \phi_{j-i+1} \frac{E_{j-i+1}}{E_{c28}} \right) \right) \right]$$

Onde:

X_{cgi} : abscissa do centro de gravidade da aduela i ;

I_i : Momento de inércia da i aduela i ;

ΔX_i : Comprimento da aduela i ;

E : É necessário considerar o valor do módulo de elasticidade para diferentes idades em que se colocam as cargas;

M_j^i : momentos fletores na abscissa x_i quando se executam as aduelas 1, 2, 3, ..., j;

ϕ : Coeficiente de fluênciā.

O deslocamento gerado pelo peso da treliça deve ser medido em obra. Para a concretagem da primeira aduela, no entanto, pode-se adotar o valor do deslocamento considerando outras obras executadas com o mesmo tipo de treliça ou conseguir esse valor junto ao fornecedor do equipamento.

6.2 Contra-flecha

Para a manutenção do nível desejado das aduelas, deve-se concretá-las em uma posição ligeiramente superior em relação ao que se objetiva no final da obra de forma que, após as deformações verticais, o greide fique na posição planejada. É essencial levar em conta também as deformações progressivas que o concreto sofre ao longo de sua vida útil.

Dessa forma, deve-se estabelecer um plano de contra-flechas já que cada aduela adicionada influencia no deslocamento vertical das anteriores. Este plano deve ser especificado em projeto e controlado durante a execução da obra.

Para o caso de uma ponte construída pelo método dos balanços sucessivos, considerando apenas o efeito do peso próprio e desprezando os efeitos de fluênciā do concreto, pode-se entender melhor esse processo através do exemplo abaixo.

6.3 Exemplo simplificado de cálculo de flechas e contra-flechas

Foi utilizado o seguinte modelo com quatro aduelas como mostrado na Figura 6.2.

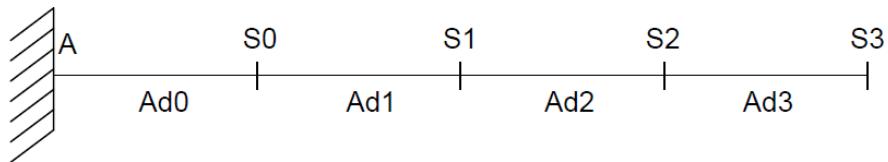


Figura 6.2: Modelo para cálculo de flechas e contra-flechas.

A seção transversal utilizada para esse fim está detalhada a seguir:

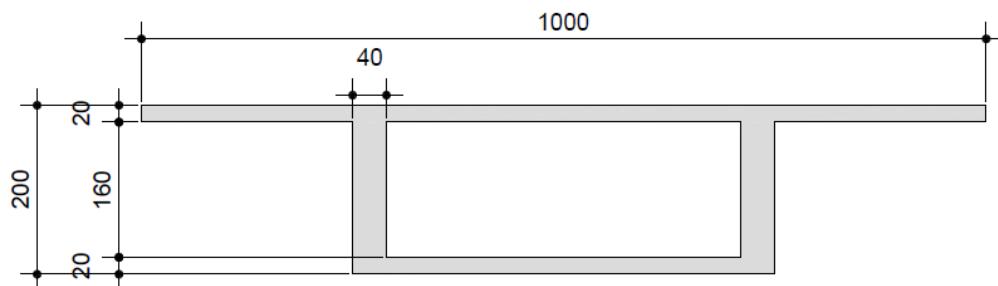


Figura 6.3: Seção transversal.

O nosso modelo de quatro aduelas terá um comprimento de 20 metros, ou seja, cada aduela terá 5 metros, utilizaremos concreto C45, assim como o utilizado na ponte estaiada estudada.

Considerações iniciais:

$\delta_{i,j}$: deslocamento vertical do ponto S_j devido ao peso próprio da aduela Ad_i .

E_{ck} : Módulo de elasticidade do concreto aos k dias;

O cálculo de E_{ck} foi feito de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) da seguinte forma:

$$E_{ck} = E_{ci} \cdot \sqrt{\beta_1}$$

$$\beta_1 = \exp[s \cdot (1 - \sqrt{\frac{28}{t}})]$$

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \alpha_e}$$

Onde:

s : 0,25 para concreto de cimento CPI e II;

α_e : 1,2 coeficiente em função do tipo de agregado utilizado;

f_{ck} : resistência característica do concreto aos 28 dias;

t : idade do concreto em dias.

Portanto, obtivemos os seguintes Módulos de Elasticidade para concreto C45:

Tabela 14: Módulos de Elasticidade variando em função do tempo

| Dias | $E_{ck} [\text{tf/m}^2]$ |
|-----------|--------------------------|
| 7 | 4.059.407 |
| 14 | 4.367.804 |
| 21 | 4.511.815 |
| ≥ 28 | 4.599.911 |

Vale ressaltar ainda que para o cálculo das flechas em cada etapa foi considerado apenas o peso próprio da aduela concretada. Ou seja, são considerados os efeitos isolados do peso próprio de cada aduela concretada sobre as demais e depois é feita a sobreposição dos efeitos, como será visto a seguir.

Para começar, concretando-se a primeira aduela, a estrutura é isostática, e, levando-se em conta apenas o carregamento de peso próprio, a estrutura, ao invés de manter-se na posição de projeto (linha cinza), desloca-se um certo delta.

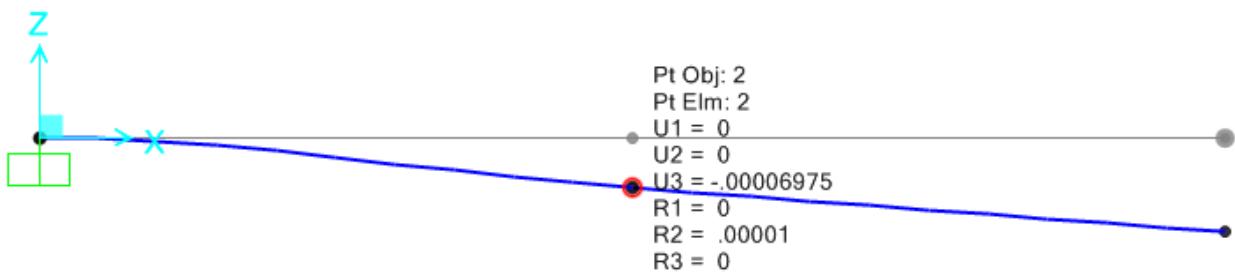


Figura 6.4: Deformação da primeira aduela em relação ao greide de projeto (linha cinza) – medidas em metro.

Observamos a deformação da primeira aduela devido ao carregamento do peso próprio. Essa deformação leva em conta um Módulo de Elasticidade para concreto após sete dias de concretagem, quando são retiradas as formas, resultando em um deslocamento do ponto final de $U_3 = \delta_{0,0} = 0,06975 \text{ mm}$.

A segunda aduela, sem a correção com as contra-flechas, seria concretada na projeção linear da primeira aduela, ou seja, assumindo o mesmo deslocamento angular em relação ao greide teórico. Ela seria concretada com um deslocamento de $U_3 = \delta_{0,1} = 0,1 \text{ mm}$ em relação ao greide, como demonstrado na figura abaixo.

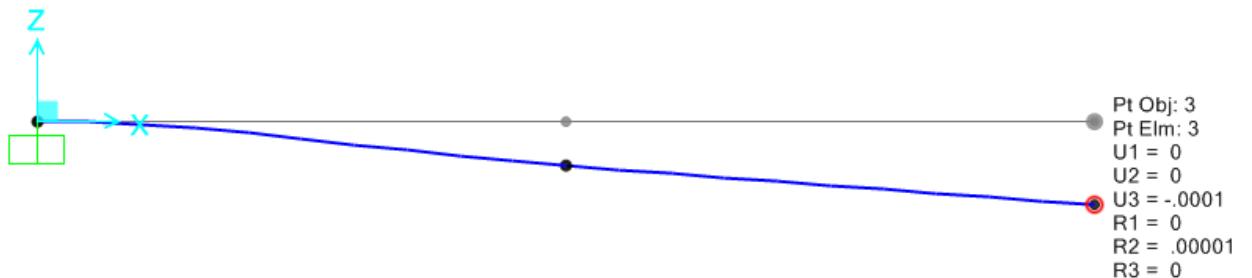


Figura 6.5: Projeção linear do local de concretagem da segunda aduela, em relação ao deslocamento da primeira – medidas em metro.

Contudo, a aduela também sofrerá um deslocamento devido ao seu peso próprio e que influenciará a primeira aduela já concretada, está com Módulo de Elasticidade de 14 dias, aumentando a sua flecha.

Análogo ao que foi visto anteriormente, ao concretar a terceira aduela na projeção linear da segunda, teremos, novamente um deslocamento relativo ao peso próprio e que influenciará tanto a primeira aduela já concretada (Módulo de Elasticidade de 21 dias), bem como a segunda (Módulo de Elasticidade de 14 dias).

Por fim, a última aduela, sofrerá um deslocamento, que influenciará todas as outras aduelas, sendo a primeira com módulo de elasticidade de 28 dias, a segunda com 21 dias e a terceira, 14 dias.

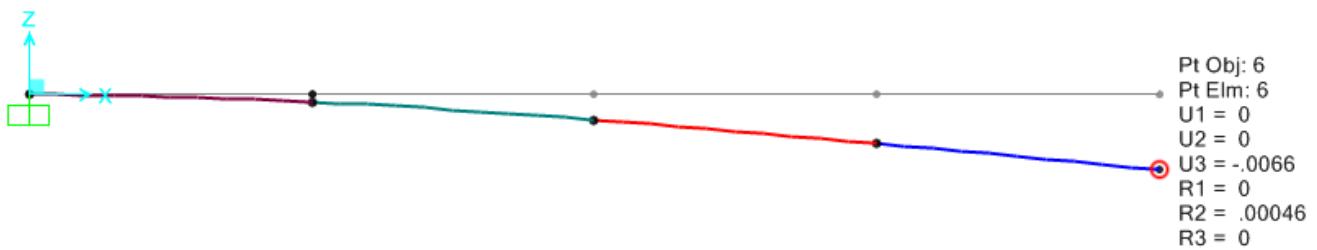


Figura 6.6: Deslocamento da quarta aduela em relação ao seu peso próprio – medidas em metro.

A tabela a seguir mostra o resultado isolado de cada um dos deslocamentos das aduelas já concretadas em relação a aduela recém-concretada:

Tabela 15: Influência da concretagem de cada aduela em relação as demais.

| Aduela | Flechas isoladas em mm | | | | |
|--------|------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | δ0,a | δ0,0 | δ0,1 | | |
| Ad0 | 0 | -0,07 | -0,1 | | |
| | | | | | |
| Ad1 | δ1,a | δ1,0 | δ1,1 | δ1,2 | |
| | 0 | -0,3 | -0,7 | -1,1 | |
| Ad2 | δ2,a | δ2,0 | δ2,1 | δ2,2 | δ2,3 |
| | 0 | -0,4 | -1,5 | -2,6 | -3,8 |
| Ad3 | δ3,a | δ3,0 | δ3,1 | δ3,2 | δ3,3 |
| | 0 | -0,6 | -2,2 | -4,3 | -6,6 |

Podemos perceber que a primeira aduela desloca 0,06975 mm devido ao seu peso próprio. A segunda aduela vai ser concretada com uma flecha de 0,1 mm em relação ao greide de projeto e desloca-se 0,7 mm devido ao peso, fazendo com que a primeira aumente em 0,3 mm a sua flecha original. A terceira aduela será concretada na projeção linear da segunda e assim sucessivamente. Essa soma de deslocamentos é denominada flecha acumulada e, pode ser calculada pela fórmula:

$$\delta_{ij}^{Acumulado} = \sum_{K=0}^i \delta_{Ki}$$

Onde: $\delta_{ij}^{Acumulado}$ é a flecha acumulada originada pela soma dos deslocamentos.

A tabela abaixo mostra as flechas acumuladas em relação a concretagem de cada aduela:

Tabela 16: Flechas acumuladas.

| Aduela | Deslocamentos em mm | | | | |
|--------|---------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | δ0,a | δ0,0 | δ0,1 | | |
| Ad0 | 0 | -0,07 | -0,1 | | |
| | | | | | |
| Ad1 | δ1,a | δ1,0 | δ1,1 | δ1,2 | |
| | 0 | -0,37 | -0,8 | -1,1 | |
| Ad2 | δ2,a | δ2,0 | δ2,1 | δ2,2 | δ2,3 |
| | 0 | -0,77 | -2,3 | -3,7 | -3,8 |
| Ad3 | δ3,a | δ3,0 | δ3,1 | δ3,2 | δ3,3 |
| | 0 | -1,37 | -4,5 | -8 | -10,4 |

Sendo assim, as contra-flechas necessárias para concretar cada aduela serão:

Tabela 17: Contra-flechas resultantes para a etapa de concretagem.

| Ponto | Contra-flechas [mm] |
|-------|---------------------|
| A | 0 |
| S0 | 1,37 |
| S1 | 4,4 |
| S2 | 6,9 |
| S3 | 6,6 |

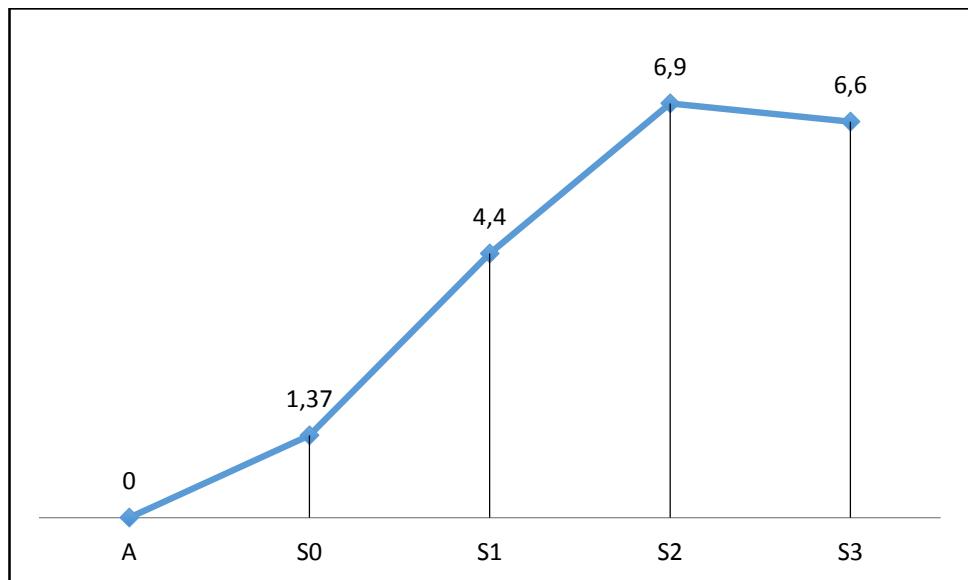


Figura 6.7: Gráfico de concretagem das aduelas.

Pela análise do gráfico, percebemos que a contra-flecha da aduela 0 inicia no greide de projeto (Ponto A) e sobe até 1,37 mm acima do greide (S0). A próxima aduela tem uma flecha de -4,5 mm, contudo, sua contra-flecha será de 4,4 mm (S1), visto que, ao concretar a primeira, a segunda aduela será concretada na sua projeção linear, descendo 0,1 mm em relação a sua concretagem. A terceira aduela será concretada entre 4,4 mm (S1) e 6,9 mm (S2), a flecha acumulada era de -8,0 mm, mas desce 1,1 mm devido a projeção linear da aduela dois já concretada. Por fim, a aduela quatro será concretada entre 6,9 mm (S2) e 6,6 mm (S3), devido a projeção linear da aduela três que desce 3,8 mm pela a atuação do carregamento de peso próprio.

6.4 Contra-flecha relativa

Além dos efeitos citados anteriormente, é importante que se considere a influência da temperatura diferencial na hora do posicionamento da forma para a concretagem da próxima aduela. Durante a obra a temperatura ambiente pode variar gerando uma diferença de temperatura entre a parte de baixo e a parte de cima do tabuleiro, causando uma deformação no mesmo.

Esses deslocamentos gerados por temperaturas diferenciais podem ser corrigidos utilizando-se contra-flechas relativas. Este método nada mais é do que trabalhar com cotas relativas ao invés de cotas absolutas na hora da concretagem das aduelas. Esse conceito pode ser melhor entendido com o exemplo abaixo (Oyamada, Oshiro, Cardoso, & Ishitani, 2014):

Normalmente, são utilizadas na obra as cotas absolutas. Considere a Figura 6.8 onde:

P_a e P_b correspondem às extremidades da aduela construída (aduela i);

P_c corresponde à extremidade da forma para concretagem da aduela $i+1$;

δ_r é a contraflecha relativa, já considerada a deformação da treliça. Ela permite definir a cota da forma da aduela considerando adequadamente o efeito da temperatura diferencial correspondente à hora da concretagem:

Curva 1: diagrama de contraflechas de referência definida no projeto (P_{a1} , P_{b1} , P_{c1});

Curva 2: P_{a2} e P_{b2} são as cotas obtidas na obra para as extremidades da aduela i nas primeiras horas do dia visando minimizar o efeito da temperatura diferencial.

Curva 3: P_{a3} e P_{b3} são as cotas obtidas na obra imediatamente antes da concretagem da aduela $i+1$, que assim incluem o efeito da temperatura diferencial, e P_d é a cota da extremidade da forma.

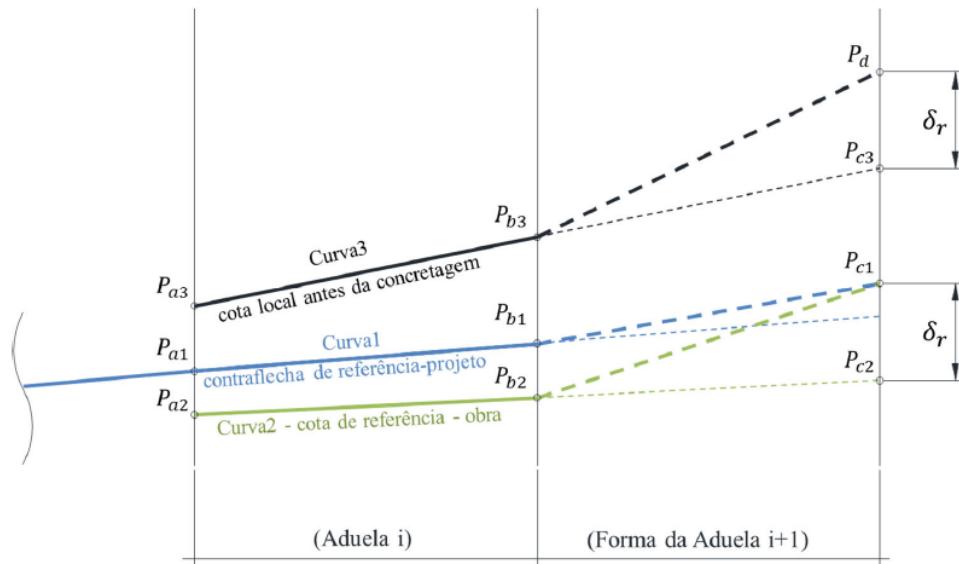


Figura 6.8: Definição das cotas de execução

P_{c1} na Curva 1 é a cota da extremidade da forma para a concretagem da aduela $i+1$ já considerando a deformação da treliça.

P_{c2} na Curva 2 é obtida pela interseção da projeção da reta (P_{a2} , P_{b2}) com a seção da extremidade da forma.

δ_r é a contraflecha relativa dada pela diferença entre P_{c1} e P_{c2} .

P_{c3} na Curva 3 é obtida pela interseção da projeção da reta (P_{a3} , P_{b3}) com a seção da extremidade da forma.

P_d é a cota da extremidade da forma antes da concretagem da aduela $i+1$ e é definida adicionando a P_{c3} o valor de δ_r .

6.5 Acompanhamento e controle das flechas e contra-flechas na fase construtiva

Outra dificuldade nesse processo é obter os valores das flechas com precisão pois estas dependem de muitos fatores e muitos deles de difícil previsão ou com uma grande variabilidade como por exemplo a variação do módulo de elasticidade do concreto ao longo do tempo ou a temperatura e umidade ambiente na hora da concretagem das aduelas.

Para resolver esse problema é de vital importância o controle das contra-flechas na execução da obra. Estas deverão ser aferidas e eventualmente corrigidas a cada ciclo de execução das aduelas, a fim de atingir o objetivo proposto.

Segundo (Oyamada R. N., 2004), a seguir é apresentada a metodologia proposta para o controle das contra-flechas teoricamente determinadas.

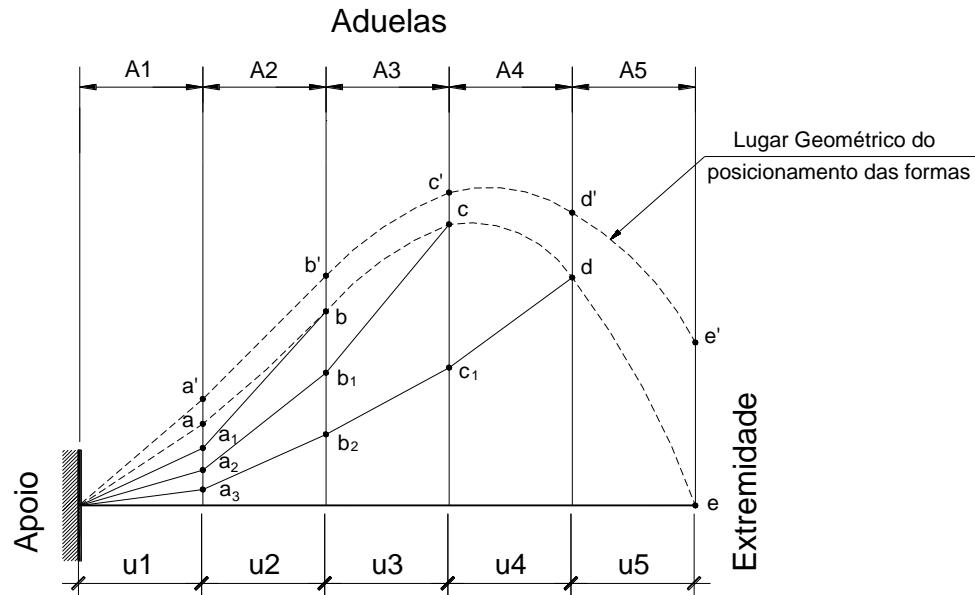


Figura 6.9: Lugar geométrico do posicionamento das formas.

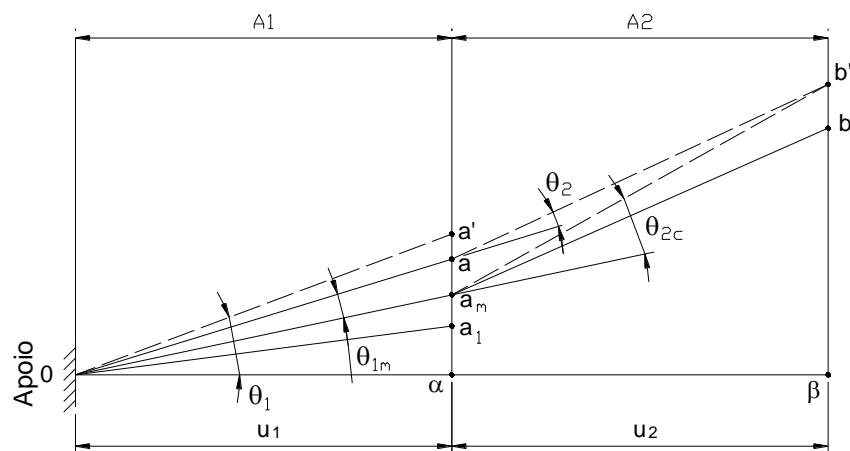


Figura 6.10: Flechas teóricas e obtidas em obra.

Sendo a_m o valor da cota medida e fornecida pela obra.

- Se $a_m = a$, serão mantidas as contra-flechas calculadas.

$$\theta_{1m} = \frac{a - a_m}{u_1} = 0$$

$$cf_2 = \theta_2 u_2$$

b) Se $a_m \neq a$, as contra-flechas deverão ser corrigidas.

As contra-flechas deverão ser corrigidas em uma única aduela subsequente, se a diferença entre as cotas de projeto e a medida pela obra for pequena e tolerável, ou em mais de uma aduela, se essa diferença for maior e provocar um desnívelamento perceptível no greide do tabuleiro.

$$\theta_{1m} = \frac{a - a_m}{u_1} = 0$$

Caso $\theta_{1m} \leq \theta_1$, a correção será efetuada na aduela subsequente.

$$\theta_{2c} u_2 = \theta_2 u_2 + \theta_{1m}(u_1 + u_2)$$

$$\theta_{2c} = \frac{\theta_2 u_2 + \theta_{1m}(u_1 + u_2)}{u_2}$$

$$cf_2 = \theta_{2c} u_2$$

A contra flecha-flecha da aduela seguinte ao trecho de perturbação também deverá ser corrigida para que se possa seguir com o mesmo plano de contra-flechas inicialmente admitindo.

6.6 Considerações finais

Foi mostrado, portanto, o quanto o cálculo e o controle das flechas são importantes em obras executadas em fases. Foram mostrados também os métodos e conceitos para que esse objetivo seja alcançado. Para o caso da ponte estudada, no entanto, os cálculos são demasiadamente complexos e longos de modo que não serão apresentados neste trabalho.

Vale ressaltar também que após concluída a obra, o concreto ainda sobre efeitos progressivos de protensão e de fluência do concreto. O greide obtido ao final da obra, portanto, deve levar em conta esses efeitos.

7 CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA FUNDAÇÃO

Devemos calcular a força cortante, normal e momentos que chegam à fundação através do pilar. Essa atividade é de extrema importância tanto para a escolha da melhor fundação para a obra de arte, bem como o dimensionamento da fundação escolhida.

Além disso, utilizaremos as cargas para dimensionar estribos e armaduras, do pilar, mastro e vigas do tabuleiro.

Para todas as cargas, foi utilizado um sistema de coordenadas X(1), Y(2) e Z(3):

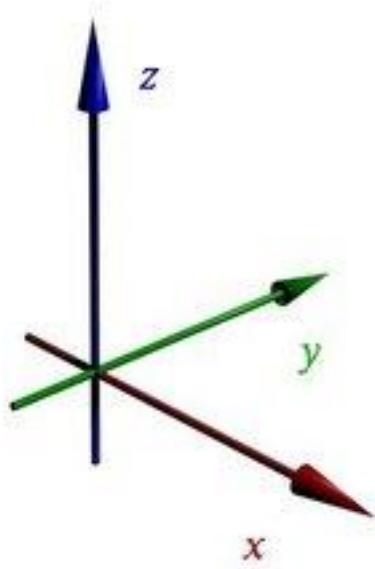


Figura 7.1: Sistema de coordenadas utilizadas no sistema. Sendo X(1), Y(2), Z(3).

A seguir, indicamos todas as cargas que devem ser levadas em conta no dimensionamento de uma ponte:

7.1 Cargas Permanentes

7.1.1 Peso Próprio

No cálculo do peso próprio, consideramos a pior situação que a ponte estaria submetida: ao fim da construção e imediatamente antes de sua ligação com o solo, ou seja, ligação com as pistas terreas. Dessa forma, a ponte, que inicia sua construção dos balanços pelo pilar, ficaria submetida ao peso próprio apoiado apenas no pilar central. Para gerar esse efeito, consideramos no programa SAP 2000 o engastamento do pilar e nenhum apoio no final da obra. A figura abaixo mostra a deformação da ponte, relativa ao peso próprio, livre de apoios nas extremidades.



Figura 7.2: Deformada em relação ao peso próprio

Nosso modelo descarta as transversinas, bem como o arco que une os dois mastros, como relatado anteriormente. Sendo assim, aplicamos ao modelo a força de 400 tf relativa ao arco no centro do mastro e, para cada nó do encontro do estai com o tabuleiro, acrescentamos uma força de 13,7 tf relativa a duas transversinas. Através do projeto original, notamos que existem, basicamente, duas transversinas por estai, como mostra a figura a seguir.

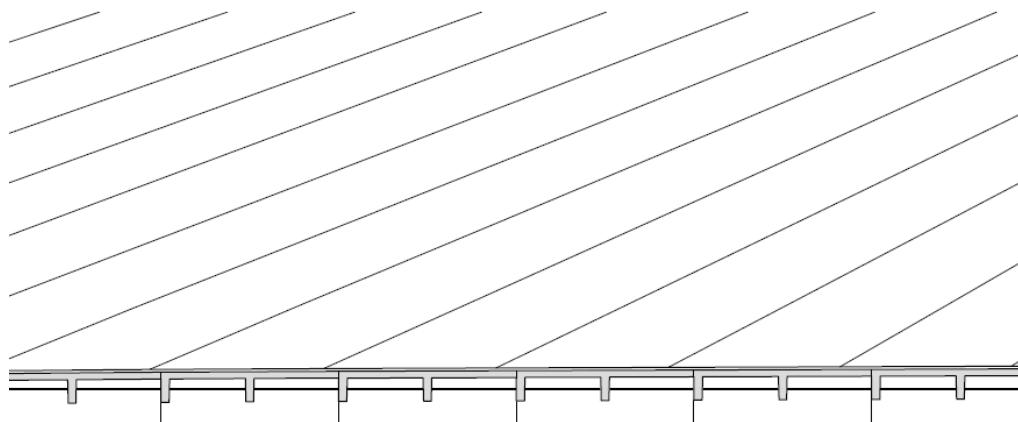


Figura 7.3: Detalhe da ponte estaiada onde observa-se as transversinas entre estais (linhas verdes)

Sendo assim, aplicamos em cada nó de encontro do estai com o tabuleiro a força cortante de 13,7 tf das duas transversinas.

Os esforços que chegam a base do pilar foram considerados junto com o pavimento e guarda-rodas por serem cargas permanentes e são detalhados no próximo item.

7.1.2 Pavimento e guarda-rodas

Assim como a transversina não foi desenhada, colocando apenas o seu peso próprio como uma força pontual no modelo, o pavimento e guarda-rodas seguirão pela mesma linha de raciocínio.

O modelo plano, não permite que esses elementos venham a ser colocados em cima do tabuleiro sob forma de estrutura, mas sim, em forma de carga distribuída por toda a extensão da ponte estaiada.

Analizando a seção transversal do tabuleiro, obtivemos a área do guarda-rodas e do pavimento. Para efeito de peso próprio, multiplicamos essa área pela densidade do concreto C45: 2,5 tf/m³, obtendo, assim, o peso próprio distribuído nos 300m de extensão.

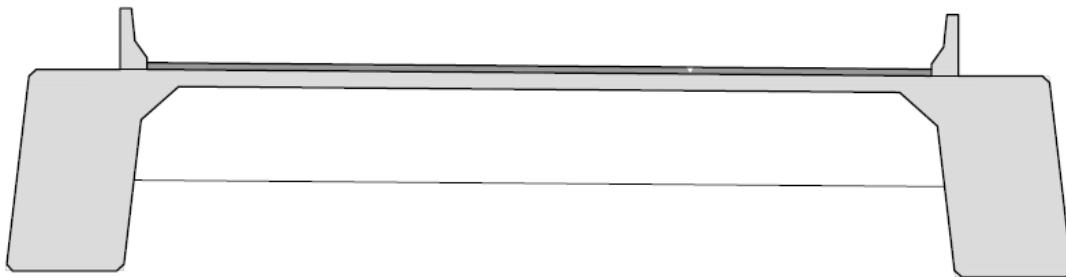


Figura 7.4: Detalhe da seção transversal com pavimento e guarda-rodas

A força encontrada foi de 4,6 tf/m e distribuída pelo tabuleiro nos 300 metros de comprimento.

Após esse processo, encontramos a nova força relativa ao peso próprio que chega à fundação. Diferente do que foi calculado anteriormente, imediatamente antes do fim da obra, nesse caso a obra já está concluída, assumindo-se apoios nas extremidades da ponte, com restrições das de forças em X, Y e momentos em Z.

Sendo assim, os esforços na base do pilar relativos ao peso próprio, pavimento e guarda-rodas (consideradas cargas permanentes) são:

Tabela 18: Esforços que chegam na base do pilar relativos ao peso próprio, pavimento e guarda-rodas (cargas permanentes)

| | F2 [tf] | F3 [tf] | M1 [tf.m] | M2 [tf.m] | M3 [tf.m] |
|-------------------------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Peso Próprio + Pav + GR | - | 22.206 | - | - | - |

7.2 Cargas Móveis

7.2.1 Trem Tipo Homogeneizado

O trem tipo utilizado para cálculos dos esforços foi o TT45. Este trem tipo já está homogeneizado perante a carga de multidão e, em cada uma das rodas, há uma

força relativa ao peso próprio de 6 tf, totalizando 36 tf, e possui as seguintes especificações:

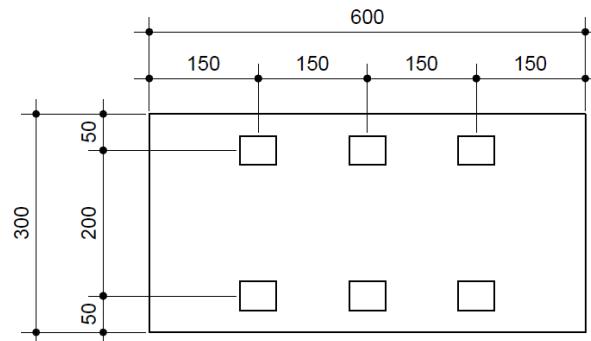


Figura 7.5: Dimensões do Trem Tipo.

Devemos fazer os cálculos para a pior situação de posicionamento do trem tipo, ou seja, quando ele está mais próximo do guarda-rodas.

Para cálculo dos esforços referentes ao trem tipo, utilizamos cargas verticais unitárias passando por todos os estais da ponte, ou seja, para cada estai, aplicamos uma força unitária e encontramos a linha elástica relativa aquele esforço. Realizamos essa operação 23 vezes, obtendo 23 linhas elásticas: uma para cada estai e uma para a carga unitária aplicada no ponto de encontro entre pilar e mastro. Não fizemos 44 linhas elásticas devido aos 44 estais por toda a extensão da ponte devido sua simetria. Os resultados encontrados no lado direito serão espelhados no lado esquerdo.

A imagem abaixo nos mostra a pior situação existente para momentos, ou seja, gera o maior momento na fundação.



Figura 7.6: Linha Elástica referente a pior situação de Momento: Trem tipo próximo ao estai número 7.

Analisando todas as linhas de influência, pudemos perceber que a pior situação ocorre quando o trem tipo posiciona-se próximo ao estai número 7. Devido à grande dimensão da ponte em relação ao trem tipo, o mesmo comporta-se como

uma única carga, ou seja, uma força de 36 tf aplicada no local de pior deslocamento da linha elástica, justamente no estai 7.

Análogo ao que foi feito anteriormente, encontramos a pior situação de força cortante, ou seja, quando a carga unitária está no ponto de encontro entre pilar e mastro.

A tabela abaixo é um resumo das forças e momentos encontrados na base do pilar, quando o trem tipo vai se deslocando ao longo da ponte.

Tabela 19: Linhas de Influência e esforços que chegam à base do pilar.

| Estai | LI | | Força | |
|----------|-------|-------|-------|---------|
| | F3 | M2 | F3 | M2 |
| Estai 1 | -0,01 | 38,31 | -0,36 | 1379,16 |
| Estai 2 | -0,01 | 47,52 | -0,36 | 1710,72 |
| Estai 3 | -0,02 | 55,08 | -0,72 | 1982,88 |
| Estai 4 | -0,02 | 60,89 | -0,72 | 2192,04 |
| Estai 5 | -0,03 | 64,92 | -1,08 | 2337,12 |
| Estai 6 | -0,04 | 67,26 | -1,44 | 2421,36 |
| Estai 7 | -0,04 | 68,04 | -1,44 | 2449,44 |
| Estai 8 | -0,05 | 67,46 | -1,8 | 2428,56 |
| Estai 9 | -0,06 | 65,72 | -2,16 | 2365,92 |
| Estai 10 | -0,07 | 63,02 | -2,52 | 2268,72 |
| Estai 11 | -0,07 | 59,57 | -2,52 | 2144,52 |
| Estai 12 | -0,07 | 55,56 | -2,52 | 2000,16 |
| Estai 13 | -0,07 | 51,15 | -2,52 | 1841,4 |
| Estai 14 | -0,05 | 46,47 | -1,8 | 1672,92 |
| Estai 15 | -0,03 | 41,62 | -1,08 | 1498,32 |
| Estai 16 | 0,02 | 36,69 | 0,72 | 1320,84 |
| Estai 17 | 0,08 | 31,72 | 2,88 | 1141,92 |
| Estai 18 | 0,17 | 26,74 | 6,12 | 962,64 |
| Estai 19 | 0,29 | 21,77 | 10,44 | 783,72 |
| Estai 20 | 0,44 | 16,8 | 15,84 | 604,8 |
| Estai 21 | 0,6 | 11,86 | 21,6 | 426,96 |
| Estai 22 | 0,76 | 6,95 | 27,36 | 250,2 |
| Mastro | 0,88 | 0 | 31,68 | 0 |

As cargas na base do pilar foram combinadas com a carga de multidão no nosso modelo, por serem cargas móveis. Seus esforços na base do pilar são detalhados a seguir.

7.2.2 Carga de multidão

Além do trem tipo, a carga de multidão também é levada em conta no dimensionamento das pontes. O carregamento usualmente utilizado para esse fim é de 0,5 tf/m² e é aplicada em toda a área de contato do tabuleiro, ou seja, entre guarda-rodas e em toda a extensão da ponte. A figura abaixo exemplifica o que foi relatado.

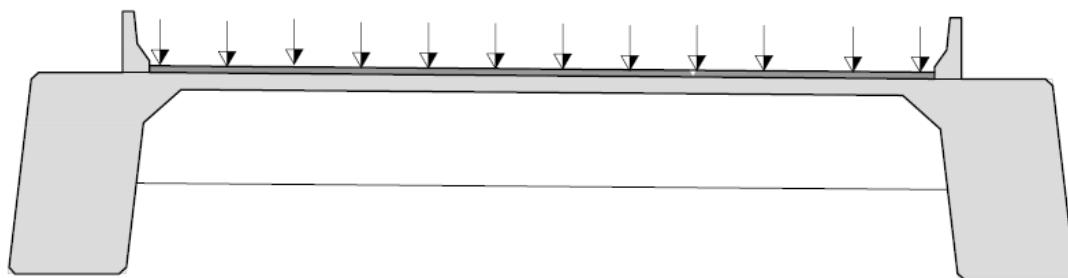


Figura 7.7: Seção transversal com o carregamento de 0,5 tf/m².

Analizando nosso modelo planar, ficaremos com um carregamento constante de 5,85 tf/m na extensão da ponte e a seguinte deformada devido a carga de multidão.



Figura 7.8: Deformada devido a carga de multidão.

Sendo assim, obtivemos as seguintes cargas que chegam a base do pilar:

Tabela 20: Esforços que chegam à base do pilar relativos ao trem tipo e carga de multidão (cargas móveis).

| | F2 [tf] | F3 [tf] | M1 [tf.m] | M2 [tf.m] | M3 [tf.m] |
|-----------------------------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Trem tipo + multidão | - | 2.773 | - | 25.898 | - |

7.3 Meio tabuleiro carregado

Análogo ao que foi feito para a carga de multidão, foi considerado nesse item, contudo, apenas metade do tabuleiro é carregado com 0,5 tf/m², gerando, além de um carregamento longitudinal, um momento em torno do eixo x, agravando a deformação do tabuleiro.

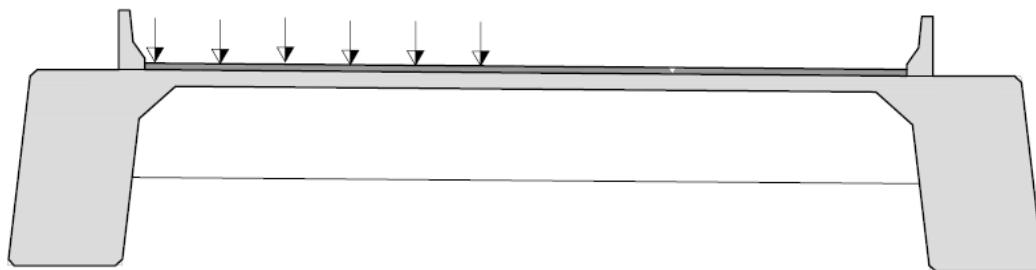


Figura 7.9: Meio tabuleiro carregado.

O carregamento encontrado foi de 2,93 tf, e o momento de 6,71 tf.m. Gerando as seguintes cargas na base:

Tabela 21: Esforços que chegam à base do pilar relativos a meio tabuleiro carregado.

| | F2 [tf] | F3 [tf] | M1 [tf.m] | M2 [tf.m] | M3 [tf.m] |
|---------------------------------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Meio tabuleiro carregado | 5 | 1.953 | -30 | -34.820 | 41 |

7.4 Forças de vento

Os esforços relativos ao vento foram calculados a partir da norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Para seu cálculo, devemos considerar as seguintes variáveis:

$$Fa = Ca * q * A \quad [N]$$

Onde:

Fa: Força de arrasto: componente da força devida ao vento na direção do vento (no caso, y);

Ca: Coeficiente de Arrasto;

q: Pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica V , em condições normais de pressão;

A: Área de uma superfície plana sobre a qual é calculada a força exercida pelo vento.

Para encontrar a força de arrasto, devemos achar a pressão dinâmica através da fórmula:

$$q = 0,613 * (S1 * S2 * S3 * V0)^2 \quad [N/m^2]$$

Onde:

S1: fator topográfico;

S2: Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno (no nosso caso, S2 encontra-se na categoria II, Classe C);

S3: Fator baseado em conceitos probabilísticos;

Vo: Velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano (no nosso caso, Vo = 45 m/s).

A força de arrasto varia conforme a altura da estrutura, sendo que, a componente responsável por essa mudança é S2. A seguir, encontra-se uma tabela resumida dos dados utilizados para encontrar os valores da força de arrasto:

Tabela 22: Variação da Força de arrasto conforme altura.

| Altura (m) | S1 | S2 | S3 | Vk [m/s] | q [N/m ²] | Ca | Fa [N] | Fa [tf] |
|------------------|------|------|------|----------|-----------------------|------|-----------|---------|
| 5 | 1,00 | 0,82 | 1,10 | 40,59 | 1.009,95 | 0,50 | 19.996,95 | 2,00 |
| 10 | 1,00 | 0,88 | 1,10 | 43,56 | 1.163,15 | 1,00 | 46.060,79 | 4,61 |
| 15 | 1,00 | 0,93 | 1,10 | 46,04 | 1.299,08 | 1,00 | 14.939,45 | 1,49 |
| 20 | 1,00 | 0,96 | 1,10 | 47,52 | 1.384,25 | 1,00 | 15.918,83 | 1,59 |
| 30 | 1,00 | 1,00 | 1,10 | 49,50 | 1.502,00 | 1,10 | 38.000,68 | 3,80 |
| 40 | 1,00 | 1,04 | 1,10 | 51,48 | 1.624,57 | 1,10 | 41.101,54 | 4,11 |
| 50 | 1,00 | 1,06 | 1,10 | 52,47 | 1.687,65 | 1,20 | 46.579,16 | 4,66 |
| 60 | 1,00 | 1,09 | 1,10 | 53,96 | 1.784,53 | 1,20 | 49.253,03 | 4,93 |
| Tabuleiro | | | | | | | | |
| 6,6 | 1,00 | 0,88 | 1,10 | 43,56 | 1.163,15 | 0,90 | 18.843,05 | 1,88 |

Para encontrar os coeficientes de arrasto, tivemos que usar os seguintes parâmetros:

Tabela 23: Parâmetros utilizados para encontrar o coeficiente de arrasto segundo a norma NBR - 6123

| Pilar | | | |
|-------|-------|-------|------|
| h | 6,6 | h/l1 | 0,69 |
| l1 | 9,5 | l1/l2 | 0,54 |
| l2 | 17,52 | | |

| Mastro | | | |
|--------|------|-------|------|
| h | 10 | h/l1 | 1,81 |
| l1 | 5,53 | l1/l2 | 2,40 |
| l2 | 2,3 | | |

| Tabuleiro | | | |
|-----------|-----|-------|------|
| h | 6,6 | h/l1 | 0,44 |
| l1 | 15 | l1/l2 | 2,50 |
| l2 | 6 | | |

Portanto, aplicamos em nosso modelo Fa em [tf], na direção longitudinal (y), obtendo as seguintes forças na base do pilar:

Tabela 24: Esforços que chegam à base do pilar relativos a força do vento

| | F2 [tf] | F3 [tf] | M1 [tf.m] | M2 [tf.m] | M3 [tf.m] |
|--------------------------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| Esforços do vento | -758 | - | 18.970 | - | -417 |

Após o cálculo de todas as forças supracitadas, podemos fazer um quadro resumo de todas as cargas que chegam à base do pilar:

Tabela 25: Quadro resumo de todos os esforços que chegam à base do pilar

| | F2 [tf] | F3 [tf] | M1 [tf.m] | M2 [tf.m] | M3 [tf.m] |
|---------------------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|
| Peso Próprio + Pav + GR | - | 22.206 | - | - | - |
| Trem tipo + multidão | - | 2.773 | - | 25.898 | - |
| Meio tabuleiro carregado | 5 | 1.953 | -30 | -34.820 | 41 |
| Esforços do vento | -758 | - | 18.970 | - | -417 |
| Total | -753 | 26.232 | 18.940 | -8.922 | -376 |

Os esforços encontrados são muito importantes, tanto para um melhor dimensionamento das estruturas, com relação a armaduras positivas e negativas que sustentarão a obra de arte, bem como escolha da fundação e seu dimensionamento. Etapa fundamental na concepção de uma obra e que será detalhada a seguir.

8 FUNDAÇÕES

Este capítulo é exclusivamente dedicado ao estudo das fundações da Obra de Arte Especial 112 realizada pela Dersa, a Ponte Orestes Quércia. A obra foi inicialmente elaborada para ter dois ramos independentes, posicionados um sobre o rio Tietê (Ramo 112) e outro sobre o Tamanduateí (Ramo 112C), que se uniriam na proximidade do encontro com a Av. do Estado. Posteriormente, decidiu-se pela não construção do segundo ramo por motivos de tráfego, que estão descritos na parte referente ao assunto, dentro deste trabalho. As sondagens do solo foram realizadas para ambos os ramos, porém foram utilizadas apenas parte das informações obtidas já que um dos ramos foi excluído do Projeto Final.

Para reconhecimento do solo foram realizadas 25 sondagens à percussão, 40% delas em Fase de Projeto Básico e o restante em Fase de Projeto Executivo. Através das sondagens e de informações da literatura sobre solos da região foi constatado que a obra em questão situa-se em região de sedimentos aluvionares quaternários, depositados pelos rios Tietê e Tamanduateí, sobre os sedimentos terciários associados à Bacia Sedimentar de São Paulo ou sobre solos de alteração de granito gnaisse, classes S2 e R3 segundo a classificação de Vaz/Themag.

As sondagens mostram também presença de um aterro superficial, com espessura variando entre 1,70 a 3,80m, executado durante as obras de implantação das pistas da Marginal Tietê e da canalização do rio Tamanduateí. Esta camada é composta majoritariamente por argila silto-arenosa, marrom escuro a avermelhada, com ocorrência de detritos vegetais e entulhos distribuídos heterogeneamente na camada. Na camada subsequente ao aterro verifica-se a existência de uma camada aluvionar de 2,0 a 6,0 m de espessura formada por argila areno-siltosa plástica mole a muito mole (SPT de 1golpe/53cm a 4golpes/30cm), marrom escura e cinza esverdeada, e por areia fina à grossa, branca a cinza escura, pouco a medianamente compacta (SPT médio de 7golpes/30cm). Os níveis d'água variam entre 2 à 7 m. Na sequência observa-se a ocorrência dos Sedimentos Terciários da Bacia de São Paulo, constituído por argila siltosa, pouco arenosa, cinza esverdeada, rija a dura e por solos

de alteração de rocha S2 e R3 pela classificação Vaz/Themag (com índices SPT variando de 14 a mais de 50 golpes/30cm).

A figura abaixo ilustra o perfil geológico-geotécnico do ramo 112.

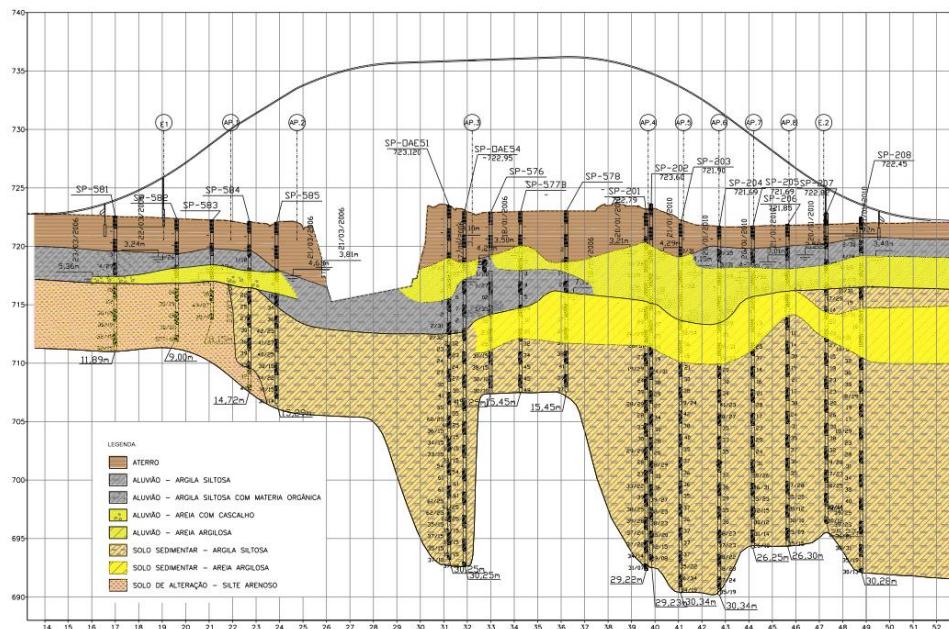


Figura 8.1 - Perfil de Sondagem

Em função do perfil geológico-geotécnico da área analisada e da magnitude das cargas atuantes na fundação da estrutura foram consideradas diversas alternativas para a definição da mesma. A alternativa utilizada de fato em Projeto Final foi a de Fundação Profunda do tipo Tubulões com fuste de $\phi = 1,40m$ a $2,60m$ a Céu Aberto ou a Ar Comprimido. Dentre os outros tipos de fundações possíveis estavam Estaca Raiz; Estacão e Estacas Pré moldadas de concreto.

Para efeito de estudo, abordaremos a fundação do pilar 3, o qual se situa na margem sul do Tietê. Essa escolha se deu devido à maior carga suportada por esse pilar, sobre o qual está o mastro, e pela dificuldade de concepção das fundações, já que esta se dá entre a pista expressa e local da Marginal Tietê sentido Fernão Dias.

8.1 Tipos de Fundação

Trataremos a seguir da descrição dos tipos de fundação e da análise feita para escolha da solução final utilizada, incluindo uma matriz de decisão que leva em conta aspectos como métodos construtivos, velocidade e facilidade de execução e fatores econômicos. Como mencionado acima temos quatro tipos de fundações a se escolher:

1. Tubulões
2. Estaca Raiz
3. Estaca escavada ou “Estacão”
4. Estacas Pré moldadas

Primeiramente descreveremos como cada uma delas atua, suas restrições de utilização, suas capacidades de carga e sua concepção:

8.1.1 Tubulões

Trata-se de um elemento de fundação em concreto moldado *in loco*, com função específica de transmitir as cargas estruturais para o solo exclusivamente por sua base. Tal elemento, quando realizado a céu aberto é obtido através do preenchimento com concreto de escavações no terreno, previamente executadas, de seção circular e formato cilíndrico e de base alargada. Durante a execução da escavação pode-se utilizar camisas de concreto armado de diâmetros entre 0,8 a 2,0 m para contenção de solos moles ou não coesivos. O concreto utilizado deve ter f_{ck} maior ou igual à 20MPa e armadura em aço CA-50. A utilização de câmaras pneumáticas na fase de escavação é necessária quando se pretende realizar a base do Tubulão abaixo do nível d'água, são os chamados Tubulões a ar comprimido, essa técnica acarreta além de um maior tempo de execução uma série de outras restrições relativas ao trabalho durante a escavação, como tempo mínimo obrigatório de pressurização e de descompressão.

8.1.2 Estaca Raiz

É uma estaca concretada *in-loco*, com pequeno diâmetro (100 a 410mm), tendo sua capacidade de carga devida essencialmente a sua resistência por atrito lateral, porém também pela sua ponta caso esta esteja em contato com rocha. O cálculo de uma fundação em estacas raiz pode ser feito pelo método de Aoki & Veloso, que será discutido adiante. Tal estaca pode ser realizada na direção vertical ou inclinada em relação ao solo, tendo como virtudes a alta produtividade, a possibilidade de atravessar rochas e matacões e ausência de vibrações no seu processo construtivo.

8.1.2.1 Método Construtivo:

A perfuração do solo é efetuada por um sistema rotativo que utiliza um tubo de revestimento em cuja extremidade é acoplada uma coroa de perfuração adequada às características geológicas da obra. O material proveniente da perfuração é eliminado continuamente pelo refluxo de fluido de perfuração. Concluída a perfuração, procede-se à colocação da armadura que tem o comprimento do fuste da mesma e pode ser constituída por feixes de aço ou por várias barras de aço com estribo helicoidal. O aço mais utilizado é o CA-50 para as barras e CA-25 para os estribos. Por final é feita a injeção da argamassa sob pressão controlada (0 a 5 MPa) de cima para baixo garantindo-se a troca do fluído de perfuração pela argamassa. Após o preenchimento, retira-se o revestimento com o auxílio de ar comprimido.



Figura 8.2: Perfuratriz de Estacas Raiz

8.1.3 Estaca Escavada ou “Estacão”

Elemento de fundação profunda concretado *in loco*, de execução rápida, normalmente em solos e areias, indicado para suportar cargas elevadas e que conta com perfuração mecânica à rotação e eventual uso de lama bentonítica. O uso desse tipo de estacas tem se difundido largamente pela facilidade e rapidez de execução e pela adaptabilidade a diversos tipos de terreno, podem ser feitas junto a construções existentes, devido à total ausência de vibração, podendo atingir profundidades de até 70 metros. Quando executadas em presença de lâmina d’água, o que ocorre em obras marítimas e em construção de pontes, a escavação mecânica e a concretagem submersa são precedidas da cravação de camisa metálica por intermédio, em geral, de martelo vibratório. Os equipamentos, quando necessários, serão montados em plataforma flutuante.

8.1.3.1 Método Construtivo

O processo construtivo com utilização de lama bentonítica se dá em três etapas:

- a) Escavação e preenchimento simultâneo da estaca com lama bentonítica previamente preparada. A escavação pode ser feita por equipamentos que fragmentam o solo, tendo seus detritos expelidos pela injeção da lama, ou por equipamentos que cortam o solo como um todo e transportam para fora da escavação, como os “clamshells”, por exemplo.
- b) Colocação dentro da escavação da armadura já pré-montada;
- c) Lançamento do concreto, de baixo para cima, através de tubos de concretagem (tubos tremosha), que sendo mais denso, expulsa a lama, que é bombeada de volta para depósitos.

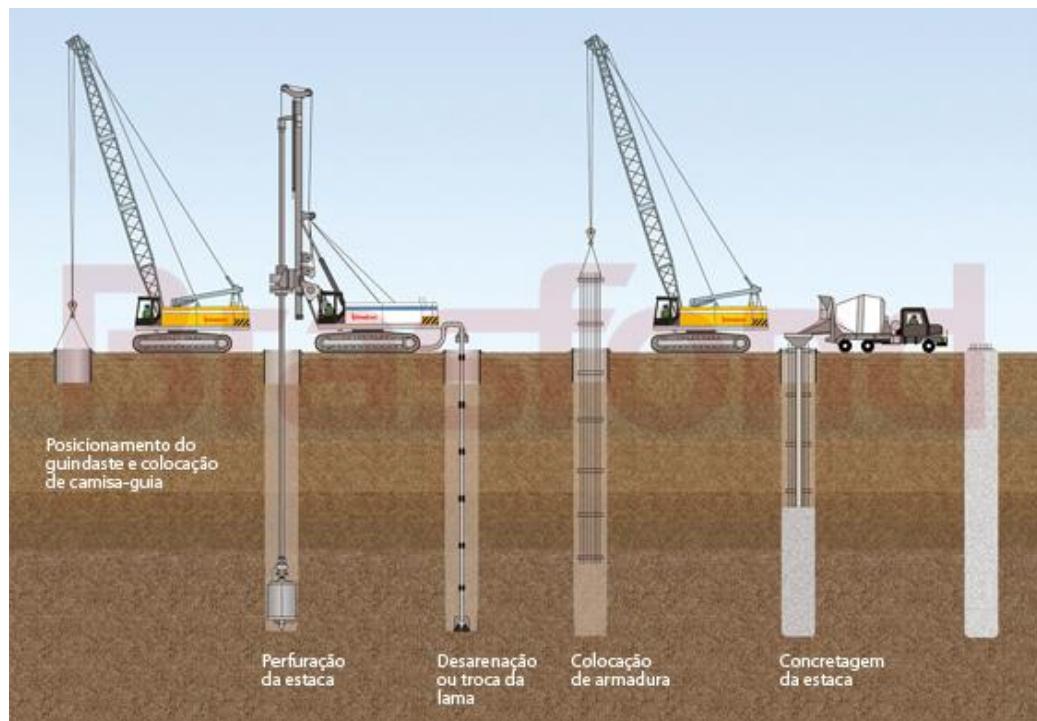


Figura 8.3: Etapas construtivas de estaca escavada de grande diâmetro

8.1.4 Estacas pré-moldadas

Elemento de concreto armado ou protendido, moldado industrialmente, de seção transversal circular variada. Tem como vantagem um controle de qualidade mais rigoroso, feito em fábrica, do que as estacas moldadas in loco. Apresentam comprimentos variáveis (4,0 a 12,0 m) e podem ser acopladas umas nas outras por meio de emendas para se gerar o comprimento desejado. Estas emendas se dão por meio de solda de anéis previamente montados na extremidade das estacas ou pela utilização de luvas de aço. Apesar do maior controle do concreto frente às outras opções citadas esta tem baixa produtividade, produz ruídos e vibrações em excesso e exige cuidados especiais nas emendas.



Figura 8.4: Bate Estacas para cravação de estaca pré-moldada

8.2 Dimensionamento de estacas

Um dos métodos mais usuais para dimensionamento de fundações profundas é o de Aoki & Velloso (1971), que avalia tanto a tensão-limite de ruptura de ponta (Q_n)

quanto a de atrito lateral (Q_s) em função da tensão de ponta (Q_c) do ensaio de penetração do cone (CPT). Na ausência de ensaios CPT são utilizados os ensaios SPT, que é mais usual no Brasil, segundo a seguinte correlação.

$$Q_c = K \times N_{spt}$$

Sendo K e α coeficientes relativos ao solo, mostrados na seguinte tabela:

Tabela 26: Coeficientes K e α função do tipo de solo.

| Tipo de Solo | K (kPa) | α (%) |
|----------------------|-----------|--------------|
| Areia | 1000 | 1,40 |
| Areia Siltosa | 800 | 2,00 |
| Areia silto argilosa | 700 | 2,40 |
| Areia argilosa | 600 | 3,00 |
| Areia argilo siltosa | 500 | 2,80 |
| Silte arenoso | 550 | 2,20 |
| Silte areno argiloso | 450 | 2,80 |
| Silte | 400 | 3,00 |
| Silte argilo arenoso | 250 | 3,00 |
| Silte argiloso | 230 | 3,40 |
| Argila arenosa | 350 | 2,40 |
| Argila silto arenosa | 330 | 3,00 |
| Argila areno siltosa | 300 | 2,80 |
| Argila siltosa | 220 | 4,00 |
| Argila | 200 | 6,00 |

As cargas de ponta e lateral, quando utilizada a sondagem por SPT, ficam:

$$Q_n = \frac{N_s}{F_1} A_n$$

$$Q_s = \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha \times N_l \times K \times \Delta l) n$$

A carga total na ruptura é dada por:

$$Q_t = Q_n + Q_s$$

Onde:

- F_1 e F_2 : respectivamente, 1,75 e 3,5 (usual para estacas pré-moldadas);
- A_n : a área da seção transversal da ponta;
- U : o perímetro da seção transversal;
- N_s e N_l : os N_{spt} na cota da ponta e na camada de espessura, Δl respectivamente;
- Δl : a espessura da camada.

8.3 Escolha de fundação:

Dentre os tipos de fundações citados, o selecionado foi o primeiro, Tubulões. Trataremos agora de explicitar os motivos pelos quais as outras três opções, pereceram diante desta. As opções serão dispostas da menos provável para a mais provável (de fato executada). Para isso começaremos pela Estaca Raiz.

A Estaca Raiz tem diversas características positivas como a produtividade, a não produção de ruído e a possibilidade de ser feita inclinada. Todavia a carga máxima que suporta é de 130 tf, refletindo em um grande número de estacas para pilares que suportam grandes cargas, como é o caso de uma obra de arte como esta ponte. O Pilar 3 recebe cerca de 33.000 tf de esforços solicitantes da superestrutura, e é apoiado em um bloco de fundação de 2.350m^3 de concreto que acrescenta uma carga de 1.850 tf. Seriam necessárias cerca de 264 Estacas Raiz para ter tais esforços transmitidos ao solo adequadamente, um número muito alto de elementos de fundação, que demandariam um longo tempo para concepção apesar da boa produtividade unitária, resultando em prazos menos vantajosos.

A segunda opção analisada foi a de Estacas pré-moldadas de concreto de $\phi = 70$ cm que resistem até 230 tf. Esta solução demanda um canteiro de estoque dos elementos e um equipamento bate estacas para sua cravação. Considerando o espaçamento de $2,5 \phi$, que é pedido pela NBR 6122 e realizando cálculo semelhante ao anterior chegamos a um total de 150 estacas. A cravação das estacas necessita de pré furo, demandando tanto o uso de perfuratriz para execução desta etapa quanto do bate estacas para cravação, equipamento içado por guindastes de 200 toneladas.

Tais equipamentos tem grandes dimensões, o que é um problema devido ao espaço reduzido do canteiro de obras, que tem cerca de 15 metros de largura. Vale ressaltar que o tempo necessário para pré furo somado ao de cravação seria prejudicial à produtividade da fundação.

Outra observação a se fazer é de cunho geológico. Pelo perfil de sondagem notamos que a fundação do pilar 3 será feita em uma região onde há uma proeminência da rocha abaixo da argila rija, as chances de encontrarmos rocha antes do esperado são grandes, o que pode apresentar riscos para a cravação das estacas, já que estas podem vir a fissurar ao encontrar rochas e matações.

A última opção descartada foi estaca escavada com uso lama bentonítica ou “Estacão”. Como descrito anteriormente esta fundação pode suportar cargas elevadas, tem rápida execução e é de conhecimento difundido no mercado. Com o uso da lama bentonítica na manutenção da coesão do solo, a escavação até a camada de argila silto-arenosa rígida, lugar ideal para a cota inferior da estaca, seria de simples execução. Todavia, o canteiro de obras necessitaria de espaço para equipamento de cravação e de silos de desarenação da lama, para posterior reutilização, cada silo pode chegar a 10m de diâmetro, o que demanda grande espaço no canteiro de obras. Seriam necessários cerca de 18 estações de ($\Phi = 250$ cm) que podem resistir às altas cargas (até 2.000 tf), para resistir aos esforços solicitantes e ao peso do bloco de fundação.

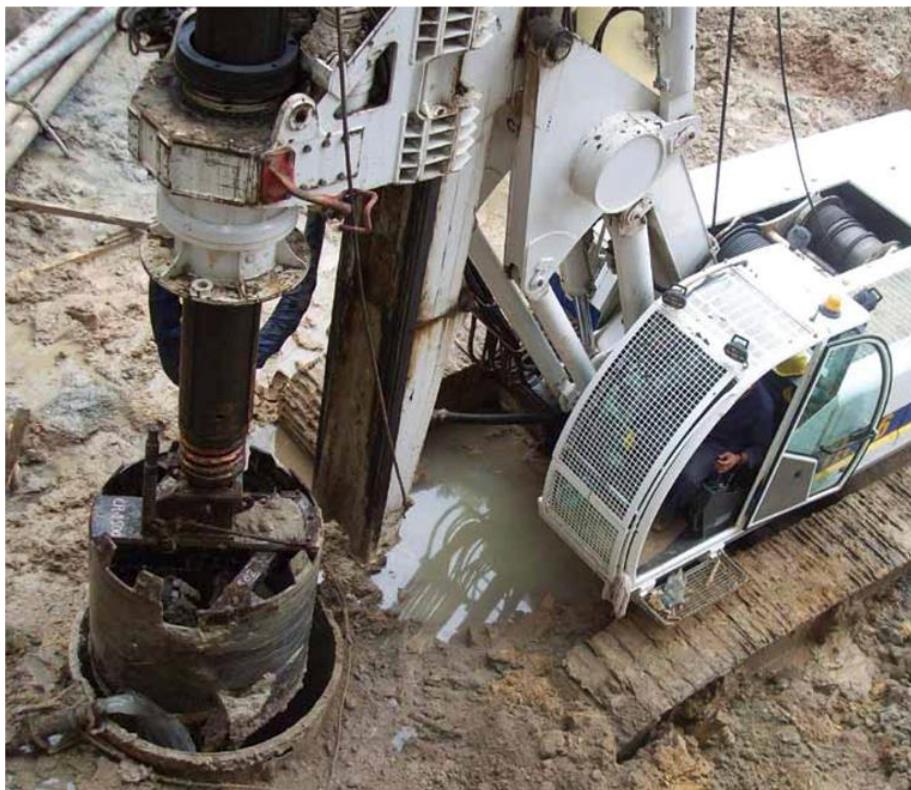


Figura 8.5: Perfuratriz para "estações"

Por fim optou-se pela solução em Tubulões escavados parte a céu aberto e parte a ar comprimido com $\phi = 260$ cm. Tal técnica é a mais difundida nacionalmente, o que leva à maior oferta de executores disponível no mercado e consequente preço mais acessível. Tubulões deste tamanho podem suportar até 2000 tf e têm cota mais rasa que as dos Estações, sua execução é simples e rápida assim como sua concretagem.

Para definição das tensões admissíveis na cota de apoio dos tubulões projetados foram utilizados os critérios de cálculo propostos por Décourt para solos coesivos, apresentado pelos Eng. José Henrique Albiero e Eng. José Carlos A. Cintra no livro “Fundações – Teoria e Prática”, item 8.2.5. Assim, foi adota a seguinte expressão:

$$qa = 25 \times Nspt + \sigma vb \quad [\text{kPa}]$$

Sendo:

qa : Tensão admissível na cota de apoio em kPa;

$Nspt$: Índice médio de resistência à penetração desde a cota de apoio da base até 2 Db abaixo;

σ_{vb} : Tensão vertical efetiva original na cota de apoio.

A tabela a seguir mostra as cotas de apoio dos tubulões implantados e seus respectivos comprimentos, assim como o Nspt da cota de sua base. O Apoio 3, referente ao mastro encontra-se destacado.

Tabela 27: Informações dos tubulões.

| Apoio | Sondagem de Referência | δ_{adm} Considerada (kgf/cm ²) | NsPT (golpes/30cm) | Cotas de apoio da base | Comprimento Estimado (m) |
|-------|------------------------|---|--------------------|------------------------|--------------------------|
| E1 | SP-581 e 582 | 10 | > 40 | 712,5 | 9,00 e 9,50 |
| AP.1 | SP-584 | 10 | 44 | 707 | 15 |
| AP.2 | SP-585 | 10 | 40 | 710 | 12 |
| AP.3 | SP-OAE-49 e 51 | 10 | 41 | 706 | 17 |
| AP.4 | SP-202 | 8 | 38 | 708 | 14,5 |
| AP.5 | SP-203 | 8 | 30 | 708 | 13,5 |
| AP.6 | SP-204 | 8 | 34 | 708 | 14 |
| AP.7 | SP-205 | 8 | 31 | 701,5 | 19 |
| AP.8 | SP-206 | 8 | 31 | 705 | 16 |
| E.2 | SP-207 | 8 | 32 | 704 | 18 |

Considerando uma σ_{adm} de 10kgf/cm², ou seja, 1.000kN/m² e com a carga descrita acima de 341.270 kN (Superestrutura + Bloco de fundação) temos uma área da base de 19 m² por tubulão, o que resulta em um raio de 5 metros na base 20 tubulões utilizados.

8.3.1 Matriz de decisão

Para ilustrar melhor o motivo da escolha final, encontra-se abaixo uma matriz de decisão dos diferentes tipos de fundação abordados, com notas de 0 a 5 em quatro diferentes quesitos: Economia; Produtividade; Adequação às cargas de projeto e adequação do método construtivo dadas às peculiaridades da obra.

| | Tubulão | Estação | Estaca Pré Moldada | Estaca Raiz |
|---------------------------------|---------|---------|--------------------|-------------|
| Economia | 4 | 2 | 2 | 2 |
| Produtividade | 4 | 3 | 2 | 3 |
| Adequação às cargas de projeto | 5 | 5 | 3 | 1 |
| Adequação do Método Construtivo | 5 | 4 | 2 | 3 |

Figura 8.6 - Matriz de decisão de escolha de fundação

Podemos notar que a solução por tubulões recebe uma somatória de 18 pontos, mostrando-se assim opção mais atrativa frente as outras.

Ao realizar obras de arte de grande magnitude, como a apresentada neste trabalho, diversos aspectos têm de ser levados em conta, que não apenas o econômico, predominante na maioria das obras mais padronizadas e/ou de menor porte. Uma análise abordando diferentes aspectos, como foi feita anteriormente, é vital para refinamento das possibilidades e este estudo merece atenção como qualquer outro envolvido na concepção da obra.

9 BLOCO DE FUNDAÇÃO

9.1 Introdução

A fundação é composta de vinte tubulões com 2,60 m de diâmetro cada um e um bloco de fundação com dimensões de 43,2 m por 12 m em planta. A disposição dos tubulões é mostrada a seguir nas Figura 9.1 e Figura 9.2.

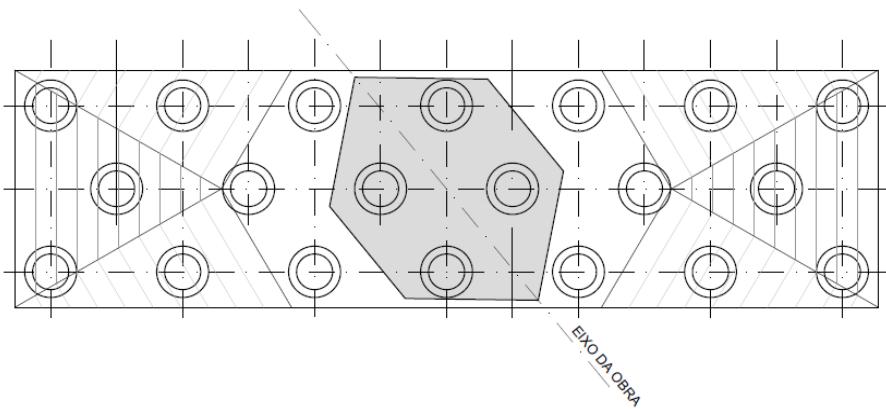


Figura 9.1: Planta do bloco de fundação.

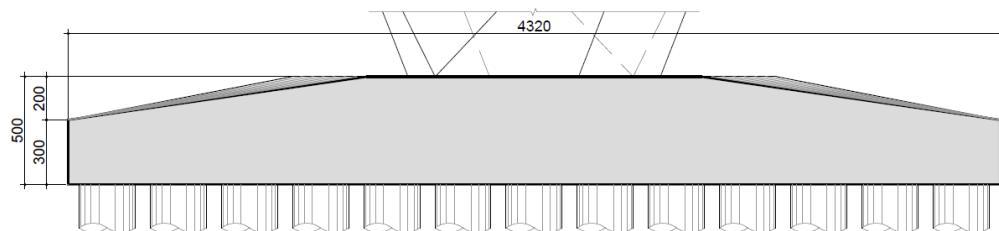


Figura 9.2: Corte do bloco de fundação.

A princípio o bloco deveria ser considerado como flexível já que o ângulo formado entre a junção pilar-bloco e tubulão extremo-bloco, é menor que 45° , porém, consideraremos o bloco como rígido para simplificação do cálculo das reações nos tubulões. Além disso, essa configuração invalida o uso da teoria de bielas para dimensionamento da armadura.

Considerar o bloco como rígido é a favor da segurança já que os deslocamentos verticais nas bordas seriam maiores e, consequentemente, o

dimensionamento ao cisalhamento na seção de controle ficaria do lado da segurança. Essa consideração, no entanto, é contra a segurança na região central do bloco, pois os deslocamentos são maiores neste local quando se considera o bloco flexível, gerando, portanto, reações maiores neste caso. Mesmo sabendo desse fator, foi utilizada a teoria de bloco rígido a fim de simplificar o modelo.

9.2 Esforços solicitantes e cálculo da armadura longitudinal de flexão

A partir da premissa de bloco rígido, será utilizado para cálculo dos esforços na cabeça dos tubulões a seguinte expressão:

$$Rt = \frac{N}{n} + \frac{Mx \cdot yi}{\sum(y^2)} + \frac{My \cdot xi}{\sum(x^2)}$$

Onde, são os esforços concomitantes de cálculo para a combinação mais desfavorável na base do pilar, os que se seguem:

N: Força normal;

Mx e *My*: Momentos fletores no eixo do bloco;

xi e *yi*: Distância entre tubulões e CG do bloco;

n: Número de tubulões;

Rt: Resultante em cada tubulão.

Para o dimensionamento da armadura longitudinal positiva do bloco de fundação, será utilizada uma seção S1 a partir da extremidade do pilar, que é calculada da seguinte forma:

$$d_1 = h - c - \frac{\phi}{2}$$

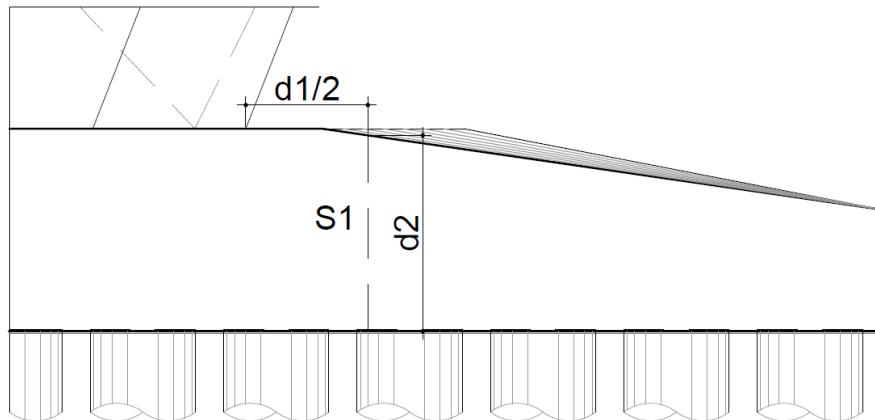


Figura 9.3: Seção S1 corte.

Utilizamos assim as equações a seguir para dimensionar as armaduras longitudinais considerando os tubulões compreendidos dentro da área limitada pela seção S1 e a extremidade do bloco como se pode ver na Figura 9.4.

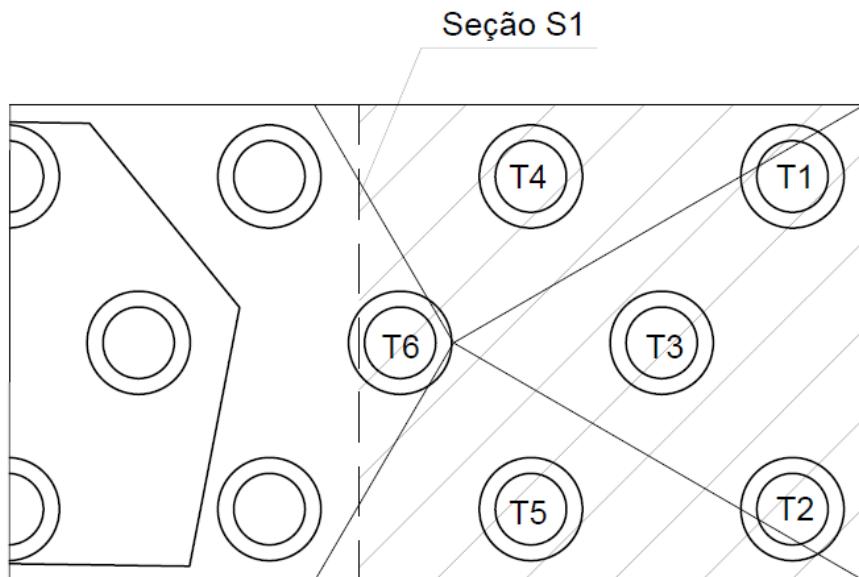


Figura 9.4: Seção S1 planta.

O momento solicitante, portanto, é calculado segundo a equação a seguir.

$$M_{ext_d} = \sum_{k=1}^6 (Rt_k \cdot b_k)$$

Onde:

b_k : distância entre o tubulão k e a seção S1;

A partir do momento solicitante, deve-se calcular a armadura longitudinal de flexão do bloco.

$$Asl = \frac{Md}{(0,8 \times d_2) \times fyd}$$

$$N = \frac{Asl}{bw}$$

Sendo:

Asl: Área de aço longitudinal;

N: Número de vergalhões;

fyd: Tensão de escoamento do aço;

d₁: altura útil da seção de controle;

d₂: altura na seção transversal do S1 bloco;

h: altura do bloco;

c: cobrimento da armadura;

Φ: diâmetro adotado da armadura;

bw: largura do bloco de fundação;

O Momento resultante (*Md*) é de aproximadamente 70.000 tf.m, o que leva à uma área de aço CA50 de 4072 cm² e, consequentemente, uma armadura longitudinal com 6 camadas com barras de φ32 mm espaçadas de 10 cm ao longo da largura do bloco. Esta densidade de armadura é de difícil disposição dentro mesmo, devido a interferência entre as regiões de ancoragem de cada uma das camadas. Além disso, seu detalhamento é complexo, associado a dificuldade de concretagem, sendo o resultado da sua aplicação questionável.

9.3 Prontesão do bloco

Devido as dificuldades de detalhamento da armadura passiva citadas anteriormente, optou-se pela protensão do bloco de fundação. Para esta opção propõe-se o seguinte procedimento.

O cálculo da armadura de protensão é um processo iterativo em que se deve primeiramente realizar os seguintes cálculos:

$$Ft_d = \frac{M_d}{z}$$

$$As_{prot} = \frac{Ft_d}{fyd}$$

Onde:

M_d : momento solicitante de cálculo;

Ft_d : força de tração dos cabos no estado limite último;

As_{prot} : área de aço de protensão;

z : braço de alavanca estimado.

Dessa forma, chega-se à área da armadura ativa e com isso define-se o diâmetro das cordoalhas e o número de cabos.

A partir daí deverá ser definido o lançamento dos cabos e calculadas as perdas de protensão.

- Perdas Imediatas – Perdas por atrito, cravação e protensão sucessiva.
- Perdas Lentas – Perdas por retração, deformação lenta e relaxação do aço.

Além disso, quando se protende o bloco, seu campo de deslocamentos fica inibido pelos vínculos gerando esforços hiperestáticos devido a protensão. Esses esforços devem ser calculados para a verificação do Estado Limite último.

Devido à complexidade do problema foi feito um modelo matemático a fim de compreender melhor o mesmo. Foi considerado um modelo plano com uma viga contínua que representa o centro de gravidade longitudinal do bloco apoiada sobre apoios elásticos como representado na figura abaixo.

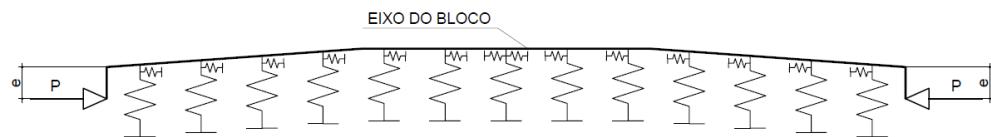


Figura 9.5: Modelo matemático do bloco de fundação.

A rigidez das molas verticais representa a rigidez a força normal dos tubulões. Já para o cálculo da rigidez das molas horizontais, deve-se adotar o modelo de uma viga apoiada sobre apoios elásticos os quais representam o solo como pode ser visto na Figura 9.6.

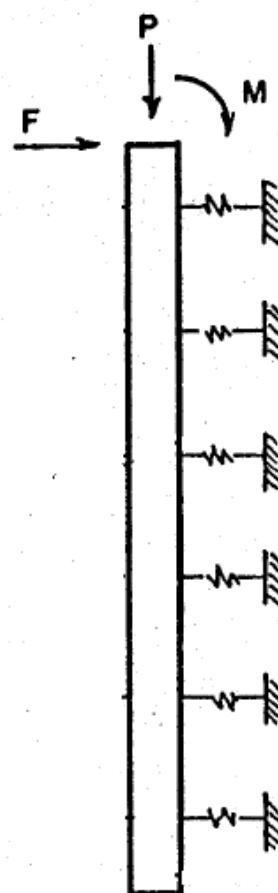


Figura 9.6: Modelo de estaca sobre apoios elásticos.

Pode-se então calcular a força cortante e o momento solicitante da seguinte forma:

$$Vd = \sum Vtub_d + Vhiper$$

$$Md = Mext_d + Mhiper$$

Onde:

$Vtub_d$: força cortante em cada tubulão;

$Vhiper$: força cortante hiperestática;

P : força de protensão;

e : excentricidade;

$Mhiper$: momento hiperestático que é igual ao momento do processamento menos a força de protensão vezes a excentricidade.

9.3.1 Estado limite último

Em seguida deve-se fazer as verificações de Estado Limite Último. Para esta verificação deve-se calcular os esforços resistentes e garantir que estes sejam maiores que os solicitantes como mostrado a seguir:

$$Vu \geq Vd = \sum Vtub + Vhiper$$

Onde:

Vu : Força cortante última conforme modelo 1da NBR-6118;

Vd : Força cortante de cálculo;

$Vtub$: Força cortante solicitante de cada tubulão;

$Vhiper$: Cortante hiperestático.

$$Fr = As_{prot} \times fyp_d + Ap \times fy$$

$$Mr = z \times Fr$$

Fr : Força resistente;

As_{prot} : Área da sessão transversal da armadura de protensão;

Ap : Área da sessão transversal da armadura passiva;

fyp_d : Tensão de escoamento do aço protendido;

fy_d : Tensão de escoamento do aço da armadura passiva;

z : Braço de alavanca.

$$Mr \geq Md$$

Onde:

Mr : Momento resistente último;

Md : Momento solicitante de cálculo.

Caso as verificações não sejam atendidas, aumenta-se a armadura de protensão ou a armadura passiva e refaz-se os cálculos.

9.3.2 Estado limite de serviço

Para protensão limitada deve-se fazer as seguintes verificações:

$$\sigma_{tração} \leq 0,3 \times 0,7 \times \sqrt[3]{fck^2}$$

$$\sigma_{compressão} \leq 0,7 \times fck$$

9.3.3 Verificações locais

Devem ser feitas verificações locais como por exemplo na introdução das forças de protensão na seguinte sequência:

- Bloco parcialmente carregado.
- Efeito da protensão sucessiva para análise das tensões de tração nas faces do bloco.

9.3.4 Detalhamento da armadura passiva

- Introdução da prontensão.
- Envolvimento nas faces para controle de fissuração.
- Cortante.

- Arranque dos pilares, considerando as verificações de nó de pórtico,
- Armadura do tubulão no bloco considerando as verificações de nó de pórtico, e a eventual necessidade de introdução da tração do tubulão no bloco (“armadura de suspensão”).

10 DRENAGEM

10.1 Considerações iniciais

Um projeto eficiente de drenagem em uma rodovia é imprescindível para garantir a segurança dos condutores. Em uma ponte, esse sistema deve ser especialmente projetado já que há algumas peculiaridades na coleta, transporte e descarte da água captada.

O projeto de drenagem deve passar pela fase de estudos hidrológicos da região, definição de bacias de contribuição e de dispositivos de coleta, dimensionamento dos tubos coletores e definição de um destino final para os fluidos coletados.

10.2 Geometria do trecho estudado

A fim de simplificar os cálculos e evitar análises trabalhosas sobre a geometria da ponte, será considerado para este dimensionamento apenas o trecho estaiado da obra de arte.

Será considerado o trecho como simétrico em relação ao mastro, com 130 m para cada lado. Dessa forma, tem-se vinte bocas de lobo, vinte trechos de sarjeta e vinte trechos de tubos coletores de cada lado.

10.3 Estudos hidrológicos

Para a cidade de São Paulo, segundo o DAEE temos os seguintes dados hidrológicos:

10.3.1 Relação intensidade - duração - período de retorno para a cidade de São Paulo

Nome da Estação: IAG/USP-E3-035

Coordenadas Geográficas: Lat. 23°39'S; Long. 46°38'W

Altitude: 780 m

Período de dados utilizados: 1933-97 (65 anos)

$$\text{Equação: } i_{t,T} = 39,3015(t + 20)^{-0,9228} + 10,1767(t + 20)^{-0,8764}[-0,4653 - 0,8407 \ln \ln(\frac{T}{T-1})]$$

Para $10 \leq t \leq 1440$

Com: i : intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t : duração da chuva em minutos;

T : período de retorno em anos;

Tabela 28: Previsão de máximas intensidades de chuvas em mm/h (DAEE/USP, 1999)

| Duração t (minutos) | Período de retorno T (anos) | | | | | | | | |
|--------------------------|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 |
| 10 | 97,3 | 126,9 | 146,4 | 157,4 | 165,2 | 171,1 | 189,4 | 207,6 | 225,7 |
| 20 | 74,6 | 97,5 | 112,7 | 121,3 | 127,3 | 131,9 | 146,2 | 160,3 | 174,4 |
| 30 | 60,7 | 79,5 | 92,0 | 99,1 | 104,0 | 107,8 | 119,5 | 131,2 | 142,7 |
| 60 | 39,3 | 51,8 | 60,1 | 64,7 | 68,0 | 70,5 | 78,3 | 86,0 | 93,6 |
| 120 | 23,4 | 31,1 | 36,1 | 39,0 | 41,0 | 42,5 | 47,3 | 52,0 | 56,7 |
| 180 | 16,8 | 22,4 | 26,1 | 28,2 | 29,7 | 30,8 | 34,3 | 37,7 | 41,2 |
| 360 | 9,3 | 12,5 | 14,6 | 15,8 | 16,6 | 17,3 | 19,2 | 21,2 | 23,2 |
| 720 | 5,0 | 6,8 | 8,0 | 8,6 | 9,1 | 9,5 | 10,6 | 11,7 | 12,7 |
| 1080 | 3,5 | 4,7 | 5,6 | 6,0 | 6,4 | 6,6 | 7,4 | 8,2 | 8,9 |
| 1440 | 2,7 | 3,7 | 4,3 | 4,7 | 4,9 | 5,1 | 5,7 | 6,3 | 6,9 |

Tabela 29: previsão de máximas alturas de chuvas, em mm (DAEE/USP, 1999)

| Duração t (minutos) | Período de retorno T (anos) | | | | | | | | |
|------------------------|-----------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 2 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 |
| 10 | 16,2 | 21,1 | 24,4 | 26,2 | 27,5 | 28,5 | 31,6 | 34,6 | 37,6 |
| 20 | 24,9 | 32,5 | 37,6 | 40,4 | 42,4 | 44,0 | 48,7 | 53,4 | 58,1 |
| 30 | 30,3 | 39,8 | 46,0 | 49,5 | 52,0 | 53,9 | 59,8 | 65,6 | 71,4 |
| 60 | 39,3 | 51,8 | 60,1 | 64,7 | 68,0 | 70,5 | 78,3 | 86,0 | 93,6 |
| 120 | 46,8 | 62,1 | 72,2 | 78,0 | 82,0 | 85,1 | 94,6 | 104,0 | 113,4 |
| 180 | 50,5 | 67,3 | 78,4 | 84,7 | 89,1 | 92,4 | 102,9 | 113,2 | 123,5 |
| 360 | 55,7 | 74,9 | 87,5 | 94,7 | 99,7 | 103,6 | 115,4 | 127,2 | 139,0 |
| 720 | 60,2 | 81,5 | 95,6 | 103,6 | 109,2 | 113,5 | 126,7 | 139,9 | 153,0 |
| 1080 | 62,5 | 85,1 | 100,1 | 108,6 | 114,5 | 119,0 | 133,1 | 147,0 | 160,9 |
| 1440 | 64,1 | 87,7 | 103,3 | 112,1 | 118,2 | 122,9 | 137,6 | 152,1 | 166,5 |

10.3.2 Período de retorno

Período de retorno ou tempo de recorrência, é o intervalo de tempo de ocorrência de um evento de chuva intensa. É definido como o inverso da probabilidade de um evento ser igualado ou ultrapassado.

Para o projeto de drenagem da ponte será adotado um tempo de retorno de 10 anos.

10.3.3 Tempo de concentração da chuva

O tempo de concentração é definido como o tempo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial em um mesmo ponto de controle. É o tempo decorrido para que as águas pluviais precipitadas sobre o ponto mais distante do ponto de coleta cheguem até este. Uma das premissas do método racional é a de que o tempo de concentração é igual ao tempo de duração da precipitação.

O tempo de concentração para o caso deste projeto, no entanto, é muito pequeno, o que levaria a intensidades de chuva que não condizem com a realidade. Desta forma, foi adotado um tempo de concentração de 10 minutos.

10.3.4 Intensidade da chuva

Com os parâmetros anteriormente definidos, ou seja, Período de Retorno de 10 anos e Tempo de Concentração de 10 minutos, e, utilizando a Tabela 28 chegou-se a uma intensidade de 146,4 mm/h.

A partir dessa intensidade de chuva será feito o dimensionamento hidráulico do sistema de drenagem de águas pluviais da ponte, assim como o dimensionamento de uma caixa de retenção para separação do óleo e outras impurezas que possam ser carreados pela água da chuva.

10.3.5 Vazões de contribuição das bacias

Para o cálculo das vazões resultantes da contribuição das bacias será utilizado o Método Racional, usado para bacias menores do que 1 km², cuja equação é apresentada a seguir:

$$Q = \frac{C * i * A_b}{3600}$$

Onde:

- Q: vazão em L/s;
- C: coeficiente de escoamento superficial, ou *Runoff*;
- i: intensidade da chuva em mm/h;
- A_b: área da bacia em m².

O coeficiente de escoamento superficial ou *Runoff*, é a razão entre o volume de água escoado superficialmente e o volume de água precipitado, ou seja, indica o grau de impermeabilização da superfície considerada.

Para o caso deste projeto, será adotado um *Runoff*, igual a 0,95, seguindo recomendações da CETESB, como mostrado na Tabela 30 (CETESB, 1986)**Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Tabela 30:Coeficiente de escoamento superficial por tipo de superfície (CETESB, 1986)

| Característica da superfície | | C |
|------------------------------------|-----------------------------|-------------|
| Ruas | Pavimentação asfáltica | 0,70 a 0,95 |
| | Pavimentação de concreto | 0,80 a 0,95 |
| Passeios | | 0,75 a 0,85 |
| Telhados | | 0,75 a 0,95 |
| Terrenos relvados (solos arenosos) | Pequena declividade (2%) | 0,05 a 0,10 |
| | Declividade média (2% a 7%) | 0,10 a 0,15 |
| | Forte declividade (7%) | 0,15 a 0,20 |
| Terrenos relvados (solos pesados) | Pequena declividade (2%) | 0,15 a 0,20 |
| | Declividade média (2% a 7%) | 0,20 a 0,25 |
| | Forte declividade (7%) | 0,25 a 0,30 |

Chega-se, portanto, às seguintes informações:

- $C = 0,95$;
- $i = 146,4 \text{ mm/h}$;
- $A = 76,05 \text{ m}^2$.

Aplicando a fórmula citada anteriormente neste item pode-se calcular a vazão de contribuição.

- $Q = 2,938 \text{ L/s}$.

10.4 Dimensionamento hidráulico

10.4.1 Sarjetas

As sarjetas são dispositivos do sistema de drenagem pluvial posicionados longitudinalmente às vias e cuja função é transportar a água proveniente de chuvas ou outras fontes até os pontos de engolimento, no caso, grelhas.

Para a verificação da capacidade de escoamento das sarjetas, é utilizada a equação de Manning modificada por Izzard, apresentada abaixo:

$$Q = 375 * \left(\frac{Z}{n}\right) * y_0^{\frac{8}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

- Q: capacidade de vazão da sarjeta em L/s;
- n: coeficiente de Manning;
- Z: inverso da declividade transversal;
- y_0 : altura da lâmina d'água na sarjeta em mm;
- I: declividade longitudinal da via em m/m;

Com a vazão de contribuição calculada no item anterior, verifica-se a lâmina d'água na sarjeta.

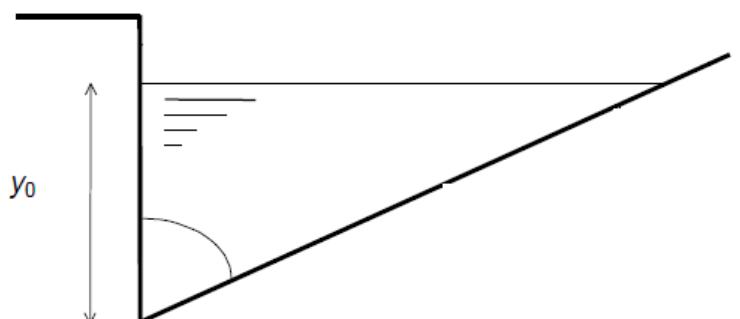


Figura 10.1: Seção transversal típica de uma sarjeta

Tabela 31: Verificação da lâmina d'água na sarjeta

| Parâmetro | Valor | Unidade |
|-----------------|--------|---------|
| n | 0,015 | |
| Q | 2,938 | L/s |
| I long. | 0,0035 | m/m |
| I transv. | 0,02 | m/m |
| Z | 50 | m/m |
| y_0 calculado | 0,168 | cm |

Como o valor de y_0 é menor que 10 cm, garante-se que a capacidade de escoamento da sarjeta não é superada e, portanto, não haverá água na pista em caso de intensidades de chuva menores ou iguais à chuva de projeto.

10.4.2 Bocas de lobo com grelha de concreto

Para o engolimento da vazão das sarjetas serão utilizadas bocas de lobo com grelhas de concreto tal como mostrado na Figura 10.2.

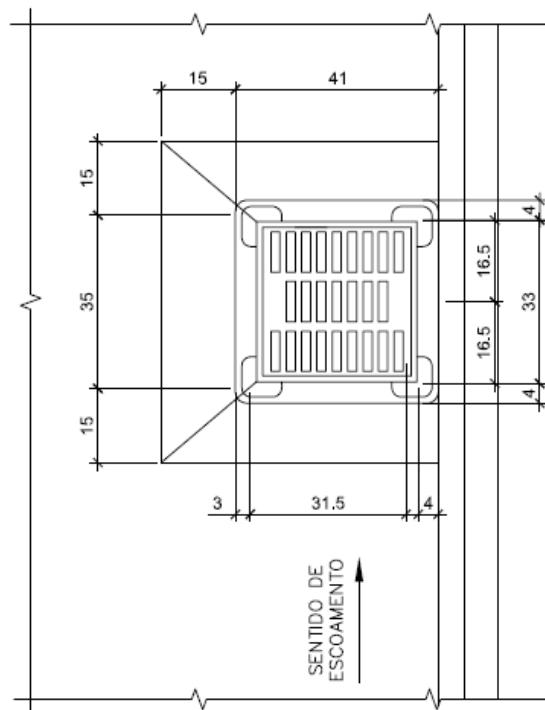


Figura 10.2: Detalhe da boca de lobo

Segundo (CETESB, 1986), para lâmina d'água de até 12 cm sobre a grelha, esta funciona como um vertedor de soleira livre, podendo ter sua capacidade definida pela equação a seguir:

$$Q = 1655 * P * y^{1,5}$$

Onde:

- Q: capacidade de engolimento da grelha, em L/s;
- P: perímetro da abertura da grelha, em metros (não leva em consideração as barras internas e o lado da grelha junto a face da guia);
- y: altura da lâmina d'água na guia em m;

Deve-se considerar uma redução na eficiência de tais dispositivos devido a possíveis entupimentos e falta de manutenção. De acordo com (CETESB, 1986), tal redução é da ordem de 50% da capacidade teórica de engolimento da grelha. Outras considerações são apresentadas a seguir:

- Comprimento da grelha: 0,90 m;
- Largura da grelha: 0,40 m;
- Altura da lâmina d'água na guia: 0,10 m;
- Eficiência de engolimento sobre o valor teórico: 50%;

A capacidade de engolimento é, portanto, 132 L/s. Aplicando-se a redução devido a entupimentos a capacidade cai para 66 L/s que ainda é maior que a vazão de contribuição, garantindo que não haja acúmulo de água na pista.

Apesar de a capacidade ser muito maior que a vazão de contribuição calculada, será mantido esse valor considerando a falta de manutenção dessas grelhas gerando uma considerável perda de capacidade ao longo da vida útil da obra.

10.4.3 Tubos coletores

Os tubos coletores servem para direcionar a vazão proveniente da precipitação da água da chuva até a caixa de retenção. No caso deste projeto, os tubos coletores são suspensos por apoios embaixo da ponte, de modo que sua declividade acompanha a declividade longitudinal da ponte.

A tubulação é de PVC e com diâmetro mínimo de 150 mm, de modo a se evitar possíveis entupimentos.

Para o coeficiente de Manning foi adotado o valor de 0,013.

Para o dimensionamento dos tubos coletores empregou-se a equação de Manning, mostrada abaixo:

$$Q = \frac{A}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

- n: coeficiente de Manning;
- R_h : raia hidráulico, em metros;
- I: declividade em metros;
- A: área da seção em m^2 ;

Tabela 32: Dimensionamento hidráulico dos tubos coletores

| Trecho | CARACTERÍSTICAS FÍSICAS | | | MANNING - VERIFICAÇÃO DE E LÂMINA | | | |
|--------|-------------------------|----------------------|------------------|-----------------------------------|---------------------|----------------------|-------|
| | Comprimento (m) | Declividade (m/m) | Diâmetro (mm) | Vazão (L/s) | Velocidade (m/s) | Lâmina d'água (%) | |
| CO1 | 6,5 | 0,0035 | 150 | 2,94 | 8,22 | 0,46 | 39,3% |
| CO2 | 6,5 | 0,0035 | 150 | 5,88 | 8,22 | 0,54 | 58,9% |
| CO3 | 6,5 | 0,0035 | 200 | 8,81 | 17,69 | 0,60 | 47,3% |
| CO4 | 6,5 | 0,0035 | 200 | 11,75 | 17,69 | 0,65 | 56,1% |
| CO5 | 6,5 | 0,0035 | 200 | 14,69 | 17,69 | 0,68 | 65,0% |
| CO6 | 6,5 | 0,0035 | 200 | 17,63 | 17,69 | 0,70 | 74,7% |
| CO7 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 20,57 | 52,17 | 0,74 | 41,4% |
| CO8 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 23,50 | 52,17 | 0,77 | 44,6% |
| CO9 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 26,44 | 52,17 | 0,79 | 47,7% |
| CO10 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 29,38 | 52,17 | 0,81 | 50,8% |
| CO11 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 32,32 | 52,17 | 0,83 | 53,8% |
| CO12 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 35,26 | 52,17 | 0,85 | 56,7% |
| CO13 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 38,19 | 52,17 | 0,87 | 59,7% |
| CO14 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 41,13 | 52,17 | 0,88 | 62,8% |
| CO15 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 44,07 | 52,17 | 0,89 | 65,8% |
| CO16 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 47,01 | 52,17 | 0,90 | 69,0% |
| CO17 | 6,5 | 0,0035 | 300 | 49,95 | 52,17 | 0,91 | 72,3% |
| CO18 | 6,5 | 0,0035 | 400 | 52,88 | 112,35 | 0,94 | 45,7% |
| CO19 | 6,5 | 0,0035 | 400 | 55,82 | 112,35 | 0,96 | 47,2% |
| CO20 | 6,5 | 0,0035 | 400 | 58,76 | 112,35 | 0,97 | 48,6% |

Como foi admitido que o tabuleiro é simétrico em relação ao mastro, o dimensionamento do outro lado será exatamente igual.

11 CONCLUSÃO

As pontes são obras de arte de características extremamente específicas, não existindo um projeto semelhante a outro. Os obstáculos impostos pela natureza surgem de infinitas formas exigindo diferentes soluções que desafiam a capacidade humana.

A ponte Orestes Quérica não foge à regra. Dentre as mais de 15 pontes que atravessam o rio Tietê, além de também ter um projeto único como cada uma delas, se destaca pela forma de concepção. As diferentes restrições as quais foi submetida, não a impediram de ser construída.

O estudo de tráfego da região foi analisado no início do trabalho e mostrou o porquê da necessidade de transpor o Rio Tietê naquele local. Através dele notamos como essa obra afeta as demais vias da cidade, mesmo com a falta de melhorias a montante da via que alimenta a ponte.

Além disso, por ser estaiada, a ponte demandou o estudo do método de anulação dos deslocamentos, descrito anteriormente de forma simplificada. O método se mostrou eficaz frente a delicada questão que é a correta aplicação de tensões em cada estai e seu próprio dimensionamento, o qual tem extrema importância frente a esbeltez da estrutura do tabuleiro que suporta.

Outro tópico que mereceu destaque foi o controle das flechas que no caso de uma ponte estaiada construído em segmentos, é uma tarefa extremamente complexa. Esse controle, porém é essencial para garantir que a obra seja executada corretamente, ou seja, sem desalinhamento entre as aduelas e respeitando o projeto geométrico.

Encontramos então todos os esforços que chegam à base do pilar e serão necessários para a escolha e dimensionamento da fundação. Além disso, serão importantes para cálculo de armaduras positivas e negativas de toda obra de arte. As principais cargas consideradas para descobrir esses esforços são: permanentes (peso próprio da estrutura, pavimento e guarda-rodas) e móveis (trem tipo e carga de multidão) considerando meio tabuleiro carregado e totalmente carregado, além das forças de vento.

Analisamos também as diferentes possibilidades de fundação e acabamos concluindo que o uso de tubulões a céu aberto e a ar comprimido, quando necessário, seriam a melhor opção, visto que têm maior vantagem construtiva e econômica frente aos outros tipos de fundação. Além destas vantagens a opção por este método construtivo é aquela que melhor se adapta ao canteiro de obras da ponte, que apresenta características e limitações específicas.

Assim como a fundação, o bloco onde se apoia o pilar da ponte também mereceu análise já que este suporta quase toda carga da obra e as transmite ao solo através dos tubulões. Chegamos à conclusão que este deveria ser pretendido (que foi a solução adotada na prática), devido ao complexo detalhamento da armadura passiva, caso fosse utilizada a solução por concreto armado.

Foi feito também o dimensionamento do sistema de drenagem da ponte, levando-se em conta a importância de manter a pista em condições seguras de operação. No dimensionamento, apesar da vazão de contribuição relativamente pequena, a baixa declividade levou a necessidade de uma tubulação com diâmetro de até 400 mm.

Por fim, muitos dos temas abordados foram tratados de forma analítica, ou seja, sem a apresentação de cálculos ou foram adotados modelos simplificados em relação ao caso real. Isso se deve ao fato de que a execução de tais cálculos seria demasiadamente longa e complexa e fugiria do objetivo deste Trabalho de Formatura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (1988). NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.

ABNT. (2014). NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.

Cardoso, A. M. (2013). Estudo da Rígidez Efetiva do Cabo de Pontes Estaiadas. São Carlos.

CETESB. (1986). *Drenagem Urbana: Manual de Projeto* (3^a ed.). São Paulo: CETESB/AECETESB.

DAEE/USP. (1999). *Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo*. São Paulo.

Debs, M. K., & Takeya, T. (2009). Introdução às Pontes de Concreto. São Carlos.

Fernandes, A. C., Sarmento, M. d., Santini, M. L., Lourençon, R. B., & Goes, W. P. (2013). Estudo da implantação e do Dimensionamento Estrutural de uma Ponte Sobre o Reservatório de Paraibuna Resultante da Duplicação da Rodovia Tamoios. São Paulo.

Hachich, W., Falconi, F., Saes, J. L., Frota, R., Carvalho, C., & Niyama, S. (s.d.). *Fundações - Teoria e Prática*. PINI.

Oyamada, R. N. (2004). Controle de flecha e adapatação por fluência em pontes construídas pelo método dos balanços sucessivos.

Oyamada, R., Oshiro, R., Cardoso, A. M., & Ishitani, H. (2014). Um método racional para aplicação de contraflechas em pontes construídas por segmentos sucessivos: pontes em consolos sucessivos e estaiadas. Uma aplicação real.

Stucchi, F. R. (2006). Notas de Aula. São Paulo.

Ytza, M. F. (2009). Métodos Construtivos de Pontes Estaiadas. São Paulo.